

przeegląd

11
2018
rocznik LXXIII
cena 25,00 zł
w tym 5% VAT

komunikacyjny



UKAZUJE SIĘ OD 1945 ROKU



Projektowanie, budowa, utrzymanie autostrad i dróg ekspresowych



2018 rokiem
Ernesta Malinowskiego

eISSN
2544-6037

ISSN
0033-22-32

Identyfikacja parametrów drogowych wpływających na prędkość odcinkową pojazdów samochodowych na drogach zamiejskich. Jak rozwiązać Węzeł Bielański. Konstrukcje nawierzchni dróg szybkiego ruchu - klasy A i S, na Dolnym Śląsku. Stan na koniec 2018r. Analiza kosztów budowy i utrzymania nawierzchni sztywnych i podatnych. Indywidualne projektowanie nawierzchni w kontraktach prowadzonych w formule „projektuj-buduj”. Badanie wpływu rodzaju asfaltu na odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na spękania odbite z wykorzystaniem urządzenia Texas Overlay Tester (TxOT). Zastosowanie kruszywa betonowego z recyklingu w mieszankach mineralno-cementowo-emulsyjnych. Przydatność materiałów pochodzących z recyklingu betonu przy realizacji budowli ziemnych i podłoża ulepszonych obiektów infrastruktury transportowej. Betony asfaltowe z udziałem katalizatora metaloorganicznego do nawierzchni autostrad i dróg ekspresowych. Analiza wpływu technologii wykończenia nawierzchni betonowych na wybrane cechy eksploatacyjne. Ocena terenowa spękań niskotemperaturowych i nośności nawierzchni wybranych odcinków dróg w Polsce Północno-Wschodniej. Procesy regeneracji mieszanek mineralno-asfaltowych

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 przesyłać 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

W celu usprawnienia i przyspieszenia procesu publikacji prosimy o zastosowanie się do poniższych wymagań dotyczących nadsyłanego materiału:

1. Tekst artykułu powinien być napisany w jednym z ogólnodostępnych programów (np. Microsoft Word). Wzory i opisy wzorów powinny być wkomponowane w tekst. Tabele należy zestawić po zakończeniu tekstu. Ilustracje (rysunki, fotografie, wykresy) najlepiej dołączyć jako oddzielne pliki. Można je także wstawić do pliku z tekstem po zakończeniu tekstu. Możliwe jest oznaczenie miejsc w tekście, w których autor sugeruje wstawienie stosownej ilustracji lub tabeli. Obowiązuje odrębna numeracja ilustracji (bez rozróżniania na rysunki, fotografie itp.) oraz tabel.
2. Całość materiału nie powinna przekraczać 12 stron w formacie Word (zalecane jest 8 stron). Do limitu stron wlicza się ilustracje załączane w odrębnych plikach (przy założeniu że 1 ilustracja = 1/2 strony).
3. Format tekstu powinien być jak najprostszy (nie stosować zróżnicowanych stylów, wcięć, podwójnych i wielokrotnych spacji itp.). Dopuszczalne jest pogrubienie, podkreślenie i oznaczenie kursywą istotnych części tekstu, a także indeksy górne i dolne. **Nie stosować przypisów.**
4. Nawiązania do pozycji zewnętrznych - cytaty (dotyczy również podpisów ilustracji i tabel) oznacza się numeracją w nawiasach kwadratowych [...]. Numerację należy zestawić na końcu artykułu (jako „Materiały źródłowe”). Zestawienie powinno być ułożone alfabetycznie.
5. Jeżeli Autor wykorzystuje materiały objęte nie swoim prawem autorskim, powinien uzyskać pisemną zgodę właściciela tych praw do publikacji (niezależnie od podania źródła). Kopie takiej zgody należy przesłać Redakcji.

Artykuły wnoszące wkład naukowy podlegają procedurom recenzji merytorycznych zgodnie z wytycznymi MNiSW, co pozwala zaliczyć je, po opublikowaniu, do dorobku naukowego (z punktacją przyznawaną w toku oceny czasopism naukowych – aktualnie jest to **8 punktów**).

Do oceny każdej publikacji powołuje się co najmniej dwóch niezależnych recenzentów spoza jednostki. Zasady kwalifikowania lub odrzucenia publikacji i ewentualny formularz recenzencki są podane do publicznej wiadomości na stronie internetowej czasopisma lub w każdym numerze czasopisma. Nazwiska recenzentów poszczególnych publikacji/numerów nie są ujawniane; raz w roku (w ostatnim numerze oraz na stronie internetowej) czasopismo podaje do publicznej wiadomości listę recenzentów współpracujących.

Przygotowany materiał powinien obrazować własny wkład badawczy autora. Redakcja wdrożyła procedurę zapobiegania zjawisku Ghostwriting (z „ghostwriting” mamy do czynienia wówczas, gdy ktoś wniósł istotny wkład w powstanie publikacji, bez ujawnienia swojego udziału jako jeden z autorów lub bez wymienienia jego roli w podziękowaniach zamieszczonych w publikacji). Tekst i ilustracje muszą być oryginalne i niepublikowane w innych miejscach (w tym w internecie). Możliwe jest zamieszczanie artykułów, które ukazały się w materiałach konferencyjnych i podobnych (na prawach rękopisu) z zaznaczeniem tego faktu i po przystosowaniu do wymogów publikacyjnych „Przeglądu Komunikacyjnego”.

Korespondencję inną niż artykuły do recenzji prosimy kierować na adres: **listy@przeglad.komunikacyjny.pwr.wroc.pl**

Redakcja pisma oferuje objęcie patronatem medialnym konferencji, debat, seminariów itp. Szczegóły na: <http://przeglad.komunikacyjny.pwr.wroc.pl/patron.html>
Ceny są negocjowane indywidualnie w zależności od zakresu zlecenia. Możliwe są atrakcyjne upusty. Patronat obejmuje:

- ogłaszanie przedmiotowych inicjatyw na łamach pisma,
- zamieszczanie wybranych referatów / wystąpień po dostosowaniu ich do wymogów redakcyjnych,
- publikację informacji końcowych (podsumowania, apele, wnioski),
- kolportaż powyższych informacji do wskazanych adresatów.

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.





Na okładce: Węzeł AOW, fot. Grzegorz Kilian, BBKS-PROJEKT

Szanowni P.T. Czytelnicy

Przekazujemy kolejny numer *Przeгляdu Komunikacyjnego* jest on poświęcony problemom projektowania, budowy i utrzymania autostrad, dróg ekspresowych. Są to zagadnienia aktualne wobec intensywnej rozbudowy sieci dróg w Polsce. Pierwszy artykuł poświęcony jest pomiarom prędkości odcinkowej na drogach zamiejskich różnych kategorii (drogi krajowe, wojewódzkie, powiatowe). Na podstawie własnych badań Autor określił zależność tej prędkości od szerokości pasa ruchu, pobocza, krętości i dostępności drogi. W kolejnym artykule Autor przedstawia własną koncepcję funkcjonowania tzw. węzła Bielańskiego we Wrocławiu. Prezentując koncepcje dalszego funkcjonowania Autor proponuje likwidację tego węzła a jego funkcję miałyby przenieść nowo projektowane węzły w pewnych odległościach. Kolejny artykuł prezentuje konstrukcje nawierzchni jakie zostały wybudowane na autostradach i drogach ekspresowych w obszarze Dolnego Śląska, którymi zarządza oddział GDDKiA we Wrocławiu. Występujące nawierzchnie są typu podatnego i sztywnego oraz są dostosowane do przeniesienia kategorii ruchu KR7. W kolejnym artykule Autorzy analizują koszty budowy i utrzymania nawierzchni podatnych i sztywnych. W konkluzji stwierdzają, że koszty budowy nawierzchni sztywnych i podatnych są porównywalne. Natomiast koszty utrzymania nawierzchni sztywnych są znacznie mniejsze od podatnych. W następnym artykule Autorzy omawiają indywidualne projektowanie konstrukcji nawierzchni w kontraktach realizowanych w systemie projektuj-buduj. W konkluzji Autorzy stwierdzają, że w tym systemie występuje zmniejszenie kosztów budowy, przy jednoczesnym przeniesieniu ryzyka na wykonawcę. Kolejny artykuł prezentuje metodę badań mieszanek mineralno-asfaltowych, pozwalającą określić jej cechy, które odpowiadają za spękania odbite. Następny artykuł poświęcony jest wykorzystaniu kruszywa pochodzącego z recyklingu betonu do mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych. Podobną tematyką zajmują się Autorzy w kolejnym artykule, gdzie przedstawiają wyniki badań zastosowania kruszywa z recyklingu betonu do ulepszonego podłoża oraz kształtowania skarp i nasypów drogowych. Kolejny artykuł prezentuje wyniki badań betonu asfaltowego z udziałem katalizatora metaloorganicznego do stosowania w nawierzchniach autostrad i dróg ekspresowych. Dodatek ten powoduje odporność mieszanek na odkształcenia trwałe. Następny artykuł przedstawia wyniki pomiarów równości i makrotekstury w nawierzchniach betonowych i wpływ tych parametrów na poziom hałasu. W kolejnym artykule Autorzy prezentują problem występowania spękań niskotemperaturowych na sieci dróg w Polsce północno-wschodniej. W konkluzji stwierdzają, że większą intensywność tych spękań występuje w konstrukcjach z mieszankami z wysokimi modulami sztywności. Ostatni artykuł w numerze prezentuje ciekawy problem występowania procesów regeneracji w mieszankach mineralno-asfaltowych w kontekście wydłużenia ich żywotności.

Życzę naszym czytelnikom dobrej lektury.
Redaktor Naczelny
Prof. Antoni Szydło

W numerze

Identyfikacja parametrów drogowych wpływających na prędkość odcinkową pojazdów samochodowych na drogach zamiejskich Robert Ziółkowski	2
Jak rozwiązać Węzeł Bielański Maciej Kruszyna	6
Konstrukcje nawierzchni dróg szybkiego ruchu - klasy A i S, na Dolnym Śląsku. Stan na koniec 2018r. Arkadiusz Polecki	10
Analiza kosztów budowy i utrzymania nawierzchni sztywnych i podatnych Antoni Szydło, Piotr Mackiewicz	14
Indywidualne projektowanie nawierzchni w kontraktach prowadzonych w formule „projektuj-buduj” Bartosz Budziński, Stanisław Majer	20
Badanie wpływu rodzaju asfaltu na odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na spękania odbite z wykorzystaniem urządzenia Texas Overlay Tester (TxOT) Piotr Jaskuła, Cezary Szydłowski, Marcin Stienss	24
Zastosowanie kruszywa betonowego z recyklingu w mieszankach mineralno-cementowo-emulsyjnych Łukasz Skotnicki, Jarosław Kuźniowski	30
Przydatność materiałów pochodzących z recyklingu betonu przy realizacji budowli ziemnych i podłoża ulepszonego obiektów infrastruktury transportowej Bartłomiej Krawczyk, Elżbieta Stilger-Szydło	37
Betony asfaltowe z udziałem katalizatora metaloorganicznego do nawierzchni autostrad i dróg ekspresowych Paweł Mieczkowski, Robert Jurczak, Bartosz Budziński	44
Analiza wpływu technologii wykończenia nawierzchni betonowych na wybrane cechy eksploatacyjne Piotr Mackiewicz, Antoni Szydło	49
Ocena terenowa spękań niskotemperaturowych i nośności nawierzchni wybranych odcinków dróg w Polsce Północno-Wschodniej Piotr Jaskuła, Mariusz Jaczewski, Dawid Rys, Marek Pszczola	55
Procesy regeneracji mieszanek mineralno-asfaltowych Eryk Mączka	60

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),
Józef 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
Zurkowski

Deklaracja o wersji pierwotnej czasopisma

Główną wersją czasopisma jest wersja elektroniczna.
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.

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 archiwalny 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 Wolczuk, przem@dodo.pl

Reklama:

Dział Marketingu: sitk.baza@gmail.com

Nakład: 800 egz.

Identyfikacja parametrów drogowych wpływających na prędkość odcinkową pojazdów samochodowych na drogach zamiejskich

Identification of road parameters affecting the sectional speed of motor vehicles on rural roads



Robert Ziolkowski

Dr inż.

Katedra Budownictwa i Inżynierii
Drogowej, Wydział Budownictwa
i Inżynierii Środowiska,
Politechnika Białostocka

robert.ziolkowski@pb.edu.pl

Streszczenie: Podstawowymi czynnikami determinującymi prędkość poruszania się kierowców na drogach zamiejskich są właściwości geometryczne zaprojektowanej drogi oraz warunki ruchowe. Badania prędkości chwilowej są częstym obiektem badań polskich jak i zagranicznych natomiast niewiele uwagi poświęcono dotychczas badaniom prędkości odcinkowej. W artykule przedstawiono wyniki badań prędkości odcinkowej przeprowadzonej na zamiejskich odcinkach dróg krajowych, wojewódzkich i powiatowych. Odcinki badawcze były zlokalizowane w województwie podlaskim. Do pomiarów prędkości wykorzystano zestaw kamer z funkcją automatycznego rozpoznawania tablic rejestracyjnych. W ramach przeprowadzonych badań i analiz, wykorzystując narzędzia analizy statystycznej, ustalono istotność wpływu szerokości pasa ruchu, szerokości pobocza, dostępności drogi oraz jej krętości na średnie prędkości odcinkowe w grupie dróg krajowych, wojewódzkich i powiatowych.

Słowa kluczowe: Prędkość odcinkowa; Parametry geometryczne drogi

Abstract: The basic factors determining the driving speed of drivers on rural roads are geometric properties of the designed road and traffic conditions. Spot speed investigations and analysis are a frequent object of both Polish and foreign research, while little attention has been given to sectional speed studies. The article presents the results of sectional speed tests carried out on rural sections of national, regional and county roads. The research sections were located in the Podlasie Voivodship. A set of cameras with the function of automatic recognition of number plates was used for speed measurements. As part of the conducted research and analyses, applying the tools of statistical analysis, the significance of the influence of the width of the lane, shoulder width, road accessibility and its tortuosity on average sectional speeds in the group of national, provincial and county roads was determined.

Keywords: Sectional speed; Road geometry parameters

Podstawowymi czynnikami determinującymi prędkość poruszania się kierowców na drogach zamiejskich są właściwości geometryczne zaprojektowanej drogi oraz warunki ruchowe. Przy niskich natężeniach ruchu wzrasta swoboda manewrowania i ma miejsce wzrost prędkości jazdy. W takich warunkach prędkość z jaką poruszają się kierowcy będzie zależać przede wszystkim od geometrii drogi – jej przebiegu w planie i profilu [1,2].

Znajomość zachowań kierowców, a zwłaszcza prędkości z jakimi się poruszają jest bardzo ważna ponieważ jest podstawą do podejmowania skutecznych działań zmierzających do podniesienia poziomu bezpieczeństwa na drogach. Badania prędkości prowadzone są przede wszystkim na zamiejskich odcinkach dróg kra-

jowych [3,4,5], a drogi niższych klas są uwzględniane w badaniach sporadycznie. Prowadzone badania koncentrują się głównie na prędkościach chwilowych [6,7,8,9,10,11]. Również w terenach zurbanizowanych badania prędkości skupiają się zasadniczo na prędkości chwilowej. Prędkość chwilowa może być determinowana poprzez wiele czynników, które mogą występować punktowo, a przez to wnioskowanie o zachowaniach kierowców może prowadzić do błędnych konkluzji. Badania prędkości odcinkowej pozwalają wyeliminować takie chwilowe zróżnicowanie charakterystyki drogi, a przez to prędkość odcinkowa będzie lepiej odzwierciedlać zachowania kierowców w określonych warunkach. Z tego względu badania tego parametru i czynników go determinujących

stanowią cenne źródło informacji. Celem niniejszego artykułu jest zbadanie wpływu wybranych parametrów drogowych na prędkość odcinkową na drogach zamiejskich.

Obszar badawczy

Obszar badawczy objął łącznie 28 odcinków dróg zamiejskich. Pomiarów prowadzono na 10 odcinkach dróg krajowych (DK), 9 odcinkach dróg wojewódzkich (DW) i 9 odcinkach dróg powiatowych (DP). Wszystkie odcinki były zlokalizowane na obszarze województwa podlaskiego i były to drogi jednojezdniowe, dwupasowe z pobocznymi gruntowymi. Podstawowe parametry geometryczne odcinków badawczych przedstawiono w tabelach 1-3. Wytypowane do badań od-

Tab. 1. Charakterystyka geometryczna odcinków badawczych dróg krajowych

Odcinek badawczy/ Nr drogi	Klasa techniczna	Długość odcinka [m]	Szerokość pasa ruchu [m]	Szerokość pobocza [m]	Krętość [°]	Dostępność [1/km]
DK_1	GP	6600	3,5	1,5	16,3	4,7
DK_2	GP	8000	3,5	1,5	5,5	4,7
DK_3	GP	5000	3,5	1,5	1,8	4
DK_4	GP	6000	3,5	1,5	33,6	8
DK_5	GP	6300	3,5	1,5	20,7	6
DK_6	GP	5700	3,5	1,5	9,9	5,1
DK_7	G	6100	3,0	1,5	11,3	4,7
DK_8	G	5300	3,0	1,5	13,4	6,6
DK_9	G	7600	3,25	1,5	5,5	7,8
DK_10	G	7300	3,25	1,5	4,3	6,4

Tab. 2. Charakterystyka geometryczna odcinków badawczych dróg wojewódzkich

Odcinek badawczy/ Nr drogi	Klasa techniczna	Długość odcinka [m]	Szerokość pasa ruchu [m]	Szerokość pobocza [m]	Krętość [°]	Dostępność [1/km]
DW_1	G	3600	3.25	1.25	36.6	3,6
DW_2	Z	3620	3.00	1.00	10.59	1,4
DW_3	G	2640	3.0	1.00	16.91	4,5
DW_4	G	3010	3.25	1.25	23.40	3,7
DW_5	G	3320	3.00	1.25	33.05	1,8
DW_6	Z	9590	3.25	1.00	2.6	2,3
DW_7	Z	3840	2.75	1.00	45.39	5,2
DW_8	G	3220	3.00	1.00	56.47	2,2
DW_9	G	7760	3.25	1.25	61.70	2,6

Tab. 3. Charakterystyka geometryczna odcinków badawczych dróg powiatowych

Odcinek badawczy/ Nr drogi	Klasa techniczna	Długość odcinka [m]	Szerokość pasa ruchu [m]	Szerokość pobocza [m]	Krętość [°]	Dostępność [1/km]
DP_1	Z	2970	2.50	0.50	6.69	4
DP_2	Z	8380	2.75	0.75	8.03	3
DP_3	Z	3670	2.75	0.50	17.51	5
DP_4	Z	4300	3.00	0.75	33.54	5
DP_5	Z	2800	2.50	0.50	34.12	3
DP_6	Z	4710	2.75	0.50	41.82	6
DP_7	Z	4370	3.00	0.75	45.58	5
DP_8	Z	3320	2.50	0.50	58.00	4
DP_9	Z	3660	2.75	0.50	71.54	3

Tab. 4. Średnie prędkości i odchylenia standardowe badanych odcinków

Parametr	Drogi krajowe									
	DK_1	DK_2	DK_3	DK_4	DK_5	DK_6	DK_7	DK_8	DK_9	DK_10
V _{sr} [km/h]	92,6	87,7	89,3	85,5	86,4	92,5	84,8	94,5	92,5	90,5
SD [-]	10,6	11,6	9,3	8,2	9,1	11,3	8,1	11,5	11,2	12,1
Parametr	Drogi wojewódzkie									
	DW_1	DW_2	DW_3	DW_4	DW_5	DW_6	DW_7	DW_8	DW_9	
V _{sr} [km/h]	80,9	80,2	80,4	75,9	74,4	75,9	73,1	72,5	72,9	
SD [-]	13,5	12,8	8,9	9,6	11,5	12,2	10,5	9,4	10,9	
Parametr	Drogi powiatowe									
	DP_1	DP_2	DP_3	DP_4	DP_5	DP_6	DP_7	DP_8	DP_9	
V _{sr} [km/h]	77,6	90,5	77,5	79,8	74,8	70,6	81,8	66,9	76,0	
SD [-]	9,1	13,5	12,7	8,9	10,5	12,2	11,6	8,6	11,9	

cinki charakteryzowały się zmiennymi szerokościami pasów ruchu i poboczny gruntowych oraz zmienną krętością i dostępnością. Na wszystkich analizowanych odcinkach występowało administracyjne ograniczenie prędkości na poziomie 90 km/h. Stan techniczny nawierzchni określono wizualnie jako dobry. Długości odcinków pomiarowych wahały się od 5300 m do 8000 m w przypadku dróg krajowych, od 2640 m do 9590 m w przypadku dróg wojewódzkich i od 2800 m do 8380 m w przypadku dróg powiatowych.

Pomiary prędkości odcinkowej

Badania prędkości odcinkowej zostały wykonane za pomocą zestawu 2 kamer ANPR Rapier 50IQ (Automatic Number Plate Recognition) automatycznie rejestrujących i odczytujących tablice rejestracyjne przejeżdżających samochodów. Kamery ustawiano w dwóch punktach kontrolnych na początku i końcu badanego odcinka, gdzie każdy przejeżdżający pojazd był rejestrowany wraz z czasem rejestracji. W oparciu o znany czas przejazdu i długość odcinka badawczego obliczano prędkość odcinkową. Punkty pomiarowe każdorazowo lokalizowane były minimum 250 m od znaku D-43. Badania prędkości zostały przeprowadzone porze dziennej. W czasie pomiarów nie występowały żadne utrudnienia wpływające na warunki ruchu.

Wyniki i badań i ich analiza

Wcześniejsze badania autora w zakresie prędkości odcinkowych pozwoliły na stwierdzenie występowania istotnych różnic w prędkościach odcinkowych w powiązaniu ze strukturą rodzajową pojazdów. Stwierdzono, że średnie prędkości odcinkowe pojazdów ciężarowych są istotnie niższe od średnich prędkości samochodów osobowych i dostawczych przy braku takich istotnych różnic pomiędzy tymi dwoma ostatnimi grupami pojazdów. Z tego względu w dalszych analizach uwzględniono tylko dwie kategorie pojazdów: samochody osobowe i samochody dostawcze.

W tabeli 4 przedstawiono średnie wartości prędkości odcinkowej na odcinkach badawczych wraz z obliczonym odchyleniem standardowym

(SD). Liczba przy symbolu drogi (DK, DW, DP) jest liczbą porządkową badanego odcinka i nie wiąże się z istniejącą numeracją dróg publicznych.

Drogi krajowe w porównaniu do dróg wojewódzkich i powiatowych charakteryzują się lepszymi parametrami technicznymi. Taka sytuacja stwarza kierowcom dogodniejsze warunki do szybszej jazdy, co znalazło odzwierciedlenie w zarejestrowanych wartościach średnich prędkości. W grupie analizowanych odcinków badawczych najwyższe średnie prędkości zanotowano na drogach krajowych, a najniższe na drogach powiatowych. Najwyższa średnia prędkość w grupie dróg krajowych wyniosła 92,6 km/h i była o 14,5% wyższa od najwyższej średniej prędkości zarejestrowanej na drogach wojewódzkich (80,9 km/h) oraz tylko o 2,3% od najwyższej prędkości zarejestrowanej na drogach powiatowych (90,5 km/h). W przypadku dróg powiatowych zwraca uwagę duży rozrzut średnich prędkości. Rozrzut między maksymalną i minimalną średnią prędkością odcinkową zanotowany w grupie dróg powiatowych wyniósł 63,5% i był najwyższy. Najniższy rozrzut zanotowano w grupie dróg krajowych (9,2%), a w grupie dróg wojewódzkich rozrzut był niewiele wyższy i wyniósł 11,6%.

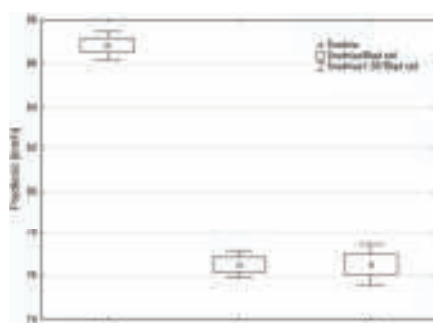
Na Rys. 1 przedstawiono wykres średnich prędkości odcinkowych z uwzględnieniem funkcji drogi. Z rysunku wyraźnie widać występujące różnice pomiędzy średnimi w zależności od klasy funkcjonalnej grupy odcinków badawczych. W celu ustalenia statystycznej istotności tych różnic przeprowadzono analizę wariancji, w wyniku której uzyskano potwierdzenie bardzo istotnej różnicy pomiędzy średnimi ($p = .0000$). W dalszych analizach wpływ poszczególnych parametrów drogowych na średnie prędkości odcinkowe analizowano osobno w grupie dróg krajowych, wojewódzkich i powiatowych.

Na rysunkach 2÷4 przedstawiono wyniki analiz statystycznych odzwierciedlające wpływ podstawowych parametrów geometrycznych drogi na średnią prędkość odcinkową. W analizach uwzględniono: szerokości pasa ruchu, szerokości pobocza, krętość i dostępność drogi. W przypadku dróg krajowych nie analizowano wpływu

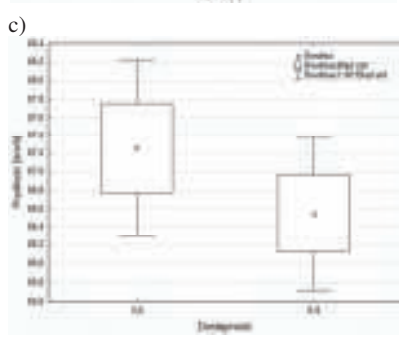
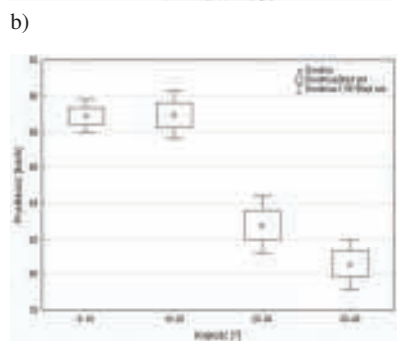
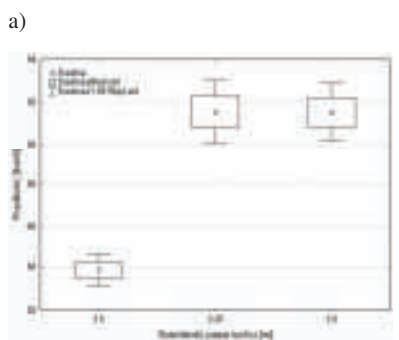
szerokości pobocza gruntowego z uwagi na jego stałą wartość wynoszącą 1,5 m.

Z rysunku 2a i 2b wynika, że w przypadku dróg krajowych średnia prędkość odcinkowa istotnie zależy od szerokości pasa ruchu oraz krętości drogi. W obu tych sytuacjach uzyskano bardzo wysoką istotność wpływu szerokości pasa ruchu (poziom $p = .0000$). Analizując wpływ szerokości pasa ruchu widać również, że w przypadku dróg o szerokości pasa ruchu 3,25 m

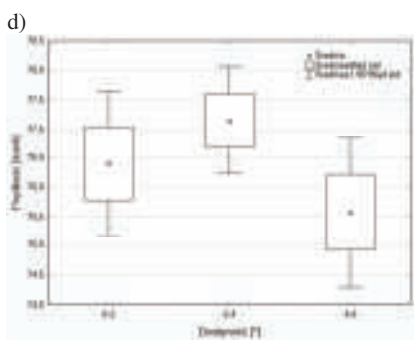
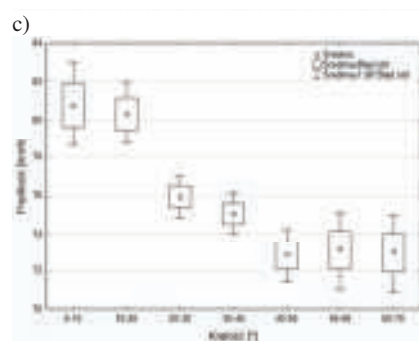
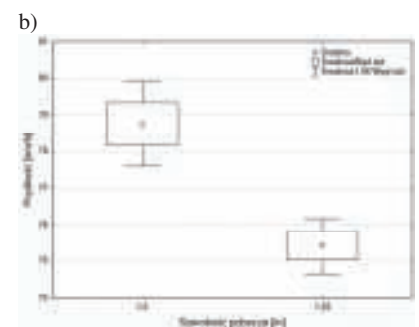
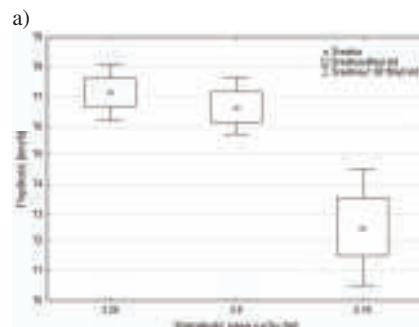
i 3,0 m średnie prędkości pozostają praktycznie na takim samym poziomie i, co charakterystyczne, jest to poziom wyższy w porównaniu do dróg o szerokości pasa ruchu 3,5 m. Analizując krętość dróg (Rys. 2b, 3c i 4c) i jej wpływ na średnią prędkość odcinkową z przedstawionych rysunków wyraźnie wynika fakt, że drogi niższych klas technicznych charakteryzują się wyższą krętością. W przypadku dróg krajowych i wojewódzkich wzrost krętości powyżej 20° istotnie wpływa na



1. Wartości średnich prędkości odcinkowych na badanych odcinkach dróg zamiejscowych



2. Zależność średniej prędkości odcinkowej na drogach krajowych od a) szerokości pasa ruchu b) krętości drogi c) dostępności drogi



3. Zależność średniej prędkości odcinkowej na drogach wojewódzkich od a) szerokości pasa ruchu b) szerokości pobocza c) krętości drogi d) dostępności drogi

spadek średniej prędkości odcinkowej. Dodatkowo dają się wyodrębnić dwie grupy jednorodnych, których jednorodność została potwierdzona w teście Post-hoc RIR Tukeya. Pierwszą grupę tworzą drogi o krętości do 20°, a w grupie drugiej znajdują się drogi o krętości powyżej 20°. Można również zauważyć wpływ dostępności drogi na spadek średniej prędkości jazdy (Rys. 2c) ale jest to wpływ statystycznie nieistotny ($p=0.27919$).

Dostępność drogi nie ma również istotnego wpływu na średnią prędkość odcinkową w przypadku dróg wojewódzkich ($p=0.12937$). Bardzo

istotny wpływ stwierdzono w przypadku szerokości pasa ruchu i pobocza gruntowego oraz krętości drogi (na poziomie p odpowiednio równym $p=0.00056$ oraz $p=0.0000$). Wpływ krętości na prędkość odcinkową w przypadku dróg wojewódzkich jest podobny jak na drogach krajowych. Wzrost krętości powyżej 20° przekłada się w na istotny spadek prędkości, a analizowane odcinki, w oparciu o test Post-hoc RIR Tukeya, można przyporządkować do dwóch jednorodnych grup (Rys. 3c). Jedną grupę tworzą drogi o krętości 0÷20°, a drugą drogi o krętości 20÷40°.

Analizując wpływ rozpatrywanych parametrów na średnią prędkość odcinkową na drogach powiatowych w oparciu o analizę wariancji stwierdzono bardzo istotny wpływ szerokości pasa ruchu (Rys. 4a), szerokości pobocza (Rys. 4b) oraz dostępności (Rys. 4c) - w każdym z tych przypadków $p=0.0000$. Nie stwierdzono, w przeciwieństwie do pozostałych odcinków badawczych, istotnego wpływu krętości drogi ($p=0.14177$).

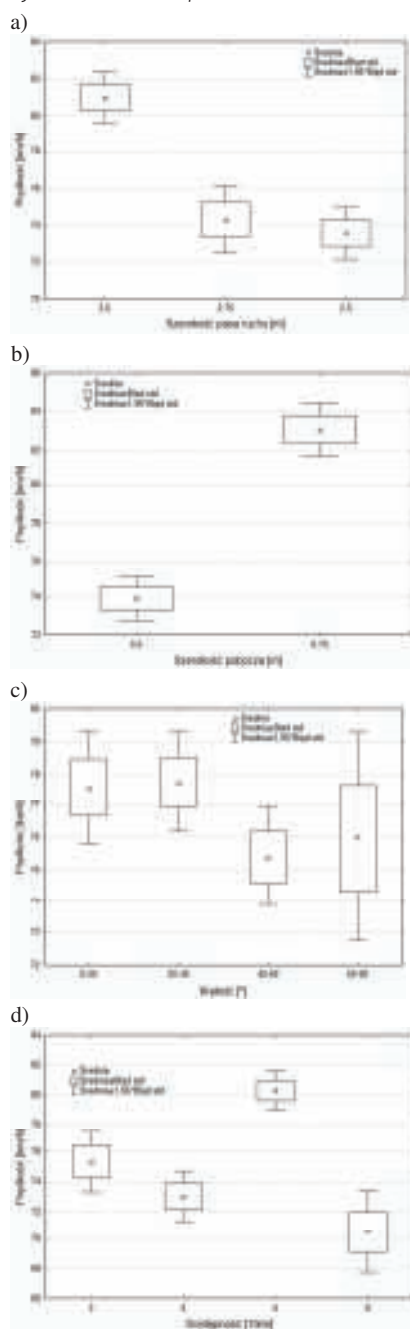
Wnioski

W artykule przedstawiono wyniki pomiarów prędkości odcinkowej przeprowadzonych na zamiejskich odcinkach dróg krajowych, wojewódzkich i powiatowych. Celem badań było określenie istotności wpływu wybranych parametrów drogowych na prędkość odcinkową pojazdów. W wyniku przeprowadzonych badań i analiz stwierdzono, że:

- w przypadku dróg krajowych prędkość odcinkowa pojazdów istotnie zależy od szerokości pasa ruchu i krętości drogi, a nie zależy od dostępności drogi,
- w przypadku dróg wojewódzkich prędkość odcinkowa pojazdów istotnie zależy od szerokości pasa ruchu i pobocza gruntowego oraz krętości drogi, a nie zależy od dostępności drogi,
- w przypadku dróg powiatowych prędkość odcinkowa pojazdów istotnie zależy od szerokości pasa ruchu i pobocza gruntowego oraz dostępności drogi, a nie zależy od jej krętości. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Gajda J. i inni. Pomiary parametrów ruchu drogowego. Kraków : Wydawnictwa AGH, 2012 r.
- [2] Kempa J.: Charakterystyki ruchu swobodnego na krzywoliniowych odcinkach dróg w planie. Biblioteka Główna Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy, Bydgoszcz, 2008
- [3] Gaca. S.: Badania prędkości pojazdów i jej wpływu na bezpieczeństwo ruchu drogowego, Zeszyty Naukowe, Inżynieria Lądowa Nr 75, Kraków 2002
- [4] Wojewódzki Program Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego w Województwie Podlaskim 2014-2020. Białystok 2013 r.
- [5] Prędkość pojazdów w Polsce. Raport z badań 2013. Krajowa Rada Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego.
- [6] Prędkość pojazdów w Polsce. Raport z badań 2014. Krajowa Rada Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego
- [7] Radalj T., Sultana S.: Trends in Driver Speed Behaviours on Western Australian Rural Road Network 2000 to 2013, Main Roads Western Australia, 2014
- [8] Semeida A.M.: Impact of highway geometry and posted speed on operating speed at multi-lane highways in Egypt, Journal of Advanced Research, Volume 4, Issue 6, November 2013, pp. 515-523
- [9] Ziółkowski R.: Badania prędkości pojazdów na wlotach skrzyżowań bez sygnalizacji świetlnej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska I Architektury Journal Of Civil Engineering, Environment And Architecture, JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/II/16), 2016, s. 393-400
- [10] Szczuraszek T.: Prędkość pojazdów w warunkach drogowego ruchu swobodnego. KILiW PAN, Warszawa 2008.
- [11] Goldenbeld Ch., Schagen I.: The effects of speed enforcement with mobile radar on speed and accidents: An evaluation study on rural roads in the Dutch province Friesland, Accident Analysis & Prevention, Volume 37, Issue 6, November 2005, pp. 1135-1144



4. Zależność średniej prędkości odcinkowej na drogach powiatowych od a) szerokości pasa ruchu b) szerokości pobocza c) krętości drogi d) dostępności drogi

Jak rozwiązać Węzeł Bielański

How to terminate the Bielany Interchange



Maciej Kruszyna

dr hab. inż. prof. PWr

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

maciej.kruszyna@pwr.edu.pl

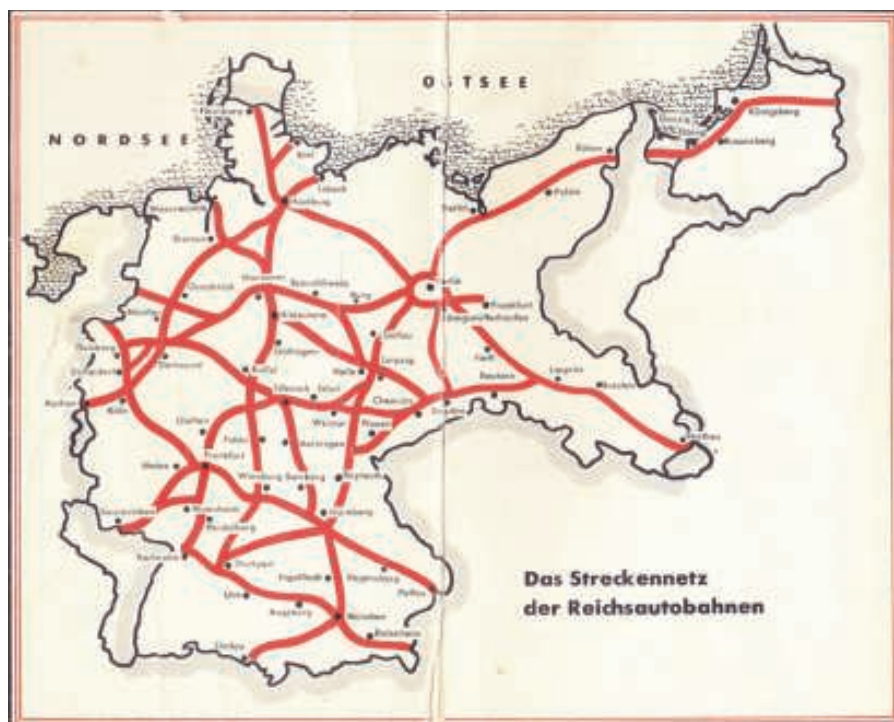
Streszczenie: W artykule podjęto tematykę projektowania węzłów drogowych w ujęciu ich rozplanowania, rozbudowy oraz lokalizacji w sieci drogowej. Jako studium przypadku analizowano węzeł "Bielany Wrocławskie" na autostradzie A4 i południowym wlocie do Wrocławia. Przedstawiono stan obecny (w tym aktualny remont) na tle historii budowy i przekształceń tego węzła. Pokazano uwarunkowania przestrzenne oraz ruchowe. Po analizie tych elementów autor stawia pytanie o przyszłość węzła. Czy najbardziej funkcjonalnym rozwiązaniem będzie dalsza przebudowa, czy może likwidacja węzła w tej lokalizacji? Przeprowadzone analizy mogą być wykorzystane w kształtowaniu sieci dróg ruchu szybkiego oraz w innych lokalizacjach niż analizowana w artykule.

Słowa kluczowe: Węzły drogowe; Autostrada A4; Bielany Wrocławskie

Abstract: The article discusses the design of road interchanges in terms of their layout, expansion and location in the road network. As a case study, the "Bielany Wrocławskie" interchange was analyzed on the A4 motorway and the southern inlet to Wrocław. Present state was presented (including current renovation) against the history of construction and transformations of this object. Spatial and movement conditions are shown. After analyzing these elements, the author asks about the future of the interchange. Will the most functional solution be further reconstruction or liquidation of the node in this location? The analyzes may be used in shaping the network of rapid traffic routes in other locations than analyzed in the article.

Keywords: Road interchanges; A4 motorway; Bielany Wrocławskie

Możliwość zastosowania jednego z klasycznych schematów węzła drogowego (koniczyna, turbina, węzeł maltański, trąbka itd.) weryfikuje sytuacja lokalna. Obok uwarunkowań przestrzennych (funkcje i kąty krzyżowanych dróg, dostępność i ukształtowanie terenu) istotne są (lub powinny być) uwarunkowania ruchowe, a przede wszystkim prognozowane natężenia i kierunki potoków ruchu. W przypadku prognozowania rozkładu ruchu istotna jest świadomość odnośnie przyszłej (i docelowej) sieci drogowej w okolicy rozpatrywanego węzła, ponieważ realizacja w przyszłości nowych tras oraz węzłów owocować może znaczną redystrybucją ruchu. Inaczej mówiąc, stan obecny w momencie projektowania węzła może ulec zmianie, w kontekście zwiększenia natężeń ruchu (a czasami zmniejszenia).



1. Mapa planowanej sieci autostrad III. Rzeszy (skan z atlasu BZ Atlas wydanie około 1933)



2. Lokalizacja węzła bielańskiego na tle okolicznej sieci drogowej (na bazie mapy <https://www.google.com/maps>)



3. Aktualny schemat węzła bielańskiego (na bazie zdjęcia <https://www.google.com/maps>)

szczenia) szczególnie w odniesieniu do konkretnych relacji. Jeżeli ukształtuje się łącznica bez możliwości ich rozbudowy, to w przyszłości należy się liczyć ze znaczną modyfikacją schematu węzła i kosztowną przebudową. W skrajnych przypadkach stosuje się najbardziej drastyczne rozwiązanie w postaci likwidacji węzła w pierwotnej formie i wybudowaniu nowego obiektu w bliższym lub dalszym sąsiedztwie od dotychczasowego. Opisane wyżej uwarunkowania dotyczą Węzła Bielańskiego (Bielany Wrocławskie) na południowym wlocie z autostrady A4 do Wrocławia. Jest więc ten węzeł „studium przypadku” opisanym w niniejszym artykule.

Historia i stan obecny węzła

Węzeł „Bielany Wrocławskie” powstał wraz z uruchomieniem pierwszych odcinków autostrady A4 przed drugą

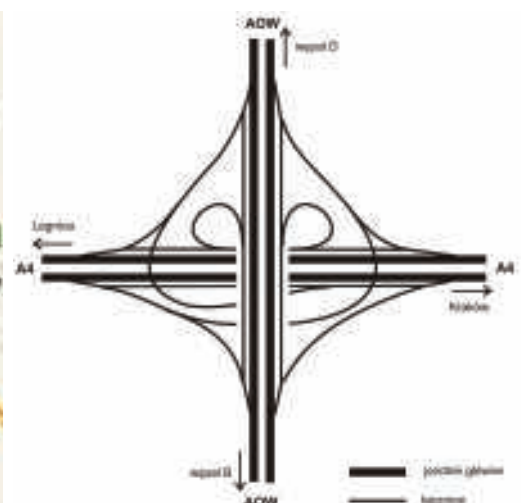
wojną światową. Historię budowy tej autostrady przybliży artykuł [1]. Czytamy w nim że: *odcinki współczesnej A4 znalazły się w planach stworzenia sieci autostrad kreślonych przez władze hitlerowskich Niemiec. Ich budowa była elementem interwencjonizmu państwowego i przygotowań wojennych, w których zakładano wykorzystanie nowoczesnych dróg samochodowych do szybkiego przetrzutu wojsk.* Planowaną sieć autostrad Trzeciej Rzeszy pokazano na rysunku 1. W latach 1934–1943, powstały dwujezdniowe odcinki: Krzyżowa – Wrocław (99 km) oraz jednojezdniowe Wrocław – Brzeg (ok. 41 km) i Nogowczyce – Gliwice (ok. 37 km) [1]. Oznaczono je jako: RAB 9 Berlin – Breslau (odcinek Berlin – Wrocław) i (niem.) RAB 29 Breslau – Oppeln – Gleiwitz – Beuthen (odcinek Wrocław – Opole – Gliwice – Bytom). Węzeł Bielany Wrocławskie w swojej początkowej formie miał schemat półkonicz-

ny. Wjazdy i zjazdy z autostrady miały charakter bezkolizyjny, a na krzyżującej się z autostradą drodze zrealizowano skrzyżowania. W latach dziewięćdziesiątych XX. wieku dobudowano dodatkowe łącznice przekształcając węzeł w pełną koniczynę, aczkolwiek bez normatywnych długości niektórych łącznic oraz pasów włączenia i wyłączenia. Lokalizację węzła na tle okolicznej sieci drogowej pokazuje mapa 2, a aktualny schemat zdjęcie 3.

Warto przypomnieć [1] że *budowa całej autostrady A4 trwała od 21 marca 1934 roku, kiedy podjęto prace między Legnicą a Wrocławiem, do 20 lipca 2016 roku, kiedy zakończono budowę odcinka od Rzeszowa do Jarosławia. Realizacja magistrali drogowej od granicy z Niemcami do granicy z Ukrainą nastąpiła w warunkach wielkich zmian politycznych i ekonomicznych na terenach, przez które przechodzi jej korytarz. Do 1945 roku budowana była jako niemiecka auto-*



4. Planowane zmiany lokalizacji węzłów dla autostrady A4 (z materiałów GDDKiA)



5. Schemat węzła Wrocław Południe (z raportu [3])

bahn łącząca Berlin z Górnym Śląskiem. Po wojnie, już w granicach Polski, powstawała początkowo jako połączenie Dolnego i Górnego Śląska z Krakowem, a następnie jako południowy szlak tranzytowy między Niemcami a Ukrainą. Ostateczny przebieg autostrady silnie związany był z przemianami politycznymi w Europie po 1989 roku, a zwłaszcza z przystąpieniem Polski do Unii Europejskiej. Na przyspieszenie inwestycji na przełomie XX i XXI wieku zasadniczy wpływ wywarło ustalenie paneuropejskich korytarzy transportowych i zasilenie polskiego drogownictwa unijnymi środkami finansowymi.

Na wielkość ruchu na węźle oraz jego strukturę i rozkład wpływa nie tylko lokalizacja w obszarze podmiejskim Wrocławia (jeden z głównych wjazdów do centrum aglomeracji), ale także sąsiedztwo wielkich obiektów handlowych oraz produkcyjnych realizowanych od lat 90. XX. wieku i stale powiększanych (np. nowe hale Amazona). Na podstawie informacji z [6] identyfikujemy w bezpośredniej bliskości drogowego węzła Bielany wielki kompleks sklepów wielkopowierzchniowych oraz największe w Polsce centrum handlowe "Aleja Bielany". Opodal znajdują się fabryki, dwa centra logistyczne oraz parki technologiczne o łącznej powierzchni ponad 240 tys. m². Dodatkowo, po północnej stronie autostrady A4 funkcjonuje ko-

lejne centrum handlowe.

Sytuację ruchową w okolicy węzła Bielany zmieniło wybudowanie Autostradowej Obwodnicy Wrocławia (otwarcie w roku 2010) oraz spięcie jej z autostradą A4 węzłem Wrocław Południe położonego w niedużej odległości na zachód od rozpatrywanego tu węzła.

Sytuacja na Węźle Bielańskim w świetle wymagań technicznych oraz wielkości ruchu

Przepisy regulujące zasady projektowania [5] i uwzględniające specyfikę ruchu na autostradach formułują wymagania odnośnie lokalizacji węzłów. Paragraf 9.1 rozporządzenia [5] podaje dopuszczalne odstępy między węzłami lub skrzyżowaniami oraz warunki stosowania zjazdów w celu zapewnienia wymaganego poziomu bezpieczeństwa ruchu drogowego. Droga klasy A powinna mieć powiązania z drogami klasy G i drogami wyższych klas, a odstępy między węzłami nie powinny być mniejsze niż 15 km, a w granicach lub sąsiedztwie dużego miasta lub zespołu miast – nie mniejsze niż 5 km. Dopuszcza się wyjątkowo pojedyncze odstępy nie mniejsze niż 5 km, a w granicach lub sąsiedztwie dużego miasta lub zespołu miast – nie mniejsze niż 3 km, jeżeli potrzeby funkcjonalno- ruchowe takie odstępy

uzasadniają, przy czym stosowanie na drodze klasy A zjazdów jest zabronione. Przez odstęp między węzłami lub skrzyżowaniami rozumie się odległość między punktami przecięć osi dróg na sąsiednich węzłach lub skrzyżowaniach.

Pożądanym jest zmierzanie do uzyskania normatywnych odległości między węzłami na autostradzie A4 w okolicy Wrocławia. Przykładowo, dla odcinka autostrady A4 na zachód od Wrocławia planuje się wiele przekształceń, w tym likwidację wytypowanych węzłów. Pokazuje to mapa 4. Niedaleko na zachód od węzła Bielany Wrocławskie przewiduje się likwidację węzła Pietrzykowice i zastąpienie go nowym obiektem (węzeł Strzegarnowice) lokalizowanym kilka kilometrów na zachód od dotychczasowego w celu zbilansowania odstępów pomiędzy węzłami dla odcinka: Kąty Wrocławskie – Wrocław. Zlikwidowane zostaną węzły: Jarosław, Udanin, Legnickie Pole i inne, a przebudowane będą m.in.: Kostomłoty i Kąty Wrocławskie. Przewiduje się przebudowę węzła Bielany Wrocławskie, z tym że zabudowa okolicy utrudnia drastyczną rozbudowę, a jakkolwiek rozbudowa nie zmieni faktu bliskiego sąsiedztwa z węzłem Wrocław Południe. Węzeł Wrocław Południe cechuje rozbudowany i funkcjonalny schemat (por. rys. 5) zrealizowany między innymi po analizach z raportu [3]. Uderzające są różnice jakości pomiędzy tym węzłem a Węzłem Bielańskim zwłaszcza względem porównywalnych natężeń ruchu. Zgodnie z GPR 2015 [4] summaryczne natężenie ruchu dobowego dla węzła Wrocław Południe to 88.305 P/d, a dla węzła Bielany Wrocławskie – 82.642 P/d.

Autorska propozycja rozwiązania węzła

Na bazie przedstawionych wyżej uwarunkowań konieczne wydaje się bardziej zdecydowane działanie dotyczące Węzła Bielańskiego. W artykule [2] pokazano proponowane modyfikacje w przebiegu dróg po południo-



6. Proponowane „rozwiązanie” węzła (na bazie mapy <https://www.google.com/maps>)

wej stronie Wrocławia. Koresponduje z tym mapa na rysunku 6. Dzisiejszy Węzeł Bielański na A4 proponowany jest do likwidacji. Wschodnia Obwodnica Wrocławia (WOW) jest tu poprowadzona bezpośrednio do nowego węzła na A4 z kontynuacją w kierunku AOW - S8 i DK35. Powyższe rozwiązania pozwolą ukształtować funkcjonalne połączenia pomiędzy drogami głównymi otaczającymi Wrocław od południa, zachodu i wschodu. Likwidacja węzła na A4 „rozgęści” połączenia z tą drogą w sąsiedztwie Wrocławia. Południowy wjazd do miasta ze strefy zewnętrznej nie będzie konfrontowany z wjazdami od autostrady – ruch przeniesie się na węzły lokalizowane bardziej na zachód (istniejące) i wschód (proponowane, nie mylić z istniejącym węzłem Wrocław Wschód zlokalizowanym jeszcze bardziej na wschód). Lokalizacja i rozplanowanie węzła „wschodniego” wymaga bardziej szczegółowych studiów. Obecnie w sąsiedztwie proponowanego węzła

znajduje się SPO. Możliwa jest jej likwidacja (przy wprowadzeniu innego systemu poboru opłat w Polsce) lub powiązanie z nowym węzłem (odcinek A4 pomiędzy wyżej omawianymi węzłami byłby bezpłatny, podobnie jak AOW, jako część systemu obwodnic Wrocławia). Docelowy system obwodnic pokazano na rysunku 7.

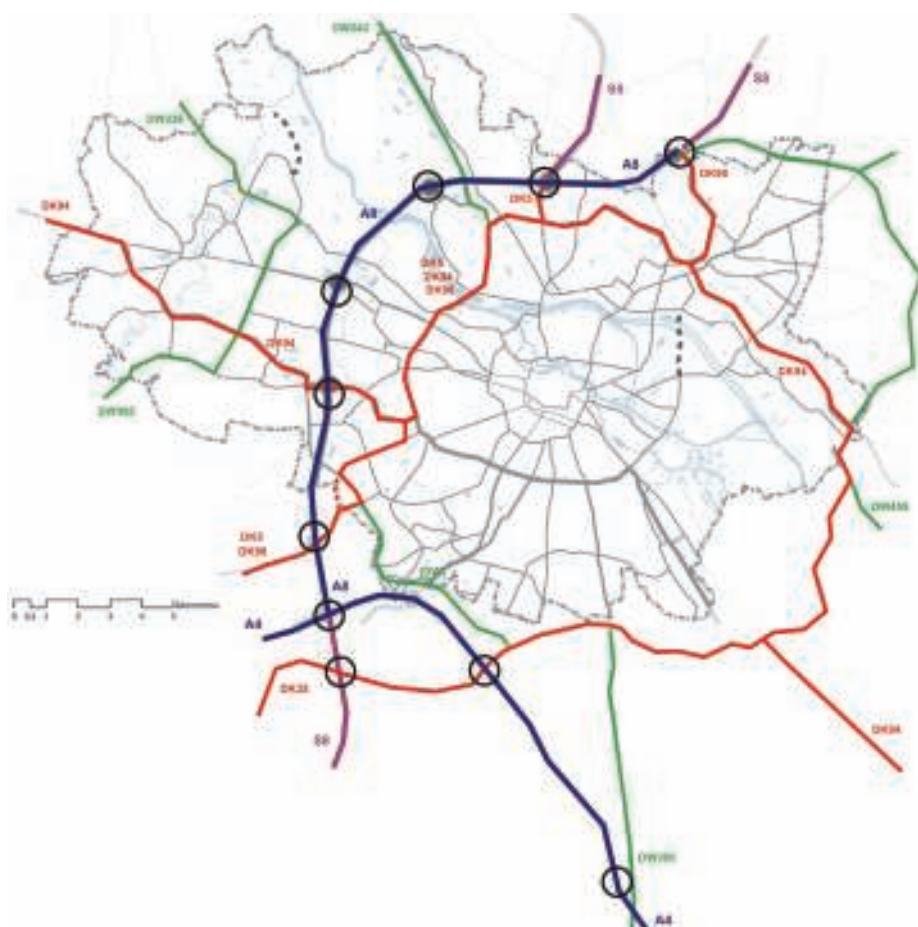
Podsumowanie

Proponowane przez autora „rozwiązanie” węzła ma charakter radykalny oznaczający likwidację w obecnym położeniu. Na podjęcie decyzji wpływ mogą mieć „sentymety” i „tradycja” lokacji węzła w tym właśnie miejscu. Uwarunkowania ruchowe oraz chęć stworzenia funkcjonalnej i normatywnej sieci dróg otaczających Wrocław i połączeń między nimi wskazują jednak na konieczność znacznej redystrybucji ruchu i jego uporządkowania. Wydaje się że proponowane rozwiązanie nie pogorszy dostępności do

obiektów lokalizowanych w sąsiedztwie obecnego węzła, a pozostawienie jedynie przejazdu nad autostradą w relacji Wrocław i jego otoczenie wydatnie przyczyni się do poprawy warunków ruchu, w tym jego bezpieczeństwa, co dotyczy również samej autostrady A4. Prowadzone w roku 2018 remonty łącznic powiązane z sukcesywnym wyłączaniem ich z ruchu, pokazały że możliwa jest obsługa otoczenia autostrady bez funkcjonowania łącznic (a w domyśle Węzła Bielańskiego). Wjazdy i wyjazdy z Wrocławia na autostradę odbywać się mogą z powodzeniem poprzez sąsiadujące węzły (w tym nowy w proponowanej lokalizacji). A zatem? Długo już mówi się o konieczności rozwiązania węzła. Czas podjąć decyzję. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Kaliński J., „Jak powstała autostrada A4?”, Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Jagiellońskiego, Prace Historyczne 144, z. 4 (2017), s. 833–855 www.ejournals.eu/Prace-Historyczne
- [2] Kruszyna M., Suchy G., „Logika uzupełnień głównej sieci drogowej”, Przegląd Komunikacyjny, 2015, R. 70, nr 10, s. 22-24
- [3] Kruszyna M., Szydło A., „Prognoza ruchu dla autostradowej obwodnicy Wrocławia”. Raporty Inst. Inż. Łąd. PWroc. 2005, Ser. SPR nr 95
- [4] Opoczyński K., „Synteza wyników GPR 2015 na zamiejskiej sieci dróg krajowych”, załącznik z wykazem GPR 2015 dla DK, GDDKiA Warszawa 2016 <https://www.gddkia.gov.pl/pl/2551/GPR-2015>
- [5] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (wersja: Załącznik do obwieszczenia Ministra Infrastruktury i Budownictwa z dnia 23 grudnia 2015 r., poz. 124)
- [6] Wikipedia: o Węzle Bielańskim, https://pl.wikipedia.org/wiki/Bielany_Wroc%C5%82awskie



7. Proponowany docelowy układ obwodnic oraz węzłów wokół Wrocławia (na bazie mapy ze Studium Uwarunkowań i Kierunków Zagospodarowania Przestrzennego Wrocławia 2018, <https://gim.um.wroc.pl/imap/?gmap=Studium2018>)

Konstrukcje nawierzchni dróg szybkiego ruchu - klasy A i S, na Dolnym Śląsku. Stan na koniec 2018r.

Pavement structures highways and expressways on the Lower Silesia area. State of the end 2018` s.



Arkadiusz Polecki

Generalna Dyrekcja Dróg
Krajowych i Autostrad
Oddział we Wrocławiu

apolecki@gddkia.gov.pl

Streszczenie: Notowany wzrost natężenia ruchu drogowego, zwiększenie całkowitej masy pojazdów ciężarowych oraz obciążenia poszczególnych osi pojazdów, spowodowały potrzebę szerokiego stosowania nawierzchni, które pozwalają na przenoszenie zwiększonych obciążeń. Artykuł przedstawia analizę jakościową i ilościową konstrukcji nawierzchni eksploatowanych na Dolnym Śląsku dróg szybkiego ruchu – autostrad i dróg ekspresowych. Wskazano także podział na odcinki poszczególnych dróg klas A i S na obszarze działania wrocławskiego oddziału GDDKiA.

Słowa kluczowe: Autostrada; Droga ekspresowa; Konstrukcja nawierzchni

Abstract: The current increase in road traffic, an increase in the total weight of lorries and the load on individual vehicle axles, have resulted in the need for widespread use of pavements, which allow the transmission of increased loads. The article presents a qualitative and quantitative analysis of the pavement structure used on lower Silesia's highways and expressways and division into individual sections of classes A and S in the area of operation of the Wrocław branch of GDDKiA has been demonstrated.

Keywords: Highways; Expressway; Pavement structure

Aktualnie w Polsce długość sieci dróg krajowych wynosi ponad 19.300 km. Na koniec roku 2018 pozostaje w użytkowaniu 3471,95 km dróg szybkiego ruchu, w tym: 1638,450 km autostrad i 1833,500 km dróg ekspresowych. Długość całej sieci dróg krajowych na Dolnym Śląsku wynosi 1309,433 km (1774,264 km w rozwinięciu na jedną jezdnię), z czego około 435 km stanowią drogi szybkiego ruchu.

Długość dróg szybkiego ruchu

Długość dróg szybkiego ruchu na Dolnym Śląsku (rys. 1) wynosi łącznie

435,452 km, co stanowi 12,54% wszystkich dróg szybkiego ruchu w Polsce. Na terenie działania wrocławskiego oddziału GDDKiA 49% sieci stanowią drogi klasy A i S. Wszystkie drogi szybkiego ruchu na Dolnym Śląsku posiadają konstrukcję, która pozwala na przeniesienie obciążenia 115 kN/oś.

Łącznie długość autostrad na obszarze administrowanym przez GDDKiA Oddział we Wrocławiu wynosi 222,278 km co stanowi 13,57% wszystkich autostrad w Polsce. Na Dolnym Śląsku eksploatowane są: Autostrada A-4 o długości 193,965 km, łącząca granicę z Niemcami na zachodzie z granicą województwa na

wschodzie; autostrada A-8 o długości 22,722 km, która stanowi autostradą obwodnicę Wrocławia (AOW); autostrada A-18 o długości 5,591 km między węzłem Golinice (dk 18) a węzłem Krzyżowa (A-4).

Łącznie długość dróg ekspresowych na terenie Dolnego Śląska wynosi 213,174 km co stanowi 11,63% wszystkich dróg ekspresowych w Polsce. Na obszarze administrowanym przez GDDKiA Oddział we Wrocławiu eksploatowane są: droga ekspresowa S-3 o długości 100,328 km, łącząca granicę województwa na północy z Bolkowem na południu (docelowo z granicą z Re-



1. Sieć dróg krajowych i szybkiego ruchu na Dolnym Śląsku.
Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu



2. Odcinki autostrad na terenie Dolnego Śląska.
Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

publiką Czeską); droga ekspresowa S-5 o długości 53,450 km, łącząca granicę województwa na północy z autostradą obwodnicą Wrocławia (AOW); droga ekspresowa S-8 o długości 59,396 km, która łączy autostradą obwodnicą Wrocławia (AOW) z granicą województwa (kierunek na Warszawę).

Konstrukcje nawierzchni

Konstrukcja nawierzchni (nawierzchnia) to zespół odpowiednio dobranych warstw, którego celem jest rozłożenie naprężeń od kół pojazdów na podłożu gruntowe nawierzchni oraz zapewnienie bezpieczeństwa i komfortu jazdy pojazdów. Konstrukcja nawierzchni spoczywa na podłożu gruntowym lub na warstwie ulepszonego podłoża.

Sztywna konstrukcja nawierzchni składa się z warstwy nawierzchniowej wykonanej z betonu cementowego (dyblowana lub nie, kotwiona lub nie, zbrojona lub nie), warstwy poślizgowej, podbudowy zasadniczej wykonanej z mieszanek niezwiązanych, betonów asfaltowych, mieszanek związanych spoiwami hydraulicznymi, podbudowy pomocniczej (źródło: Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych, s. 16-19).

Konstrukcja nawierzchni podatnej – konstrukcja nawierzchni, w której warstwy ścieralna i wiążąca wykonane są z mieszanek mineralno-asfaltowych, a żadna z warstw podbudowy zasadniczej nie jest wykonana z materiałów związanych spoiwami hydraulicznymi. (źródło: Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych, s. 15).

Na autostradach użytkowanych na terenie Dolnego Śląska występują zarówno konstrukcje nawierzchni sztywne jak i konstrukcje nawierzchni podatne. Przedmiotowe konstrukcje nawierzchni zostały wykonane z betonów cementowych, jak również z mieszanek mineralno-asfaltowych.

Autostrady o sztywnej konstrukcji nawierzchni to: A-4 odcinek o długości ok. 154 km (Jędrzychowice – Bielany Wrocławskie) oraz A-18 o długości ok. 5,5 km (Golnice – Krzyżowa). Lokalizacja odcinków o konstrukcji sztywnej została przedstawiona na rysunku nr 2 (odcinki nr 1, 2, 3, 6). Rodzaje konstrukcji sztywnych zostały przedstawione w tabelach nr 1 – 3. Autostrady o podatnej konstrukcji nawierzchni to A-4 odcinek

o długości ok. 40 km (Bielany Wrocławskie – granica województwa) oraz A-8

o długości ok. 22,7 km (Wrocław Południe – Wrocław Psie Pole). Lokalizacja

Tab. 1. Konstrukcja autostrady A-4 odcinek nr 1. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
27 cm	jezdna, dyblowana i kotwiona	Beton cementowy B-40, wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach R28 = 40 MPa, rozciąganie przy zginaniu 5,5 MPa, rozciąganie przy rozłupywaniu 3,3 MPa, napowietrzenie 3%, nasiąkliwość do 5%.
< 1 cm	poślizgowa	Włókna, 500 g/m ²
18 cm	podbudowa	Beton cementowy wytrzymałość na ściskanie Rm ≥ 6 – 9 MPa (chudy beton)
15 cm	mrozochronna	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5
20 cm	mrozochronna	Kruszywo Naturalne Stabilizowane Mechanicznie – wtórny moduł odkształcenia (płyta naciskowa VSS) E2 ≥ 120 MPa
	podłoże	Grunt rodzimy E2 ≥ 60 MPa

Tab. 2. Konstrukcja autostrady A-4 i A-18 odcinki nr 2 i nr 6. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
7 cm	górna jezdna	Beton cementowy B-35, Mieszanka betonowa 0/16, R28 = 35 MPa, napowietrzenie 4,5%, nasiąkliwość do 5%.
19 cm	dolna jezdna, dyblowana i kotwiona	Beton cementowy B-35, Mieszanka betonowa 0/32 (grysy z przekruszonych starych płyt betonowych), R28 = 35 MPa, napowietrzenie 4,5%, nasiąkliwość do 5%.
15 cm/20 cm	podbudowa	Gruntocement R7 ≥ 4,0 MPa, R28 ≥ 6,0 MPa, wskaźnik mrozoodporności 0,7
15 cm	mrozochronna	Grunt niespoisty z istniejącego korpusu drogowego G1 i G2.
	podłoże	Grunt rodzimy

Tab. 3. Konstrukcja autostrady A-4 odcinek nr 3. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
27 cm	jezdna, dyblowana i kotwiona	Beton cementowy B-40, R28 = 40 MPa, rozciąganie przy zginaniu 5,5 MPa, nasiąkliwość do 5%.
< 1 cm	poślizgowa	Włókna
20 cm	podbudowa	Beton cementowy Rm ≥ 6,0 – 9,0 MPa (chudy beton)
35 cm	mrozochronna	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 150 MPa
15 cm	ulepszone podłoże	Grunt stabilizowany cementem, Rm = 1,5 – 2,5 MPa
	podłoże	Grunt rodzimy

Tab. 4. Konstrukcja autostrady A-4 odcinek nr 4. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

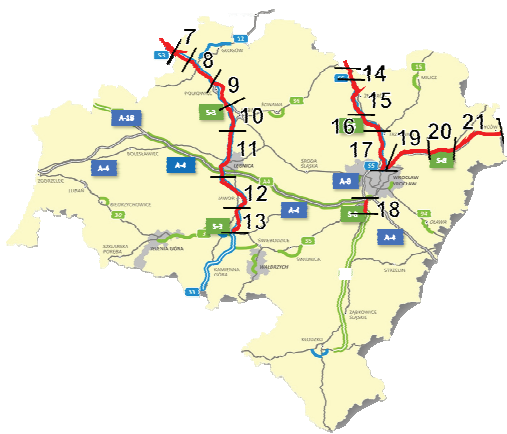
Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
4 cm	ścieralna	Mieszanka mineralno-asfaltowa – SMA 11 S (mastyks gryswowy)
8 cm	wiąząca	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 W (beton asf. o wysokim module sztywności)
16 cm	podbudowa	Mieszanka mineralno-asfaltowa – BA 0/25 (AC 25 P) (beton asfaltowy)
22 cm	podbudowa niezwiązana	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 200 MPa
20 cm	podbudowa pomocnicza	Kruszywo Naturalne Stabilizowane Mechanicznie – 0/20; E2 ≥ 160 MPa
20 cm	mrozochronna	Mieszanka niezwiązana, kalifornijski wskaźnik nośności CBR > 15%
	podłoże	Grunt rodzimy E2 ≥ 60 MPa

Tab. 5. Konstrukcja autostrady A-4 odcinek nr 4. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
4 cm	ścieralna	Mieszanka mineralno-asfaltowa – SMA 11 S
8 cm	wiąząca	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 W
18 cm	podbudowa	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 P
22 cm	podbudowa niezwiązana	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 180 MPa
25 cm	mrozochronna	Mieszanka niezwiązana, CBR > 40%, E2 ≥ 150 MPa
	podłoże	Grunt rodzimy E2 ≥ 40 MPa

Tab. 6. Konstrukcja drogi ekspresowej S-3 odcinek nr 9. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
4 cm	ścieralna	Mieszanka mineralno-asfaltowa – SMA 11 S
10 cm	wiąząca	Mieszanka mineralno-asfaltowa – AC 16 W (beton asfaltowy)
16 cm	podbudowa	Mieszanka mineralno-asfaltowa – AC 22 P
15 cm	podbudowa niezwiązana	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 180 MPa
14 cm	technologiczna (podbudowa pomocnicza)	Mieszanka C90/3 niezwiązana, CBR > 35%,
20-35 cm	mrozochronna	Mieszanka niezwiązana, CBR > 35%, E2 ≥ 140 MPa
50 cm	górna warstwa nasypu/wykopu	Grunt G1, E2 ≥ 100 MPa
	podłoże	Grunt rodzimy



3. Odcinki dróg ekspresowych na terenie Dolnego Śląska.
Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu



4. Konstrukcje nawierzchni dróg klasy A i S na Dolnym Śląsku.
Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

odcinków o konstrukcji podatnej została umieszczona na rysunku nr 2 (odcinki nr 4, 5). Rodzaje konstrukcji podatnych zostały przedstawione w tabelach nr 4 – 5.

Konstrukcje nawierzchni dróg ekspresowych

Na drogach ekspresowych użytkowanych na terenie administrowanym przez GDDKiA Oddział we Wrocławiu występują tylko podatne konstrukcje nawierzchni, których wszystkie warstwy wykonane zostały z mieszanek mineralno-asfaltowych. Lokalizacja odcinków dróg ekspresowych o konstrukcji podatnej została umieszczona na rysunku nr 3.

Odcinki dróg ekspresowych, których podatna konstrukcja nawierzchni zawiera warstwy wiążące i podbudowy są wykonane z betonu asfaltowego (mieszanki mineralno asfaltowej) zostały zaprezentowane na rysunku nr 3. Są to odcinki dróg S-3 nr 9 i nr 12 oraz S-8 nr 20. Rodzaje konstrukcji podatnych zostały przedstawione w tabelach nr 6 – 8.

Odcinki dróg ekspresowych, których podatna konstrukcja nawierzchni zawiera warstwy podbudowy i wiążącej wykonane z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (mieszanki mineralno asfaltowej) zostały zaprezentowane na rysunki nr 3. Są to odcinki drogi S-3 nr: 7, 8, 10, 11, 13; odcinki drogi S-5 nr: 14, 15, 16, 17; odcinki drogi S-8 nr: 18, 19, 21. Rodzaje konstrukcji podatnych zostały przedstawione w tabelach nr 9 – 16.

Podsumowanie

Gigantyczny wzrost natężenia ruchu drogowego, zwiększenie całkowitej masy pojazdów ciężarowych oraz obciążenia poszczególnych osi pojazdów,

Tab. 7. Konstrukcja drogi ekspresowej S-3 odcinek nr 12. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
4 cm	ścieralna	Mieszanka mineralno-asfaltowa – SMA 11 S
8 cm	wiąząca	Mieszanka mineralno-asfaltowa – AC 16 W
18 cm	podbudowa	Mieszanka mineralno-asfaltowa – AC 22 P
20 cm	podbudowa niezwiązana	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 180 MPa
30 cm	górna warstwa nasypu/wykopu	Grunt G1, lub grunt stabilizowany cementem, E2 ≥ 80 MPa
	podłoże	Grunt rodzimy

Tab. 8. Konstrukcja drogi ekspresowej S-8 odcinek nr 20. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
4 cm	ścieralna	Mieszanka mineralno-asfaltowa – SMA 0/12,8 S
9 cm	wiąząca	Mieszanka mineralno-asfaltowa – BA (AC) 0/20 W
18 cm	podbudowa	Mieszanka mineralno-asfaltowa – BA (AC) 0/25 P
20 cm	podbudowa niezwiązana	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 180 MPa
12 cm	ulepszone podłoże	Grunt stabilizowany cementem, Rm = 2,5 MPa
15 cm	ulepszone podłoże	Grunt stabilizowany cementem, Rm = 1,5 MPa
	podłoże	Grunt rodzimy

Tab. 9. Konstrukcja drogi ekspresowej S-3 odcinki nr 7 i nr 8. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
4 cm	ścieralna	Mieszanka mineralno-asfaltowa – SMA 11 S
10 cm	wiąząca	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 W
13 cm	podbudowa	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 22 P
20 cm	podbudowa niezwiązana	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 180 MPa
15 cm	mrozoochronna	Mieszanka niezwiązana, CBR > 40%
10 cm	technologiczna	Mieszanka stabilizowana cementem, C1,5/2,0
50 cm	górna warstwa nasypu/wykopu	Grunt G1
	podłoże	Grunt rodzimy

Tab. 10. Konstrukcja drogi ekspresowej S-3 odcinek nr 10. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
4 cm	ścieralna	Mieszanka mineralno-asfaltowa – SMA 11 S
10 cm	wiąząca	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 W (lepiszcze 20/30)
12 cm	podbudowa	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 P (lepiszcze 20/30)
20 cm	podbudowa niezwiązana	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 180 MPa
15 cm	mrozoochronna	Mieszanka C90/3 niezwiązana CBR > 35%, E2 ≥ 140 MPa
10 cm	technologiczna	Mieszanka C90/3, CBR > 40%
50 cm	górna warstwa nasypu/wykopu	Grunt G1 lub grunt stabilizowany cementem, E2 ≥ 120 MPa
	podłoże	Grunt rodzimy

Tab. 11. Konstrukcja drogi ekspresowej S-3 odcinek nr 11. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
4 cm	ścieralna	Mieszanka mineralno-asfaltowa – SMA 11 S
8 cm	wiążąca	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 W
15 cm	podbudowa	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 22 P (lepszcze 20/30)
20 cm	podbudowa niezwiązana	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 180 MPa
15 cm	mrozochronna	Mieszanka niezwiązana, CBR > 35%, E2 ≥ 150 MPa
25 cm	górna warstwa nasypu/wykopu	Grunt G1, grunt stabilizowany cementem Rm = 2,5 MPa, E2 ≥ 100 MPa
	podłoże	Grunt rodzimy

Tab. 12. Konstrukcja drogi ekspresowej S-3 odcinek nr 13. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
4 cm	ścieralna	Mieszanka mineralno-asfaltowa – SMA 11 S
11 cm	wiążąca	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 W
12 cm	podbudowa	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 P
20 cm	podbudowa niezwiązana	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 180 MPa
10 cm	wzmocniająca	Mieszanka 0/31,5 (C90/3), niezwiązana; CBR ≥ 60%, E2 ≥ 140 MPa
25 cm	górna warstwa nasypu/wykopu	Grunt G1, lub grunt stabilizowany cementem, E2 ≥ 80 MPa
	podłoże	Grunt rodzimy

Tab. 13. Konstrukcja drogi ekspresowej S-5 odcinek nr 14. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
4 cm	ścieralna	Mieszanka mineralno-asfaltowa – SMA 11 S
8 cm	wiążąca	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 W
16 cm	podbudowa	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 P
22 cm	podbudowa niezwiązana	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 180 MPa
20 cm	mrozochronna	Mieszanka 0/31,5 niezwiązana; CBR > 30%, E2 ≥ 120 MPa
20 cm	ulepszone podłoże	Grunt stabilizowany cementem, Rm = 5,0 MPa
30 cm	górna warstwa nasypu/wykopu	Grunt G1, E2 ≥ 100 MPa
	podłoże	Grunt rodzimy

Tab. 14. Konstrukcja drogi ekspresowej S-5 odcinek nr 15. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
4 cm	ścieralna	Mieszanka mineralno-asfaltowa – SMA 11 S
8 cm	wiążąca	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 W
14 cm	podbudowa	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 P
20 cm	podbudowa niezwiązana	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 180 MPa
15 cm	ulepszone podłoże	Grunt stabilizowany cementem, Rm = 2,5 MPa (C1,5/2)
35 cm	górna warstwa nasypu/wykopu	Grunt G1, E2 ≥ 80 MPa
	podłoże	Grunt rodzimy

Tab. 15. Konstrukcja drogi ekspresowej S-5 odcinek nr 16 i nr 17. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
4 cm	ścieralna	Mieszanka mineralno-asfaltowa – SMA 11 S
11 cm	wiążąca	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 W
11 cm	podbudowa	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 P
20 cm	podbudowa niezwiązana	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 180 MPa
30 cm	mrozochronna	Mieszanka niezwiązana, CBR > 35%, E2 ≥ 140 MPa
30 cm	górna warstwa nasypu/wykopu	Grunt G1, lub grunt stabilizowany cementem, E2 ≥ 60 MPa
	podłoże	Grunt rodzimy

Tab. 16. Konstrukcja drogi ekspresowej S-8 odcinki nr 18, nr 19, nr 21. Źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu

Grubość	Rodzaj warstwy	Rodzaj materiału
4 cm	ścieralna	Mieszanka mineralno-asfaltowa – SMA 11 S
8 cm	wiążąca	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 W (lepszcze 20/30)
18 cm	podbudowa	Mieszanka mineralno-asfaltowa – ACWMS 16 P (lepszcze 20/30)
22 cm	podbudowa niezwiązana	Kruszywo Łamane Stabilizowane Mechanicznie – 0/31,5; E2 ≥ 180 MPa
25 cm	mrozochronna/odsączająca	Mieszanka niezwiązana, CBR > 40%, E2 ≥ 140 MPa
15-25 cm	ulepszone podłoże	Grunt stabilizowany cementem, Rm = 2,5 MPa
	podłoże	Grunt rodzimy

spowodowały potrzebę szerokiego stosowania nawierzchni, które pozwalają na przeniesienie zwiększonych obciążeń (Szydło A., s. 25). Jednocześnie zwiększyły się wymagania dotyczące cech eksploatacyjnych nawierzchni, długości eksploatacji oraz trwałości zmęczeniowej nawierzchni.

Długość dróg szybkiego ruchu na Dolnym Śląsku o konstrukcji, która pozwala na przeniesienie obciążenia 115 kN/oś, wynosi łącznie 435,452 km. Stanowi to 6,6 % wszystkich dróg krajowych – 115 kN/oś w Polsce. Jest to również 33,26% dróg krajowych na terenie administrowanym przez GDDKiA Oddział we Wrocławiu.

Na Dolnym Śląsku 159,043 km dróg klasy A i S posiada sztywną konstrukcję nawierzchni a na długości 276,409 km dróg szybkiego ruchu, dominuje nawierzchnia podatna (źródło: GDDKiA Oddział we Wrocławiu). Autostrady i drogi ekspresowe o konstrukcji sztywnej (kolor czerwony) i o konstrukcji podatnej (kolor czarny) przedstawiono na rysunku nr 4.

Dolny Śląsk jako region nadgraniczny, jest ważnym elementem szlaków transportowych w Polsce i w Europie. Graniczy z Niemcami na zachodzie i Republiką Czeską na południu.

Sieć dróg krajowych, w tym szybkiego ruchu - drogi klas A i S, pomimo dużego zróżnicowania konstrukcji nawierzchni, jest odpowiednio przygotowana do szybkiego, komfortowego i bezpiecznego prowadzenia ciężkiego ruchu tranzytowego oraz ruchu lokalnego. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych. Politechnika Wrocławska, GDDKiA. Warszawa 2014
- [2] Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych. Politechnika Gdańska, GDDKiA. Warszawa 2014
- [3] Szydło A. „Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego. Teoria. Wymiarowanie. Realizacja”. Polski Cement Sp. z o. o. Kraków 2004.
- [4] GDDKiA Oddział we Wrocławiu. Wydział Technologii – Laboratorium Drogowe. Archiwum podręczne.

Analiza kosztów budowy i utrzymania nawierzchni sztywnych i podatnych

Analysis of the costs of construction and maintenance of rigid and flexible pavements



Antoni Szydło

Prof. dr hab. inż.

Politechnika Wrocławska,
Zakład Dróg i Lotnisk

antoni.szydlo@pwr.edu.pl



Piotr Mackiewicz

Dr hab. inż.

Politechnika Wrocławska,
Zakład Dróg i Lotnisk

piotr.mackiewicz@pwr.edu.pl

Streszczenie: Koszty budowy oraz przyszłego utrzymania dróg ekspresowych i autostrad mają istotny wpływ na wybór technologii ich budowy. Przedmiotem artykułu jest analiza kosztów budowy i utrzymania nawierzchni sztywnych (betonowych) oraz podatnych (z mieszanek mineralno-asfaltowych) w Polsce. Przeanalizowano dla wybranych konstrukcji nawierzchni sztywnych i podatnych autostrad i dróg ekspresowych technologie budowy i scenariusze utrzymania w okresie eksploatacji. Określono koszty budowy i utrzymania tych nawierzchni w warunkach krajowych. Jako wyjściowy poziom cen przyjęto IV kwartał 2015 roku. Na podstawie analizy kosztów budowy i utrzymania analizowanych konstrukcji wykazano przewagę nawierzchni sztywnych z betonu cementowego, szczególnie jeśli chodzi o aspekt utrzymania nawierzchni. Ocenę kosztów wykonano dla okresu 30 lat eksploatacji. Nawierzchnie betonowe na sieci drogowej w Polsce stosowane są już od ponad 20 lat. Buduje się je zarówno na drogach niskich klas oraz na drogach najwyższych klas tj. autostradach i drogach ekspresowych.

Słowa kluczowe: Nawierzchnie betonowe; Nawierzchnie asfaltowe; Koszty budowy; Koszty utrzymania

Abstract: The costs of construction and the future maintenance of expressways and motorways have a significant impact on the choice of technologies for their construction. The subject of the article is the analysis of the costs of construction and maintenance of rigid (concrete) and flexible (asphalt mixtures) pavements in Poland. The construction technologies and maintenance scenarios in service were analysed for selected pavement constructions of rigid and flexible motorways and expressways. The costs of construction and maintenance of these pavements in national conditions were determined. The fourth quarter of 2015 was adopted as the initial price level. On the basis of the analysis of the costs of construction and maintenance of the analysed structures, the advantage of rigid constructions made of cement concrete was demonstrated, especially in the aspect of the surface maintenance. The cost assessment was carried out for 30 years of exploitation. The concrete pavements on the road network in Poland have been used for over 20 years. They are present both on low-class roads and on the highest class roads, i.e. motorways and expressways.

Keywords: Concrete pavement; Asphalt pavement; Construction costs; Maintenance costs

Obecny wiek charakteryzuje się zwiększonymi obawami dotyczącymi środowiska. Dotyczy to zarówno niekorzystnego oddziaływania na środowisko jak i zużycia i eksploatacji materiałów w tym na budowę nawierzchni drogowych. Tematyka oceny "przyjaznych dla środowiska" aspektów produkcji materiałów do budowy dróg jest tematem rozległym obejmującym zarówno koszty społeczne, gospodarcze oraz bezpośrednie inwestora. Dyskusje nad kosztami tych nawierzchni obserwuje się w administracjach drogowych wielu krajów w Europie i na świecie. Przy budowie nawierzchni można uwzględnić: koszty związane z oddziaływaniem na mikroklimat,

koszty dotyczące oświetlenia sztucznego nawierzchni w nocy, koszty wpływające na zużycie paliwa przez pojazd, koszty odpadów i materiałów pochodzących z recyklingu, koszty recyklingu nawierzchni pod koniec okresu użytkowania.

Dla oceny efektywności zastosowania poszczególnych technologii prowadzi się różne Analizy Kosztów Cyklu Życia nawierzchni [4], [3]: LCA – Life Cycle Assessment – Ocena Cyklu Życia, LCI - Life Cycle Inventory – Analiza zbioru w cyklu życia, LCC – Life Cycle Costing – Koszt Cyklu Życia. Procedura LCA polega na ocenie wpływu produktu lub usługi na środowisko w całym okresie życia produktu lub usłu-

gi. Proces obliczania LCA obejmuje zdefiniowanie celów i zakresu, analizę zasobów, ocenę wpływu na środowisko i interpretację wyników. Wyrobem w technice LCA może być zarówno konkretny przedmiot, jak i cały proces produkcji lub usługi. Istotą tej metody jest nastawienie nie tylko na ocenę wyniku końcowego danego procesu technologicznego, ale także oszacowanie i ocena konsekwencji całego procesu dla środowiska naturalnego. Proces oceny jest ciągły – w miarę napływu nowych danych i weryfikacji jakości otrzymywanych danych. Problemy te reguluje norma PN-EN ISO 14040:2009 Zarządzanie środowiskowe – Ocena cyklu życia – Zasady i struktura.

Procedura LCI jest to etap gromadzenia danych potrzebnych do realizacji LCA. Jest to „prosty” proces podliczenia i „zaksięgowania” wszystkich elementów wchodzących w skład ocenianego systemu – np. surowce, materiały, energia, woda, emisje do powietrza, wody, gleby w podziale na poszczególne substancje itd. Analiza ta jest potencjalnie bardzo złożona, ponieważ obejmuje wszystkie procesy w całym łańcuchu dostaw (np. wydobycie surowców, poszczególne etapy procesu produkcji, transport itp.). Proces obejmuje zbieranie danych i procedury obliczeniowe, ilościowo określa wejścia i wyjścia dla danego systemu wyrobu w okresie jego cyklu życia. Zebranie danych odbywa się w celu sporządzenia obszernego bilansu wszystkich elementów energetycznych i chemicznych pobieranych ze środowiska, tych, które wchodzą do systemu, i które opuszczają system jako emisje do środowiska.

Procedura LCC jest to suma wszystkich kosztów ponoszonych podczas cyklu życia wyrobu („od kołyski aż po grób” – działalność inwestycyjno-remontowa, wytwórcza, faza użytkowania i likwidacji). LCC obejmuje jedynie bezpośrednie koszty finansowe ponoszone w związku z eksploatacją produktu lub realizacją usługi, bez uwzględnienia wpływu na środowisko (czyli LCA).

W amerykańskiej administracji drogowej od 2008 roku w 33 stanach stosuje się procedurę LCC. W Polsce jak na razie brak jest tego typu studiów i analiz.

W niniejszej publikacji skupiono uwagę na bezpośrednich kosztach związanych z wybudowaniem i utrzymaniem nawierzchni sztywnych i podatnych. Analizy obejmują proste obliczenia uwzględniające dłuższy okres eksploatacji obu nawierzchni wg poziomu cen z 2015 roku.

Przyjęte założenia techniczne do analizy kosztów budowy

Do analizy kosztów budowy przyjęto konstrukcje nawierzchni z katalogów tj. z „Katalogu typowych konstrukcji na-

wierzchni podatnych i półsztywnych” z 2014 roku oraz „Katalogu typowych konstrukcji nawierzchni sztywnych” z 2014 roku. Dla obu rodzajów konstrukcji przyjęto założenie, że typowe rozwiązania dolnych warstw konstrukcji i warstwy ulepszonego podłoża są takie same. Przyjęto, że wtórny moduł na górnej powierzchni podbudowy pomocniczej wynosi 120 MPa. Przyjęto rodzaj podłoża jako TYP 1-G1. Dlatego nie obliczano kosztów budowy dla tego typu wzmocnienia podłoża. Przyjęto dla obu rodzajów konstrukcji nawierzchni okres eksploatacji równy 30 lat. W analizach obciążenia ruchem przyjęto dwie opcje.

Opcja 1

Przyjęto, że analizowane konstrukcje przeniosą 90 000 000 osi standardowych o nacisku 100 kN. Wartość taką przyjęto dlatego, że konstrukcje podatne dla ruchu kategorii KR7 zaprojektowano dla ok. 90 000 000 osi 100 kN. Dla nawierzchni sztywnych dla kategorii ruchu KR7 obliczeniowa liczba osi 100 kN wynosi 220 000 000. Liczba 90 000 000 osi 100 kN dla nawierzchni sztywnych oznacza ruch kategorii KR6.

Opcja 2

Dla tej opcji przyjęto, że konstrukcje nawierzchni przeniosą określoną liczbę sylwetek pojazdów. Przyjęto następujące natężenie ruchu:

- samochody ciężarowe bez przyczep-1200 na dobę na pas,
- samochody ciężarowe z przyczepami-3300 na dobę na pas,
- autobusy-200 na dobę na pas.

Przeliczając powyższą strukturę na osie standardowe 100 kN w okresie 30 lat otrzymano:

- nawierzchnie podatne - 79 670 000 osi 100 kN – ruch kategorii-KR7.
- nawierzchnie sztywne - 148 360 000 osi 100 kN - ruch kategorii-KR7

Ponadto przyjęto, że dla konstrukcji podatnych warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej typu - SMA oraz beton asfaltowy typu - AC spełniają wymagania WT-2 2014. *Mieszanki mineralno-asfaltowe dla dróg krajowych.*

Wymagania techniczne.

Kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie spełnia wymagania WT-4 2010. *Mieszanki niezwiązane dla dróg krajowych. Wymagania techniczne.*

Mieszanki związane C5/6 spełniają wymagania WT-5 2010 *Mieszanki związane spoiwem hydraulicznym dla dróg krajowych. Wymagania techniczne.*

Nawierzchnie sztywne są zbudowane z betonu cementowego C35/45 i wytrzymałości na zginanie-5,5 MPa oraz klasie ekspozycji XF4. Beton jest dwuwarstwowy, górna warstwa z tzw. odkrytym kruszywem.

Podbudowy z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie spełniają wymagania WT-4 2010. *Mieszanki niezwiązane dla dróg krajowych. Wymagania techniczne.*

Podbudowy z betonu asfaltowego spełniają wymagania WT-2/ 2014. *Mieszanki mineralno-asfaltowe dla dróg krajowych. Wymagania techniczne.*

Podbudowy z mieszanek związanych C8/10 spełniają wymagania WT-5 2010 *Mieszanki związane spoiwem hydraulicznym dla dróg krajowych. Wymagania techniczne.*

Dla nawierzchni sztywnych przyjęto, że obowiązują OST, zatwierdzone przez GDDKiA.

Konstrukcje podatne dla ruchu KR7

Podatne konstrukcje nawierzchni, które przyjęto do analizy kosztów budowy i utrzymania dla ruchu KR7 przedstawiono na rys. 1, 2, 3. Analizowano konstrukcje z podbudową zasadniczą z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie, z mieszanki mineralno-asfaltowej typu beton asfaltowy oraz z mieszanki związanej spoiwem cementowym.

Konstrukcje sztywne dla ruchu KR6 i KR7

W przypadku sztywnych konstrukcji nawierzchni, które wzięto do analizy kosztów budowy i utrzymania uwzględniono dwie kategorie ruchu KR6 i KR7. Należy przypomnieć, że liczba osi standardowych nawierzchni sztywnych dla KR6 odpowiada liczbie

osi nawierzchni podatnych dla KR7. Schematy tych konstrukcji przedstawiono na rys. 4 - 9. Analizowano konstrukcje z takimi samymi podbudowami zasadniczymi jak dla nawierzchni podatnych.

Koszty budowy

Przyjęto obliczenia kosztów budowy dla odcinka drogi klasy S-droga ekspresowa o długości 1 km i szerokości 10 m tj. 10 000 m². Ponadto w kosztach budowy dla celów porównawczych pomijamy dla wszystkich analizowanych konstrukcji wszystkie koszty związane z transportem zarówno materiałów wsadowych dla wytwórni jak i gotowych materiałów do miejsca wbudowania. Całkowicie pominięto kwestie związane z oznakowaniem poziomym w obydwu przypadkach. Ceny R, M i S oraz koszty zakupu, pośrednie i wskaźniki zysku przyjęto na podstawie aktualnych stawek wg Sekocenbud (IV kwartał 2015) w związku z czym pominięto koszty transportu opierając się na kosztach

Tab. 1. Zestawienie kosztów przyjęte do analiz

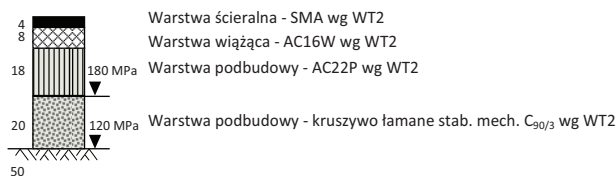
okres	Koszty pośrednie, %	Koszty zakupu, %	Zysk, %	Robocizna, %
IV kw 2010	64,70	8,20	11,70	13,76
IV kw. 2011	64,30	8,60	11,40	13,91
IV kw. 2012	63,60	8,60	11,00	13,90
IV kw. 2013	62,80	8,30	10,50	13,61
IV kw. 2014	63,00	7,80	10,30	13,62
IV kw. 2015	62,80	7,50	10,30	13,90

zakupów wg Sekocenbud. (IV kwartał 2015). Przyjęto ceny średnie dla robót inżynierskich.

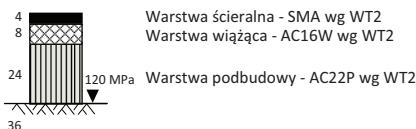
Z powodu braku danych w Sekocenbud na podstawie wywiadu z wykonawcami przyjęto że koszt zespołu maszyn dla nawierzchni betonowej z obsługą to 5000,00 zł/h. Wydajność to około 50 mb/h - koszt wbudowania 1 m² kształtuje się na poziomie 10 zł. W tabeli 1 podano koszty pośrednie, zakupu, zyski i robociznę przyjęte do analiz.

Na podstawie powyższych założeń uzyskano wyniki obliczeń kosztów budowy dla analizowanych konstrukcji nawierzchni dla roku 2015, które przedstawiono na rys. 10 uwzględniając różne rodzaje podbudów.

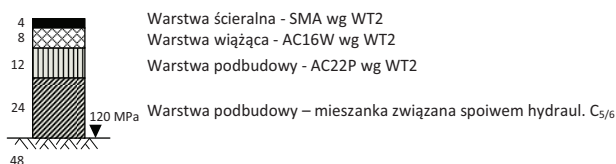
Warto zauważyć, że dla danego typu podbudowy koszty budowy nawierzchni podatnej KR7 są większe w porównaniu do nawierzchni sztywnych dla KR6, a także KR7. Dotyczy to kosztów dla trzech typów podbudów. Stosunki kosztów nawierzchni podatnych do sztywnych dla ruchu KR6 wynoszą odpowiednio: 1.41 (podbudowa z kruszywa), 1.72 (podbudowa z bet. asfaltowego) oraz 1.42 (podbudowa z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym), natomiast w stosunku do nawierzchni sztywnej dla ruchu KR7: 1.36 (podbudowa z kruszywa), 1.39 (podbudowa z bet. asfaltowego) oraz 1.33 (podbudowa z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym).



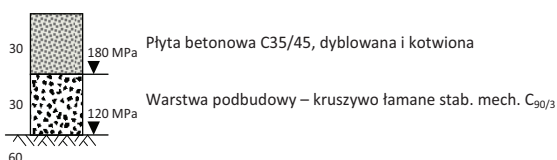
1. Konstrukcja podatna z podbudową z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie typ A1-KR7 na podłożu TYP1-G1



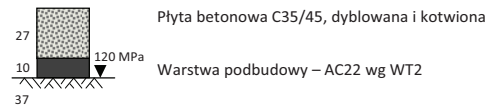
2. Konstrukcja podatna z podbudową z mieszanki mineralno-asfaltowej typu beton asfaltowy typ B-KR7 na podłożu TYP1-G1



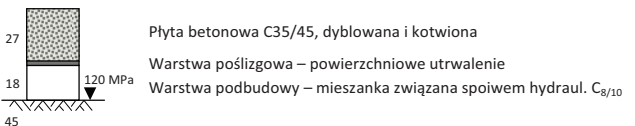
3. Konstrukcja podatna z podbudową z mieszanki związanej spoiwem cementowym typ C-KR7 na podłożu TYP1-G1



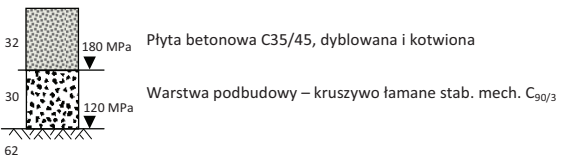
4. Konstrukcja sztywna z podbudową z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie typ I-KR6 na podłożu TYP1-G1



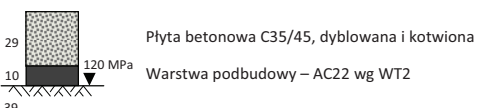
5. Konstrukcja sztywna z podbudową z mieszanki mineralno-asfaltowej typu beton asfaltowy typ II-KR6 na podłożu TYP1-G1



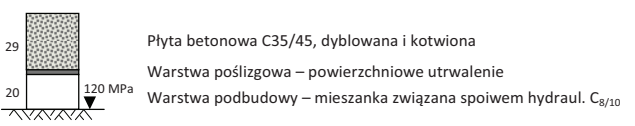
6. Konstrukcja sztywna z podbudową z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym typ III-KR6 na podłożu TYP1-G1



7. Konstrukcja sztywna z podbudową z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie typ I-KR7 na podłożu TYP1-G1



8. Konstrukcja sztywna z podbudową z mieszanki mineralno-asfaltowej typu beton asfaltowy typ II-KR7 na podłożu TYP1-G1



9. Konstrukcja sztywna z podbudową z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym typ III-KR7 na podłożu TYP1-G1

Utrzymanie nawierzchni

Zabiegi technologiczne (strategię utrzymania) przyjęto na podstawie doświadczeń krajowych i innych administracji drogowych której nawierzchnie pracują w podobnych warunkach klimatycznych jak Polska (Francja, Niemcy, USA).

Strategie utrzymania nawierzchni podatnych są różne w różnych administracjach drogowych. Przykładem jest strategia stosowana we Francji [1], gdzie podano strategie utrzymania nawierzchni podatnych i półsztywnych dla różnych kategorii ruchu. Strategia utrzymania nawierzchni podatnych polega na wymianie warstw

ścieralnych i wiążących w okresach 8-9 lat. W katalogu niemieckim [5] zasygnalizowano również strategię utrzymaniową polegającą na stosowaniu nowych warstw.

W niniejszym artykule zaproponowano scenariusz utrzymania nawierzchni podatnych przedstawiony poniżej, korzystając z doświadczeń krajowych, głównie na autostradzie A4 w Polsce.

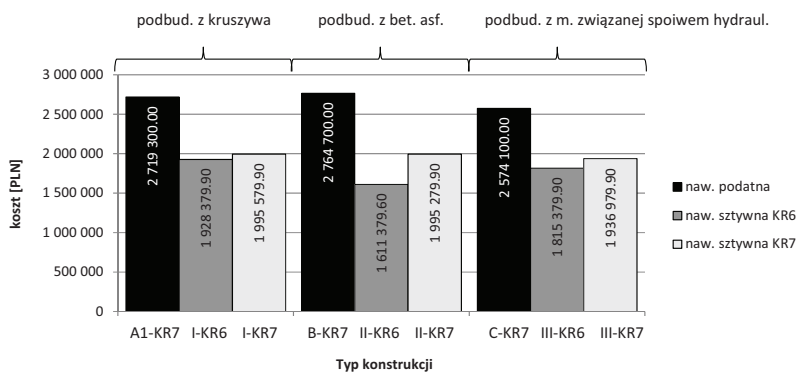
- Po 9 latach wymiana warstwy ścieralnej
- Po 18 latach 40% wymiana warstwy ścieralnej i wiążącej
- Po 18 latach wymiana 60% warstwy ścieralnej
- Po 27 latach wymiana 60% war-

- stwy wiążącej i ścieralnej
- Po 27 latach wymiana 40% warstwy ścieralnej
- Po 30 latach pozostała trwałość zmęczeniowa konstrukcji nawierzchni wg 1 opcji 23 mln osi 100 kN wg opcji 2 - 10 mln osi 100 kN

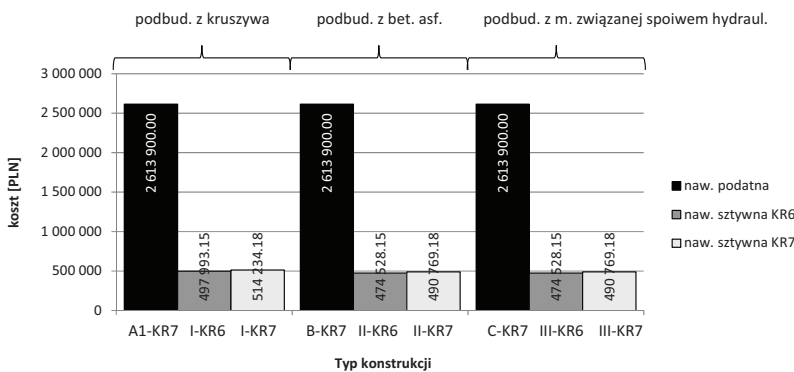
Podobnie jak w przypadku nawierzchni podatnych dla nawierzchni sztywnych opracowano również strategię utrzymania. Przykładem tego jest Francja [1] czy Niemcy [5]. W [6] podano różne zabiegi jakie są stosowane przy utrzymaniu nawierzchni betonowych. Niezbędnym zabiegiem utrzymaniowym dla nawierzchni betonowych jest wymiana materiałów zabezpieczających szczeliny. Zabiegi te przeprowadza się co 8-9 lat. Inne uszkodzenia to pęknięcia płyt, ubytki ziaren itp. Wg zaleceń AASHTO górna granica pękniętych płyt to 15%. Przy czym zakłada się, że na 90% poziomie ufności w ciągu 20 lat liczba pękniętych płyt nie może przekroczyć 5%. Pęknięcia w płytach mogą być zalewane masą zalewową i uszczelniane. Na potrzeby niniejszej pracy założono, że pęknięte płyty będą wymieniane. Oczywiście to podnosi koszty utrzymania i eksploatacji jednak jest się po stronie bezpiecznej jeżeli chodzi o analizę kosztów utrzymania. Poniżej przedstawiono przyjęty scenariusz utrzymania nawierzchni betonowych.

- Po 9 latach wymiana uszczelnień szczelin podłużnych i poprzecznych
- Po 18 latach wymiana 5% płyt
- Po 18 latach wymiana uszczelnień szczelin podłużnych i poprzecznych
- Po 24 latach wymiana 3% płyt
- Po 27 latach wymiana uszczelnień szczelin podłużnych i poprzecznych
- Po 27 latach wymiana 5% płyt
- Po 30 latach trwałość zmęczeniowa konstrukcji nawierzchni wg opcji 1 obciążenia ok. 12 mln osi 100 kN a wg opcji 2 - 70 mln osi 100 kN.

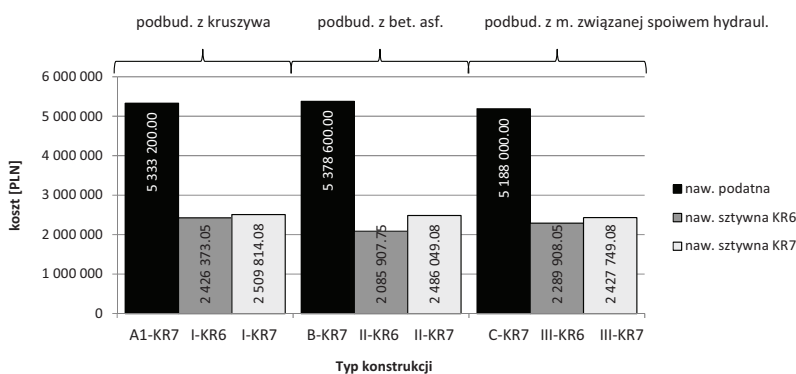
W artykule nie uwzględniono kosztów uszorstniania nawierzchni betonowych. Zrobiono to celowo z tego



10. Zestawienie kosztów budowy nawierzchni podatnych i sztywnych dla 2015 r.



11. Zestawienie łącznych kosztów utrzymania nawierzchni podatnych i sztywnych dla 2015 r.



12. Zestawienie całkowitych kosztów po 30 latach eksploatacji dla nawierzchni podatnych i sztywnych dla 2015 r.

względu, że brak jest w Europie i Polsce doświadczeń i konieczności uszorstnienia w przypadku wykonywania nawierzchni betonowych w

Na rysunku 11 zaprezentowano porównanie kosztów utrzymania analizowanych konstrukcji zestawiając je podobnymi rodzajami podbudów.

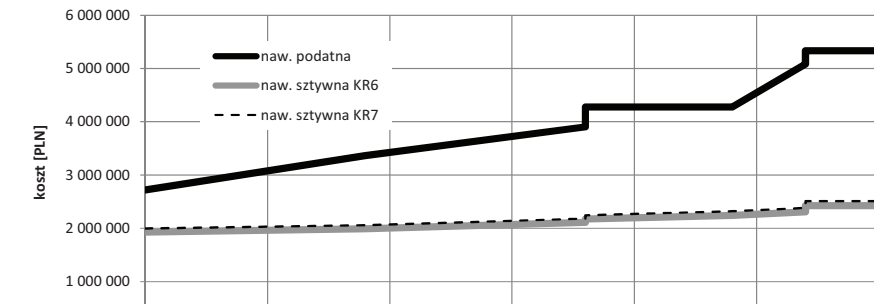
oraz 5.33 (podbudowa z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym).

Koszty całkowite po 30 latach

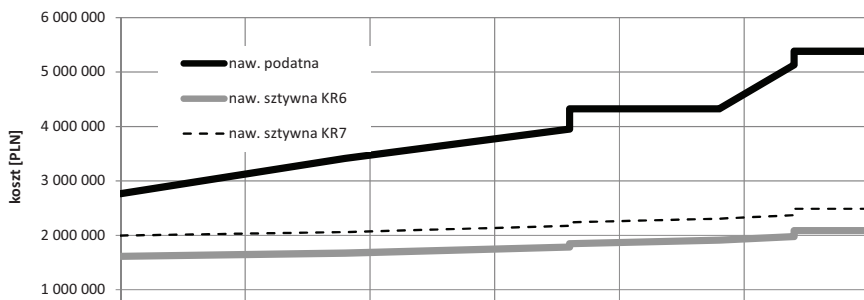
Na rysunku 12 zaprezentowano porównanie całkowitych kosztów po 30 latach analizowanych konstrukcji zestawiając je podobnymi rodzajami podbudów dla roku początkowego 2015.

Na rysunkach 13, 14, 15 przedstawiono skumulowane koszty budowy i utrzymania. Uwzględniając zarówno koszty początkowe związane z budową oraz koszty w kolejnych latach eksploatacji stwierdzono, że wszystkie typy konstrukcji sztywnych przeznaczonych dla ruchu KR7 i KR6 są tańsze od odpowiednich typów nawierzchni podatnych. W dalszym okresie eksploatacji koszty utrzymaniowe nawierzchni podatnych znacząco wzrastają i różnice są stosunkowo większe. Dla nawierzchni na podbudowie z kruszywa koszty całkowite nawierzchni podatnych są ponad dwukrotnie większe od sztywnych dla ruchu KR6 (2.20) i KR7 (2.12). Dla nawierzchni na podbudowie z betonu asfaltowego różnica dla nawierzchni sztywnej dla ruchu KR6 także jest jeszcze większa (2.58), natomiast dla KR7 wynosi 2.16. W przypadku podbudowy z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym różnice wynoszą: dla nawierzchni sztywnej dla KR6 2.27, a dla KR7 2.14. Warto zaznaczyć, że decydujący wpływ mają tutaj koszty utrzymania nawierzchni, które są ponad pięciokrotnie większe dla nawierzchni podatnych w porównaniu do sztywnych. Mniejszy wpływ mają koszty budowy nawierzchni. Średni roczny koszt utrzymania nawierzchni podatnych wynosi około 87 tys. złotych na rok, natomiast nawierzchni sztywnych około 16 tys. złotych na rok. Różnica jest ponad pięciokrotna. Oczywiście dla poczynionych dla niniejszej analizy założeń.

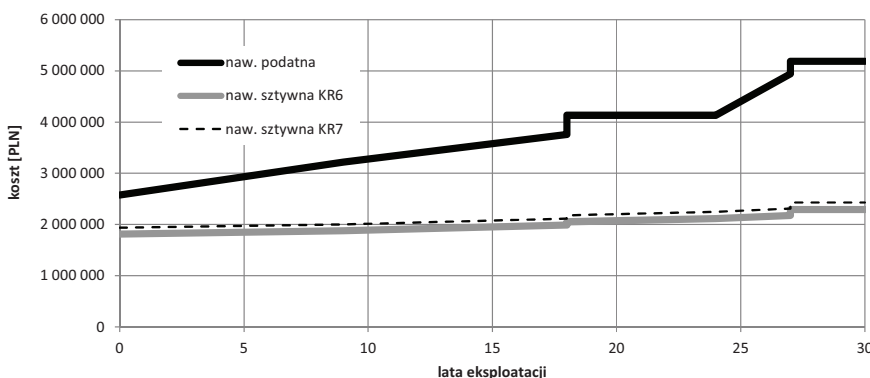
Biorąc pod uwagę koszty typów nawierzchni aktualnie budowanych w Polsce tj. podatna – A1- KR7 – SMA+ AC + AC + KŁ oraz betonowa – KR6 – BC + C8/10 oraz – KR7 – BC+ C8/10,



13. Skumulowane koszty dla nawierzchni podatnych i sztywnych na podbudowie z kruszywa, 2015 r.



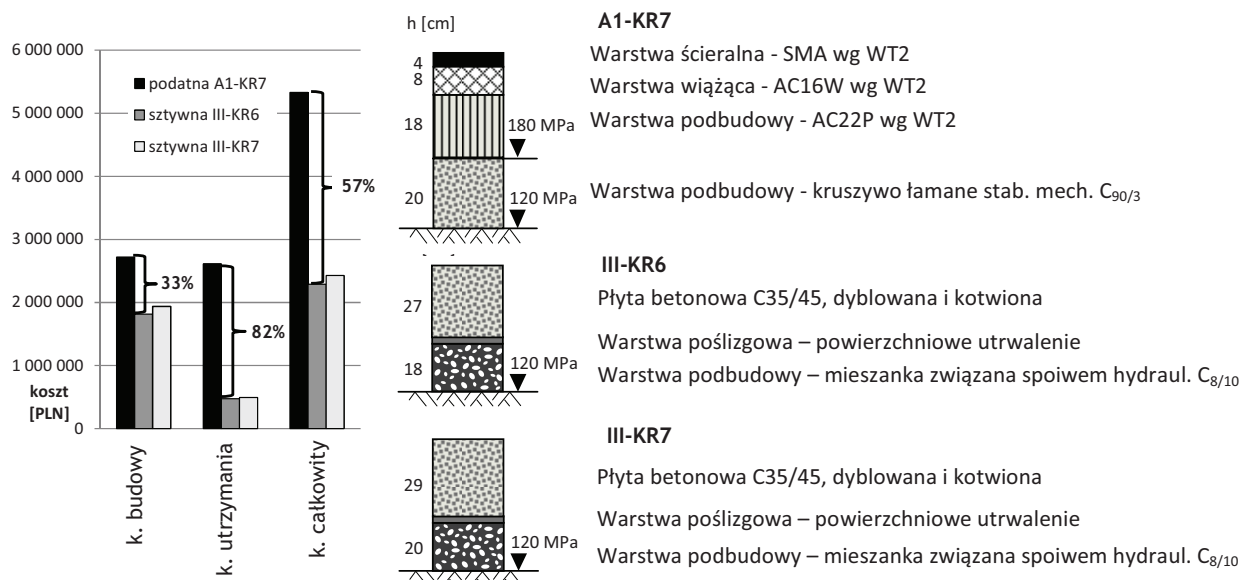
14. Skumulowane koszty dla nawierzchni podatnych i sztywnych na podbudowie z betonu asfaltowego, 2015 r.



15. Skumulowane koszty dla nawierzchni podatnych i sztywnych na podbudowie z mieszanki związanej cementem, 2015 r.

tw. technologii odkrytego kruszywa. Taką technologię rekomenduje się w niniejszej pracy jako skuteczną zarówno pod względem zapewnienia odpowiednich warunków tarcia jak i oddziaływania hałasu. Gdyby jednak zaistniała potrzeba wprowadzenia takiego zabiegu to można ją do podanych zestawień wprowadzić uwzględniając po okresie eksploatacji 18 lat kwotę 80 000 złotych na 10 000 m². Wprowadzenie jednak w/w kwoty nie zmienia ogólnych wniosków dotyczących utrzymania nawierzchni betonowych.

Warto zauważyć, że dla danego typu podbudowy koszty utrzymania nawierzchni podatnej są zdecydowanie większe w porównaniu do nawierzchni sztywnych dla KR6 i KR7. Stosunki kosztów nawierzchni podatnych do sztywnych dla ruchu KR6 wynoszą odpowiednio: 5.25 (podbudowa z kruszywa), 5.51 (podbudowa z bet. asfaltowego) oraz 5.51 (podbudowa z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym), natomiast w stosunku do nawierzchni sztywnej dla ruchu KR7: 5.08 (podbudowa z kruszywa), 5.33 (podbudowa z bet. asfaltowego)



16. Koszty budowy i utrzymania najczęściej budowanych w Polsce nawierzchni, 2015 r.

koszty budowy i całkowite z utrzymaniem kształtują się jak poniżej:

- Podatna, koszty budowy – 2 719 300 PLN – A1 KR7
- Betonowa, koszty budowy - 1 815 379,80 PLN - III KR6
- Betonowa, koszty budowy – 1 936 979,90 PLN – III KR7
- Podatna, koszty całkowite – 5 337 600,00 PLN - A1 KR7
- Betonowa, koszty całkowite - 2 287 919,66 PLN – III KR6
- Betonowa, koszty całkowite - 2 432 454,34 PLN – III KR7

Na rys. 16 przedstawiono interpretację graficzną powyższych obliczeń kosztów budowy i utrzymania nawierzchni podatnych i sztywnych najczęściej aktualnie budowanych w Polsce.

Analizując wyniki widać, że koszty budowy i utrzymania nawierzchni betonowych są znacznie niższe niż podatnych. Koszt budowy nawierzchni betonowych jest o ok. 30% niższy. Natomiast koszt utrzymania o ok. 80% niższy. Całkowity koszt jest niższy o ok. 50%.

Podsumowanie

Przedstawione w artykule analizy kosztów budowy i utrzymania nawierzchni podatnych i sztywnych wskazują, że koszty budowy obu nawierzchni są podobne, a drobne różnice mogą wynikać z wahań cenowych głównych materiałów (asfaltu i cementu) oraz

zmiennych sytuacji gospodarczych w kraju i na świecie. Znaczące różnice są w kwestii utrzymania. W tym przypadku nawierzchnie sztywne są zdecydowanie tańsze. Strategie utrzymania nawierzchni uwzględniono głównie na podstawie danych z autostrady A4, na której nawierzchnie zarówno podatne jak i betonowe są eksploatowane ok. 20 lat. Wprawdzie na nawierzchniach sztywnych nie wymieniano jeszcze płyt ale doświadczenia amerykańskie wskazują na potrzebę tego rodzaju czynności zabiegowych w sytuacjach znacznych degradacji. W przypadku typowych uszkodzeń nawierzchni podatnych wymieniane są zarówno warstwy ścieralne jak i wiążące mniej więcej w proporcjach określonych w artykule. Podobne doświadczenia posiada administracja francuska. Wg doświadczeń amerykańskich [2] trendy zmiany cen nawierzchni betonowych są stabilne i prawie niezmiennie w porównaniu do cen asfaltu, które są niestabilne. W USA ciągu ostatnich 50 lat ceny budowy nawierzchni betonowych spadły o 20 %, natomiast ceny asfaltu wzrosły 95%. W 2013 roku w USA koszty budowy nawierzchni betonowych były 10 do 20% niższe od nawierzchni podatnych.

Autorzy zdają sobie sprawę z niedociągnięć jakie występują w niniejszym opracowaniu w którym nie uwzględniono wielu czynników. W opracowaniu chcieli jednak zwrócić uwagę na

konieczność obiektywnego podejścia do stosowania różnych technologii bez wzajemnej ich eliminacji. Jedy- nym kryterium powinno być uzasadnienie techniczne i ekonomiczne stosowania wybranych technologii. ◀

Materiały źródłowe

- [1] French Design Manuel for Pavement Structures, Guide Technique. LCPC, SETRA, 1997
- [2] Guide for mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. Final Reports. Part 3- Design and Analysis, NCHRP, TRB, NRC March 2004
- [3] Life Cycle Cost Analysis Procedures Manual State of California Department of Transportation Pavement Standards Team and Division of Design 2007-2010
- [4] Life Cycle Cost Analysis US287/ US81. Montague County. Texas Department of Transportation.
- [5] RSTO 01 – Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen. FSV, Ausgabe 2001
- [6] Szydło A., Nawierzchnie z betonu cementowego. Teoria, wymiarowanie, realizacja. Polski cement, Kraków 2004

Indywidualne projektowanie nawierzchni w kontraktach prowadzonych w formule „projektuj-buduj”

Individual approach to road surfaces in design and build delivery system



Bartosz Budziński

Mgr inż.

Katedra Dróg i Mostów,
Zachodniopomorski Uniwersytet
Technologiczny w Szczecinie

bbudzinski@zut.edu.pl



Stanisław Majer

Dr inż.

Katedra Dróg i Mostów,
Zachodniopomorski Uniwersytet
Technologiczny w Szczecinie

majer@zut.edu.pl

Streszczenie: Na koniec 2017 w województwie zachodniopomorskim realizowano 14 kontraktów na autostradzie A6 i drogach ekspresowych o łącznej długości ponad 222 kilometrów. Wartość tych inwestycji przekracza 5 miliardów złotych. Zdecydowana większość tych inwestycji realizowana jest w formule „projektuj-buduj”. Najdłuższy odcinek drogi ekspresowej (realizowany w formule „projektuj-buduj”) na drodze ekspresowej S6 dotyczy odcinka Goleniów – Koszalin o długości 117,8 km. Inwestycja została podzielona na 6 kontaktów. Wykonawcy na etapie przygotowania projektu prowadzili optymalizację rozwiązań projektowych skupiając się w dużej mierze na możliwości indywidualnego projektowania nawierzchni. Autorzy w artykule przedstawia i porównują wykonane rozwiązania konstrukcji nawierzchni zwracając uwagę na wady i zalety wynikające z indywidualnego projektowania nawierzchni.

Słowa kluczowe: Nawierzchnia drogowa; Projektuj-buduj

Abstract: At the end of 2017 in Zachodniopomorskie voivodeship there were 14 ongoing projects on the A6 highway and other expressways. The total length of construction was 222 km with overall investment value of over 5 billion Polish Złoty. The majority of the projects are delivered in the design and build approach. The longest section (117,8 km) constructed under D&B approach is located on the S6 expressway between Goleniów and Koszalin. The investment was divided on 6 separate sections. The contractors tried to optimize the design solution during the preparation phase. Major focus was placed on the individual surface design. The authors try to present and compare chosen solutions of surface design, highlighting the pros and cons caused by this approach

Keywords: Pavement; Design and build

System prowadzenia inwestycji „projektuj-buduj” (ang. Design-Build), w odróżnieniu od klasycznego systemu „buduj” przenosi znaczną część ryzyka związanego z zamierzeniem budowlanym bezpośrednio na wykonawcę. To właśnie on jest odpowiedzialny zarówno za projekt jak i późniejszą realizację. Podejście takie pozwala na wykorzystanie najbardziej optymalnych technologii w inwestycji (z punktu widzenia wykonawcy). Wiąże się to z optymalizacją kosztów i teoretycznie niższą ceną końcową. Wykonawca ze swojej strony musi zapewnić utrzymanie narzuconych przez Inwestora wymagań technicznych, a także z reguły dłuższych terminów gwarancji. Realizacja drogi ekspresowej na odcinku Goleniów – Koszalin poprowadzono w formule „projektuj-buduj”. Umowy podpisywano od września do listo-

pada 2015 roku. Wartość kontraktowa zawartych umów to 2 107 693 535 złotych. Jeden fragment, na analizowanej drodze ekspresowej S6 – obwodnica Nowogardu został oddany do użytku w grudniu 2011 roku. Podstawowe parametry techniczne budowanej drogi [1]:

- prędkość projektowa - 100 km/h
- prędkość miarodajna - 110 km/h
- obciążenie nawierzchni - 115 kN/oś
- ilość pasów ruchu - 2 x 2
- szerokość jezdni - 2 x 7,0 m
- szerokość pasa awaryjnego - 2,5 m
- szerokość poboczy gruntowych - 2 x 0,75 m
- szerokość pasa dzielącego - 4,0 m (plus dwie opaski o szerokości po 0,5 m każda)
- obiekty inżynierskie w ciągu drogi ekspresowej - klasa obciążenia A

W pracach projektowych na wszystkich analizowanych 6 odcinkach oznaczonych od 1 do 6 (rys. 1), Zamawiający dopuścił indywidualne projektowanie nawierzchni drogowej. Wykonawcy skorzystali z tej możliwo-



1. Przebieg budowanej drogi S6 wraz z podziałem na odcinki – kolor pomarańczowy [1]

ści przedstawiając różniące się między sobą projekty nawierzchni. W niniejszym artykule zostaną przeanalizowane poszczególne konstrukcje.

Ruch projektowy na drodze ekspresowej S6

Punktem wyjścia przy projektowaniu nawierzchni jest przyjęcie odpowiedniej liczby równoważnych osi standardowych w okresie projektowym, który dla dróg ekspresowych wynosi 30 lat. Wartość tą przyjmuje się w oparciu o prognozę ruchu lub zgodnie z oczekiwaniami inwestora określonego w programie funkcjonalno-użytkowym (PFU). W analizowanym przypadku w PFU na każdym z odcinków wymagana była kategoria ruchu KR6. Jednocześnie określono, że materiałem wiążącym stanowiącym opis zamówienia jest prognoza ruchu opracowana przez wykonawcę Koncepcji Projektowej. Konstrukcje podatne podane w Katalogu Typowych Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych (dalej katalog) [2] pokrywają cały przedział ruchu projektowanego, który dla kategorii ruchu KR6 wynosi 22,0 – 52,0 mln [3]. Dopuszczenie projektowania indywidualnego spowodowało określenie sumarycznej liczby równoważnych osi standardowych 100 kN na podstawie prognozy ruchu. Porównanie ruchu projektowanego na poszczególnych odcinkach zestawiono w tabeli 1.

Na podstawie danych zawartych w tabeli 1 należy stwierdzić, że prognozowane obciążenie ruchem na całej analizowanej drodze ekspresowej S6 znajduje się w dolnym zakresie kategorii ruchu KR6. Zatem wszystkie odcinki pod względem wymaganej trwałości zmęczeniowej są do siebie podobne.

Tab. 1. Porównanie ruchu projektowego i kategorii ruchu dla poszczególnych odcinków

Odcinek	1	2	3	4	5	6
Liczba osi standardowych [mln]	24,4	24,5	26,0	19,5 (22,0)*	23,1	22,4
Kategoria ruchu zgodnie z prognozą	KR6	KR6	KR6	KR5/ KR6*	KR6	KR6
Kategoria ruchu zgodnie z PFU	KR6	KR6	KR6	KR6	KR6	KR6

*Ostatecznie przyjęto wartość 22 mln osi – dolny zakres KR6

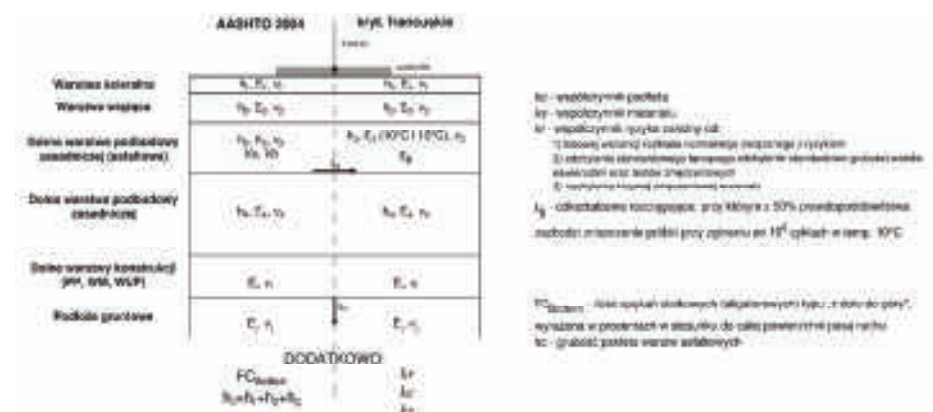
W przypadku jednego odcinka wyznaczony ruch projektowany był nieco mniejszy od dolnego zakresu kategorii ruchu KR6, ale ostatecznie przyjęto na nim liczbę osi standardowych na poziomie 22 milionów. Przyjęty ruch projektowy między poszczególnymi odcinkami nie różnił się między sobą więcej niż o 10%. Wyznaczone obciążenie ruchem pozwoliło Wykonawcom „zoptymalizować” konstrukcje w stosunku do rozwiązań katalogowych.

Projektowane indywidualne nawierzchni na przykładzie drogi ekspresowej S6

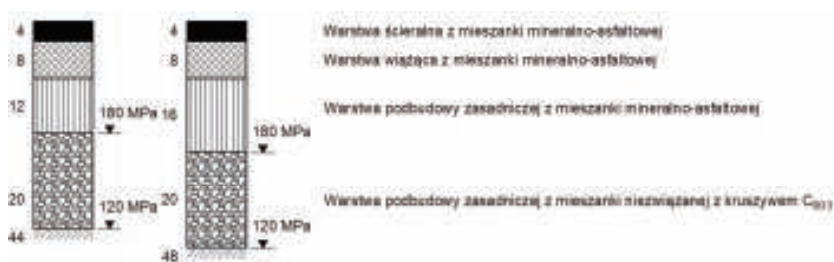
Wykonawcy na każdym z odcinków podeszli do problemu projektowania w sposób odmienny. Na dwóch odcinkach z sześciu zastosowano rozwiązania zbliżone do katalogowych w zakresie układu warstw i materiałów, przy czym zmniejszono grubość warstw w stosunku do katalogu. Tym samym dostosowując grubość konstrukcji nawierzchni do prognozowanego obciążenia ruchem. W przypadku w/w odcinków zdecydowano się na zastosowanie do górnej warstwy podbudowy zasadniczej betonu asfaltowego (AC). Na trzech innych odcinkach w dolnej warstwie podbudowy zdecydowano się na zastosowanie betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (AC WMS), na tych odcinkach doszło do znaczącego obniżenia grubości względem katalogu. W jednym przypadku zastosowano konstrukcje z wykorzystaniem cienkiej warstwy antyzmęczeniowej (AC AF) projektując nawierzchnie w opar-

ciu o koncepcje nawierzchni długowiecznych [4]. Inwestor w oparciu o przedstawienie projekty nawierzchni drogowych otrzymał 6 różnych konstrukcji różniących się nie tylko grubością ale również użytymi materiałami, w tym w jednym przypadku z warstwą antyzmęczeniową, nie stosowaną do tej pory na terenie województwa zachodniopomorskiego.

Przedstawione projekty konstrukcji nawierzchni do zatwierdzenia przez zespół Inżynieria Kontraktu, musiały zawierać odpowiednie obliczenia popierające przyjęte założenia. Ze względu na zastosowanie różnych materiałów, metody obliczeniowe a ściślej kryteria zmęczeniowe dla warstw asfaltowych również musiały się różnić. W przypadku tradycyjnych betonów asfaltowych użytych w warstwie podbudowy kryterium użytym przy projektowaniu było AASHTO 2004 stosowane w katalogu i szerzej opisane w [3]. W przypadku pozostałych odcinków zastosowano kryterium francuskie [3, 5], jako najlepiej pasujące do betonów asfaltowych o wysokim module sztywności oraz mieszanek AC AF. Wykorzystane kryteria zmęczeniowe różnią się między sobą w odniesieniu do danych potrzebnych do wykonania odpowiednich obliczeń, przede wszystkim różnice można zaobserwować w parametrach mieszanek mineralno asfaltowych. W kryterium AASHTO 2004 oprócz grubości i modułu sztywności na trwałość zmęczeniową wpływa objętościowa zawartość wolnych przestrzeni i asfaltu oraz przyjęty współczynnik FCBotom mówiący o ilości spękań siatko-



2. Porównanie kryteriów: AASHTO 2004 i kryterium francuskiego



3. Konstrukcja na ruch KR5 i KR6 zgodnie z Katalogiem Typowych Konstrukcji Podatnych i Półsztywnych

KONSTRUKCJA Przeznaczona na Podłoża III i IV klasy	4		4		4		4		4		3	
	AC WMS	AC AF	AC WMS	AC AF	AC WMS	AC AF	AC WMS	AC AF	AC WMS	AC AF	AC WMS	AC AF
Grubość warstwy asf.	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm	23 cm	22 cm	22 cm	22 cm	22 cm	22 cm	22 cm	22 cm
Grubość łaznia na G1	65 cm	65 cm	62 cm	58 cm	57 cm	57 cm	57 cm	57 cm	57 cm	57 cm	57 cm	57 cm
Uwagi	Warstwa podbudowy z mieszanki mineralno-asfaltowej (WMS) o współczynniku ryzyka 0,25 (kryterium AASHTO 2004) lub 0,25 (kryterium francuskie) z kruszywa C90/3.		Warstwa podbudowy z mieszanki mineralno-asfaltowej (WMS) o współczynniku ryzyka 0,25 (kryterium AASHTO 2004) lub 0,25 (kryterium francuskie) z kruszywa C90/3.		Warstwa podbudowy z mieszanki mineralno-asfaltowej (WMS) o współczynniku ryzyka 0,25 (kryterium AASHTO 2004) lub 0,25 (kryterium francuskie) z kruszywa C90/3.		Warstwa podbudowy z mieszanki mineralno-asfaltowej (WMS) o współczynniku ryzyka 0,25 (kryterium AASHTO 2004) lub 0,25 (kryterium francuskie) z kruszywa C90/3.		Warstwa podbudowy z mieszanki mineralno-asfaltowej (WMS) o współczynniku ryzyka 0,25 (kryterium AASHTO 2004) lub 0,25 (kryterium francuskie) z kruszywa C90/3.		Warstwa podbudowy z mieszanki mineralno-asfaltowej (WMS) o współczynniku ryzyka 0,25 (kryterium AASHTO 2004) lub 0,25 (kryterium francuskie) z kruszywa C90/3.	

4. Porównanie projektowanych konstrukcji na drodze ekspresowej S6

wych na powierzchni nawierzchni. W przypadku kryterium francuskiego parametrami wiodącymi również jest moduł sztywności i grubość, ale oprócz tego są jeszcze odkształcenia rozciągające ϵ_6 . Parametr ten należy określić w badaniu, w którym schematem jest zginanie wspornikowe belki trapezowej (w Polsce stosowany jest schemat belki zginanej czteropunktowej). W obliczeniach dodatkowo należy uwzględnić współczynniki ryzyka, materiału i podłoża (rys. 2).

Analizę porównawczą konstrukcji nawierzchni drogi ekspresowej S-6 na poszczególnych odcinkach należy rozpocząć od przedstawienia typowej konstrukcji dla kategorii ruchu KR5 i KR6 według w katalogu (rys. 3).

Łączna grubość warstw asfaltowych przy typowej konstrukcji na ruch KR6, przy podbudowie z mieszanki niezwiązanej z kruszywa $C_{90/3}$ wynosi 28 cm. Grubość warstw asfaltowych przy kategorii ruchu KR5 wynosi 24 cm. Jak już wspomniano konstrukcje katalogowe w pełni pokrywają zakres danej kategorii ruchu, to konstrukcje o warstwach asfaltowych o grubości w zakresie 25 – 28 cm mają trwałość zmęczeniowa będącą w zakresie kategorii ruchu KR6. To założenie jest poprawne w sytuacji odpowiednio dobranych dolnych warstw konstrukcji i ulepszo-

nego podłoża. Na ilustracji 4 przedstawiono konstrukcje zaprojektowane na drodze ekspresowej S6. Poszczególne rozwiązania uszeregowano od najgrubszych (pod względem warstw bitumicznych) do najcieńszych.

Największa grubość warstw asfaltowych wyniosła 25 cm i taką grubość zaprojektowano na trzech odcinkach. W tym przypadku wykorzystano kryterium AASHTO 2004. W jednej z trzech konstrukcji w warstwie wiążącej przewidziano beton asfaltowy o wysokim module sztywności. W każdej z trzech konstrukcji obliczonych kryterium AASHTO 2004 dolna warstwa asfaltowa (podbudowa) została zmodyfikowana względem WT-2 [6, 7] poprzez zmniejszenie objętościowej zawartości wolnych przestrzeni oraz zwiększenia zawartości asfaltu. Pozostałe 3 konstrukcje zostały wyznaczone w oparciu o kryterium francuskie. Grubość warstw asfaltowych wyniosła 22-23 cm. W najniższej warstwie asfaltowej wykorzystano beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS (2 konstrukcje) oraz mieszankę niestandardową, AC AF (antyzmęczeniową). W przypadku konstrukcji zaprojektowanej z wykorzystaniem koncepcji nawierzchni długowiecznej, pomiędzy warstwą ścierną i podbudową (warstwa AC AF) wykorzystano

warstwę wiążącą z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności. Konstrukcja ta charakteryzuje się również najcieńszą warstwą ścierną (3 cm) wykonaną z mieszanki SMA 8 z lepiszczem modyfikowanym gumą. Niewielkie różnice występują w dolnej warstwie podbudowy zasadniczej z mieszanki niezwiązanej z kruszywa $C_{90/3}$. Grubość tej warstwy wynosi od 15 cm (1 konstrukcja) przez 17 cm (1 konstrukcja) do 20 cm (4 konstrukcje). Dolne warstwy (ulepszonego podłoża/podbudowy pomocniczej) zostały wykonane z mieszanek związanych spoiwem. Grubość tych warstw wynosiła od 15 cm do 22 cm, w zależności od projektu wykorzystano mieszanki związane spoiwem klasy $C_{1,5/2,0}$ lub $C_{3/4}$.

Analizując powyższe konstrukcje należy stwierdzić, że żadne z zaprezentowanych rozwiązań, zarówno w odniesieniu do grubości warstw jak i użytych materiałów nie są zgodne z rozwiązaniami katalogowymi. Zmiany te są znaczne i nie ograniczają się wyłącznie do grubości, ale dotyczą również parametrów mieszanek mineralno-asfaltowych. W trzech konstrukcjach przy ustalaniu trwałości zmęczeniowej wykorzystano inne kryterium warstw asfaltowych niż w katalogu. W przypadku jednej konstrukcji zdecydowano się na zaprojektowanie konstrukcji w oparciu o koncepcję nawierzchni długowiecznej.

Podsumowanie i wnioski

Z punktu widzenia trwałości zmęczeniowej nawierzchni istotne są również dolne warstwy konstrukcji i ulepszonego podłoża. Zgodnie z ogólnie panującą metodologią przyjmowano je w zależności od warunków gruntowo-wodnych. Autorzy w ramach artykułu skupili się jednak tylko na warstwach górnych konstrukcji. Analizując poszczególne rozwiązania, a także proces zatwierdzania projektów oraz realizacji nawierzchni, można przedstawić następujące wnioski:

1. kontrakty prowadzone w formule „projektuj-buduj” mogą prowadzić do zmniejszenia kosztów realizacji inwestycji przy jednoczesnym

- przeniesieniu części ryzyka na wykonawcę,
- zespół Inżyniera Kontraktu oraz inwestor musi posiadać odpowiednią kadrę do weryfikacji przedstawianych rozwiązań projektowych oraz do kontroli prac budowlanych w tym egzekwowania kluczowych niejednokrotnie niestandardowych rozwiązań projektowych,
 - w przypadku długich odcinków dróg podzielonych na mniejsze kontrakty, dopuszczenie indywidualnego projektowania nawierzchni może wiązać ze znacznym różnicowaniem konstrukcji nawierzchni co może przyczynić się do trudniejszego utrzymania nawierzchni i jej remontów,
 - w przypadku realizacji różnych konstrukcji nawierzchni przez różnych wykonawców istnieje pro-

blem odpowiedniego połączenia na odcinkach stykowych,

- projektant w formule „projektuj-buduj” jest podany presji ekonomicznej przy jednoczesnym konieczności spełnienia wymagań kontraktowych oraz poprawności technicznej przyjmowanych rozwiązań. ◀

Materiały źródłowe

- www.gddkia.gov.pl, 05.10.2018 r.
- Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych, GDDKiA, Politechnika Gdańska, Załącznik do zarządzenia Nr 31 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 16.06.2014 r.
- Judycki i inni, Weryfikacja i aktualizacja „katalogu typowych kon-

- strukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych” z 1997 roku - Raport z trzeciego etapu, Politechnika Gdańska, Gdańsk 2011
- Zborowski A., Ruttmar I. Nawierzchnie długowieczne, kolejny poziom ewolucji w rozwoju drogownictwa, Krakowskie Dni Nawierzchni 2014, 25-27 listopad 2014
 - Mieczkowski P., Majer St., Budziński B. Potrzeba adaptacji kryterium francuskiego do projektowania nawierzchni podatnych i półsztywnych w Polsce, Magazyn Autostrady, 11-12/2017, 72-76
 - WT-2 2014 – część I Mieszanki mineralno-asfaltowe Wymagania Techniczne, GDDKiA 2014
 - WT-2 2014 – część II Wykonanie warstw nawierzchni asfaltowych Wymagania Techniczne, GDDKiA 2014

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 ZAUFAĆ**

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

Badanie wpływu rodzaju asfaltu na odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na spękania odbite z wykorzystaniem urządzenia Texas Overlay Tester (TxOT)

Evaluation of asphalt mixtures cracking resistance with different binder type using Texas Overlay Tester (TxOT)



Piotr Jaskuła

Dr inż.

Politechnika Gdańska, Wydział
Inżynierii Lądowej i Środowiska

piotr.jaskula@wilis.pg.gda.pl



Cezary Szydłowski

Mgr inż.

Politechnika Gdańska, Wydział
Inżynierii Lądowej i Środowiska

cezary.szydowski@wilis.pg.gda.pl



Marcin Stiens

Dr inż.

Politechnika Gdańska, Wydział
Inżynierii Lądowej i Środowiska

marcin.stiens@pg.edu.pl

Streszczenie: Spękania są jednym z głównych rodzajów zniszczeń występujących w nawierzchniach asfaltowych, zwłaszcza w przypadku starych nawierzchni, które zostały wzmocnione nowymi warstwami asfaltowymi – nakładką. Mieszanki mineralno-asfaltowe stosowane w takich przypadkach powinny być tak zaprojektowane, aby zapewniały wysoką odporność nowych warstw na spękania odbite. Jednym z czynników minimalizujących ryzyko wystąpienia tego rodzaju uszkodzeń jest dobór odpowiedniego rodzaju lepiszcza asfaltowego oraz uziarnienia mieszanki mineralnej. W chwili obecnej nie ma jednak powszechnie przyjętej metody badawczej, która pozwoliłaby jednoznacznie określać odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na spękania odbite. W artykule opisano zastosowanie oprzyrządowania do badania wspomnianych charakterystyk, które zostało opracowane w stanie Teksas w USA i określane jest w literaturze jako Texas Overlay Tester. Uzyskane wyniki pokazały, że właściwy dobór lepiszcza asfaltowego w mieszance mineralno-asfaltowej ma znaczący wpływ na jej odporność na spękania odbite i trwałość.

Słowa kluczowe: Spękania odbite; nawierzchnia drogowa; Texas Overlay Tester

Abstract: Cracking is one of the predominant distresses occurring in flexible pavements, especially in old pavements that were rehabilitated with an asphalt overlay. In such cases asphalt mixtures should be designed to ensure high resistance to reflective cracking. One factor that minimizes this type of distress is the proper mix design process, which should involve selection of specific bitumen binder and mineral mix gradation. However, still there is no universally adopted laboratory test method that would allow to clearly assess resistance of asphalt mixtures to reflective cracking. This paper describes the usage of one of the devices developed to test asphalt mixtures in terms of such distress – Texas Overlay Tester. The results have clearly shown that proper choice of binder used in the asphalt mixture for the overlay will significantly improve its reflective cracking resistance or even fatigue resistance.

Keywords: Cracking resistance; pavement; Texas Overlay Tester

Spękania warstw asfaltowych są jednym z głównych problemów pojawiających się w trakcie eksploatacji nawierzchni drogowych. Spękania pojawiają się stopniowo wraz z upływem czasu, w miarę kumulowania się pojedynczych szkód zmęczeniowych wywoływanych przejazdami kolejnych pojazdów. Spękania tego typu określane są jako zmęczeniowe. Inny typ spękania powstaje w sytuacji ułożenia nowych warstw asfaltowych na powierzchni już spękanej lub podatnej na spękania. Nieciągłość materiału w spękaniu dolnej warstwy powoduje wówczas koncentrację naprężeń w nowej warstwie górnej, przez co dochodzi w nich do inicjacji i propagacji nowego spękania. Uszkodzenia takie określane są jako spękania odbite. Opisana sytuacja

może mieć miejsce w przypadku odnawiania starych, spękanych nawierzchni poprzez układanie na nich wprost nowych nakładek asfaltowych, zwłaszcza kiedy istniejące warstwy asfaltowe są znacznie zestarzone i przez to sztywne lub odnawiana jest nawierzchnia z betonu cementowego, w której naturalnym elementem są szczeliny dylatacyjne. Niepożądane spękania odbite mogą jednakże pojawić się dość szybko w stosunkowo nowych nawierzchniach z podbudowami sztywnymi wykonanymi np. z kruszyw lub gruntów związanych/stabilizowanych spoiwami hydraulicznymi. Należy podkreślić, że podatność mieszanek mineralno-asfaltowych na spękania jest powiązana z tak podstawowymi właściwościami nawierzchni jak trwałość zmęczeniowa czy odporność na starzenie. Nawet nowe nawierzchnie, które w początkowym okresie eksploatacji wykazują się dużą nośnością strukturalną, w przypadku zastosowania mieszanek mineralno-asfaltowych sztywnych i wrażliwych na spękania, będą wykazywać uszkodzenia znacznie wcześniej niż przewidywano np. w analizie mechanistycznej trwałości zmęczeniowej.

Istnieje kilka sposobów łagodzenia problemu spękań odbitych. W przypadku występowania ryzyka, że spękania z istniejącej starej nawierzchni lub z podbudowy związanej spoiwem hydraulicznym będą odbijać się na nowo ułożonych warstwach asfaltowych, najczęściej stosuje się następujące techniki: (1) wzmacnianie warstw asfaltowych za pomocą

geosyntetyków o różnym charakterze (geokraty, geosiatki, geokompozyty, siatki szklane, tekstylia) lub siatek stalowych, (2) wprowadzenie warstw pośrednich (SAMI, powierzchniowe utwardzenie, bardzo otwarta mieszanka mineralno-asfaltowa), (3) kontrolowanie spękań odbitych przez nacinanie nowych warstw asfaltowych w miejscu spękań istniejących [28]. Bardziej radykalną metodą, która może być jednak zastosowana tylko w przypadku remontu nawierzchni betonowej jest eliminacja przemieszczeń płyt betonowych poprzez ich rozkruszenie na mniejsze fragmenty lub całkowite przekruszenie płyt na warstwę niezwiązaną [Jaskuła&Judycycki, 2009], [Zapaśnik, 2017]. Innym sposobem zwiększenia odporności na pękanie nawierzchni asfaltowych jest poprawa właściwości przeciwspekaniowych samej mieszanki mineralno-asfaltowej. Można to osiągnąć różnymi sposobami: poprzez wybranie określonego rodzaju asfaltu i jego ilości, rodzaju oraz wielkości uziarnienia mieszanki mineralnej, a także przez zastosowanie różnych dodatków takich jak: polimery, guma pochodząca z recyklingu, włókna rozproszone lub asfalty naturalne [3, 10, 11, 15, 17, 27].

Uzyskanie mieszanki mineralno-asfaltowej o zwiększonej odporności na pękanie zależy nie tylko od procesu projektowania, ale musi również uwzględniać odpowiednią metodę badawczą, pozwalającą na zróżnicowanie mieszanek pod względem ich charakterystyk pękania. Przez wiele lat badania koncentrowały się głównie na określaniu odporności mieszanek na deformacje trwałe (badanie w koleinomierzu, badanie w koleinomierzu metodą hamburską i inne), trwałości zmęczeniowej (badanie belki 4-punktowo i 2-punktowo zginanej) oraz właściwościach niskotemperaturowych (TSRST, ATCA). Rozwój metod badawczych dedykowanych charakterystyce pękania rozpoczął się dopiero w ciągu ostatnich lat, kiedy okazało się że obecnie stosowane mieszanki mineralno-asfaltowe zoptymalizowane pod względem odporności na koleinowanie i często zawierające dużą ilość destruktu asfaltowego mogą być bardziej podatne na spękania, niż mieszanki stosowane wcześniej. Do chwili obecnej opracowano wiele metod badawczych do określania podatności mieszanek mineralno-asfaltowych na

pękanie: (1) Semi Circular Bending test w różnych temperaturach (SCB), (2) Disc Shape Compact Tension test (DCT), (3) Bending Beam Fatigue (BBF), (4) Indirect Tensile test (IDT) oraz (5) Texas Overlay Tester (TxOT). Każda z wymienionych metod posiada swoje specyficzne cechy i zalety, jednakże żadna z nich nie jest w dalszym ciągu powszechnie stosowana. Niemniej jednak, biorąc pod uwagę ich różne, nieraz specyficzne kryteria oceny mieszanek, metoda Texas Overlay Tester (nazywana dalej w artykule skrótem TxOT) wydaje się dość obiecująca i warta przybliżenia. Pierwsza wersja metody badawczej TxOT została opracowana przez Germann'a i Lytonn'a [9] w celu oceny odporności na spękania odbite, które mogą się pojawić w nowych warstwach ułożonych na istniejącej, nieciągłej konstrukcji nawierzchni. Metoda na tym etapie wykorzystywała prostokątne, prostopadłościennne belki, które były poddawane poziomym przemieszczeniom mającym odwzorować ruchy termiczne występujące w przykrytych, starych nawierzchniach. Badano również wpływ geotekstyliów wykorzystywanych do zbrojenia warstw asfaltowych. W późniejszych latach metoda została zmodyfikowana przez Zhou i Scullion'a [24] poprzez zmianę kształtu próbek, co miało ułatwić ich przygotowanie w laboratorium lub z odwiertów z nawierzchni. Obecnie metoda ta jest wykorzystywana przez zarząd drogowy w stanie Texas w USA (Texas DOT), który opracował własną procedurę badawczą Tex248-F [19, 20]. Istnieje również podobna międzynarodowa norma ASTM WK26816 [2]. W Polsce wciąż nie ma publikacji ani raportów badawczych dotyczących wykorzystania metody TxOT w polskich warunkach, z uwzględnieniem polskich rodzajów mieszanek oraz asfaltów stosowanych w Polsce.

Cel i zakres badań

Celem badań była weryfikacja przydatności metody TxOT dla oceny charakterystyk pękania mieszanek mineralno-asfaltowych z typowymi asfaltami wykorzystywanymi w Polsce, w szczególności pod względem wpływu zastosowanych różnych asfaltów wraz ze specjalnymi dodatkami wchodzącymi w skład mieszanki.

Zakres badań obejmował jeden rodzaj

mieszanki mineralno-asfaltowej z różnymi rodzajami asfaltu oraz wybranymi dodatkami. Mieszankę wybraną do badań zaprojektowano tak, aby mogła być zastosowana do wykonania nakładki (takiej jak warstwa wyrównawcza wykonywana na starej nawierzchni z betonu asfaltowego przed ułożeniem warstwy ścieralnej) i spełniała wymagania stawiane standardowej mieszance mineralno-asfaltowej do warstwy wiążącej AC 11 W. Zastosowano cztery różne lepiszcza: jeden asfalt drogowy, dwa asfalty modyfikowane polimerem (miękki i twardy) oraz asfalt wysokomodyfikowany. Wszystkie wykorzystane asfalty są powszechnie stosowane w Polsce do mieszanek mineralno-asfaltowych. W przypadku mieszanek z asfaltem drogowym zastosowano również dwa różne dodatki: grys gumowy i włókna polimerowe.

Badane materiały

Do badań laboratoryjnych wytypowano cztery różne asfalty: asfalt drogowy 35/50, dwa asfalty modyfikowane polimerem: 10/40-65 i 25/55-60 oraz asfalt wysokomodyfikowany 25/55-80.

Wszystkie asfalty zostały wyprodukowane w polskich rafineriach. W Tabeli 1 przedstawiono właściwości wg PN-EN 12591:2010 i PN-EN 14023:2011 oraz klasyfikację performance grade (PG) wg. AASHTO M320 [1, 29] zastosowanych asfaltów. Do badań wytypowano beton asfaltowy zaprojektowany zgodnie z normą PN-EN 13108-1 [6] oraz Wymaganiami Technicznymi WT-2 2014 [14]. W Tabeli 2 przedstawiono skład i parametry objętościowe podstawowej mieszanki AC 11 W z asfaltem drogowym 35/50 zagęszczonej za pomocą ubijaków Marshalla. W pozostałych przypadkach zmieniano rodzaj asfaltu, utrzymując zawartość asfaltu na tym samym poziomie, tj. 5,6%.

Mieszanki mineralno-asfaltowe zostały przygotowane w warunkach laboratoryjnych zgodnie z normą PN-EN 12697-35 [5]. Przed zagęszczeniem luźna mieszanka była poddana starzeniu zgodnie z procedurą zawartą w Załączniku 2 dokumentu WT-2:2014 [14]. W przypadku mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem drogowym 35/50 zastosowano również dwa rodzaje dodatków: dodatek włókien polimerowych i dodatek granulatu gumowego w celu modyfikacji

właściwości asfaltu. W pierwszym przypadku dodawano polimerowe włókna (aramidowo-polialfaolefinowe) o długości 19 mm bezpośrednio do mieszanki mineralno-asfaltowej. Dodatek włókien wynosił 0,05% w stosunku do masy mieszanki mineralno-asfaltowej. Użyto włókien specjalnie zaprojektowanych do stosowania jako zbrojenie rozproszone w warstwach asfaltowych [3, 11, 12].

W drugim przypadku dodawano mieszanekę granulatu gumowego pochodzącego z recyklingu opon samochodowych oraz granulowanego polimeru (polioktynameru) w łącznej ilości (tj. granulatu i polimeru) 10% w stosunku do masy asfaltu. Przy dozowaniu opisywanej mieszanki do 2000 gramów asfaltu ilość właściwego granulatu gumowego o frakcji 0,2/0,8 mm wynosiła 191 gramów, zaś ilość polimeru 9 gramów (łącznie 200 gramów). Proces łączenia składników przeprowadzono w warunkach laboratoryjnych w mieszarce z prędkością 200 obr./min przez 120 minut. Temperaturę podczas mieszania utrzymywano w zakresie 170-180°C. Opisany powyżej proces dotyczył jedynie warunków laboratoryjnych. Podczas pełnowymiarowej produkcji dodatek jest dozowany bezpośrednio do mieszalnika z suchym kruszywem i mieszany przez około 8-10 sekund, zanim zostanie podany ciekły asfalt. Każdy rodzaj modyfikacji asfaltu gumą poprawia właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych, w szczególności w zakresie spękań niskotemperaturowych [4, 13, 15, 16, 18, 23].

W celu uzyskania podstawowych informacji o wpływie rodzaju asfaltu i dodatków na parametry mieszanek mineralno-asfaltowych przeprowadzono badanie koleinowania zgodnie z normą PN-EN 12697-22. Wyniki przedstawiono w Tabeli 3.

Metodyka badania TxOT

Metodykę badania TxOT przyjęto zgodnie z procedurą opisaną w amerykańskiej normie Tex-248-F [20].

W opisywanym badaniu wykorzystano próbki o wymiarach: 150 mm długości, 75 mm szerokości i 37,5 mm grubości, które wycięto ze standardowych próbek walcowych zagęszczanych w prasie żyratorowej. Średnica próbek walcowych wynosiła 150 mm, zaś ich wysokość 115 mm. Próbkę żyratorową zostały

Tab. 1. Właściwości asfaltów użytych w badaniach

Właściwości		Rodzaj asfaltu				
		35/50	35/50 R	10/40-65	25/55-60	25/55-80
Penetracja w 25°C, 0,1 mm, wg PN-EN 1426	Original	45	39	26	34	50
	RTFOT	28	24	21	25	41
PiK, Temperatura, °C, wg PN-EN 1427	Original	53,0	60,7	68,0	62,6	87,5
	RTFOT	60,1	69,9	71,4	68,2	89,1
Performance Grade, wg AASHTO M 320		70-16	82-16	82-16	76-22	82-22
R – modyfikacja gumą, dodatek komercyjny						

Tab. 2. Skład i parametry objętościowe mieszanki mineralno-asfaltowej AC 11 W z asfaltem 35/50

Rodzaj warstwy	warstwa wiążąca/ wyrównawcza							
Ruch projektowy	średni – od 0,50x106 do 7,3x106 osi standardowych 100kN							
Rodzaj kruszywa	C90/3, granit							
Rodzaj wypełniacza	wapień							
Zawartość asfaltu (% m/m)	5,6							
Wolne przestrzenie w próbkach Marshalla (2 x 75 uderzeń) [%]	3,3							
Zawartość wolnych przestrzeni wypełnionych lepiszczem VFB [%]	80,4							
Zawartość wolnych przestrzeni w mieszanke mineralnej VMA [%]	16,6							
Rozmiar sita (mm)	16	11,2	8	5,6	4	2	0,125	0,063
% Przesiew (m/m)	100	99	83	65	54	43	12	7,4

Tab. 3. Wyniki badania koleinowania mieszanki AC 11 W z różnymi asfaltami i dodatkami

Rodzaj asfaltu	35/50	35/50 R	35/50 F	10/40-65	25/55-60	25/55-80
Odporność na koleinowanie, metoda B w powietrzu, 60°C, 10 000 cykli						
WTS AIR, [mm/1000 cykli]	0,28	0,09	0,25	0,19	0,15	0,12
PRD AIR, [%]	6,7	3,3	6,2	5,3	4,5	3,8
R – modyfikacja gumą, F – dodatek włókien						

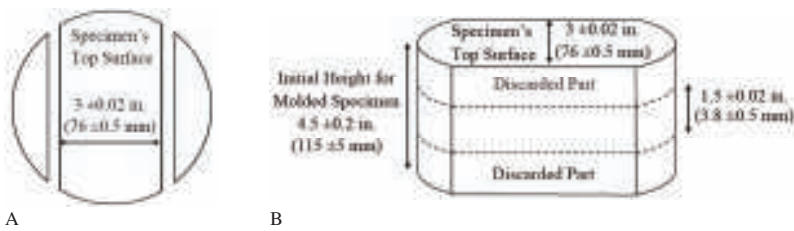
zagęszczane wg normy PN-EN 12697-31 [4] do uzyskania wskaźnika zagęszczenia zawierającego się w przedziale 98-100% gęstości próbek zagęszczanych w ubijaku Marshalla. Na Rysunku 1 przedstawiono wymiary wyciętych próbek. W Tabeli 4 zestawiono natomiast zawartość wolnych przestrzeni w wyciętych próbkach, oddzielnie dla każdej mieszanki mineralno-asfaltowej z różnym asfaltem. Dla każdej mieszanki przygotowano do badań po 3 próbki przycięte do badania TxOT. Należy zwrócić uwagę, że z próbki żyratorowej o dość znacznej wysokości 115 mm uzyskuje się tylko jedną próbkę do badania TxOT o grubości 38 mm pozyskaną ze środkowej części próbki żyratorowej, ponieważ skrajne fragmenty są odrzucane. W ten sposób uzyskuje się próbki o dużej jednorodności i równomiernym rozmieszczeniu wolnych przestrzeni w objętości.

Temperatura zagęszczania mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem drogowym 35/50 wynosiła 135°C ± 5°C, a w przypadku mieszanek z asfaltami modyfikowanymi polimerami 145°C ± 5°C.

Po wycięciu każda próbka została

przyklejona klejem epoksydowym do dwóch metalowych płytek, jak pokazano na Rysunku 2. Podczas klejenia próbki do metalowych płytek są one tymczasowo przykręcane do płyty montażowej, dzięki czemu uzyskuje się stały i dokładny określony odstęp pomiędzy płytkami.

Przyklejone do płytek próbki zostały zamocowane w uchwycie uniwersalnej prasy wytrzymałościowej UTM 130 (patrz Rys. 3), tworząc układ gotowy do badania. Jego istota polega na cyklicznym rozciąganiu i ścisaniu przygotowanej próbki przyklejonej sztywno do płytek, co wywołuje w próbce naprzemiennie naprężenia rozciągające i ścisające. Badanie zostało przeprowadzone w trybie kontrolowanego odkształcenia. Długość pojedynczego cyklu obciążającego wynosiła 10 sekund, a maksymalne odkształcenie 0,63 mm. Temperatura badania wynosiła +25 ± 0,5°C. Każdy cykl składał się z 5 sekundowego obciążenia próbki i 5 sekundowego odciążenia (patrz Rysunek 4). Badanie trwało do chwili zniszczenia próbki. Za moment zniszczenia próbki uznawano liczbę cykli, przy której następowała redukcja począ-



1. Wymiary wyciętych próbek zgodnie z normą Tex-248-F [20]

Tab. 4. Zawartość wolnych przestrzeni w końcowych wyciętych próbkach

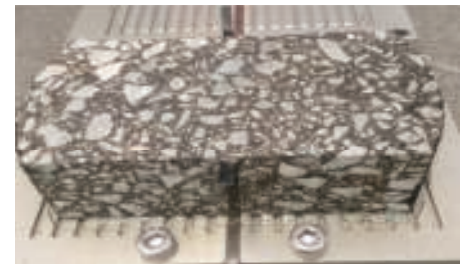
Rodzaj asfaltu	35/50	35/50 R	35/50 F	10/40-65	25/55-60	25/55-80
Zawartość wolnych przestrzeni [%]	5,3	5,4	5,2	5,3	5,2	5,1
R - modyfikacja gumą, F - modyfikacja włóknami						

kowej siły rozciągającej o 93%. Jeżeli 93% redukcja początkowej siły rozciągającej nie następowała podczas wstępnie założonej maksymalnej liczby cykli obciążenia badanie przerywano automatycznie. Początkowo maksymalny czas trwania badania określano na poziomie 1000 cykli obciążających, jednakże wartość ta musiała zostać zwiększona do 2000 cykli. Okazało się bowiem, że 1000 cykli obciążających nie wystarczało do wywołania uszkodzeń w badanych próbkach, zwłaszcza w przypadku mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem wysokomodyfikowanym. Po zakończonym badaniu wyznaczano początkową i końcową wartość obciążenia, procentową redukcję obciążenia oraz odnotowaną liczbę cykli do momentu wywołania pęknięcia.

Typowy wykres siły i odkształcenia podczas badania przedstawiono na Rysunku 4.

Jak można zauważyć, podczas pierwszego etapu obciążenia (pierwsze 5 sekund cyklu) próbka jest rozciągana, natomiast w drugim etapie (od 5 do 10 sekundy cyklu) następuje ściskanie próbki. Obciążenie potrzebne do zachowania stałej amplitudy odkształceń zmienia się podczas badania. W trakcie pierwszych cykli obciążających można zauważyć, że siła rozciągająca ma większą wartość niż siła ścisająca. Wraz z upływem kolejnych cykli siła rozciągająca zmniejsza się, siła przy ścisaniu pozostaje natomiast na stałym poziomie. Ściskanie podczas cykli obciążających może być uważane za formę samoregeneracji (ang. healingu) materiału.

Na podstawie obecnego kryterium opisanego w normie Tex-248-F, mieszanki mineralno-asfaltowe, które nie ulegną zniszczeniu podczas pierwszych 300



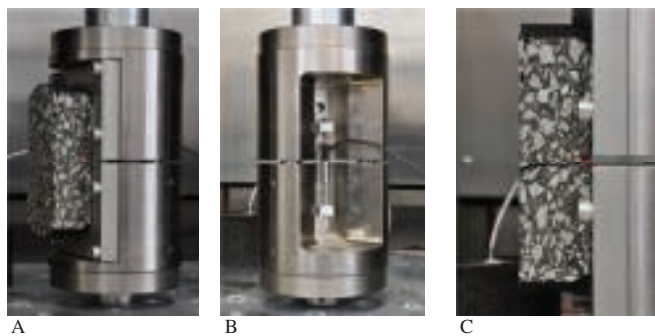
2. Wycięta próbka przyklejona do dwóch stalowych płytek przykręconych tymczasowo do płyty montażowej

cykli obciążających (tj. redukcja siły początkowej będzie mniejsza niż 93%) są uznawane za mieszanki o odpowiedniej odporności na pęknięcie [25]. Mieszanki mineralno-asfaltowe, dla których liczba cykli do zniszczenia wynosi powyżej 750 mogą być natomiast stosowane jako warstwa przeciwpękaniowa [8, 21]. W obecnej wersji normy Tex-248-F [20] liczba cykli do zniszczenia jest traktowana jedynie jako wartość informacyjna.

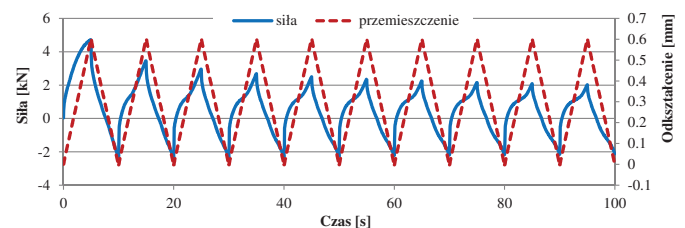
Na Rysunku 5 przedstawiono ideę wyznaczania krytycznej energii pęknięcia. Krytyczna energia pęknięcia jest definiowana jako obszar pod wykresem siły w zależności od odkształcenia (od zera do wartości maksymalnej) podczas pierwszego cyklu obciążającego [20].

Charakterystykę zachowania się mieszanki mineralno-asfaltowej w zakresie pęknięcia można opisać za pomocą Indeksu odporności na pęknięcie [20] oraz wskaźnika propagacji spękania [8], które oblicza się poprzez dopasowanie krzywej redukcji obciążenia opisaną równaniem wykładniczym.

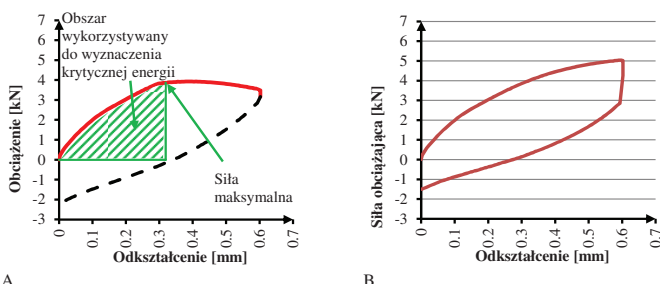
Według Garcia'i i in. [8] odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na pęka-



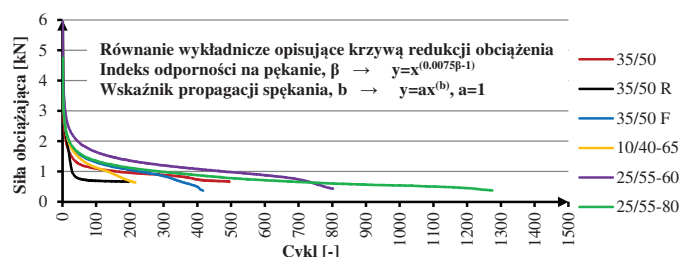
3. A- próbka badawcza zamontowana w prasie UTM 130, B- zewnętrzny czujnik przemieszczeń, C- pęknięta próbka po zakończonym badaniu



4. Typowy wykres sił i odkształceń podczas badania (pierwsze 10 cykli)



5. Prezentacja graficzna krytycznej energii pęknięcia podczas pierwszego cyklu obciążającego, A - idea metody, B - kształt pętli histerezy uzyskanej dla badanych mieszanek



6. Wykres sił obciążających dla poszczególnych mieszanek mineralno-asfaltowych (krzywe dla pierwszych wyników z serii; wybrane próbki)

nie można podzielić na cztery kategorie: I) Tough-crack resistant: dobra odporność podczas inicjacji pęknięć (wytrzymały) i ich propagacji (elastyczny). Do tej kategorii zalicza się mieszanki mineralno-asfaltowe o dopuszczalnej odporności na pęknięcie; II) Tough crack susceptible: mieszanki mineralno-asfaltowe o dobrej odporności na inicjację pęknięć (wytrzymałe), ale podatne na ich propagację (kruche); III) Soft-crack resistant: łatwe inicjowanie pęknięć (słaby), ale dobra zdolność do zmniejszenia propagacji pęknięcia (elastyczny); IV) Soft-crack susceptible: mieszanki mineralno-asfaltowe o znacząco niskiej odporności na inicjację i propagację pęknięć. Ideę takiego podziału wraz z otrzymanymi wynikami badań zaprezentowano na Rysunku 8.

Wyniki i analiza

Na Rysunku 6. przedstawiono wykresy sił obciążających w zależności od liczby cykli dla wszystkich badanych mieszanek mineralno-asfaltowych. Natomiast na Rysunku 7. zaprezentowano krzywe histerezy podczas pierwszego cyklu obciążającego. Wyniki z badania TxOT podsumowano w Tab. 5.

Na podstawie pierwszego kryterium (liczba cykli do zniszczenia) stwierdzono, że jedynie mieszanki mineralno-asfaltowe z asfaltem drogowym 35/50 z dodatkiem gumy oraz z asfaltem modyfikowanym 10/40-65 (który można uznać za twardy asfalt modyfikowany) nie spełniły wymagań zapisów normy Tex-248-F, ponieważ dla obu mieszanek liczba cykli do zniszczenia była mniejsza niż 300. Dodatek gumy do asfaltu drogowego 35/50 spowodował znaczny spadek liczby cykli do zniszczenia w porównaniu z czystym asfaltem 35/50, natomiast w przypadku dodatku włókien polimerowych do asfaltu 35/50 spadek wartości był niewielki, pomimo oczekiwanej poprawy, tj. wzro-

stu liczby cykli w porównaniu do mieszanki z czystym asfaltem 35/50.

W przypadku kryterium opartego na krytycznej energii pęknięcia można zauważyć, że najniższą wytrzymałość na spękanie uzyskano dla mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem wysokomodyfikowanym 25/55-80, a najwyższą zaobserwowano w przypadku mieszanki z asfaltem 35/50, ale z dodatkiem gumy.

W przypadku trzeciego kryterium charakteryzującego mieszanki mineralno-asfaltowe pod względem odporności na propagację pęknięcia, które już nastąpiło, najlepsze wyniki osiągnięto dla mieszanki z asfaltem modyfikowanym polimerem 25/55-60. Najgorsze wyniki uzyskano dla mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem drogowym 35/50 i dodatkiem gumy. Można jednak stwierdzić, że wszystkie wyniki osiągnięte dla tego kryterium (kombinacja odporności na inicjację spękania i jego propagację) były dobre dla wszystkich mieszanek mineralno-asfaltowych i można je uznać za posiadające dobre właściwości przeciwspekaniowe. Należy również zauważyć, że współczynnik zmienności (COV) był niski i na akceptowalnym poziomie dla wartości obliczonych w drugim i trzecim kryterium, podczas gdy współczynnik zmienności dla liczby cykli do zniszczenia (który był stosowany w pierwszym kryterium) był zdecydowanie wyższy (patrz Tabela 5). Na Rysunku 8 Przedstawiono interpretację graficzną właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych na inicjację i propagację spękania.

Wnioski

Rodzaj asfaltu zastosowanego w poszczególnych mieszankach mineralno-asfaltowych miał znaczący wpływ na ich odporność na pęknięcie.

Asfalt modyfikowany 25/55-60 i asfalt wysokomodyfikowany 25/55-80 zwiększyły

odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na pęknięcie. Mieszanki z dodatkiem tych lepszyczy osiągnęły najlepsze wyniki. Asfalt modyfikowany 10/40-65, który jest twardszy od asfaltów 25/55-60 i 25/55-80 osiągnął gorsze wyniki, nawet w porównaniu z asfaltem drogowym 35/50. W tym przypadku ogólna sztywność lepszycza była odpowiedzialna za zmniejszenie właściwości przeciwspekaniowych.

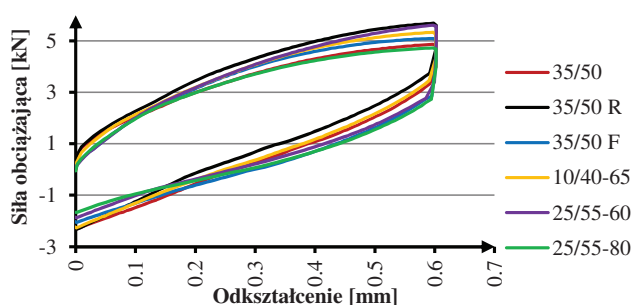
Mieszanka mineralno-asfaltowa z asfaltem modyfikowanym 25/55-60 osiągnęła wyższą wartość krytycznej energii pęknięcia i większą odporność na propagację spękania niż mieszanka z asfaltem wysokomodyfikowanym 25/55-80. Natomiast druga mieszanka uzyskała lepszy wynik w przypadku kryterium liczby cykli do pęknięcia.

Dodatek włókien polimerowych nie wpłynął pozytywnie na poprawę właściwości. Natomiast dodatek gumy obniżył właściwości przeciwspekaniowe. Mieszanka mineralno-asfaltowa z asfaltem drogowym 35/50 modyfikowana gumą w większości przypadków w opisywanym badaniu wykazała gorsze parametry niż z samym asfaltem 35/50.

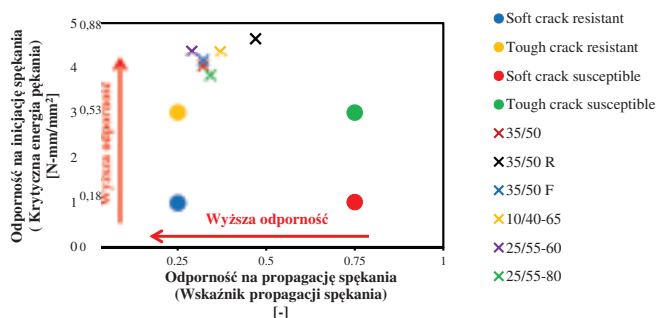
Na podstawie otrzymanych rezultatów można przedstawić następujący ranking mieszanek mineralno-asfaltowych i ich odporności na pęknięcie: 1 (najlepsza odporność) - 25/55-80 i 25/55-60, 2- 35/50 i 35/50 F, 3- 10/40-65, 4 (najniższa odporność)- 35/50 R. ◀

Materiały źródłowe

- [1] AASHTO M 320 2010 Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder American Association of State Highway and Transportation Officials
- [2] ASTM WK26816 2009 New Test Method for Determining the Susceptibility of Asphalt Mixtures to Cracking Using the Overlay Teste



7. Pętla histerezy dla pierwszego cyklu obciążającego, wartości średnie z trzech próbek badawczych



8. Interpretacja graficzna odporności na pęknięcie i wyniki badań

Tab. 5. Podsumowanie wyników badania TxOT, wartości średnie z trzech próbek badawczych

Rodzaj asfaltu	35/50	35/50 R	35/50 F	10/40-65	25/55-60	25/55-80
Siła początkowa,						
wartość średnia, [kN]	4,862	5,684	5,094	5,374	5,607	4,726
odch. standardowe [kN]	0,155	0,038	0,132	0,115	0,314	0,324
wsp. zmienności COV, [%]	3,2	0,7	2,6	2,1	5,6	6,9
Cykle do zniszczenia,						
wartość średnia, [-]	552	120	433	241	854	1069
odch. standardowe	131	69	102	24	470	203
wsp. zmienności COV, [%]	26,7	57,5	23,7	9,8	55,0	19,0
Krytyczna energia pęknięcia, GC						
wart. średnia, [kN-mm/mm ²]	0,705	0,815	0,727	0,764	0,765	0,668
odch. stand. [kN-mm/mm ²]	0,029	0,016	0,016	0,038	0,022	0,038
wsp. zmienności COV, [%]	4,1	2,0	2,1	5,0	2,9	5,7
Indeks odporności na spękanie, β, (wskaźnik propagacji spękania)						
wartość średnia, [-]	0,32	0,47	0,32	0,37	0,29	0,34
odch. standardowe	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,05
wsp. zmienności COV, [%]	3,26	4,05	2,40	3,46	1,77	6,97

- [3] Chomicz-Kowalska A 2017 Laboratory testing of low temperature asphalt concrete produced in foamed bitumen technology with fiber reinforcement Bulletin of the Polish Academy of Sciences Technical Sciences 65.6 (2017): 779-790
- [4] EN 12697-31 2007 Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Specimen preparation by gyratory compactor
- [5] EN 12697-35 2016 Bituminous mixtures. Test methods. Laboratory mixing
- [6] EN 13108-1 2006 Bituminous mixtures. Material specifications. Asphalt Concrete
- [7] Garcia V M et al. 2016 Evaluation of Operational Variables That Can Improve Overlay Tester Results Transportation Research Board 95th Annual Meeting Washington D.C. p 1-16
- [8] Garcia V M et al. 2017 Improved Overlay Tester for Fatigue Cracking Resistance of Asphalt Mixtures Research Center for Transportation Infrastructure Systems The University of Texas at El Paso p 176
- [9] Germann F P and Lytton R L 1979 Methodology for predicting the reflection cracking life of asphalt concrete overlays Research Report Number 207-5 Texas Transportation Institute Texas A&M University p. 149
- [10] Iwanski M, Buczynski P and Mazurek G 2016 Optimization of the road binder used in the base layer in the road construction Construction and Building Materials Vol. 125 30 p. 1044-1054 <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.112>
- [11] Jaskula P, Stienss M and Szydłowski C 2017 Effect of Polymer Fibres Reinforcement on Selected Properties of Asphalt Mixtures Procedia Engineering, Volume 172, p 441-448
- [12] Kaloush K E et al. 2010 Evaluation of Fibre-Reinforced Asphalt Mixtures Using Advanced Material Characterization Tests J. Test. Eval. vol. 38 no. 4 p. 102442
- [13] Król J B et al. 2014 Laboratory and Field Investigations of Polymer and Crumb Rubber Modified Bitumen Journal of Civil Engineering and Architecture V8, 10 (83) pp. 1327-1334
- [14] Polish Technical Guidelines WT-2 2014 General Directorate for National Roads and Motorways
- [15] Pszczola M et al. 2017 Evaluation of Low Temperature Properties of Rubberized Asphalt Mixtures Procedia Engineering Vol. 172 p 897-90
- [16] Radziszewski P. et al. 2012 Asphalt rubber as an alternative of polymer modified bitumen Asphalt Rubber Conference 2012 Munich
- [17] Swieczko-Zurek B et al. 2017 Rolling resistance and tyre/road noise on rubberised asphalt pavement in Poland Road Materials and Pavement Design Vol. 18 Issue 1 p. 151-167 <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2016.1159245>
- [18] Sybilski D et al. 2011 Rubber-bitumen granulate for asphalt pavements – laboratory comparative analysis 5th International Conference on Bituminous Mixtures and Pavements Thessaloniki pp. 1413-1421
- [19] TxDOT Designation 2014 Tex-248-F Test Procedure for Overlay Test Texas
- [20] TxDOT Designation 2017 Tex-248-F Test Procedure for Overlay Test Texas
- [21] Walubita L F et al. 2011 Search for a Laboratory Test to Evaluate Crack Resistance of Hot-Mix Asphalt Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board p 73-80 DOI: 10.3141/2210-08
- [22] Walubita L F, Simate G S, and Oh J H 2010 Characterising the ductility and fatigue crack resistance potential of asphalt mixes based on the laboratory direct tensile strength test J. SOUTH AFRICAN Inst. Civ. Eng. vol. 52 no. 2 p 31-40
- [23] Zborowski A. et al. 2004 Material Characteristics of Asphalt Rubber Mixtures Annual Meeting of the Transportation Research Board
- [24] Zhou F and Scullion T 2003 Upgraded overlay tester and its application to characterize reflection cracking resistance of asphalt mixtures Report 0-4467-1 Texas Transportation Institute Texas A&M University p 44
- [25] Zhou F and Scullion T 2005 Overlay tester: a rapid performance related crack resistance test Report 0-4467-2 Texas Transportation Institute Texas A&M University p 86
- [26] Zhou F et al. 2016 Experimental Design for Field Validation of Laboratory Tests to Assess Cracking Resistance of Asphalt Mixtures Texas Transportation Institute Texas A&M University Project no 9-87 p 262
- [27] Zhu Y et al. 2017 Comprehensive evaluation of low-temperature fracture indices for asphalt mixtures Road Materials and Pavement Design 18:sup4 pp. 467-490 DOI: 10.1080/14680629.2017.1389085
- [28] Zofka A. et al. 2017 Glass and carbon geogrid reinforcement of asphalt mixtures Road Materials and Pavement Design Vol. 18(1), pp: 471-490, 10.1080/14680629.2016.1266775
- [29] Pszczola M., Ryś D., Jaskuła P., Analysis of climatic zones in Poland with regard to asphalt performance grading, Drogi i Mosty, vol. 16, nr 4, 2017, s. 245-269, doi: 10.7409/rabdim.017.016

Zastosowanie kruszywa betonowego z recyklingu w mieszankach mineralno-cementowo-emulsyjnych

Application of recycled concrete aggregate in mineral-cement-emulsion mixtures



Łukasz Skotnicki

Dr inż.

Politechnika Wrocławska,
Zakład Dróg i Lotnisk

lukasz.skotnicki@pwr.edu.pl



Jarosław Kuźniewski

Dr inż.

Politechnika Wrocławska,
Zakład Dróg i Lotnisk

jaroslaw.kuzniewski@pwr.edu.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono wybrane zagadnienia związane z realizacją grantu badawczego „Wykorzystanie materiałów pochodzących z recyklingu”, w ramach wspólnego przedsięwzięcia Rozwój Innowacji Drogowych (RID), współfinansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju oraz Generalną Dyрекcyję Dróg Krajowych i Autostrad. Głównym celem projektu była analiza możliwości zastosowania destruktu betonowego, pochodzącego z rozbiórki istniejących dróg, do wytworzenia nowych warstw nawierzchni drogowych. W artykule zaprezentowano wybrane wyniki badań, przedstawiające wpływ zawartości destruktu betonowego na parametry wytrzymałościowe mieszank mineralno-cementowo-emulsyjnych (MCE). Stwierdzono dużą zmienność badanych cech mieszank MCE w zależności od procentowej zawartości materiału z recyklingu. Zaproponowano zaimplementowanie nowych badań do procesu projektowania mieszank MCE oraz określono optymalną zawartość destruktu betonowego, pozwalającą na uzyskanie wymaganych wartości analizowanych parametrów. Stosując destruktu betonowy w konwencjonalnych mieszankach MCE uzyskano pozytywne efekty ekonomiczne oraz środowiskowe.

Słowa kluczowe: Recykling; Mieszanka MCE; Destrukt betonowy

Abstract: The article presents selected problems connected with the accomplishment of the research grant ‘Application of reclaimed materials’ as part of the joint project Development of Road Innovations (RID) co-financed by the National Centre of Research and Development as well as the General Directorate for National Roads and Motorways. The main aim of the project was to analyse possibilities of application of reclaimed concrete obtained from the demolition waste from the existing roads to produce new layers of road pavements. The article presents selected test results which show the influence of the reclaimed concrete content on the strength parameters of the MCE mixtures. Significant variation of the tested MCE mixtures properties depending on the percentage of the reclaimed material has been indicated. It has been suggested that new tests should be implemented in the process of MCE mixtures design process. An optimal content of reclaimed concrete has been determined in order to obtain required values of the analysed parameters. The application of reclaimed concrete in conventional MCE mixtures made it possible to achieve positive economical and environmental effects.

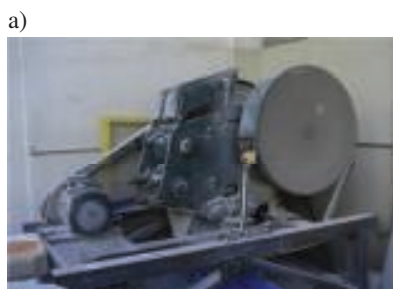
Keywords: Recycling; MCE mixture; Reclaimed concrete

W ramach realizacji grantu badawczego Zakład Dróg i Lotnisk Politechniki Wrocławskiej w latach 2016-2017 brał udział w projekcie: „Wykorzystanie materiałów pochodzących z recyklingu”. Zakres tematu badawczego obejmował recykling materiałów betonowych i powtórne wykorzystanie kruszywa betonowego w warstwach nawierzchni drogowych.

Podstawowym celem tematu badawczego były badania właściwości materiałów pochodzących z recyklingu oraz analiza możliwości zastosowania kruszywa betonowego do warstw nawierzchni drogowych. Opracowano procedury badań i oceny właściwości

destruktu betonowego a także wytyczne określające warunki powtórnego wykorzystania materiału, pochodzącego z recyklingu nawierzchni betonowych, w warstwach konstrukcji nawierzchni drogowej, podłoża ulepszonego oraz nasypów drogowych. Jednym z materiałów służącym do wykonania warstw podbudowy drogowej są mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjne. Innowacyjne podejście w temacie badawczym polegało na zastosowaniu w składzie tych mieszank destruktu betonowego w połączeniu z emulsją asfaltową i cementem. Podstawą analiz było określenie wpływu procentowej zawarto-

ści destruktu betonowego na parametry wytrzymałościowe mieszank mineralno-cementowo-emulsyjnych (MCE). W zakresie badań ujęto: wytrzymałość mieszank MCE na rozciąganie pośrednie ITS, moduł sztywności IT-CY, zawartość wolnych przestrzeni Vm. Dodatkowo dla mieszank MCE zawierających destruktu betonowy określono zespolony moduł sztywności określony metodą belki 4-punktowej 4PB-PR. Cecha ta nie jest aktualnie objęta w procesie projektowania oraz w wymaganiach dla warstw podbudowy z mieszank MCE wg [4].



1. Kruszarki stacjonarne a) jednostopniowa, b) dwustopniowa [5]

Kruszywo betonowe z recyklingu

W literaturze anglojęzycznej kruszywo betonowe z recyklingu określane jest jako recycled concrete aggregate (RCA). Większość odpadów, które mogą być powtórnie zastosowane do wykonania nowych elementów, pochodzi z prac rozbiórkowych. Odpady te określane są mianem materiałów construction and demolition waste (CDW).

Podstawowym sposobem pozyskiwania kruszywa betonowego jest kruszenie wyeksploatowanych elementów betonowych w kruszarkach stacjonarnych. Proces pozyskiwania recyklowanego kruszywa betonowego z materiałów CDW składa się z: rozbiórki istniejących elementów konstrukcyjnych, składowania tych mate-

riałów, kruszenia w kruszarkach szczękowych, rozsiewania na poszczególne frakcje, kruszenia w kruszarkach bębnowych, separowania najdrobniejszych frakcji kruszywa, odzyskiwania elementów niepożądanych (np. zbrojenia) w separatorach magnetycznych [3, 17]. W efekcie tego procesu uzyskiwane jest czyste kruszywo betonowe o zadanym uziarnieniu.

Innym przykładem kruszarek stacjonarnych są jednostopniowe kruszarki uderzeniowe lub kruszarki dwustopniowe (kruszarki uderzeniowe w połączeniu z młynami młotkowymi) [5] – rys. 1.

W zależności od zastosowanej metody kruszenia uzyskiwane jest kruszywo betonowe o różnym uziarnieniu i właściwościach użytkowych. Badania prowadzone w Portugalii wskazują

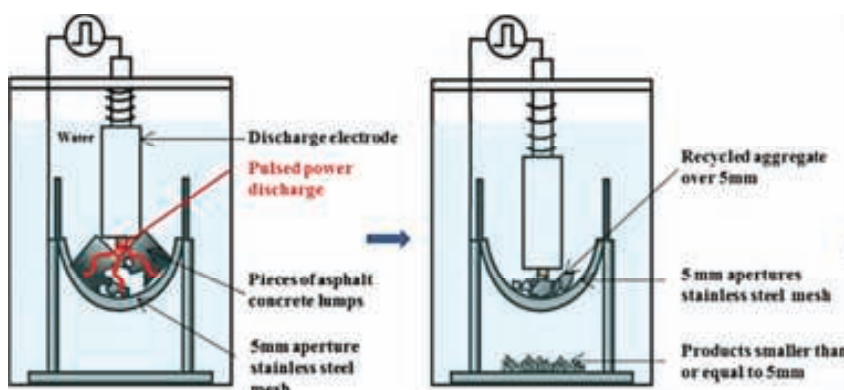
jednak, że na parametry wytrzymałościowo – odkształceniowe materiałów wytworzonych z kruszywa betonowego (np. beton cementowy) większy wpływ mają właściwości materiałów pochodzących z rozbiórki niż metoda kruszenia tego materiału [5].

W krajach mniej rozwiniętych stosowane są ręczne metody kruszenia [16]. Taki model pozyskiwania kruszywa betonowego charakteryzuje się dużą niejednorodnością w uziarnieniu tego materiału oraz dużą czasochłonnością procesu.

Badania betonowych elementów prefabrykowanych wytworzonych na bazie kruszywa betonowego z recyklingu wykazały, że charakteryzują się one niższą wytrzymałością w porównaniu do elementów wytwarzanych na bazie naturalnego kruszywa. Może to być spowodowane większą nasiąkliwością kruszywa z recyklingu w porównaniu do kruszyw naturalnych. Jednak uzyskane parametry elementów prefabrykowanych na bazie kruszywa betonowego z recyklingu, pozwala na ich zastosowanie w nowych konstrukcjach budowlanych [16].

Obecnie coraz popularniejsze staje się zastosowanie tzw. recyklingu na miejscu dla wyeksploatowanych elementów betonowych. W przypadku nawierzchni drogowych nowatorską metodą jest metoda wyładowań impulsowych, zastosowana przez badaczy z Japonii. Zastosowana została w warunkach laboratoryjnych do kruszenia mieszanek mineralno-asfaltowych [15]. Za pomocą elektrod wyładowczych w środowisku wodnym następuje kruszenie konglomeratu kruszywa i lepiszcza asfaltowego na ustalone frakcje. W efekcie procesu uzyskuje się kruszywo z recyklingu oraz frakcje lepiszcza asfaltowego – rys. 2. Metoda ta mogłaby być w przyszłości zaimplementowana w warunkach terenowych do kruszenia nawierzchni asfaltowych jak również nawierzchni betonowych.

Kolejną nowatorską metodą kruszenia jest metoda elektro-dynamiczna. Zasada kruszenia polega na generowaniu wyładowań elektrycznych, po-



2. Metoda kruszenia za pomocą wyładowania impulsowego [15]



3. Uderzeniowa kruszarka mobilna Hartle PC-160 [2]

wodujących pękanie odzyskiwanego materiału. W zależności od poziomu zastosowanej energii możliwe jest uzyskanie różnych frakcji kruszenia. Metoda ta została wykorzystana przez uczonych z Belgii i Szwajcarii w nowatorskim kruszeniu elementów elektronicznych. Badacze stwierdzili, że istnieje możliwość uzyskania uziarnienia materiału poddanego recyklingowi, podobnego do uziarnienia uzyskiwanego w młynach młotkowych [14]. Po odpowiednich modyfikacjach metoda mogłaby zostać wprowadzona do kruszenia istniejących konstrukcji betonowych.

W kruszeniu zdegradowanych konstrukcji betonowych popularne są kruszarki mobilne do zastosowań na miejscu. Kruszarki mobilne pozwalają na uzyskanie rozdrobnienia materiału, który jest później przesiewany na zestawie sit do wymaganych frakcji – rys. 3 [2].

W badaniach uczonych z Egiptu wykazano, że kruszywo betonowe z recyklingu z powodzeniem może zostać używane ponownie, do wytwarzania nawet betonów cementowych. Wykazano, że zawartość kruszywa z recyklingu na poziomie 25% nie wpływa znacząco na właściwości betonu cementowego. Betony o zawartości 25% - 50% kruszywa z recyklingu charakteryzowały się niższymi parametrami wytrzymałościowymi w porównaniu z konwencjonalnymi betonami, jednak ich cechy pozwalały na zastosowanie finalnego produktu w konstrukcjach. W badaniach wykazano dużą nasiąkliwość i wysoką ścieralność kruszywa betonowego z recyklingu [2].

Wykazano, że mieszanki wykonane z wysoko jakościowego recyklowanego kruszywa betonowego miały bardzo podobną wytrzymałość do próbek wykonanych w całości z kruszywa naturalnego. Dotyczy to zarówno mieszanek betonu wałowanego, jak i mieszanek betonowych wzmocnionych włóknem stalowym [1].

Badania przedstawione w [18] wykazały możliwość zastosowania betonowego kruszywa recyklowanego do wytworzenia nowych mieszanek

betonowych. Analizy dotyczyły trzech podstawowych właściwości mechanicznych (wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na zginanie oraz moduł sprężystości) i dwóch parametrów stałości objętości (skurcze powstałe w wyniku obsuszania i ograniczone pęknięcia skurczowe). Wykazano, że dodatki polimerowego siarczanu glinu poprawia mikrostrukturę mieszanki. To przyczynia się do ulepszenia właściwości mechanicznych, zmniejszenia skurczów spowodowanych wysuszeniem i opóźnienia okresu ograniczonych pęknięć skurczowych.

Dobór składników mieszanek MCE

Wzajemne proporcje pomiędzy poszczególnymi składnikami (destruktu betonowy, materiał doziarniający, spoiwo hydrauliczne, lepiszcze asfaltowe) decydują o właściwościach wytrzymałościowych i odkształceniowych mieszanek MCE. W celach badawczych wykonano szereg analiz dotyczących wpływu uziarnienia mieszanki mineralnej i składu mieszanek MCE na wybrane cechy tych materiałów. Skład mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej będzie wpływał na właściwości przyszłej warstwy konstrukcyjnej nawierzchni drogowej.

Badania polegały na analizie wpływu procentowej zawartości destruktu betonowego na podstawowe cechy wytrzymałościowe mieszanek MCE. W tym celu zaproponowano różne udziały procentowe destruktu betonowego w mieszance. Mieszanki te oznaczono symbolami MCE 1, MCE 2, MCE 3 i MCE 4. Założono udziały destruktu betonowego odpowiednio na poziomach 25%, 45%, 0% i 70% w stosunku do całej mieszanki mineralnej. Pozostałą część stanowił zawsze materiał doziarniający – granit.

Do analizowanych mieszanek MCE zastosowano emulsję kationową C60B10 R zgodnie z wymaganiami [12]. Dodatkowo wg [4] zaleca się, aby emulsja spełniała dodatkowo następujące warunki: rodzaj asfaltu: 50/70 lub 70/100 wg [6], brak rozpuszczalników i topników. Ponadto emulsja

Tab. 1. Procentowe zawartości poszczególnych frakcji dla materiałów wsadowych

Sito	Destrukt I (P2)	Granit
[mm]	[%]	[%]
31,5	18,2	4,0
16,0	24,6	22,2
8,0	17,9	14,0
4,0	18,0	13,4
2,0	9,5	9,1
1,0	6,7	9,7
0,5	3,0	7,2
0,125	1,5	10,1
0,063	0,4	3,5
<0,063	0,1	7,1
Suma	100,0	100,0

Tab. 2. Skład mieszanki MCE 1 (25% destruktu, 75% granitu)

MCE 1	Składniki	Skład roboczy MM	Skład MCE	Zawartość C+E+W
	[-]	[%]	[%]	[%]
	Destrukt I (P2)	25,0	21,4	14,6
	Granit	75,0	64,1	
	CEMENT	-	3,0	
	Emulsja 60/40	-	5,0	
	Woda		6,6	
	W sumie	100,0	100,0	

Tab. 3. Skład mieszanki MCE 2 (45% destruktu, 55% granitu)

MCE 2	Składniki	Skład roboczy MM	Skład MCE	Zawartość C+E+W
	[-]	[%]	[%]	[%]
	Destrukt I (P2)	45,0	38,4	14,6
	Granit	55,0	47,0	
	CEMENT	-	3,0	
	Emulsja 60/40	-	5,0	
	Woda		6,6	
	W sumie	100,0	100,0	

Tab. 4. Skład mieszanki MCE 3 (0% destruktu, 100% granitu)

MCE 3	Składniki	Skład roboczy MM	Skład MCE	Zawartość C+E+W
	[-]	[%]	[%]	[%]
	Destrukt I (P2)	0,0	0,0	14,6
	Granit	100,0	85,4	
	CEMENT	-	3,0	
	Emulsja 60/40	-	5,0	
	Woda		6,6	
	W sumie	100,0	100,0	

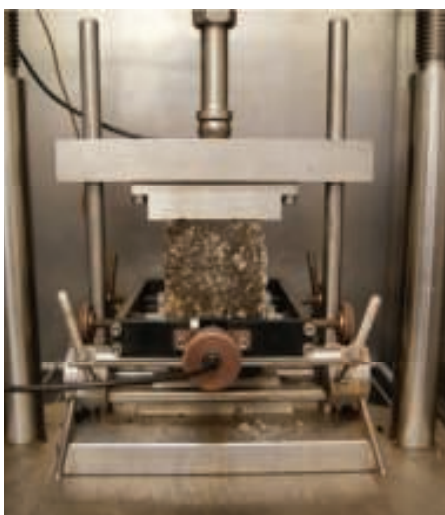
powinna charakteryzować się dobrą tolerancją ze spoiwem. W projektowa-

Tab. 5. Skład mieszanki MCE 4 (70% destruktu, 30% granit)

MCE 4	Składniki	Skład roboczy MM	Skład MCE	Zawartość C+E+W
	[-]	[%]	[%]	[%]
	Destrukt I (P2)	70,0	59,8	14,6
	Granit	30,0	25,6	
	CEMENT	-	3,0	
	Emulsja 60/40	-	5,0	
	Woda		6,6	
	W sumie	100,0	100,0	

nych mieszankach MCE zastosowano cement portlandzki CEM II klasy 32,5 spełniający wymagania [13]. Dotyczą one składu cementu i kryteriów zgodności dla cementów powszechnego użytku. W bieżącym opracowaniu skoncentrowano się na mieszankach typu MCE przeznaczonych do warstw nawierzchni drogowych obciążonych ruchem KR3 – KR7. Kolejnym krokiem było założenie procentowych zawartości środków wiążących. Stosując środki wiążące (emulsja, cement) przyjęto ich zawartości: emulsja asfaltowa 5% wagowo i cement: 3% wagowo.

Próbki do badań mieszank MCE zagęszczono przy optymalnej zawartości wody. Na parametr ten składa się woda pochodząca z emulsji oraz woda zawarta w materiałach i woda dodana do mieszanki. Optymalną zawartość płynów określono w oparciu o metodę Proctora, zgodnie z normą [11]. Uziarnienie materiałów wsadowych zamieszczono w tab. 1. Składy mieszank zamieszczono w tab. 2-5,



5. Badanie modułu sztywności metodą IT-CY

Tab. 6. Wymagania w odniesieniu do próbek z mieszanki MCE [4]

Cecha:	Wymagane wartości:	
	Ruch KR1+KR2	Ruch KR3+KR4
Zawartość wolnych przestrzeni [%]	od 8 do 18 maksymalnie 14 ¹⁾	od 8 do 15 maksymalnie 12 ¹⁾
Wytrzymałość na pośrednie rozciąganie, T = +5°C, po 7 dniach, [MPa]	od 0,40 do 0,80	od 0,50 do 1,00
Wytrzymałość na pośrednie rozciąganie, T = +5°C po 28 dniach, [MPa]	od 0,60 do 1,40	od 0,70 do 1,60
Moduł sztywności IT-CY, T = +5°C po 28 dniach, [MPa]	od 1500 do 5000	od 2000 do 7000
Odporność na działanie wody (pozostała wytrzymałość na pośrednie rozciąganie po przechowywaniu próbek w wodzie), T = +5°C po 28 dniach, [%]	nie mniej niż 70	nie mniej niż 80

¹⁾ - Materiały rozbiórkowe zawierające smołę.

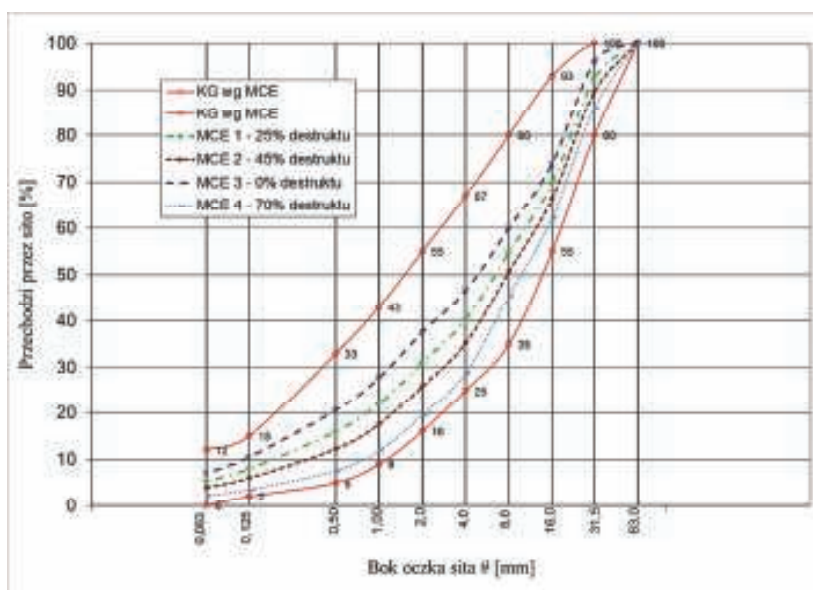
natomiast krzywe uziarnienia wraz z krzywymi granicznymi na rys. 4.

Program badawczy

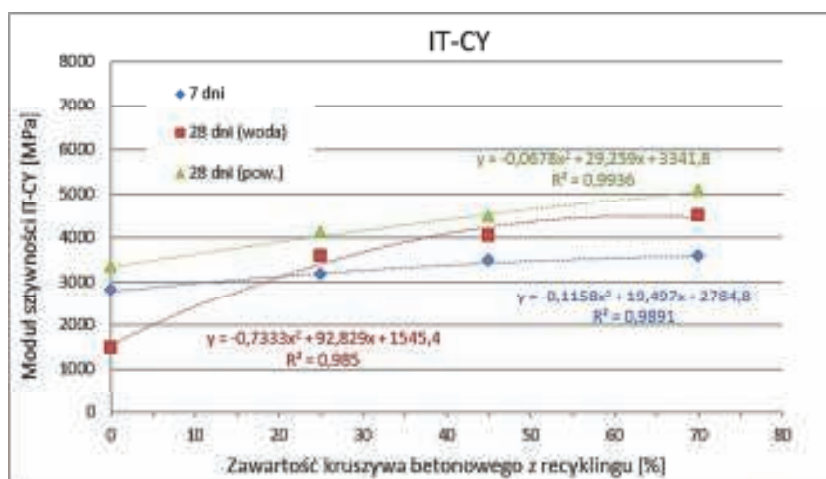
Wg wytycznych [4] zaprojektowana mieszanka typu MCE powinna spełniać wymagania podane w tab. 6. W analizach wpływu uziarnienia

uwzględniono następujące cechy:

- Wytrzymałość na rozciąganie pośrednie ITS (dojrzewanie 7 dni w powietrzu, 28 dni w powietrzu, 28 dni w wodzie),
- Moduł sztywności IT-CY (dojrzewanie 7 dni w powietrzu, 28 dni w wodzie),
- Zawartość wolnych przestrzeni



4. Uziarnienie mieszank MCE



6. Moduł sztywności IT-CY – wpływ procentowej zawartości kruszywa betonowego z recyklingu

V_m (dojrzewanie 28 dni w powietrzu),
oraz dodatkowo do zakresu badań mieszanek MCE zawierających destruktu betonowy włączono analizy:

- Zespólnego modułu sztywności metodą belki 4-punktowej 4PB-PR (dojrzewanie 28 dni w powietrzu). Moduł sztywności IT-CY określony został w aparacie NAT (Nottingham Asphalt Tester) wg [8], w temperaturze +5°C – rys. 5.

Punktem wyjścia do obliczeń jest pomiar siły oraz odkształcenia próbki pod wpływem przyłożonego obciążenia. Moduł sztywności wyznaczony został metodą rozciągania pośredniego (1):

$$S_m = \frac{F \cdot (v + 0,27)}{(z \cdot h)}, \quad (1)$$

gdzie: S_m – moduł sztywności metodą rozciągania pośredniego [MPa], F – maksymalna wartość siły pionowej [N], v – współczynnik Poissona badanego materiału [-], z – amplituda uzyskanego odkształcenia [mm], h – średnia grubość próbki [mm].

Wyniki analiz modułu sztywności metodą IT-CY zamieszczono na rys. 6.

Wraz ze wzrostem ilości destruktu betonowego w mieszance MCE sztywność mieszanek MCE wzrastała. Zależności te opisano funkcją wielomianową. Uzyskano dobre odwzorowanie wyników badań, współczynnik korelacji R^2 wynosił więcej niż 0,98. Moduły IT-CY spełniały wymagania po

28 dniach (2000 MPa – 7000 MPa). Po tym okresie dojrzewania próbek, zadowalające wartości średnie uzyskano przy zawartości destruktu około 45%. Powyżej tej zawartości wzrost modułu sztywności mieszanek był nieznaczny. Wytrzymałość na rozciąganie pośrednie ITS określona została w Uniwersalnej Prasie Marshalla wg [7], w temperaturze +5°C – rys. 7. Wyniki analiz wytrzymałości na rozciąganie pośrednie zamieszczono na rys. 8.

Do obliczenia wytrzymałości na rozciąganie ITS skorzystano z zależności (2):

$$ITS = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot h}, \quad (2)$$

gdzie: ITS – wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu [MPa], P – wartość przyłożonej siły [N], D – średnica próbki [mm], h – wysokość próbki [mm].

Wraz ze wzrostem ilości destruktu betonowego w mieszance MCE wytrzymałość ITS wzrastała. Zależności te opisano funkcjami wielomianowymi, przedstawionymi na rysunku. Uzyskano dobre odwzorowanie wyników badań, współczynnik korelacji R^2 wynosił więcej niż 0,95. Wytrzymałość na rozciąganie pośrednie była za niska w stosunku do wymagania wynoszącego minimum 0,7 MPa wg [4], natomiast przy zawartości destruktu w granicach 40-70%, wartości wytrzymałości były maksymalne.

Zawartość wolnych przestrzeni V_m określona została z wykorzystaniem

metody hydrostatycznej (gęstość objętościowa) oraz metody w piknometrze (gęstość wg [10] – rys. 9. Wyniki analiz zawartości wolnej przestrzeni w mieszankach MCE zamieszczono na rys. 10. Gęstość mieszanki obliczono wg zależności (3) [9]:

$$\rho_m = \frac{m_1 - m}{V - \frac{m_2 - m_1}{\rho_w}}, \quad (3)$$

gdzie: ρ_m – gęstość mieszanki MCE [g/cm³], m – masa piknometru [g], m_1 – masa piknometru z próbką [g], m_2 – masa piknometru z próbką i wodą [g], V – objętość piknometru do kreski pomiarowej na nasadce [cm³], ρ_w – gęstość wody w temperaturze badania [g/cm³].

Wolną przestrzeń w próbce z mieszanki MCE zagęszczonej w laboratorium lub w próbce pobranej z zagęszczonej warstwy, należy wyznaczyć wg zależności (4) [10]:

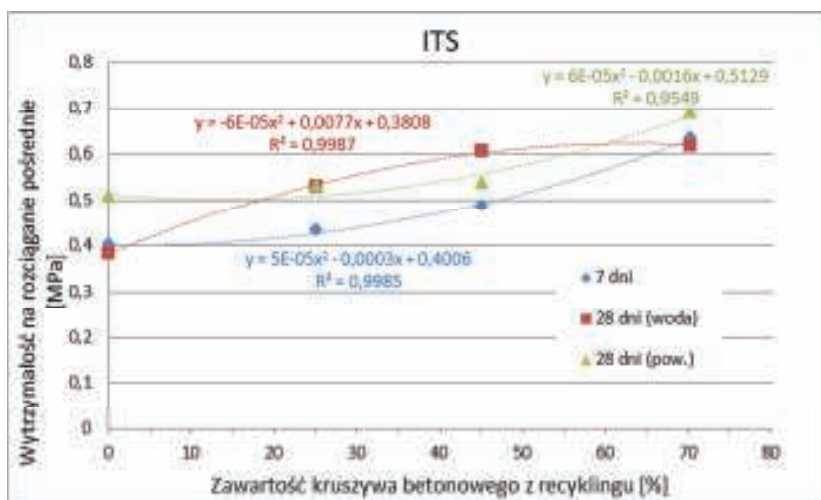
$$Vm = \frac{\rho_m - \rho_b}{\rho_m} \cdot 100 [\%], \quad (4)$$



7. Badanie wytrzymałości metodą ITS



9. Badanie gęstości w piknometrze



8. Wytrzymałość ITS – wpływ procentowej zawartości kruszywa betonowego z recyklingu

gdzie: V_m – zawartość wolnej przestrzeni [%], ρ_m – gęstość mieszanki MCE [g/cm³], ρ_b – gęstość objętościowa zagęszczonej mieszanki MCE [g/cm³].

Zawartość wolnej przestrzeni wahała się w granicach 13,5-15,2%. Wraz ze wzrostem ilości destruktu betonowego w mieszance MCE zawartość wolnej przestrzeni wzrastała.

Zależność tę opisano funkcją wielomianową, przedstawioną na rys. 10. Uzyskano dobre odwzorowanie wyników badań, współczynnik korelacji R^2 wynosił więcej niż 0,98. Wymaganie dotyczące maksymalnej zawartości wolnej przestrzeni to 15%. Kierując się tym wymaganiam zawartość destruktu w mieszance może wynosić maksymalnie 60%. Zespólny moduł sztywności

określony został w badaniach zginania belki 4 punktowej (4PB) wg [8], w temperaturze +10°C – rys. 11. Próbkę poddano obciążeniu sinusoidalnemu w postaci zadanego odkształcenia. Częstotliwość obciążenia wynosiła 10Hz. Zespólny moduł sztywności analizowany był przy zadanym odkształceniu: $\varepsilon=50 \cdot 10^{-6}$ m/m. Wyniki analiz zespólnego modułu sztywności metodą zginania belki 4-punktowej zamieszczono na rys. 12.

Podczas cyku obciążającego, wykorzystując wartości siły i przemieszczenia, określany jest dynamiczny zespólny moduł sztywności E^* badanego materiału wg zależności (5), (6), (7) [47].

$$E^* = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad (5)$$

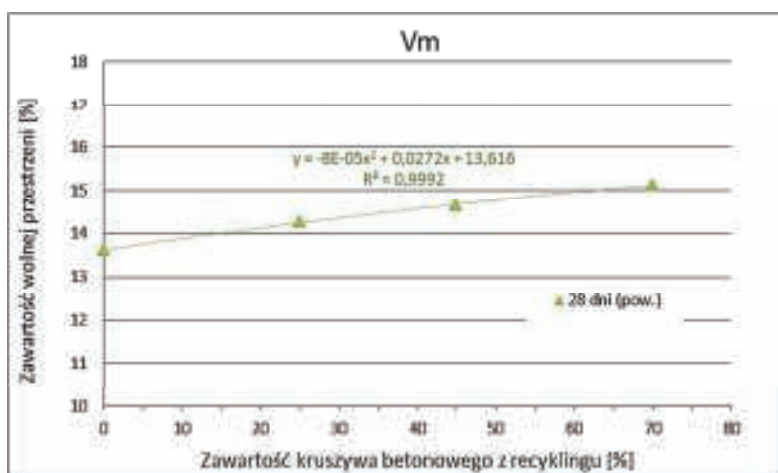
Wielkości składowe E_1 oraz E_2 określone są bezpośrednio z następujących zależności (6) i (7).

$$E_1 = \gamma \cdot \left(\frac{F}{z} \cdot \cos(\phi) + \frac{\mu}{10^6} \cdot \omega^2 \right) \quad (6)$$

$$E_2 = \gamma \cdot \left(\frac{F}{z} \cdot \sin(\phi) \right) \quad (7)$$

gdzie: E^* - zespólny moduł sztywności [MPa], F – siła wywołująca ugięcie próbki [N], z – ugięcie w środku rozpiętości próbki [mm], ϕ – kąt przesunięcia fazowego [°], ω – częstotliwość obciążenia [rad/s], μ – współczynnik masy, γ – współczynnik kształtu.

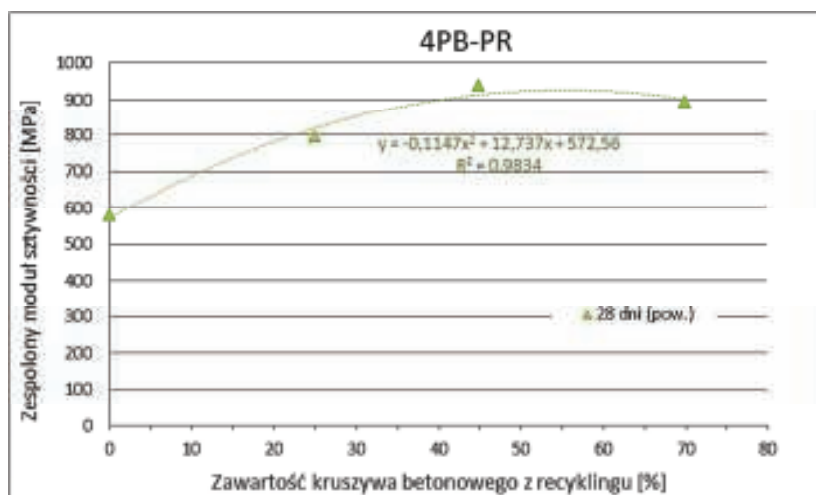
Zespólny moduł sztywności mieszanek MCE wzrastał wraz ze wzrostem zawartości destruktu betonowego w mieszankach do wartości ok 45-50%. Powyżej tej zawartości nastąpił spadek sztywności analizowanego materiału. Zależność tę opisano funkcją wielomianową, przedstawioną na rysunku. Uzyskano dobre odwzorowanie wyników badań, współczynnik korelacji R^2 wynosił więcej niż 0,98. Zespólny moduł sztywności 4PB przyjmował maksymalne wartości dla zawartości destruktu na poziomie 45%. Obecnie analizy zespólnego modułu sztywności nie są wymagane w procedurze projektowania mieszanek MCE.



10. Zawartość wolnej przestrzeni V_m – wpływ procentowej zawartości kruszywa betonowego z recyklingu



11. Maszyna wytrzymałościowa z wkładką do badań belki 4 punktowej 4PB



12. Zespólny moduł sztywności 4PB-PR – wpływ procentowej zawartości kruszywa betonowego z recyklingu

Podsumowanie

Przeprowadzone badania i analizy potwierdziły możliwość zastosowania materiału pochodzącego z recyklingu, w postaci kruszywa betonowego z recyklingu, do wytworzenia mieszanek MCE. Mieszanki spełniają wymagania projektowania do zastosowania w warstwach konstrukcyjnych nowych nawierzchni drogowych. Destrukt betonowy nadaje się do wykonania warstw z mieszanek MCE po zastosowaniu odpowiedniego doziarnienia. Mieszanki MCE zawierające kruszywo betonowe mogą zostać wykorzystane do konstrukcji warstw podbudowy nawierzchni obciążonych ruchem do kategorii ruchu KR7. Zawartość kruszywa betonowego z recyklingu w mieszankach MCE na poziomie 45% pozwala na uzyskanie optymalnego uziarnienia mieszanki mineralnej i maksymalnych cech wytrzymałościowych mieszanki MCE. Zawartość kruszywa betonowego z recyklingu w mieszance MCE poniżej 20% jest nieuzasadniona ekonomicznie, natomiast zwiększanie zawartości kruszywa betonowego z recyklingu powyżej 60% może powodować pogorszenie się cech wytrzymałościowych mieszanek.

Z uwagi na stosowanie kruszywa betonowego z recyklingu w mieszankach MCE należy odpowiednio zmodyfikować i uzupełnić istniejące procedury i kryteria projektowania tych mieszanek. Obowiązujące kryteria projektowania mieszanek MCE nie dotyczą mieszanek zawierających w swym składzie kruszyw betonowych z recyklingu. Jednocześnie kryteria te nie uwzględniają obecnych możliwości badawczych oraz rzeczywistej pracy warstwy wykonanej z mieszanki MCE w konstrukcji nawierzchni. Z tego względu należy je rozszerzyć o wymagania dotyczące modułu sztywności 4PB-PR i trwałości zmęczeniowej.

Niniejszy artykuł powstał w związku z realizacją zadań badawczych w projekcie pt. „Wykorzystanie materiałów pochodzących z recyklingu”, w ramach wspólnego przedsięwzięcia

Rozwój Innowacji Drogowych (RID), współfinansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju oraz Generalną Dyrekcję Dróg Krajowych i Autostrad. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Angelakopoulos Harris, Papastergiou Panos, Pilakoutas Kypros – Fibrous roller-compacted concrete with recycled materials – feasibility study, Magazine of Concrete Research, 2015, Volume 67, Issue 15, p. 801-811.
- [2] Ashraf M. Wagih, Hossam Z. El-Karmoty, Magda Ebid, Samir H. Okba – Recycled construction and demolition concrete waste as aggregate for structural concrete - HBRC Journal (2013) 9, 193–200.
- [3] Cabral A. E. B. - Concrete with construction and demolition wastes (CDW) - Federal University of Ceará, Brazil, Woodhead Publishing Limited, 2013.
- [4] Instrukcja projektowania i wbudowywania mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MCE). GDDKiA, Gdańsk 2014.
- [5] Pedro D., de Brito J., Evangelista L. - Influence of the use of recycled concrete aggregates from different sources on structural concrete - Construction and Building Materials 71 (2014) 141–151.
- [6] PN-EN 12591. Asfalty i lepiszcza asfaltowe. Wymagania dla asfaltów drogowych.
- [7] PN-EN 12697-23. Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań. Część 23: Oznaczanie wytrzymałości mieszanki mineralno-asfaltowej na rozciąganie pośrednie.
- [8] PN-EN 12697-26. Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco. Część 26: Sztywność.
- [9] PN-EN 12697-5. Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco. Część 5: Oznaczanie gęstości.

- [10] PN-EN 12697-8. Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco. Część 8: Oznaczanie zawartości wolnej przestrzeni.
- [11] PN-EN 13286-2. Mieszanki niezwiązane i związane hydraulicznie. Część 2: Metody badań laboratoryjnych gęstości na sucho i zawartości wody. Zagęszczanie metodą Proctora.
- [12] PN-EN 13808. Asfalty i lepiszcza asfaltowe. Zasady klasyfikacji kationowych emulsji asfaltowych.
- [13] PN-EN 197-1. Cement. Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku.
- [14] Rémi Martino, Cédric Iseli, Stoyan Gaydardzhiev, Martin Streicher-Porte, Alexander Weh - Electro dynamic fragmentation of printed wiring boards as a preparation tool for their recycling - Minerals Engineering Volume 107, 2017, Pages 20-26.
- [15] Rétyce I.H.D.T. Amoussou, Mitsuru Sasaki and Mitsuhiro Shigeishi - An Application of Pulsed Power Technology and Subcritical Water to the Recycling of Asphalt Concrete - Procedia Engineering Volume 143, 2016, Pages 1–9.
- [16] Sabaia M.M., Coxa M.G.D.M, Matob R.R., Egmonda E.L.C, Lichtenberga J.J.N. - Concrete block production from construction and demolition waste in Tanzania - Resources, Conservation and Recycling 72 (2013) 9– 19.
- [17] Sim, J.; Park, C. - Compressive strength and resistance to chloride ion penetration and carbonation of recycled aggregate concrete with varying amount of fly ash and fine recycled aggregate - Waste Management, Vol. 31, No. 11, p. 2352-2360, 2011.
- [18] Song Xuefeng, Qiao Pizhong, Wen Haifang – Recycled aggregate concrete enhanced with polimer aluminium sulfate, Magazine of Concrete Research, 2015, Volume 67, Issue 10, p. 496-502.

Przydatność materiałów pochodzących z recyklingu betonu przy realizacji budowli ziemnych i podłoża ulepszonego obiektów infrastruktury transportowej

Suitability of recycled concrete aggregate for transportation infrastructure embankments and improved subgrade

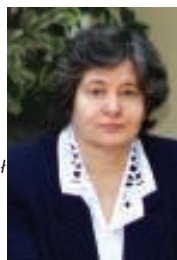


Bartłomiej Krawczyk

Dr inż.

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

b.krawczyk@pwr.wroc.pl



Elżbieta Stilger-Szydło

Prof. dr hab. inż.

Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Katedra Geotechniki, Hydrotechniki, Budownictwa Podziemnego i Wodnego

elzbieta.stilger-szydlo@pwr.edu.pl

Streszczenie: Tematem artykułu jest wykorzystanie materiałów pochodzących z recyklingu nawierzchni betonowych w kruszarkach do wykonania nasypów drogowych i podłoża ulepszonego. Opady betonowe stanowią alternatywne źródło kruszywa, zastępując kruszywo naturalne. Przeprowadzono badania kruszywa betonowego z recyklingu w odniesieniu do obowiązujących wymagań krajowych. Wykazano przydatność kruszywa betonowego z recyklingu do ponownego wbudowania w niezwiązane i związane cementem warstwy podłoża ulepszonego oraz wskazano na ograniczenia w stosowaniu tego typu materiałów. Przedstawiono problem wykorzystania materiałów pochodzących z recyklingu nawierzchni betonowych przy budowie nasypów drogowych.

Słowa kluczowe: *Kruszywo betonowe z recyklingu; Warstwy niezwiązane; Warstwy związane cementem; Nasypy drogowe*

Abstract: The paper presents research in the field of utilizing materials recycled from concrete pavements through crushing and re-incorporating them in road embankments and improved subgrade layers. Crushed concrete rubble is an alternative source of aggregates, replacing natural aggregates. Recycled concrete aggregate was tested with regard to the current national requirements. It was proven that recycled concrete aggregate is a suitable material for incorporation into new unbound and cement-bound layers of the improved subgrade. The problem of utilization recycled concrete aggregate in road embankments is also addressed in the paper. Limitations in the use of recycled concrete aggregate are also shown in the paper.

Keywords: *Recycling concrete aggregate; unbound layers; cement bound layers; road embankments*

Kruszywo z recyklingu jest to kruszywo powstałe w wyniku przeróbki nieorganicznego materiału, zastosowanego uprzednio w budownictwie; w tym przypadku betonu [5]. Na świecie następuje systematyczny wzrost recyklingu materiałów betonowych. Wykorzystanie kruszywa betonowego z recyklingu pozwala na znaczne zredu-

kowanie zapotrzebowania na drogie i coraz trudniej dostępne kruszywo naturalne. Ponadto użycie kruszywa recyklowanego prowadzi do praktycznego rozwiązania problemu środowiskowego: redukuje negatywny wpływ na środowisko, związany z wydobyciem kruszywa z zasobów naturalnych oraz powoduje ograniczenie emisji

szkodliwych gazów cieplarnianych. Uzyskane w ten sposób korzyści ekonomiczne są nie do przecenienia. W niniejszym artykule przedstawiono badania w zakresie możliwości powtórnego wykorzystania kruszywa pochodzącego z recyklingu (RCA – Recycling concrete aggregate) nawierzchni betonowych, wytworzone-



1. Widok wstępnie rozkruszonej płyty



2. Widok kruszarki montowanej do ramienia koparki



3. Recyklowane kruszywo betonowe uzyskane po przekruszeniu płyt

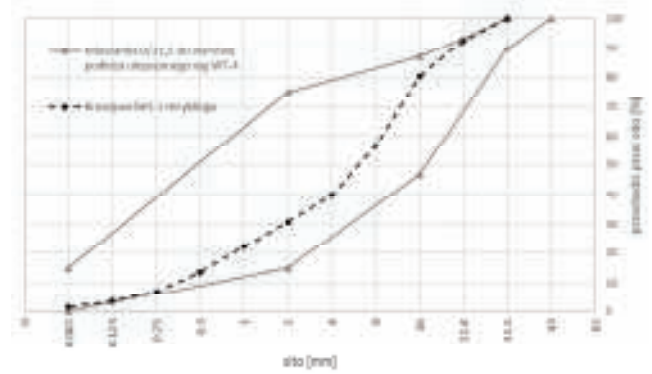
go w kruszarkach. Przeanalizowano zastosowanie RCA w mieszankach niezwiązanych i związanych cementem do warstw ulepszonych podłoża oraz do budowy nasypów, w tym warstw filtracyjnych, skarp oraz jako wzmocnienie podłoża pod nasypami. Wykazano, że w warunkach polskich możliwe jest zastosowanie recyklowanego kruszywa betonowego do wykonania podłoża ulepszonych oraz budowy nasypów po weryfikacji właściwości fizyko-mechanicznych uzyskanego kruszywa betonowego. Stwierdzono przydatność kruszywa betonowego do ponownego wbudowania w warstwy związane cementem i warstwy niezwiązane, w tym warstwy filtracyjne, górne warstwy nasypów i skarpy.

Badania kruszywa betonowego

Kruszywo z recyklingu pozyskano z rozbiórek istniejących nawierzchni betonowych z płyt prefabrykowanych oraz wylewanych na mokro. Widok przykładowych płyt z rozbiórki przedstawiono na rys. 1.

Wstępnie rozkruszone nawierzchnie przekruszono przy użyciu kruszarek semi-stacjonarnych, bądź też montowanych do ramienia koparki gąsienicowej (rys. 2), uzyskując frakcje zbliżone do typowych mieszanek 0/31,5 i 0/63, w zależności od ustawień kruszarki (rys. 3).

Na próbkach walcowych z pobranych przed kruszeniem rdzeni określono parametry wytrzymałościowe oraz nasiąkliwość i gęstość objętościową



4. Przykładowa krzywa uziarnienia kruszywa betonowego z recyklingu po przekruszeniu w odniesieniu do wymagań WT-4

betonów z płyt drogowych (P1 - prefabrykowanych, P2 – wylewanych na mokro), w porównaniu z betonem konstrukcyjnym ze stóp i ław fundamentowych budynku (K3). Klasę wytrzymałości betonu na ściskanie wg PN-EN 13877-2 [6] określono na CC30, w odniesieniu do płyt prefabrykowanych oraz CC40, w odniesieniu do płyt wylewanych na mokro. Klasę wytrzymałości betonu z elementów pochodzących z konstrukcji fundamentów obiektów kubaturowych określono na CC20.

Przydatność kruszywa betonowego do warstw niezwiązanych podłoża ulepszonych

Określono właściwości fizyko-mechaniczne kruszywa betonowego z recyklingu w podstawowych badaniach laboratoryjnych. Wyniki badań odniesiono do wymagań krajowych WT-4 [9] i zestawiono w tab. 1.

Przykładową krzywą uziarnienia kruszywa betonowego z recyklingu po przekruszeniu w kruszarce przedstawiono na rys. 4.

Stwierdzono, że pozyskane kruszywo betonowe nie spełnia wymagań nasiąkliwości stawianym podłożu ulepszonemu wg WT-4. Wyniki badań mrozoodporności wskazują jednak na możliwość wykorzystania takiego kruszywa, bez doziarniania kruszywem kamiennym (rezygnacja z wymagania nasiąkliwości 2% pod warunkiem spełnienia wymagania mrozoodporności dla kruszyw z recyklingu na poziomie 10%). Jednocześnie stwierdzono, że kruszywo betonowe pozyskane

Tab. 1. Zestawienie wyników badań kruszywa betonowego z recyklingu

Badana cecha	Norma	Jednostka	Beton			Wymagania wg WT-4
			P1	P2	K3	podbudowa pomocnicza i podłoże ulepszone
Odporność na rozdrabnianie (10/14)	PN-EN 1097-2:2010	[%]	44,4	32,2	38,6	LA ₅₀ **
Nasiąkliwość 0,063/4 4/8 8/16 16/31,5	PN-EN 1097-6:2013 (met. piknometryczna)	[%]	5,1 5,0 4,5 4,6	8,2 6,7 5,3 5,8	9,6 8,4 7,5 7,7	WA ₂₄ 2
Mrozoodporność 4/8 8/16 16/31,5	PN-EN 1367-1:2007*)	[%]	4,56 4,47 2,55	6,76 3,90 4,48	6,66 9,16 11,54	F10 kruszywa z recyklingu

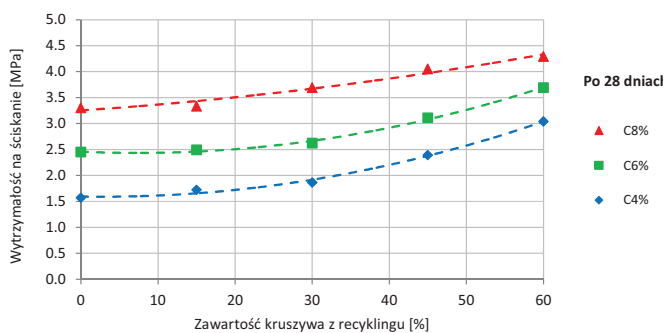
*Badanie mrozoodporności jest wymagane tylko dla kruszyw o nasiąkliwości powyżej 2%

**Nie dotyczy podłoża ulepszonych wg WT4

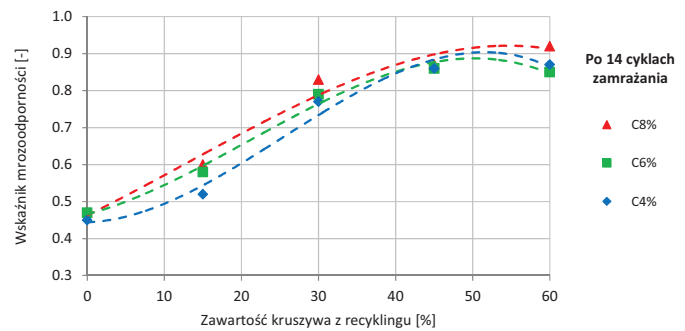
*** LA35 dla KR5 i powyżej wg WT4

Tab. 2. Wyniki badań wskaźnika nośności CBR wg PN-EN 13286-47:2012

CBR [%]	Wyniki badań			Wymagania
	Kruszywo bet. z recyklingu 0/31,5	Mieszanka betonowo-kamienna 1:1 0/31,5	Kruszywo granitowe 0/31,5	Podłoże ulepszone wg WT-4
PARTIA 1	126	141	186	> 40
PARTIA 2	90	110		



5. Wpływ zawartości kruszywa betonowego z recyklingu w mieszance na wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach w zależności od zawartości cementu C



6. Wpływ zawartości kruszywa betonowego z recyklingu w mieszance na wartość wskaźnika mrozoodporności mieszanek stabilizowanych cementem po 14 cyklach zamrażania w zależności od zawartości cementu C

z kruszenia elementów kubaturowych posiada gorszą odporność na rozdrabnianie oraz nasiąkliwość i mrozoodporność, w stosunku do kruszywa pozyskanego z kruszenia płyt drogowych. Zależność ta wyraźnie koreluje z niższą wytrzymałością na ściskanie odwiertów z elementów kubaturowych przed kruszeniem.

Przeprowadzono badania wskaźnika nośności CBR na dwóch partiach kruszywa betonowego z recyklingu pochodzącego z przekruszenia płyt wylewanych na mokro (P2) Wyniki tych badań, w odniesieniu do WT-4 zestawiono w tab. 2. Porównano nośność kruszywa betonowego z recyklingu z wynikami badań kruszywa granitowego 0/31,5 oraz mieszanki betonowo-kamiennej 1:1, także o uziarnieniu 0/31,5.

Istotnie wyższy wskaźnik nośności CBR uzyskują mieszanki z kruszywa granitowego, w porównaniu do kruszywa betonowego. Widoczna jest różnica wyników uzyskanych na obu partiach kruszywa betonowego z recyklingu. Taka niejednorodność jest charakterystyczna dla materiałów pochodzących z recyklingu, często o niesprecyzowanym wieku, pochodzeniu i różnym stopniu wyeksploatowania. Jest to problem często poruszany w literaturze światowej. W obu jednak przypadkach wymagania nośności stawiane mieszankom wg WT-4, zwłaszcza w odniesieniu do podłoża ulepszanego, zostały spełnione z nadkładkiem.

Przeprowadzono również badania współczynnika filtracji, które wskazały wystarczającą dla warstwy odsączają-

cej, wg WT-4, wodoprzepuszczalność na poziomie 0,02-0,03 cm/s po odsianiu z kruszywa betonowego z recyklingu 0/31,5 frakcji pylastej do 0,063 mm.

Przydatność kruszywa betonowego z recyklingu do warstw podłoża ulepszanego związanych cementem

Autorzy przeprowadzili badania gruntów z dodatkiem recyklowanego kruszywa betonowego, stabilizowanego cementem wg PN-S-96012:1997 [8] oraz mieszanek związanych cementem do warstw podłoża ulepszanego, wg WT-5 [10].

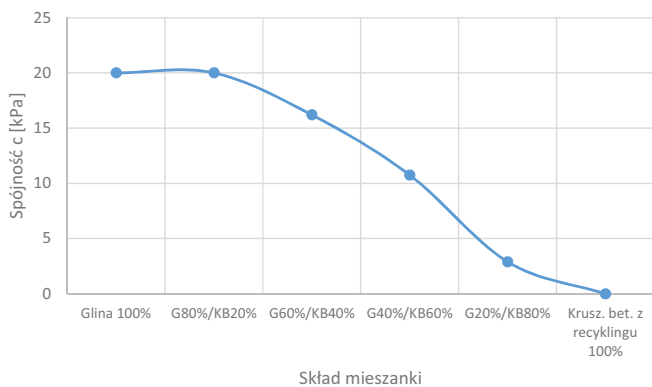
Szczegółowe wyniki badań gruntów stabilizowanych cementem z dodatkiem kruszywa betonowego z recyklingu przedstawiono w [3]. Stwierdzono możliwość ograniczenia ilości cementu w mieszance grunto-cementowej, po dodaniu kruszywa betonowego z recyklingu. Wykazano wyraźny przyrost wytrzymałości przy zawartości kruszywa betonowego z recyklingu na poziomie 40%. W zależności od zawartości cementu i kruszywa betonowego z recyklingu w mieszance grunto-cementowej uzyskano wytrzymałości na poziomie C1,5/2,0 – C3/4, co wg WT-5 obejmuje wymagania dla mieszanek na warstwy podłoża ulepszanego, a także podbudowy pomocniczej. Wyniki wytrzymałości gruntu stabilizowanego cementem, w zależności od zawartości kruszywa betonowego z recyklingu i cementu w mieszance, przedstawiono na rys. 5. Wykazano również istotny

wpływ zawartości kruszywa betonowego z recyklingu w mieszance grunto-cementowej na mrozoodporność mieszanki (rys. 6).

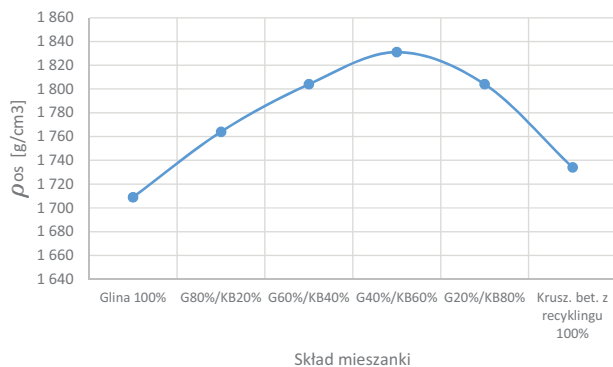
Przydatność kruszywa betonowego z recyklingu do górnych warstw nasypu, wzmacniania podłoża nasypów i umacniania skarp

Przeprowadzono badania kruszywa z recyklingu nawierzchni betonowych pod kątem wykorzystania w górnych warstwach nasypów, wzmacniania podłoża pod nasypami oraz umacniania skarp nasypów. Wykonano badania kąta tarcia i spójności. Wykonano analizy stateczności skarp nasypów, wykorzystując uzyskane parametry kruszywa i określono warunki oraz kryteria wykorzystania tego kruszywa do wzmacniania skarp nasypów, w celu uzyskania wymaganych stateczności.

Do oceny przydatności kruszywa pochodzącego z recyklingu betonu wykonano badania spójności oraz kąta tarcia wewnętrznego. Są to parametry, które decydują o stateczności skarp nasypów i wykopów. W związku z tym, że użycie samego materiału z recyklingu może być ekonomicznie nieuzasadnione, przeprowadzono badania mieszaniny gruntu i kruszywa pochodzącego z recyklingu. Do badań w aparacie ścinania użyto gruntu wątpliwej przydatności do budowy nasypów i umacniania skarp (głina pylasta) oraz kruszywa betonowego z recyklingu o zaprojektowanym uziarnieniu 0/8 mm. Wykonano badania ścinania dla gruntu, kruszywa betonowego z recyklingu oraz mieszanek



7. Zmiana wilgotności w zależności od składu mieszanki



8. Zmiana maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu w zależności od składu mieszanki

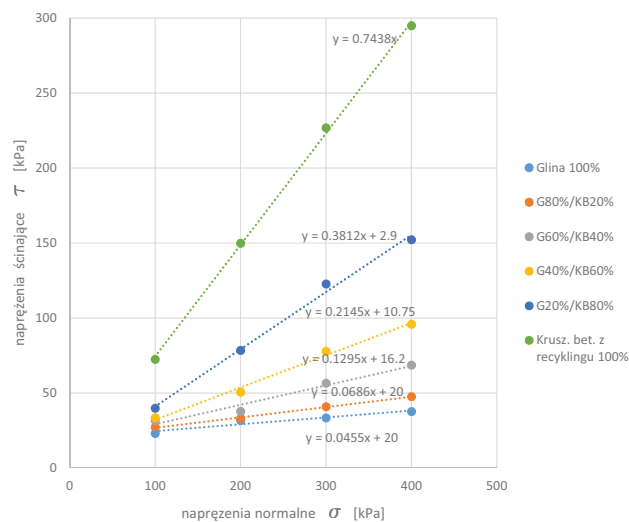
tych dwóch materiałów. Badane mieszanki miały następujące proporcje gruntu i kruszywa betonowego z recyklingu: 20/80%, 40/60%, 60/40%, 80/20%. Dla każdego z badanych materiałów określono zagęszczalność metodą Proctora. Wyznaczono wilgotność optymalną i maksymalną gęstość objętościową szkieletu gruntowego (kruszywa; mieszanki). Wyniki badań przedstawiono na rys. 7-8. Próbkę przeznaczoną do wykonania ścinania bezpośredniego zostały zagęszczane przy wilgotności optymalnej.

Każdy z badanych materiałów ści-nany był cztery razy przy różnych na-

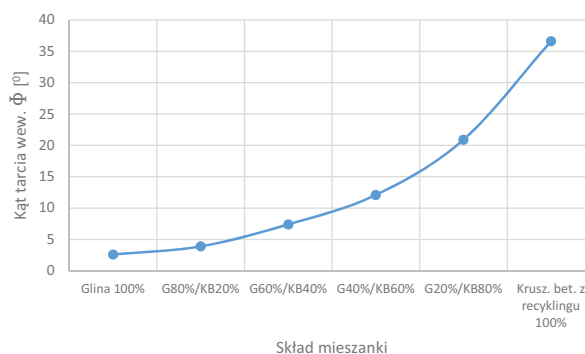
prężeniach normalnych $\sigma = 100, 200, 300$ i 400 kPa. W czasie testu wyznaczano naprężenia ścinające τ przy których następowało ścięcie próbki. Zależność naprężeń ścinających od normalnych przedstawiono na rys. 9.

Na rys. 9 przedstawiono liniowe zależności: $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$ dla każdej mieszanki. W ten sposób wyznaczono kąty tarcia wewnętrznego i spójności. Wyniki przeprowadzonych obliczeń przedstawiono na rys. 10-11.

Przeprowadzone badania laboratoryjne antropogenicznego materiału gruntowego, wytworzonego w następstwie procesów kruszenia i prze-

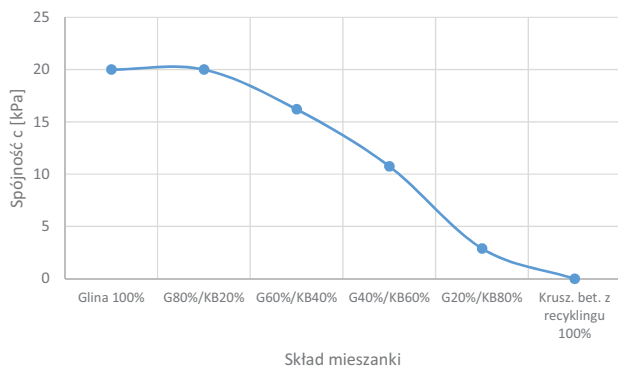


9. Zależność naprężeń ścinających od normalnych

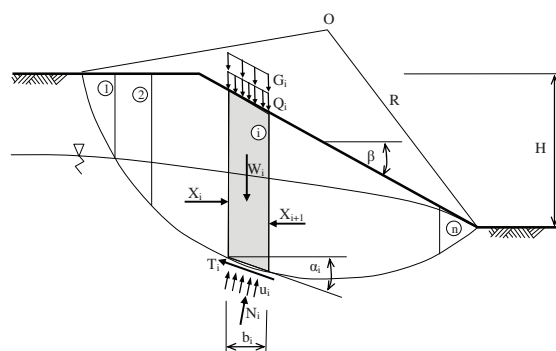


10. Zmiana kąta tarcia wewnętrznego φ w zależności od składu mieszanki

siewania materiału pochodzącego z recyklingu nawierzchni betonowych oraz mieszania go z gliną wykazały, że posiada on właściwości gruboziarnistych gruntów niespoistych lub gruntów mało spoistych. Zależy to od procentowej zawartości dodawanej gliny do kruszywa betonowego z recyklingu (od 20 do 80%). Możliwe zatem jest zastosowanie go do wbudowania w skarpy nasypu. W celu oceny przydatności kruszywa pochodzącego z recyklingu nawierzchni betonowych wykonano analizy stateczności skarp nasypów drogowych budowli ziemnych. Wobec usunięcia z Warunków



11. Zmiana spójności C w zależności od składu mieszanki



12. Schemat metody Bishopa (uproszczonej) [10]

technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich projektowanie [4] załącznika 4, w którym sprecyzowane były warunki stateczności skarp, Autorzy posłużyli się Eurokodem 7 [2]. Projektowanie zgodnie z Eurokodem 7 wymaga wykazania, że obliczeniowe skutki oddziaływań E_d są nie większe niż odpowiadający im obliczeniowy opór R_d :

$$R_d \geq E_d \quad \text{lub} \quad \frac{R_d}{E_d} \geq 1 \quad (1)$$

Analiza stateczności prowadząca do wyznaczenia minimalnej wartości wskaźnika stateczności F_{\min} powinna uwzględniać wartości obliczeniowe parametrów geotechnicznych, oddziaływań i oporów, uzyskiwanych poprzez zastosowanie współczynników częściowych. W powszechnie stosowanych, inżynierskich metodach analizy stateczności (tzw. metodach „pasków”) moment obracający należy traktować jako skutek oddziaływań M_{Ed} , a odpowiadający mu moment utrzymujący – jako opór wobec tych oddziaływań M_{Rd} . Wskaźnik stateczności w ujęciu Eurokodu 7 definiuje zależność:

$$F = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{ed,i}}{\sum_{i=1}^n (W_{d,i} + Q_{d,i}) \sin \alpha_i} \geq 1 \quad (2)$$

gdzie: $R_{ed,i}$ – obliczeniowy opór gruntu na ścinanie wzdłuż podstawy i -tego bloku (paska), α_i – kąt nachylenia podstawy i -tego bloku do poziomu, $W_{d,i}$ – obliczeniowy ciężar i -tego bloku, $Q_{d,i}$ – obciążenie zewnętrzne przyłożone do i -tego bloku.

Przy takim podejściu minimalny wskaźnik stateczności powinien być nie mniejszy od jedności. Do przeprowadzania analiz inżynierskich stateczności skarp drogowych nadaje się popularna metoda Bishopa (uprosz-

czona), która spełnia warunek równowagi momentów sił oraz rzutów sił poziomych. W metodzie tej, wskaźnik stateczności po wprowadzeniu stosownych współczynników częściowych [1] opisuje uogólniony wzór (3), gdzie: $c_{k,i}$ – wartość charakterystyczna spójności gruntu zalegającego w podstawie i -tego bloku, $\varphi_{k,i}$ – wartość charakterystyczna kąta tarcia wewnętrznego gruntu zalegającego w podstawie i -tego bloku, b_i – szerokość i -tego bloku, α_i – kąt nachylenia podstawy i -tego bloku do poziomu, $W_{k,i}$ – charakterystyczna wartość ciężaru i -tego bloku, $G_{k,i}$ – charakterystyczna wartość obciążenia stałego działającego na i -ty blok, $Q_{k,i}$ – charakterystyczna wartość obciążenia zmiennego działającego na i -ty blok.

Wykonane przykładowe analizy stateczności skarp nasypów drogowych o wysokości do 10,0 m, posadowionych na podłożu nośnym (przy nachyleniu skarp 1:1,5) – wykazały, że nie wymagają one zbrojenia (skarpy), pod warunkiem zastosowania gruntów do budowy ich korpusów o wartościach parametrów wytrzymałości na ścinanie nie mniejszych, niż: $\varphi = 15 + 17^\circ$ oraz $c = 17 + 22$ kPa.

Odpowiada to podanym przykładowym szacunkowym wartościom kąta tarcia wewnętrznego i spójności mieszanki destruktu betonowego i gliny. Duży jednak wpływ na stateczność skarp nasypów wywiera nośność podłoża. Wynika stąd, że każdy przypadek drogowych budowli ziemnych wymaga indywidualnych analiz pod kątem ich stateczności i nośności podłoża.

Badania spójności i kąta tarcia wewnętrznego wskazują na możliwość samodzielnego wykorzystania kruszywa betonowego do budowy i umacniania skarp nasypów. Jednocześnie stwierdzono ograniczoną przydatność

kruszywa betonowego do ulepszenia materiałów spoistych, nieprzydatnych do budowy i umacniania skarp nasypów. Dodanie ekonomicznie uzasadnionych ilości kruszywa z recyklingu betonowego (około 20%) do materiału spoistego w technologii mieszania na miejscu w warunkach budowy powoduje nieistotną zmianę parametrów spójności i kąta tarcia wewnętrznego. Jednocześnie dodanie do kruszywa betonowego z recyklingu nawet niewielkich ilości (około 20%) materiału spoistego powoduje znaczny spadek kąta tarcia wewnętrznego. Zauważyć przy tym należy, że mieszanka materiału spoistego i kruszywa betonowego zagęszcza się lepiej, niż każdy z tych materiałów osobno.

W przypadku występowania pod nasypem drogowym podłoża na szkodach górniczych lub podłoża słabonośnego (gruntów ściśliwych), którego nośność jest mniejsza od obciążenia nasypem, należy wzmocnić podłoże za pomocą materaca kamiennego owiniętego geosiatką. Materac ten powinien być usytuowany w podstawie nasypu i wypełniony materiałem pochodzącym z recyklingu o uziarnieniu 0/31,5 lub 0/63, spełniającego wymagania jak dla podbudowy zasadniczej. Wskaźnik zagęszczenia kruszywa min. 0,98. Grubość materaca oraz charakterystyka geosiatki i wtórny moduł na powierzchni warstwy z kruszywa powinny być określone w projekcie.

Kruszywo z recyklingu nawierzchni betonowych stosowane może być również w górnych warstwach nasypu pod warunkiem pod warunkiem odplukania frakcji 0/063 mm i spełnienia warunków co współczynnika filtracji oraz wskaźnika uziarnienia, wg PN-S-02205 [7].

Podsumowanie i wnioski

Przedstawione w artykule studia i badania nad możliwością wykorzystania materiałów pochodzących z recyklingu nawierzchni betonowych w kruszarkach obejmowały badania i analizę przydatności do wykorzystania

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{\gamma_{R,e}} \left[\frac{c_{k,i} b_i}{\gamma_c} + (\gamma_G W_{k,i} + \gamma_G G_{k,i} + \gamma_Q Q_{k,i} - u_{k,i} b_i) \frac{\tan \varphi_{k,i}}{\gamma_\varphi} \right]}{\sum_{i=1}^n (\gamma_G W_{k,i} + \gamma_G G_{k,i} + \gamma_Q Q_{k,i}) \sin \alpha_i} \left(1 + \tan \alpha_i \frac{\tan \varphi_{k,i}}{\gamma_\varphi F} \right) \cos \alpha_i \quad (3)$$

w niezwiązanych i związanych spoiwem cementowym warstwach podłoża ulepszonych oraz do budowy nasypów, w tym warstw filtracyjnych, skarp oraz jako wzmocnienie podłoża pod nasypami.

W zakresie badań betonów przeznaczonych do recyklingu przeanalizowano wpływ pochodzenia kruszywa betonowego z recyklingu. Przebadano kruszywo uzyskane z rozkruszenia betonów drogowych (płyty prefabrykowane i wylwane in situ) oraz konstrukcyjnych (stopy, ławy fundamentowe). W przypadku betonów drogowych stwierdzono zbliżone parametry fizyko-mechaniczne. Stwierdzono jednocześnie gorsze parametry (wytrzymałość, nasiąkliwość, mrozoodporność) betonów konstrukcyjnych używanych w budownictwie obiektów kubaturowych. W przypadku betonów nieznanego pochodzenia zaleca się badania wytrzymałości na ściskanie odwiertów, jako prognozowaną ocenę właściwości kruszywa betonowego z recyklingu po przekruszeniu.

Do warstw podbudowy pomocniczej i podłoża ulepszonych (zarówno związanych, jak i niezwiązanych) zaleca się stosowanie betonów, których graniczną wytrzymałością na ściskanie jest CC20, przy jednoczesnej wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu SC1,7.

W zakresie badań nad wykorzystaniem kruszywa betonowego z recyklingu do warstw niezwiązanych stwierdzono, że stosowane może być ono w warstwach niezwiązanych podłoża ulepszonych (w tym warstwach mrozoochronnych), w mieszankach z kruszywem naturalnym, lub samodzielnie, pod warunkiem spełnienia wymagań odporność na rozdrabnianie oraz mrozoodporność pozyskanego kruszywa wg WT-4. Kruszywo betonowe pozyskane z kruszenia nawierzchni drogowych posiada lepszą odporność na rozdrabnianie oraz nasiąkliwość i mrozoodporność, w stosunku do kruszywa pozyskanego z kruszenia elementów kubaturo-

wych. Zależność ta wyraźnie koreluje z wyższą wytrzymałością na ściskanie betonów z nawierzchni drogowych, w porównaniu do betonów stosowanych w budownictwie kubaturowym. Przeprowadzone badania wykazały, że kruszywo z recyklingu nawierzchni betonowych nie spełnia wymagań nasiąkliwości stawianym podbudowom zasadniczym, pomocniczym i podłożu ulepszonemu wg WT-4, może jednak spełniać wymagania mrozoodporności. Dopuszcza się odstępnie od wymagań nasiąkliwości w przypadku kruszywa betonowego z recyklingu i wykonywanie wyłącznie badań mrozoodporności.

Z uwagi na dużą niejednorodność materiałów pochodzących z recyklingu zaleca się dla każdej partii pozyskanego kruszywa z określić odporność na rozdrabnianie oraz mrozoodporność w odniesieniu do wymagań krajowych WT-4. Kruszywo z recyklingu nawierzchni betonowych posiada wskaźnik nośności CBR wystarczający dla podłoża ulepszonych wg WT-4. Ponadto możliwe jest zastosowanie kruszywa betonowego z recyklingu do warstw odsączających podłoża ulepszonych po odsianiu frakcji pylastej do 0,063 mm.

W zakresie badań nad wykorzystaniem kruszywa betonowego z recyklingu do związanych cementem warstw podłoża ulepszonych stwierdzono, że może ono być stosowane w mieszankach związanych cementem lub do ulepszenia gruntów stabilizowanych cementem. Odstępuje się od wymagań nasiąkliwości oraz mrozoodporności kruszywa betonowego, na rzecz mrozoodporności gotowej mieszanki związanej cementem / gruntu stabilizowanego cementem wg WT-5. Gotowa mieszanka związana / grunt stabilizowany cementem powinny spełniać wymagania wytrzymałości wg WT-5, odpowiednie dla danej warstwy. W zakresie badań nad wykorzystaniem kruszywa betonowego do gruntów stabilizowanych cementem / mieszanek związanych cementem na warstwy podbudowy

pomocniczej i podłoża ulepszonych, badania wytrzymałościowe wskazują na możliwość istotnego zmniejszenia ilości spoiwa w mieszance po dodaniu kruszywa betonowego z recyklingu. Zawartość kruszywa betonowego z recyklingu w mieszankach/gruntach stabilizowanych cementem ma duży wpływ na wytrzymałość i mrozoodporność. W zależności od zawartości kruszywa betonowego z recyklingu i ilości cementu w mieszance uzyskano wytrzymałości w zakresie C1,5/2,0 – C3/4, przy jednoczesnej wystarczającej mrozoodporności, przy zawartości kruszywa betonowego z recyklingu w mieszance na poziomie 30%. Są to wymagania wystarczające wg WT-5 dla warstw podłoża ulepszonych wszystkich kategorii ruchu. Jednocześnie stwierdzono, że zwiększanie zawartości cementu podwyższa wytrzymałość gruntu stabilizowanego cementem, ale nie ma wpływu na jego mrozoodporność.

W zakresie badań nad wykorzystaniem kruszywa betonowego z recyklingu do górnych warstw nasypów, wzmocnienia podłoża nasypów oraz budowy skarp nasypów przeprowadzono badania spójności i kąta tarcia wewnętrznego. Wykazano, że mieszanka kruszywa betonowego i gruntu spoistego zagęszcza się lepiej niż każdy z tych materiałów z osobna. Wykonane przykładowe analizy stateczności skarp nasypów drogowych z takiego materiału, posadowionych na podłożu nośnym (przy nachyleniu skarp 1:1,5), wykazały że nie wymagają one zbrojenia. Jednocześnie stwierdzono ograniczoną przydatność kruszywa betonowego do ulepszenia materiałów spoistych, z przyczyn ekonomicznych.

Przeprowadzone badania kruszywa pochodzącego z recyklingu betonu wykazały, że możliwe jest również zastosowanie badanego kruszywa do górnych warstw nasypu pod warunkiem odsiania frakcji 0/063 mm i spełnienia warunków co do współczynnika filtracji oraz wskaźnika uziarnienia. Możliwe jest także wzmocnienie pod-

łoża nasypu „materacem” z kruszywa betonowego, pod warunkiem spełnienia wymagań jak dla warstw podbudowy wg WT-4.

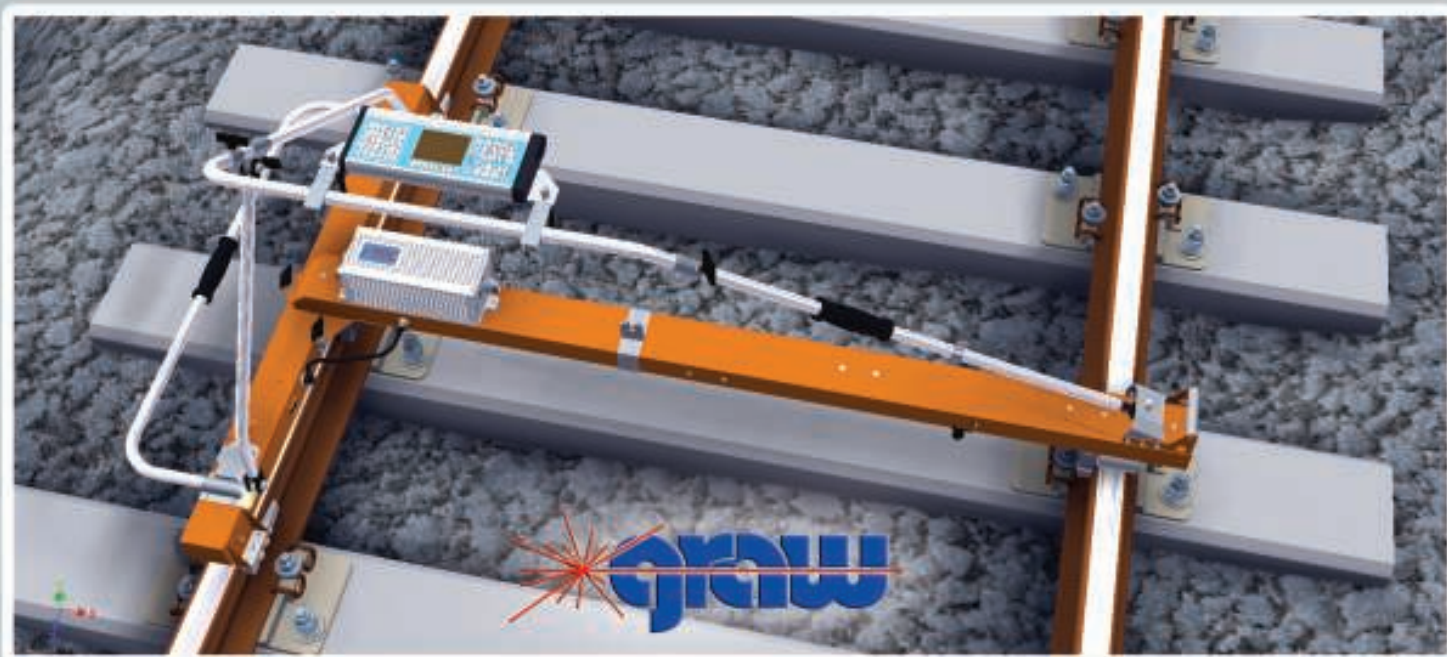
Niniejszy artykuł powstał w związku z realizacją zadań badawczych w projekcie pt. „Wykorzystanie materiałów pochodzących z recyklingu”, w ramach wspólnego przedsięwzięcia Rozwój Innowacji Drogowych (RID), współfinansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju oraz Generalną Dyрекcją Dróg Krajowych i Autostrad. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Batog A., Stilger-Szydło E., Stateczność skarp nasypów drogowych w ujęciu Eurokodu 7. Drogownictwo, 1 (2010) 18-21.
- [2] Eurokod 7 (EC 7, EN 1997): Projektowanie geotechniczne.
- [3] Krawczyk B., Szydło A., Mackiewicz P., Dobrucki D.: Suitability of aggregate recycled from concrete pavements for layers made of unbound and cement bound mixtures. Roads and Bridges – Drogi i Mosty 17 (2018) 39-53.
- [4] Obwieszczenie Ministra Infrastruktury i Budownictwa z dnia 23 grudnia 2015 r. w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie
- [5] PN-EN 1324 Kruszywa do niezwiązanych i związanych hydraulicznie materiałów stosowanych w obiektach budowlanych i budownictwie drogowym.
- [6] PN-EN 13877-2 Nawierzchnie betonowe. Część 2: Wymagania funkcjonalne dla nawierzchni betonowych.
- [7] PN-S-02205 Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania
- [8] PN-S-96012:1997 Drogi samochodowe - podbudowa i ulepszone podłoże z gruntu stabilizowanego cementem.
- [9] WT 4 Mieszanki niezwiązane do dróg krajowych. GDDKiA, Warszawa 2010.
- [10] WT 5 Mieszanki związane spoiwem hydraulicznym do dróg krajowych. GDDKiA, Warszawa 2010.

REKLAMA

TOROMIERZ INERCYJNY iTEC Dokładny pomiar strzałek



www.graw.com

Betony asfaltowe z udziałem katalizatora metaloorganicznego do nawierzchni autostrad i dróg ekspresowych

Asphalt concretes with metal-organic frameworks for highways and expressway road surfaces



Paweł Mieczkowski

Dr hab. inż.

*Katedra Dróg i Mostów,
Zachodniopomorski Uniwersytet
Technologiczny w Szczecinie*

Pawel.Mieczkowski@zut.edu.pl



Robert Jurczak

Dr inż.

*Katedra Dróg i Mostów,
Zachodniopomorski Uniwersytet
Technologiczny w Szczecinie*

Robert.Jurczak@zut.edu.pl



Bartosz Budziński

Mgr inż.

*Katedra Dróg i Mostów,
Zachodniopomorski Uniwersytet
Technologiczny w Szczecinie*

bbudzinski@zut.edu.pl

Streszczenie: Przedmiotem badań i analiz omówionych w artykule jest ocena wpływu katalizatora metaloorganicznego na właściwości betonu asfaltowego przeznaczonego na ruch KR5-7. Jako katalizator metaloorganiczny użyto bezwodnego chlorku żelaza (III) w ilości 2,5%. Badania obejmowały próbki betonu asfaltowego z asfaltem modyfikowanym (70/100+2,5% FeCl₃) oraz betonu asfaltowego referencyjnego na bazie asfaltu 35/50. W zakresie badań była odporność na działanie wody ITSR oraz odporność na deformację trwałą. Dodatkowo wykonano podstawowe badania asfaltu modyfikowanego i asfaltu 70/100 oraz dla porównania asfaltu 35/50. Badania wykonano dla trzech stanów lepiszcza: przed starzeniem, po starzeniu krótkoterminowym wg RTFOT oraz po starzeniu długoterminowym wg PAV. Na podstawie uzyskanych wyników wyznaczono wartość indeksu penetracji IP. Wyznaczono również lepkość dynamiczną asfaltu modyfikowanego oraz asfaltu 35/50 przed i po procesie starzenia wg RTFOT. Katalizator metaloorganiczny zwiększył odporność betonu asfaltowego na trwałe deformacje, nie pogarszając jednocześnie odporności na działanie wody i mrozu. W przypadku asfaltu 70/100 wpłynął na zwiększenie jego twardości (głównie po procesach starzenia krótko- i długotrwałego) i zmiany reologiczne.

Słowa kluczowe: *Beton asfaltowy; Katalizator metaloorganiczny*

Abstract: The aim of performed research and analysis is the evaluation of the influence of metal-organic catalyst (MOC) on the properties of asphalt concretes designed for KR5-7 traffic load. The anhydrous iron (III) chloride was added as a metal-organic catalyst in the amount of 2,5% of asphalt mass. The study determined the properties of asphalt concrete with modified binder (70/100+2,5% FeCl₃) and referential asphalt concrete with typical binder 35/50. The test included determination of water and freeze-thaw resistance (ITSR) and resistance to permanent deformation. Additional basic tests were performed to compare the properties of modifies, the 70/100 and 35/50 asphalt. The research was performed for three binder conditions: before aging, short-term aging in accordance with RTFOT and PAV long-term aging. The test results allowed to determine the IP penetration index. Additionally, for 35/50 asphalt and modified binder the dynamic viscosity was determined before and after aging in accordance with RTFOT. The addition of metal-organic catalyst increased the resistance of the asphalt concrete to permanent deformation without changing its water and freeze-thaw resistance. In case of the 70/100 asphalt the addition of MOC improved the hardness (especially after short- and long-term aging) and influenced the rheology.

Keywords: *Asphalt concret; Metal-organic catalyst (MOC)*

Ciągły wzrost obciążeń od pojazdów samochodowych (a przede wszystkim zwiększanie udziału pojazdów ciężarowych) zmusza do poszukiwania rozwiązań, gwarantujących uzyskanie właściwych cech funkcjonalnych nawierzchni. Przy uwzględnieniu dodatkowych czynników, tj. oddziaływań klimatyczno-pogodowych, kierunki podejmowanych działań muszą uwzględniać zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych zarówno w niskich (ujemnych) jak i wysokich temperaturach eksploatacyjnych. Możliwości poprawy właściwości MMA poprzez odpowiedni dobór kruszyw czy ich uszlachetnianie (uziarnienie, rodzaj skały, kubiczność ziaren itp.) są dość ogra-

niczone. W przypadku lepiszcza rezerwuuar zmian jest znacznie szerszy. Jest to szczególnie ważne w aspekcie kumulacji oddziaływań zewnętrznych, tj. od ruchu samochodowego i czynników atmosferycznych. Jednym ze sposobów poprawy cech lepiszczy jest stosowanie różnego rodzaju modyfikatorów, które oprócz zmian właściwości asfaltu wpływają na podwyższenie parametrów wytrzymałościowych mieszanek w wysokich temperaturach (podatność na deformację trwałą) oraz zwiększają ich odporność na niskie temperatury (spękania niskotemperaturowe). Do najbardziej popularnych modyfikatorów asfaltów należą polimery termoplastyczne (SBS, SIS, EVA,

APP itp.), guma ze zużytych opon samochodowych (kautucz naturalny i sztuczny), żywice syntetyczne itp. [4, 5, 6, 9, 10]. Innego rodzaju modyfikatorem lepiszczy asfaltowych mogą być katalizatory metaloorganiczne. Ich działanie polega w głównej mierze na usztywnieniu asfaltu w wyniku polimeryzacji utleniającej [1, 2, 3, 7, 11, 12]. Uzyskiwane efekty zależą od rodzaju wykorzystanej soli metaloorganicznej oraz przebiegu reakcji utleniania [1, 2, 7, 11]. Dodatkową korzyścią z ich stosowania może być obniżenie temperatury wytwarzania i wbudowywania MMA, a tym samym zmniejszenie emisji gazów toksycznych i cieplarnianych do atmosfery [6, 11, 12].

Mechanizm oddziaływania katalizatorów metaloorganicznych na asfalty

Katalizatory metaloorganiczne są to związki, w których atomy węgla grup organicznych są powiązane z atomami metalu. Wpływają one na szybsze osiągnięcie przez reakcję stanu równowagi chemicznej, zmniejszając zapotrzebowanie na energię potrzebną do inicjacji reakcji oraz przyspieszają jej przebieg (rys. 1). Katalizator nie wywołuje reakcji, która teoretycznie nie może zajść. Jego wpływ ogranicza się wyłącznie do zmiany szybkości reakcji bez zmiany składu chemicznego po jej zakończeniu [1, 2].

Na podstawie zachodzących zmian entalpii (rys. 1) można stwierdzić, że w czasie zderzenia się cząstek następuje przegrupowanie ich elektronów walencyjnych. Jest to połączone ze wzrostem energii układu. W pierwszym etapie tworzy się nietrwały kompleks aktywny, którego energia jest większa od energii substratów o energię aktywacji E_a . Ulega on natychmiastowemu rozpadowi, tworząc trwalsze produktu reakcji. Przy udziale katalizatora bariera energetyczna, czyli energia aktywacji E'_a , obniża się do E'_a , a tym samym większa liczba cząsteczek jest zdolna do reakcji. Różnica pomiędzy energią substratów i produktów ($-\Delta G$) jest to energia jaka jest wydzielana przez układ w wyniku zaistniałej reakcji.

Katalizatory metaloorganiczne mogą być modyfikatorami asfaltów drogowych. Dodane do asfaltu wchodzi z nim w reakcję polimeryzacji utleniającej, w wyniku której następuje utwardzenie lepisczcza. Reakcje pomiędzy związkami metaloorganicznymi a asfaltem można podzielić na dwie części. W trakcie pierwszej powstają wodorotlenki (w wysokiej temperaturze w obecności tlenu), a następnie dwuketony (w miejscach najbardziej wrażliwych połączeń aromatyczno-

-alifatycznych asfaltu). W drugiej tworzą się kompleksy metali z ketonami, które sieciują asfalt. Wynikiem tego jest wzrost lepkości asfaltu i kohezji mieszanek mineralno-asfaltowych.

Katalizator ułatwia tworzenie wiązań między jonami metalu a cząstkami asfaltu. Proces polimeryzacji przebiega stosunkowo szybko po wymieszaniu lepisczcza z kruszywem w obecności aktywnego tlenu. Szybkość utleniania i polimeryzacji zmniejsza się od momentu wymieszania lepisczcza z kruszywem (szczególnie w trakcie wbudowywania), przede wszystkim ze względu na ograniczony dostęp tlenu oraz spadek temperatury. Można jednak założyć, że reakcje polimeryzacji utleniającej mogą zachodzić również po zakończeniu procesu wbudowywania (przy udziale tlenu z powietrza).

Sól metaloorganiczna wpływa również na obniżenie lepkości asfaltu (w zakresie temperatur technologicznych), co jest wynikiem zawartej w niej obojętnej części węglowodorowej. Efektem tego może być obniżenie temperatury wytwarzania i wbudowywania MMA nawet o 30°C (w stosunku do standardowej technologii), a tym samym i zmniejszenie emisji gazów toksycznych (SO_2 , NO_2 , NO itd.) i cieplarnianych (CO_2 , CO) do atmosfery.

Materiały do badań

Do badań użyto dwa asfalty drogowe (destylowane): 35/50 i 70/100. Ich wybór był podyktowany koniecznością uzyskania:

- odpowiednich parametrów wytrzymałościowych mieszanek mineralno-asfaltowych (35/50)
- niskiej lepkości na etapie ich wytwarzania i wbudowywania (70/100).

W charakterze katalizatora metaloorganicznego zastosowano bezwodny chlorek żelaza (III) $FeCl_3$. Należy zaznaczyć, że związek ten charakteryzuje się wysoką higroskopijnością, co zmusza do zachowania szczególnych środków ostrożności przy jego stosowaniu. Z tego m.in. względu do badań spreparowano mieszaninę związku metaloorganicznego z kwasami naftenowymi w stosunku 5:1 (chlorek żelaza : kwasy naftenowe). Kwasy naftenowe stanowiły konglomerat różnych substancji węglowodorowych, m.in. oksykwasów, alkoholi, estrów i in-

nych (o budowie zbliżonej do składników zawartych w asfalcie). Ich zastosowanie pozwoliło na dodatkowe obniżenie lepkości asfaltu 70/100.

Metodyka badań

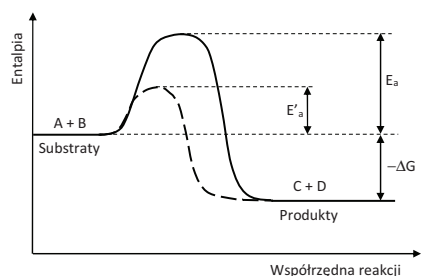
Badania były wykonywane w dwóch etapach. Pierwszy dotyczył lepisczczy asfaltowych, w drugim wyznaczano parametry betonów asfaltowych.

Badania lepisczczy dotyczyły asfaltu drogowego 35/50 i 70/100 oraz asfaltu 70/100 modyfikowanego chlorkiem żelaza (III) w ilości 2,5%. Próbkę lepisczczy asfaltowych przygotowano z myślą zarówno o badaniach samych asfaltów jak i wykonania mieszanek mineralno-asfaltowych z ich udziałem. Polegało to każdorazowo na podgrzewaniu asfaltu (o masie 2,5 kg) w pojemniku o objętości ok. 3,5 dm³ (zabezpieczonym przed dopływem powietrza) do 160°C. Proces ten prowadzono w łaźni olejowej, gwarantującej równomierne ogrzewanie pojemnika i znajdującego się w nim asfaltu. Po uzyskaniu wymaganej temperatury do lepisczcza dodawano modyfikator. Po jego rozproszczeniu w lepisczczu całość mieszano przez 10 minut przy użyciu mieszadła ze stałą prędkością 240 obr./min. Po zakończeniu tego etapu wyłączano ogrzewanie i przez kolejne 10 minut prowadzono proces mieszania z prędkością 120 obr./min. Tak przygotowane próbki stanowiły materiał badawczy. W identyczny sposób preparowano asfalty bazowe 35/50 i 70/100 (bez modyfikatora), tj. ogrzano je do temperatury 160°C i mieszano przez 20 minut.

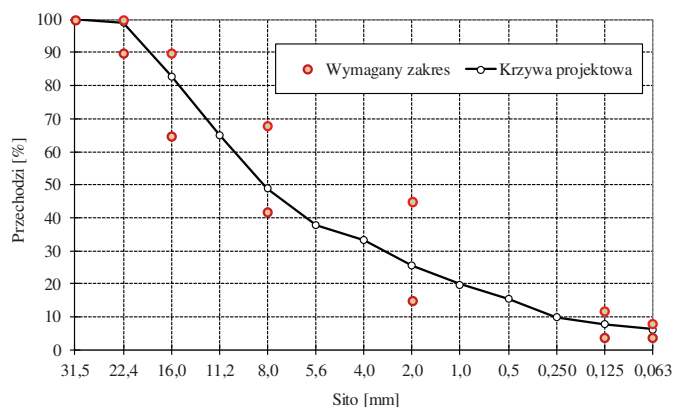
Wpływ modyfikatora na właściwości lepisczczy asfaltowych (przed i po procesach starzenia technologicznego i eksploatacyjnego) określano na podstawie badań:

- penetracji w temperaturze 25°C zgodnie z PN-EN 1426,
- temperatury mięknięcia wg PiK zgodnie z PN-EN 1427,
- temperatury łamliwości wg Fraassa zgodnie z PN-EN 12593.

Dodatkowo dla asfaltu 35/50 oraz 70/100 z udziałem 2,5% $FeCl_3$ nie poddanych starzeniu oraz po starzeniu technologicznym (krótkotrwałym) wykonano oznaczenie lepkości dynamicznej w zakresie temperatur od 100 do 170°C przy użyciu lepkościomierza obrotowego zgodnie z PN-EN 13302. Proces starzenia tech-



1. Przebieg entalpii swobodnej dla reakcji bez (linia ciągła) i z udziałem katalizatora (linia przerywana)



2. Krzywa uziarnienia betonu asfaltowego AC 22 P na ruch KR5-7 zgodnie z WT-2:2014

nologicznego (krótkoterminowego) w warunkach laboratoryjnych symulowano w oparciu o metodę RTFOT (Rolling Thin Film Oven Test) wg PN-EN 12607-1. W przypadku starzenia eksploatacyjnego zastosowano metodę PAV (Pressure Aging Vessel) zgodnie z normą PN-EN 14769. W przypadku mieszanek mineralno-asfaltowych badania przeprowadzono na trzech próbkach betonów asfaltowych przeznaczonych na warstwę podbudowy o granulacji do 22 mm (AC 22 P). Pod względem uziarnienia, zawartości lepiszcza oraz wolnych przestrzeni odpowiadały one wymaganiom na ruch KR5-7 zgodnie z WT-2:2014 [13]. Różnice dotyczyły wyłącznie rodzaju zastosowanego lepiszcza (35/50, 70/100 i modyfikowanego 70/100).

Do betonu asfaltowego zastosowano kruszywo grube (grysy) i drobne (piasek łamany) szarogłazowe (Koschenberg) oraz wypełniacz wapienny (Nordkalk). Skład mieszanki mineralno-asfaltowej przedstawiono w tab. 1 i na rys. 3. Wolna przestrzeń na próbkach Marshalla uformowanych z asfaltem referencyjnym 35/50 wyniosła 5,2%.

W zakresie badań betonów asfaltowych było określenie:

- odporności na deformacje trwałe (WTSAIR, PRDAIR) zgodnie z PN-EN 12697-22, metoda B w powietrzu (60°C, 10000 cykli);
- wrażliwości na działanie wody zgodnie z PN-EN 12697-12 w temperaturze 25°C (zagęszczanie: 2x35 uderzeń, przechowywanie w 40°C z jednym cyklem zamrażania).

Procedury przygotowania próbek, ich kondycjonowania i badania były zgodne z zapisami dokumentu technicznego WT-2:2014 [13].

Wyniki badań i analiza

Penetracja igłą pozwala określić konsystencję asfaltów. Badanie przeprowadzono w temperaturze 25°C, zgodnie z PN-EN 1426. Przygotowanie próbek polegało na napełnieniu naczynka penetracyjnego lepiszczem asfaltowym do wysokości co najmniej 10 mm większej od przewidywanego zagłębienia igły. Następnie próbkę schładzano w temperaturze otoczenia (15-30°C) w czasie 60-90 minut, po czym umieszczano w łaźni wodnej o ustalonej temperaturze badania. Po okresie termostatowania próbkę umieszczano na stanowisku badawczym i wykonywano pomiar zgodnie z wymaganiami normy, tj. przy obciążeniu igły 100 g, w czasie 5 s. Wyniki badań przed starzeniem oraz po starzeniu wg RTFOT i PAV przedstawiono w tab. 2. Wynik badania wyznaczono jako średnią z czterech oznaczeń.

Z przeprowadzonych badań wynika, że największy spadek penetracji uzyskano dla asfaltu modyfikowanego chlorkiem żelaza (III), a najmniejszy dla asfaltu 35/50. W przypadku asfaltów niemodyfikowanych (35/50 i 70/100) największe spadki penetracji zaobserwowano po starzeniu wg RTFOT (ok. 8-12x0,1 mm), znacznie mniejsze po PAV (ok. 2,5-4x0,1 mm). W przypadku asfaltu modyfikowanego spadki penetracji były na zbliżonym poziomie, zarówno po starzeniu wg RTFOT jak i po PAV (rzędu 13-15 x0,1 mm). Asfalt modyfikowany po starzeniu RTFOT+PAV pod względem penetracji odpowiada wymaganiom jak dla asfaltu drogowego 35/50 przed starzeniem.

Temperaturę mięknięcia wg PIK określono w automatycznym aparacie zgodnie z normą PN-EN 1427. Przygotowanie próbek polegało na ich podgrzaniu do

temperatur ok. 140-150°C, a następnie wypełnieniu pierścieni, ułożonych na płytce posmarowanej środkiem antyadhezyjnym. Po ostygnięciu nadmiar masy ścięto nożem. Tak przygotowane próbki wraz z kulkami stalowymi i przewodnicami umieszczono w zlewce z wodą. Po 15 minutach termostatowania (w 5°C) rozpoczęto podgrzewanie cieczy z prędkością 5°C/min. Za wynik przyjęto średnią temperaturę z trzech oznaczeń, przy której kulka stalowa pokonała odległość 25,0±0,4 mm. Wyniki badań przed starzeniem oraz po starzeniu wg RTFOT i PAV przedstawiono w tab. 3.

Wyniki badań wskazują, że procesy starzenia (zarówno RTFOT jak i PAV) wywołują wzrost temperatury mięknięcia. W przypadku asfaltów drogowych 35/50 i 70/100 przyrosty są na podobnym poziomie – po starzeniu RTFOT TPIK wzrosła o ok. 4,9-6,6°C, natomiast po PAV w

Tab. 1. Skład mieszanki mineralno-asfaltowej na warstwę podbudowy AC 22 P

Nazwa materiału	Mieszanka	
	mineralna [%]	mineralno-asfaltowa [%]
Grys 16/22 (Koschenberg)	18,0	17,3
Grys 11/16 (Koschenberg)	18,0	17,3
Grys 8/11 (Koschenberg)	18,0	17,3
Grys 5/8 (Koschenberg)	10,5	10,0
Grys 2/5 (Koschenberg)	10,0	9,6
Piasek łamany 0/2 (Koschenberg)	20,0	19,2
Wypełniacz wapienny (Nordkalk)	5,5	5,3
Lepiszczce asfaltowe	–	4,0
Środek adhezyjny	–	0,31

1) w stosunku do masy lepiszcza asfaltowego

Tab. 2. Wyniki badań penetracji lepiszczy asfaltowych przed i po starzeniu wg RTFOT i PAV

Rodzaj próbki	Wartość z badania [x0,1 mm]		
	PRZED	RTFOT	RTFOT+PAV
Asfalt 35/50	42,1±0,8	34,1±0,5	31,5±0,4
Asfalt 70/100	82,6±1,3	69,1±0,9	65,2±0,6
Asfalt 70/100+2,5%FeCl ₃	73,1±1,1	60,6±0,6	45,6±0,6

Tab. 3. Wyniki badań temperatury mięknięcia lepiszczy asfaltowych przed i po starzeniu wg RTFOT i PAV

Rodzaj próbki	Wartość z badania [°C]		
	PRZED	RTFOT	RTFOT+PAV
Asfalt 35/50	55,2±0,5	60,1±0,6	61,9±0,3
Asfalt 70/100	44,8±0,8	51,4±0,8	53,2±0,5
Asfalt 70/100+2,5%FeCl ₃	50,1±0,7	58,3±0,5	65,4±0,6

obu przypadkach wzrost wyniósł 1,8°C. Zmiany zachodzące w asfalcie 70/100 z udziałem 2,5% FeCl₃ były znacznie większe. Zarówno po starzeniu wg RTFOT jak i PAV stwierdzono każdorazowo wzrost temperatury o ok. 8,1-8,2°C. Temperatura mięknięcia asfaltu modyfikowanego po starzeniu RTFOT była na zbliżonym poziomie jak dla asfaltu 35/50 (również po RTFOT), natomiast po PAV była już wyższa od temperatury uzyskanej dla asfaltu 35/50. Świadczy to o wyraźnym usztywnieniu asfaltu.

Oznaczenie temperatury łamliwości TFraass wykonano zgodnie z PN-EN 12593. Jest to najwyższa temperatura, w której warstwa asfaltu o grubości 0,5 mm nałożona na cienką stalową płytkę, podczas oziębienia ze stałą prędkością (1°C/min.), zarysowuje się lub pęka po jej zgięciu. Wyginanie płytki wykonuje się co 1°C od temperatury o 10±2°C wyższej od przewidywanej temperatury łamliwości. Za wynik badania przyjęto średnią z trzech oznaczeń. Wartości uzyskane z badań przed starzeniem oraz po starzeniu wg RTFOT i PAV przedstawiono w tab. 4.

Można wnioskować na podstawie badań, że procesy starzenia (zarówno RTFOT jak i PAV) wywołują wzrost temperatury łamliwości. W przypadku asfaltów drogowych 35/50 i 70/100 przyrosty są niewielkie – po starzeniu RTFOT TFraassa wzrosła o ok. 0,9-1,8°C, natomiast po PAV przyrost temperatury wyniósł od 0,5 do 1,2°C. Zmiany zachodzące w as-

falcie 70/100 z udziałem 2,5% FeCl₃ były znacznie większe. Po starzeniu wg RTFOT temperatura łamliwości wzrosła o 2,8°C, natomiast po PAV o 3,4°C. Temperatura łamliwości asfaltu modyfikowanego po starzeniu RTFOT i PAV była niższa niż asfaltu drogowego 35/50 przed starzeniem. Może to świadczyć, że asfalt modyfikowany po starzeniu RTFOT i PAV będzie charakteryzował się wyższą odpornością na spękania termiczne (zarówno niskotemperaturowe jak i zmęczeniowe od wahań temperatury)

Lepkość dynamiczną w zakresie temperatur 100-170°C wykonano metodą lepkościomierza obrotowego zgodnie z PN-EN 13302. Oznaczenie polega na pomiarze względnego oporu (momentu obrotowego) na obrót trzpienia, zanurzonego w pojemniku wypełnionym asfaltem. Wyniki badań asfaltu 35/50 oraz modyfikowanego przed i po starzeniu wg RTFOT przedstawiono na rys. 3.

Wyniki badań lepkości dynamicznej wskazują, że asfalt 70/100 modyfikowany bezwodnym chlorkiem żelaza (III) osiąga lepkość zbliżoną do lepkości asfaltu 35/50 przed starzeniem. Przy zastosowaniu go do mieszanki mineralno-asfaltowej (zamiast asfaltu 35/50) istnieje możliwość obniżenia temperatury otaczania o prawie 20°C. Ze względu jednak na specyfikę tego rodzaju modyfikatora wymaga to dalszych badań, m.in. ze względu na przebieg procesów polimeryzacji utleniającej. Przebiegają one znacznie bardziej intensywnie w cienkich warstwach lepiszcza na powierzchni kruszywa w stosunku do warunków laboratoryjnych starzenia RTFOT.

W celu określania typu reologicznego asfaltu i zmian zachodzących na skutek dodania katalizatora metaloorganicznego oraz procesów starzeniowych wyznaczono indeks penetracji I_p przed i po starzeniu wg RTFOT i PAV. Wartości I_p wyznaczono w oparciu o wartość penetracji

w 25°C i temperatury mięknięcia wg PiK ze wzoru (1). Wyniki obliczeń przedstawiono w tab. 5.

$$I_p = \frac{20 \cdot T_{PiK} + 500 \cdot \log P - 1952}{T_{PiK} - 50 \cdot \log P + 120} \quad (1)$$

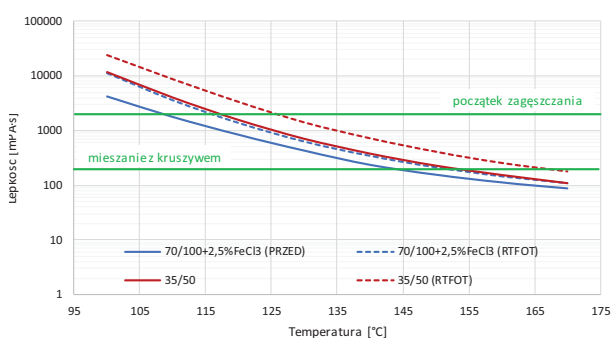
gdzie: T_{PiK} – temperatura mięknięcia, °C; P – penetracja w 25°C, ×0,1mm.

Procesy starzeniowe wpływają na zmiany reologiczne w lepiszczu. We wszystkich przypadkach I_p wzrasta, co tym samym czyni lepiszcza mniej wrażliwymi na temperaturę. Zastosowanie modyfikatora w postaci chlorku żelaza (III) przyczyniło się do znacznego wzrostu wartości indeksu penetracji po procesach starzenia, zarówno RTFOT jak i PAV. Badania mieszanek mineralno-asfaltowych dotyczyły trzech betonów asfaltowych AC 22 P różnicowanych ze względu na rodzaj lepiszcza asfaltowego (35/50, 70/100, 70/100+2,5%FeCl₃). Wytwarzano je w mieszarce laboratoryjnej w zarobach o masie 45 kg. Celem ujednoczenia warunków termicznych przyjęto dla wszystkich trzech mieszanek jednokowe temperatury kruszywa, lepiszcza, otaczania składników i zagęszczania. Wynosiły one odpowiednio: kruszywo (wstępnie wymieszane) – 170±2°C, asfalt – 160±2°C, otaczanie – 165±5°C, zagęszczanie – 135±5°C (zarówno próbek do ITSr jak i koleinowania). Próbki do oceny wrażliwości na działanie wody i mrozu formowano bezpośrednio po ich wymieszaniu. W przypadku koleinowania mieszanek mineralno-asfaltową poddano krótkoterminowemu kondycjonowaniu (starzeniu) zgodnie z zapisami dokumentu technicznego WT-2:2014 [13].

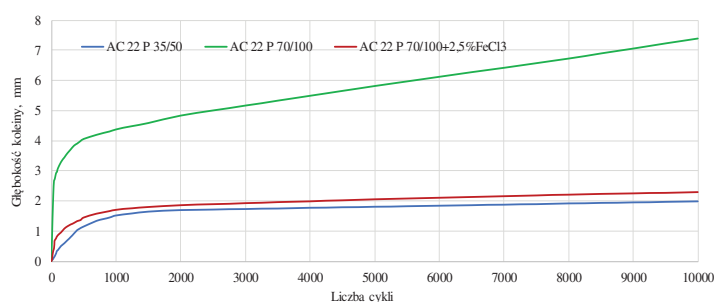
Do badania wrażliwości na działanie wody i mrozu wykonano 14 próbek, z czego do badań wytypowano 10 o najbardziej zbliżonych do siebie gęstościach objętościowych (po 5 próbek „zestawu suchego” i „zestawu mokrego”). Próbki przeznaczone do badań kondycjonowa-

Tab. 4. Wyniki badań temperatury łamliwości lepiszczy asfaltowych przed i po starzeniu wg RTFOT i PAV

Rodzaj próbki	Wartość z badania [°C]		
	PRZED	RTFOT	RTFO-T+PAV
Asfalt 35/50	-9,2±1,1	-8,3±0,7	-7,8±0,6
Asfalt 70/100	-19,1±1,6	-17,3±0,9	-16,1±0,8
Asfalt 70/100+2,5%FeCl ₃	-17,4±1,7	-14,6±1,2	-11,2±0,7



3. Lepkość asfaltu 35/50 i 70/100 modyfikowanego bezwodnym chlorkiem żelaza (III) przed i po starzeniu wg RTFOT



4. Przyrost głębokości koleiny w próbkach betonu asfaltowego AC 22 P z udziałem asfaltu 35/50, 70/100 i 70/100+2,5%FeCl₃

no zgodnie z zapisami dokumentu technicznego WT-2:2014 [13]. Wyniki badań przedstawiono w tab. 6.

Wyniki badań wskazują, że we wszystkich przypadkach spełnione zostało wymaganie odnośnie wrażliwości na działanie wody i mrozu dla betonów asfaltowych na ruch KR5-7 wg WT-2:2014 (ITSR70). Można zauważyć, że najkorzystniejszą odporność na działanie wody i mrozu osiągnięto dla betonu z asfaltem 70/100. Natomiast betony asfaltowe zawierające asfalt drogowy 35/50 i 70/100 modyfikowany FeCl_3 charakteryzują się zbliżoną wrażliwością.

Badanie odporności na koleinowanie wykonano w małym koleinomierzu (metoda B, w powietrzu, 60°C, 10000 cykli) zgodnie z normą PN-EN 12697-22 i obowiązującymi zapisami dokumentu technicznego WT-2:2014 [13]. Oznaczenie dla każdej z mieszanek mineralno-asfaltowych wykonywano na dwóch próbkach. Wyniki badań przedstawiono w tab. 7 i na rys. 4. Wyniki badań odporności na deformacje trwałe potwierdzają przydatność chlorku żelaza (III) do modyfikacji lepischer asfaltowych. Wielkość deformacji trwałej oraz jej przyrost (w zakresie cykli 5000-10000) dla mieszanek z asfaltem 35/50 oraz 70/100+2,5% FeCl_3 są na zbliżonym poziomie i spełniają wymagania przewidziane w WT-2:2014 dla betonów asfaltowych na ruch KR5-7 [13]. W przypadku asfaltu 70/100 obie wartości są znacznie wyższe i nie spełniają wymagań.

Wnioski

Przeprowadzone badania pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- dodatek katalizatora metaloorganicznego (w postaci mieszaniny bezwodnego chlorku żelaza (III) i kwasów naftenowych) do asfaltów drogowych skutkuje wzrostem sztywności w zakresie temperatur użytkowych, charakteryzującym się spadkiem penetracji, wzrostem temperatury mięknięcia i temperatury łamliwości;
- starzenie wg RTFOT i PAV intensyfikuje zmiany reologiczne w asfalcie 70/100 modyfikowanym bezwodnym chlorkiem żelaza (III) co prowadzi do zwiększenia twardości lepischer przy jednoczesnym spadku

odporności na niskie temperatury;

- asfalt 70/100 modyfikowany chlorkiem żelaza (III) może stanowić alternatywę dla twardszych asfaltów (np. 35/50) jako składnik betonów asfaltowych na najcięższy ruch (KR5-7);
- beton asfaltowy z udziałem asfaltu 70/100 modyfikowanego FeCl_3 spełnia wymagania dokumentu technicznego WT-2:2014 dla mieszanek na ruch KR5-7, zarówno w zakresie wrażliwości na działanie wody i mrozu jak i odporności na deformacje trwałe;
- dalsze badania powinny być ukierunkowane na ewentualne dalsze procesy polimeryzacji zachodzące w warstwie, mogące wpłynąć na zbyt nie usztywnienie mieszanki i w konsekwencji zwiększenie podatności na spękania. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Bielecka-Florjańczyk E., Włostowska J. *Chemia organiczna*. WN-T, Warszawa 2005
- [2] Cotton A., Wilkinson G., Gaus P. *Chemia nieorganiczna*. Podstawy. PWN, Warszawa 1998
- [3] Galarraga C.E., Scott C., Loria H., Pereira-Almao P. Kinetic Models for Upgrading Athabasca Bitumen Using Unsupported NiWMo Catalysts at Low Severity Conditions. *Industrial & Engineering Chemistry Research*, 2012, v. 51, str. 140-146
- [4] Gawel I., Piłat J., Radziszewski P., Kowalski K.J., Król J.B. Rubber modified bitumen. *Polymer Modified Bitumen*, 2011, str. 72-97
- [5] Jew P., Shimizu J.A., Svazic M., Woodhams R.T. Polyethylenemodified bitumen for paving applications. *Journal of Applied Polymer*, 1986, v. 31, str. 2685-2704
- [6] Mallick R., Bergendahl J. Reducing Greenhouse Gas Emissions from Asphalt Materials. Project Number: MQP-RBM-0601, Worcester Polytechnic Institute, 2007
- [7] Moszew J. *Chemia organiczna*. PWN, Warszawa 1958
- [8] Nejad F.M., Aghajani P., Modarres A., Firoozifar H. Investigating the properties of crumb rubber modified bitumen using classic and SHRP testing methods. *Construction and Bu-*

Tab. 5. Wartości indeksu penetracji I_p lepischer asfaltowych przed i po starzeniu wg RTFOT i PAV

Rodzaj próbki	Wartość z badania [°C]		
	PRZED	RTFOT	RTFO-T+PAV
Asfalt 35/50	-0,38	0,16	0,33
Asfalt 70/100	-1,40	-0,05	0,24
Asfalt 70/100+2,5% FeCl_3	-0,23	1,18	1,81

Tab. 6. Wartości średnie uzyskane w badaniu wrażliwości na działanie wody i mrozu ITSr

Rodzaj próbki	Wartość z badania		
	ITSw [kPa]	ITSd [kPa]	ITSr [%]
AC 22 P 35/50	1354,7	1647,5	82,2
AC 22 P 70/100	951,6	1104,2	86,2
AC 22 P 70/100+2,5% FeCl_3	1458,5	1781,1	81,9

Tab. 7. Wartości średnie uzyskane w badaniu odporności na deformacje trwałe

Rodzaj próbki	Wartość z badania	
	PRDAIR [%]	WTSAIR [mm/103 cykli]
AC 22 P 35/50	3,3	0,036
AC 22 P 70/100	12,3	0,316
AC 22 P 70/100+2,5% FeCl_3	3,8	0,047

- [9] Pérez-Lepe A., Martínez-Boza F.J., Gallegos C., Gonzáles O., Muñoz M.E., Santamaria A. Influence of the processing conditions on the rheological behavior of polymer-modified bitumen. *Fuel*, 2003, v. 82, str. 1339-1348
- [10] Segnoz B., Isikykar G. Evaluation of the properties and microstructure of SBS and EVA polymer modified bitumen. *Construction and Building Materials*, 2008, v. 22, s. 1897-1905
- [11] Stefańczyk B., Mieczkowski P. Dodatki, katalizatory i emulgatory w mieszankach mineralno-asfaltowych. WKiŁ, Warszawa 2010
- [12] Stefańczyk B., Mieczkowski P. Mechanizmy oddziaływania katalizatorów metaloorganicznych na asfalty stosowane w technologii drogowej. *Magazyn Autostrady*, 2016, v. 5, str. 23-29
- [13] WT-2 2014 – część I. Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania Techniczne. Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych, GDDKiA, Warszawa 2014

Analiza wpływu technologii wykończenia nawierzchni betonowych na wybrane cechy eksploatacyjne

Analysis of the impact of concrete pavement finishing technologies on selected exploitation traits



Piotr Mackiewicz

Dr hab. inż.

*Politechnika Wroclawska,
Zakład Dróg i Lotnisk*

piotr.mackiewicz@pwr.edu.pl



Antoni Szydło

Prof. dr hab. inż.

*Politechnika Wroclawska,
Zakład Dróg i Lotnisk*

antoni.szydlo@pwr.edu.pl

Streszczenie: W publikacji przeprowadzono studia nad różnymi technologiami wykończenia górnych warstw powierzchni nawierzchni betonowych. Analizy wykonano na podstawie badań własnych na wybranych odcinkach dróg autostradowych i ekspresowych w Polsce o nawierzchni betonowej. Na tej podstawie ustalono zmienność równości i tekstury w zależności od różnych typów konstrukcji, sposobów wykończenia oraz okresów eksploatacji. Stwierdzono, że na zmianę równości istotnie wpływa technologia budowy oraz typ konstrukcji, a na zmianę tekstury technologia wykończenia górnej powierzchni. Dla nawierzchni bezdylatacyjnych o ciągłym zbrojeniu uzyskano najlepszą równość. Wykazano, że wskaźnik tekstury jest mocno zależny od okresu eksploatacji nawierzchni. Dodatkowo przeprowadzono ocenę wpływu równości i tekstury na poziom hałasu w kabinie pojazdu.

Słowa kluczowe: *Tekstura; Równość; Nawierzchnie betonowe; Nawierzchnie bezdylatacyjne; IRI; MPD*

Abstract: We studied various technologies of finishing the upper layers of the concrete pavements. The analyses were made on the basis of own research on selected sections of motorway and express roads with a concrete surface in Poland. On this basis, the variability of equality and texture was determined depending on different types of structures, finishing methods and operational periods. It was found that the change of construction technology and the type of construction significantly influence the change of equality, while the technology of finishing the upper surface influences the texture. The best equality was obtained for the non-dilatation pavements with continuous reinforcement. It was shown that the texture indicator is strongly dependent on the pavement exploitation. In addition, an assessment of the impact of equality and texture on the noise level in the vehicle's cabin was carried out.

Keywords: *Texture; Roughness; Concrete Pavement; Continuously Reinforced (no joints) Pavement; IRI; MPD*

Zainteresowanie nawierzchniami betonowymi w Polsce wzrosło pod koniec ubiegłego wieku wzrosło. Do tego czasu nawierzchnie betonowe były realizowane sporadycznie na krótkich odcinkach, głównie na lotniskach, placach postojowych oraz drogach zakładowych. Dopiero w 1995 roku na autostradzie A4 wykonano pierwsze dłuższe odcinki, przeznaczone dla dużego natężenia ruchu. W dalszym etapie zrealizowano odcinek na A2 (2012 rok) w tzw. technologii odkrytego kruszywa, a następnie drogę S8 (2015 rok). Dwa odcinki eksperymentalne na A2 (2012 rok) i A4 (2004 rok) wykonano w technologii bezdylatacyjnej. Ponadto aktualnie realizuje się nawierzchnie na drogach ekspres-

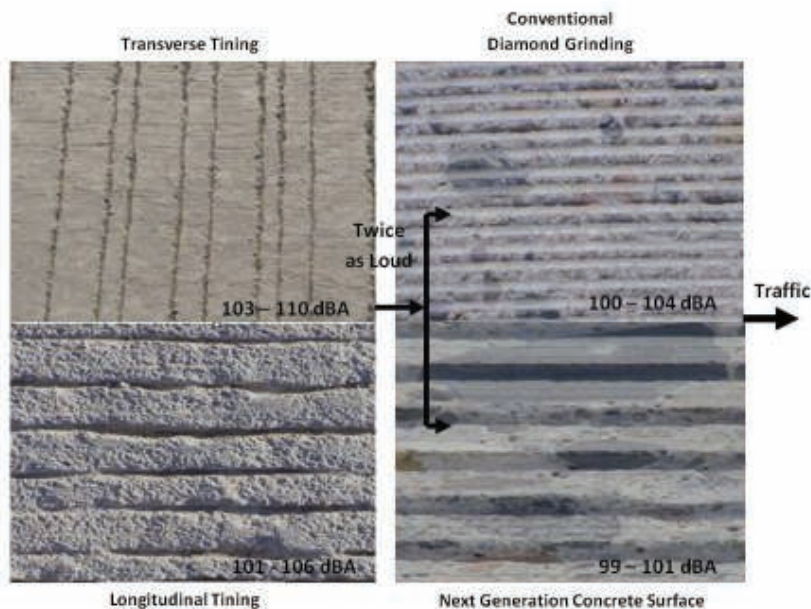
owych: S7, S8, S17, S61 oraz autostradzie A1. Poza nawierzchniami wykonanymi w nowych technologiach w eksploatacji są także starsze odcinki o nawierzchni betonowej jak np. DK50 z 2002 roku oraz autostrada A18 z lat czterdziestych ubiegłego wieku.

Aktualnie w światowej technice drogowej dla małego obciążenia ruchem znalazły zastosowanie nawierzchnie: niezbrojone i niedyblowane. Dla większych obciążeń stosuje się nawierzchnie dyblowane i kotwione (ze szczelinami poprzecznymi) oraz nawierzchnie o ciągłym zbrojeniu bez szczelin poprzecznych.

Istotnym problemem w uzyskaniu właściwej eksploatacji nawierzchni betonowych jest odpowiednie wy-

kończenie górnej powierzchni płyty betonowej, które wiąże się z cechami przeciwpoślizgowymi oraz hałaśliwością.

Celem artykułu jest identyfikacja równości (wyrażonej wskaźnikiem International Roughness Index, IRI), makrotekstury (wyrażonej wskaźnikiem Mean Profile Depth, MPD), różnych nawierzchni betonowych w Polsce w zależności od: sposobu wykończenia górnej powierzchni, okresu eksploatacji, wpływu szczelin. Parametry te są istotne z punktu widzenia bezpieczeństwa ruchu oraz środowiska, gdyż wpływają na współczynniki tarcia koła i nawierzchni oraz poziom hałasu generowany przez poruszające się koła po nawierzchni.



1. Różne struktury powierzchni oraz poziomy hałasu wg [29], [8]

Przegląd doświadczeń

Pierwsze analizy strukturalne dla nawierzchni betonowych przeprowadzono już w latach 70 ubiegłego stulecia w związku z wypadkami drogowymi [10]. Federal Highway Administration (FHWA) przeanalizowała wstępnie rowkowania poprzeczne nawierzchni betonowych oraz wskazała wymagania w dostosowaniu do różnych prędkości. W dalszym etapie wprowadzono rowkowania podłużne wykonywane w postaci przeciągania maty jutowej i szrotkowania.

Kolejne obszernie wnioski z badań zestawiono w opracowaniu z 1996 roku [20]. Na podstawie wyników stwierdzono, że wykończenia powierzchni ma istotny wpływ nie tylko na parametry tarcia, ale także na wartości częstotliwości hałasu, jednak bez zmiany ogólnego poziomu hałasu.

W raporcie [24] zawierającym obszernie badania na 57 odcinkach badawczych w Kolorado zawarto analizy pomiarów tekstury w tymi średniej głębokość profilu (MPD - Mean Profile Depth) oraz szacowanej głębokości tekstury (ETD - Estimated Texture Depth). Przeprowadzono także wstępne pomiary na dwukilometrowym odcinku nawierzchni z „odkrytym kruszywem”. W dalszym etapie prac poszukiwano tekstur dla nawierzchni betonowych zapewniających właściwie cechy szepności, a także zachowujących swoje właściwości akustycz-

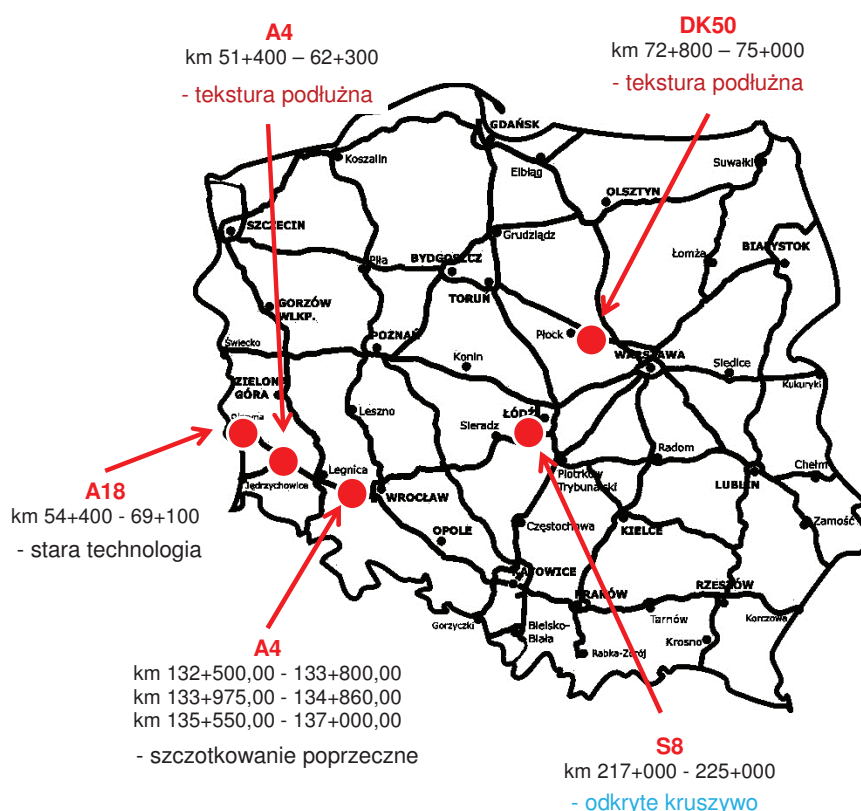
ne, niezmiennie w czasie. Analizowano różne techniki szlifowania (rys. 1, [29], [8]). Wskazano na znaczne obniżenie poziomu hałasu dla nowej technologii wykonywanej w kierunku podłużnym o nazwie Next Generation Concrete (NGCS) [5]. Ta technologia stanowi połączenie znanych już wcześniej technik wykończenia: „Grindingu” oraz „Groovingu”.

W zakresie innych prac przeanalizowano zalety także ciągniętej maty jutowej [6], [12], [27], struktur losowych [19] i betonowych nawierzchni poro-

watych [25]. Wiele opracowań zawiera technologie i wytyczne wykonywania różnych tekstur powierzchni [1], [16], [17], [11]. Przeprowadzono także analizy w zakresie pomiaru i identyfikacji równości i tekstury różnymi metodami [4], [3], [21], [18], [15] wskazując dobre korelacje między nimi.

Szczególną uwagę skupiono na specjalne teksturowanie nawierzchni betonowych w Europie. Mimo, iż przeprowadzono wcześniej w Ameryce badania struktur z „odkrytym kruszywem”, to w Europie zrealizowano więcej nawierzchni w tej technologii [7], [30], [22]. Badania jednoznacznie potwierdziły skuteczność tej technologii w obniżaniu poziomu hałasu z jednoczesnym zapewnieniem wymaganych warunków tarcia koła z nawierzchnią zbliżonych do SMA. Podobne spostrzeżenia dotyczące zbliżonego hałasu nawierzchni betonowych do nawierzchni podatnych z warstwami ściernymi typu SMA potwierdzają wieloletnie badania krajowe [14], [23], [13].

Na podstawie przeglądu literatury stwierdza się, że technologia wykończenia górnej powierzchni nawierzchni betonowych ma różne tradycje w wielu krajach. Aktualnie w Polsce nie



2. Lokalizacja odcinków pomiarowych nawierzchni betonowych



3. Autostrada A4 – nawierzchnia dyblowana (z lewej) oraz o ciągłym zbrojeniu (z prawej)



4. Droga ekspresowa S8 - technologia „odkrytego kruszywa”

ma sprecyzowanych wytycznych i zaleceń w tym zakresie. Ze względu na to, że tekstura istotnie wpływa zarówno na bezpieczeństwo ruchu jak i generowany poziomy hałasu podjęto próbę przeprowadzenia kompleksowych badań i analiz dla nawierzchni betonowych. W artykule przedstawiono wyniki pomiarów równości oraz makrotekstury wykonane dla różnych nawierzchni zrealizowanych w Polsce. Ustalono zależności w/w parametrów od technologii wykonania nawierzchni, rodzaju wykończenia górnej powierzchni, wpływu czynników środowiskowych, a także poziomu dźwięku rejestrowanego w kabinie pojazdu.

Charakterystyka odcinków badawczych i techniki pomiarowej

Na podstawie wybranych lokalizacji dróg autostradowych i ekspresowych w Polsce, przeprowadzono szczegółowe pomiary tekstury i równości nawierzchni betonowych z uwzględnieniem różnych technologii konstrukcji oraz wykończenia górnej powierzchni (rys. 2).

W zakresie odcinka autostrady A4 (km 132+500 – 137+000) przebadano różne typy nawierzchni betonowych: nawierzchnia dyblowana (ze szczelinami poprzecznymi) na podbudowie z kruszywa, nawierzchnia o ciągłym zbrojeniu (bez szczelin poprzecznych), nawierzchnia dyblowana (ze szczelinami poprzecznymi) na podbudowie z chudego betonu. Jezdnię północną oddano do użytku w 2005 roku, a jezdnię południową w 2000 roku. Szczeliny poprzeczne zostały wypełnione profilami. Górna powierzchnia nawierzchni wykończona została za pomocą szczerkowania poprzecznego (rys. 3).

Na drodze ekspresowej S8 (rok oddania do eksploatacji 2015 rok) na

odcinku ośmiu kilometrów przeanalizowano nawierzchnię w technologii odkrytego kruszywa (rys. 4). Nawierzchnię tworzą płyty betonowe ze szczelinami poprzecznymi na podbudowie z chudego betonu.

Dodatkowe pomiary przeprowadzono na odcinku autostrady A4 km 51+400 – 62+300 w technologii teksturowania podłużnego (mata jutowa). Na tym odcinku nawierzchnia betonowa pochodzi z roku 1995.

Odrębnej analizie poddano odcinek autostrady A18 km 54+400 – 69+100. Na tym odcinku występuje stara nawierzchnia betonowa (1940 rok) z niskim poziomem równości oraz znacznie uszkodzonymi dylatacjami.

W zakresie badań i wymagań [2], [26], [28] z wykorzystaniem profilografu laserowego przeprowadzono identyfikację parametru IRI (International Roughness Index) oraz tekstury wyrażanej wskaźnikiem MPD (średnia głębokość profilu, Mean Profile Depth): ślad prawego koła. Te parametry stosowane są w systemie DSN identyfikującym stan nawierzchni w Polsce [9].

Analiza wyników badań w zależności od technologii wykonania nawierzchni

Większość analizowanych nawierzchni betonowych została zbudowana w technologii ze szczelinami poprzecznymi. Zrealizowano jednak odcinek w technologii bezdylatacyjnej jako nawierzchnia betonowa o ciągłym zbrojeniu. Do nich należy odcinek A4 na jezdni północnej km 133+975 - 134+860.

Powszechnie uważa się [29], że połączenia poprzeczne płyt mogą przyczynić się do ogólnego wzrostu poziomu hałasu w dwóch przypadkach. Pierwsza sytuacja występuje, gdy nie

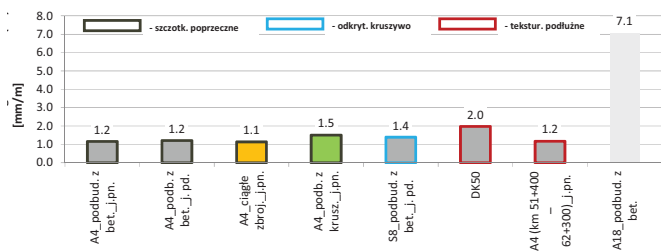
istnieje wystarczający transfer obciążenia pomiędzy płytami, wtedy opony pojazdów będą wywoływać "uderzenie w szczelinie". Gdy uskoki płyt przekraczają 4-5 mm, może to być zauważalne i niekomfortowe, szczególnie w przypadku poziomego hałasu wewnątrz pojazdu. Druga sytuacja dotyczy zbyt dużej szerokości szczeliny oraz jej jakości wypełnienia. Im szersza szczelina i źle utrzymana, tym większy poziom hałasu.

Na rys. 5 zaprezentowano wyniki pomiarów wartości wskaźnika IRI na badanych odcinkach nawierzchni dróg betonowych.

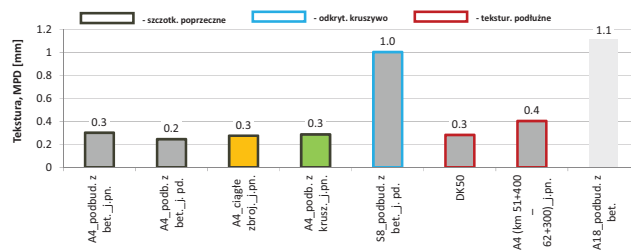
Na podstawie analizy porównawczej różnych typów nawierzchni stwierdzono, że nawierzchnia o ciągłym zbrojeniu posiada najmniejszą wartość wskaźnika IRI. Inne nawierzchnie także posiadają stosunkowo niskie wartości i mieszczą się w klasie A wg DSN, za wyjątkiem drogi DK50 (zbliżającej się do przedziału klasy B) oraz wyeksploatowanej drogi A18 znajdującej się w klasie D. Nieco odbiega także konstrukcja na podbudowie z kruszywa posiadająca IRI = 1.5 mm/m.

W przypadku wskaźnika odpowiadającego za teksturę (MPD) stwierdzono większe zróżnicowanie (rys. 6). Jednak nie jest ono podyktowane rodzajem konstrukcji, technologią wykończenia oraz okresem eksploatacji.

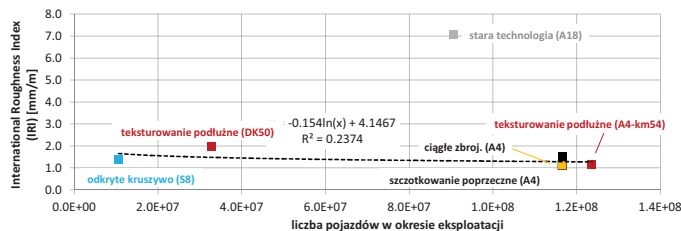
Warto zauważyć, że w jednej grupie wyników znajdują się nawierzchnie autostrady A4 o teksturze szczerkowania poprzecznego oraz odcinek autostrady A4 (km 51+400 – 62+300) i DK50 wykonane w technologii teksturowania podłużnego (ciągniona juta). Natomiast w drugiej grupie znajdują się nawierzchnie S8 wykonane w technologii „odkrytego kruszywa”. Duże wartości MPD można zawdzięczać odpowiedniej technologii wy-



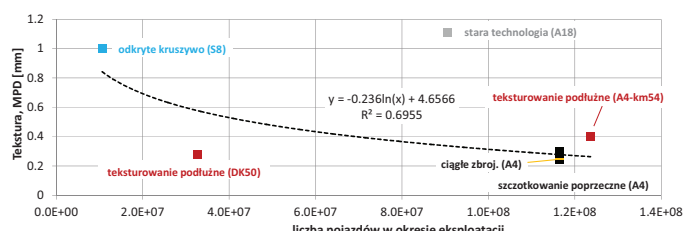
5. Wyniki porównawcze wartości wskaźnika IRI



6. Wyniki porównawcze wartości wskaźnika MPD



7. Zmiany wskaźnika tekstury IRI w zależności od liczby pojazdów w okresie eksploatacji



8. Zmiany wskaźnika tekstury MPD w zależności od liczby pojazdów w okresie eksploatacji

kończenia oraz stosunkowo młodego, dwuletniego okresu eksploatacji. Najmniejsze wartości MPD uzyskano na przeszło 15 letniej A4, na której stosowano na powierzchni szcztkowanie poprzeczne (około 0.2 mm). Nieco większe dla tekstury podłużnej (około 0.4 mm). Wyjątkowo wysoki wskaźnik tekstury występuje na starej A18, który podyktowany jest zniszczoną strukturą powierzchni oraz licznymi wykruszeniami ziaren kruszywa i zaczynu. Należy jednocześnie zaznaczyć, że badane nawierzchnie posiadają różne okresy oddania do użytku. A4 j. północna – 2005 rok, A4 j. południowa – 2000 rok, S8 – 2015 rok. Zmiany wskaźnika IRI oraz tekstury MPD w zależności od liczby pojazdów w okresie eksploatacji pokazano odpowiednio na rys. 7 oraz 8 (orientacyjnie zamieszczono wyniki dla A18).

Warto zauważyć, że znacznie więk-

sze zróżnicowanie występuje dla zmiany wskaźnika MPD. Nawierzchnie z dłuższym okresem eksploatacji i/lub wykończone w starej technologii teksturowania posiadają „gorszą” teksturę. Na nawierzchniach wykonanych w technologii „odkrytego kruszywa” uzyskuje się prawie czterokrotnie większe wartości tekstury MPD w porównaniu do szcztkowania poprzecznego. Tekstura wykonana w technologii szcztkowania poprzecznego (z przed kilkunastu lat) szybko uległa pogorszeniu, zdecydowanie bardziej niż teksturowanie podłużne z wykorzystaniem maty jutowej (20 lat eksploatacji), która wykazuje stały poziom wartości 0.3 – 0.4 mm. Oczywiście różnice mogą być także związane ze znacznie zróżnicowanym natężeniem ruchu, dokładnością wykonania, rodzajem materiału (betonu, kruszywa).

Najniższe poziomy dźwięku zarejestrowano na nawierzchni o ciągłym zbrojeniu (A4) oraz na nawierzchni drogi S8 wykonanej w technologii odkrytego kruszywa. Zarejestrowane poziomy dźwięku tych nawierzchni są niższe o około 3 – 6 dB w porównaniu do pozostałych nawierzchni, które posiadają dylatacje oraz wykończenie w postaci szcztkowania poprzecznego lub podłużnego. Wyjątkowo duże poziomy dźwięku zarejestrowano na A18 (95 dB). Podczas pomiarów dodatkowo były słyszalne drgania różnych elementów pojazdu. Pomiar dźwięku przeprowadzono przy prędkości 100 km/h. Przy wyższych prędkościach decydujący wpływ na hałas miały opory powietrza pojazdu.

Dalszym analizom poddano porównanie wyników pomiaru poziomu dźwięku względem wskaźnika IRI (rys. 11) oraz tekstury MPD (rys. 12).

Stwierdzono stosunkowo dobre korelacje (szczególnie dla tekstury MPD) wskazujące na istotny wpływ zarówno rodzaju konstrukcji jak i technologii wykończenia na poziom dźwięku. W przypadku nawierzchni z dylatacjami, a szczególnie mocno wyeksploatowanych zwiększa się wartość wskaźnika IRI przekraczająca wartość 2 mm/m odpowiadającą klasie B wg DSN. W przypadku wzrostu wartości wskaźnika tekstury MPD zmniejsza się poziom dźwięku w kabinie pojazdu. Nawierzchnie wykończone w technologii odkrytego kruszywa posiadające klasę

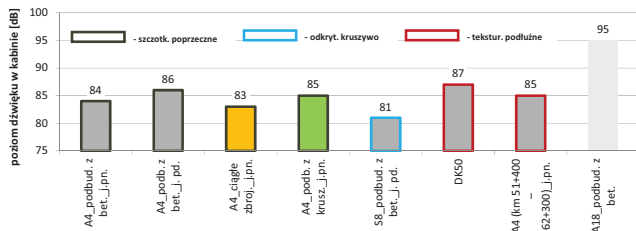
Analiza wyników badań poziomu dźwięku w kabinie pojazdu

Wykorzystując aplikację mobilną Sound Meter (rys. 9) przeprowadzono pomiary poziomu dźwięku w kabinie pojazdu benzynowego (Opel Astra). Pomiary przeprowadzono na drogach A4, S8, DK50 i A18, na odcinkach, na których przeprowadzono pomiary równości i tekstury.

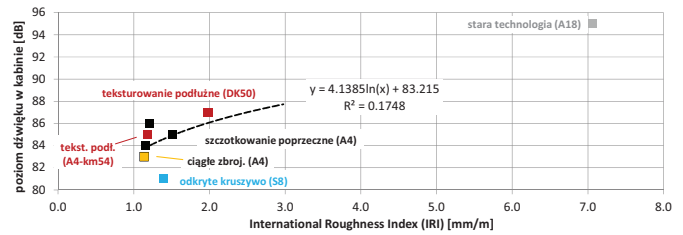
Na rys. 10 zaprezentowano wyniki pomiarów wartości poziomu dźwięku w kabinie pojazdu na badanych odcinkach dróg betonowych.



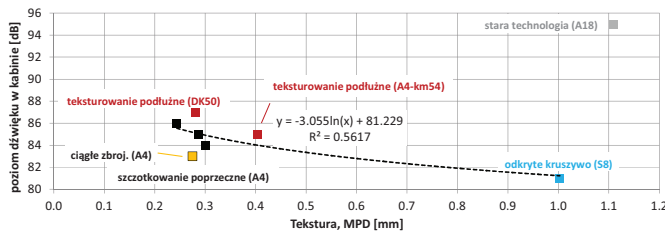
9. Aplikacja mobilna Sound Meter



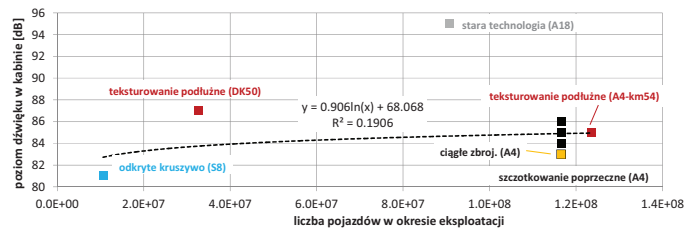
10. Wyniki porównawcze poziomu dźwięku w kabinie pojazdu



11. Korelacja wskaźnika IRI z poziomem dźwięku w kabinie pojazdu



12. Korelacja wskaźnika MPD z poziomem dźwięku w kabinie pojazdu



13. Korelacja liczby pojazdów w okresie eksploatacji z poziomem dźwięku w kabinie pojazdu

tekstury A wg DSN, są w stanie osiągnąć niższy poziom dźwięku o około 5 dB w porównaniu do klasycznych technologii szcztokowania poprzecznego. Na uwagę zasługuje także nawierzchnia o ciągłym zbrojeniu, która mimo zastosowania szcztokowania poprzecznego oraz niskiej klasy tekstury (klasa D) także wykazuje niskie poziomy dźwięku.

Pewnym wyjaśnieniem tych zależności może być korelacja poziomu dźwięku w kabinie pojazdu względem liczby pojazdów w okresie eksploatacji badanych nawierzchni (rys. 13).

Wraz ze wzrostem liczby pojazdów (okresu eksploatacji) należy spodziewać się wzrostu poziomu dźwięku o około 2 dB/ na 100 mln pojazdów.

Podsumowanie

Analiza wyników badań nad parametrami cechy eksploatacyjne nawierzchni (równość, tekstura) wykazała, że niejednorodność w mierzonych wielkościach związana jest z typem konstrukcji („dylatacyjne – bezdylatacyjne”) oraz technologii wykończenia. Analiza dotycząca wpływu typu konstrukcji w technologii bezdylatacyjnej wskazała, że nawierzchnie bezdylatacyjne charakteryzują się lepszą równością w stosunku do nawierzchni wykonanych w klasycznej technologii ze szczelinami. Większą wartość wskaźnika IRI (świadczącej o nierówności podłużnej) uzyskano dla nawierzchni na podbudowie z kruszywa, natomiast

największe na wyeksploatowanej autostradzie A18.

Nie stwierdzono wyraźnego wpływu okresu eksploatacji na równość badanych nawierzchni betonowych (za wyjątkiem A18). Istnieje jednak dobra korelacja zmiany wskaźnika tekstury MPD od liczby pojazdów w okresie eksploatacji. Stwierdzono najlepsze parametry tekstury dla stosunkowo „młodych” nawierzchni drogi S8 wykonanych w technologii „odkrytego kruszywa”. Odmienną ocenę podlega nawierzchnia betonowa na autostradzie A18. Stara, nie stosowana już technologia budowy oraz długi okres eksploatacji przyczynił się do powstania znacznych uszkodzeń w szczelinach i nierówności w profilu podłużnym.

Na podstawie przeprowadzonych badań oraz analizy wyników:

1. Proponuje się w procedurze pomiarowej równości i tekstury uwzględniać: wskaźnik IRI oraz wskaźnik MPD. Te parametry dobrze charakteryzują różne typy konstrukcji nawierzchni oraz klasyfikują je ze względu na sposób wykończenia górnej powierzchni, w tym także ze względu na różny okres eksploatacji. Powiązane są też z poziomem dźwięku rejestrowanym w kabinie pojazdu.
2. Stwierdza się, że stosowana w Polsce technologia „odkrytego kruszywa”, która sprawdziła się także

w innych krajach europejskich zapewnia dobre cechy eksploatacyjne na nawierzchniach betonowych oraz najniższe poziomy dźwięku.

3. Nawierzchnie betonowe o ciągłym zbrojeniu powinny być projektowane do obsługi ruchu bardzo ciężkiego, gdyż charakteryzują się dobrą równością niezależnie od technologii wykończenia górnej powierzchni oraz okresu eksploatacji.
4. W dalszym etapie prac autorzy przeprowadzą analizy wyników badań poziomu dźwięku wykonanymi innymi metodami (pomiar hałasu środowiskowego, metoda OBSI (On-Board Sound Intensity)).
5. Aktualnie realizowane są w kraju technologie „Grindingu” oraz „Groovingu” wraz z pomiarami cech powierzchniowych nawierzchni oraz hałasu (droga S8). Wyniki prac powinny dać odpowiedź w zakresie stosowania w kraju tych technologii.

Wybrane elementy niniejszego artykułu zrealizowano w ramach przedsięwzięcia „RID” (Ochrona przed hałasem drogowym), który jest współfinansowany przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju oraz Generalną Dyrekcję Dróg Krajowych i Autostrad. ◀

Materiały źródłowe

- Concrete Pavements, Technical Advisory T 5040.36, 17 June, 2005
- [12] Ferragut T., Rasmussen R.O., Wiegand P., Mun E., Cackler E.T.: ISU-FHWA-ACPA Concrete Pavement Surface Characteristics Program Part 2: Preliminary Field Data Collection, National Concrete Pavement Technology Center Report DTFH61-01-X-00042 (Project 15, Part 2), 2007
- [13] Gardziejczyk W., Gierasimiuk P.: Influence of texturing method on tyre/road noise of cement concrete pavement. *International Journal of Pavement Engineering*, 2016, 1-16 (Article in Press)
- [14] Gardziejczyk W.: „Cicha” nawierzchnia drogowa jako sposób na ograniczenie poziomu hałasu od ruchu samochodowego. *Inżynieria Ekologiczna*, 40, 2014, 65-73
- [15] Gardziejczyk W.: Texture of road surfaces - methods of measurement, parameters evaluation and its influence on the tire/road noise. *Roads and Bridges - Drogi i Mosty*, 1, 2, 2002, 5-29
- [16] Grogg Max G., Smith Kurt D.: PCC Pavement Smoothness: Characteristics and Best Practices for Construction, Report FHWA-IF-02-025, October, 2001
- [17] Guntert & Zimmerman Const. Div., Inc.: Various Engineering Drawings, 4/20/2008.30. Minnesota Department of Transportation, Minnesota's Astro-Turf Drag Technique Texturing Concrete Pavements, 2008
- [18] Hall J.W., Smith K. L.: Littleton Texturing of Concrete Pavements, NCHRP report 634
- [19] Herman L., McAvoy D., Richardson W.: Effectiveness of Noise Barriers Installed Adjacent to Transverse Grooved Concrete Pavements. Federal Highway Administration, Job Number 134365, October 16, 2009
- [20] Hibbs O., Larson R.: Tire Pavement Noise and Safety Performance. PCC Surface Texture Technical Working Group, FHWA-SA-96-068, May, 1996
- [21] Karamihas S.M., Gillespie T.D., Pereira R.W., Kohn S.D.: Diurnal changes in profile of eleven jointed PCC pavement. Proceedings of 7th International Conference on Concrete Pavements, Orlando, FL., 2001
- [22] Kowalski K.J., Bańkowski W., Król J.B., Gajewski M., Horodecka R., Świeżewski P.: Selection of quiet pavement technology for Polish climate conditions on the example of CiDRO project - Transportation Research Procedia 14, 2016, 2724-2733
- [23] Mioduszczyński P.: Przegląd hałaśliwości nawierzchni drogowych w Polsce i w innych krajach Unii Europejskiej. *Metody ochrony przed hałasem. Teoria i praktyka*, 1, 2013, 159-173
- [24] Noise and Texture on PCC Pavements – Results of a Multi-State Study, Report Number WI/SPR-08-99, Wisconsin Department of Transportation, June, 2000
- [25] Pitre J.G.: Improving the sound absorbing capacity of portland cement concrete pavements using recycled materials. Thesis, Bachelor of Science, University of New Hampshire, 2000
- [26] PN-EN ISO 13473-1:2005E, Charakterystyka struktury nawierzchni przy użyciu profili powierzchniowych - Część 1: Określenie średniego profilu głębokości
- [27] Rasmussen, R., Sohaney R., Fick G., Cackler E.T.: How to Design and Construct Quieter Concrete Pavements. 10th International Conference on Concrete Pavements, July 8-12, 2012, Quebec
- [28] Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 16 stycznia 2002 r. w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących autostrad płatnych
- [29] Scofield L.: Transportation Noise and Concrete Pavements, Using Quiet Concrete Pavements as the Noise Solution, ACPA, 2009
- [30] Sommer H.: Optimierung der Lärm-mindernden Waschbetonoberfläche (Optimisation of Noise Reducing Exposed Aggregate Concrete Surfaces), Vienna (Austria): State Ministry for Economic Affairs, File 447, 1995
- [1] American Concrete Pavement Association, Concrete Paving Technology: Constructing Smooth Concrete Pavements, Report RB006P, 2003
- [2] ASTM E 1926 – 08 Standard Practice for Computing International Roughness Index of Roads from Longitudinal Profile Measurements
- [3] ASTM E 2157 -02 Standard method for determining Mean Profile Depth using the Circular Track Meter. URL www.astm.org. Assessed 5/30/2009
- [4] ASTM International, Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Depth using a Volumetric Technique, Specification E965-96, 2001
- [5] Cable J.K., Wiegand P.: Surface Characteristics Next Generation Grooving and Grinding Iowa Test Site Construction, Final Report, National Concrete Pavement Technology Center, September, 2010
- [6] Cackler E.T., et. al.: Concrete Pavement Surface Characteristics: Evaluation of Current Methods for Controlling Tire-Pavement Noise, Final Report of FHWA Cooperative Agreement DTFH61-01-X-00042, Project 15, 2006
- [7] Cackler E.T.: Evaluation of U.S. and European Concrete Pavement Noise Reduction Methods, National Concrete Pavement Technology Center, Part 1, Task 2, of the ISU-FHWA, July, 2006
- [8] Development and Implementation of the Next Generation Concrete Surface, IGGA, ACPA, Report, 2016
- [9] Diagnostyka stanu nawierzchni i jej elementów. Wytyczne stosowania, GDDKiA, Warszawa kwiecień, 2015
- [10] Farnsworth E., Johnson M.: Reduction of Wet Pavement Accidents on Los Angeles Metropolitan Freeways, SAE Technical Paper 710574, 1971
- [11] Federal Highway Administration, Surface Texture for Asphalt and

Ocena terenowa spękań niskotemperaturowych i nośności nawierzchni wybranych odcinków dróg w Polsce Północno-Wschodniej

The assessment of low-temperature cracking and bearing capacity on selected roads sections in north-eastern Poland



Piotr Jaskuła

Dr inż.

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

piotr.jaskula@wilis.pq.gda.pl



Mariusz Jaczewski

Dr inż.

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

mariusz.jaczewski@pq.edu.pl



Dawid Ryś

Dr inż.

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

dawid.rys@pq.edu.pl



Marek Pszczola

Dr inż.

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

marek.pszczola@pq.edu.pl

Streszczenie: Artykuł przedstawia porównanie zachowania się wybranych odcinków dróg w Polsce Północno-Wschodniej wybudowanych w typowych warunkach kontraktowych, w których w podbudowach zastosowano typowe betony asfaltowe oraz betony asfaltowe o wysokim module sztywności. Ocena terenowa skupiała się na wyznaczeniu ilości spękań poprzecznych o charakterze niskotemperaturowym, ocenie nośności nawierzchni oraz jakości transferu obciążeń w obrębie spękań niskotemperaturowych. Badania ugięciomierzem FWD potwierdziły niższe wartości ugięć nawierzchni wykonanych z podbudowami z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności a także pokazały dwa razy wyższe wartości modułów sztywności tychże nawierzchni. Wyniki badań ugięciomierzem FWD wykazały, że transfer obciążeń w obrębie spękań niskotemperaturowych w przypadku nawierzchni z podbudowami z betonu asfaltowego o wysokim sztywności wykazał wartości zbliżone do braku transferu obciążeń. Było to zaskakujące, ze względu na krótki okres eksploatacji nawierzchni (2-7 lat) oraz ich wysoką nośność. Artykuł powstał na podstawie referatu przedstawionego w roku 2017 na konferencji BESTInfra, która odbyła się w Pradze.

Słowa kluczowe: Spękania niskotemperaturowe; Nośność; Nawierzchnia drogowa

Abstract: Article presents the comparison of performance of selected road sections in north-eastern Poland constructed under typical contract conditions, with the usage of High Modulus Asphalt Concrete and typical Asphalt concrete. The field investigation comprised of the assessment of: the number of transverse thermal cracking, the bearing capacity and the load transfer coefficient around the thermal cracks. The FWD test confirmed lower deflections of the road sections constructed with base courses made of High Modulus Asphalt Concrete and presented two times higher values of the stiffness modulus of those pavements. The load transfer coefficient for pavements constructed with base course made of High Modulus Asphalt Concrete indicated almost lack of load transfer around the thermal cracks. It was very surprising as the tested roads were quite new (2-7 years) and with high bearing capacity. The article was made on the basis of the paper presented on BESTInfra conference, which was held in Prague.

Keywords: Low-temperature cracking; Bearing capacity; Pavement

Technologia betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (AC WMS) została opracowana we Francji w latach 70-80-tych XX wieku [1]. W porównaniu do typowych betonów asfaltowych charakteryzuje się wyższą odpornością na koleinowanie oraz zmęczenie. Do stosowania w Polsce AC WMS został wprowadzony na początku lat 2000, jako jedno z działań mających zapobiegać nadmiernym deformacjom plastycznym. Po pierwszych obiecujących

próbach w Polsce i za granicą [1-7] był powszechnie wykorzystany w podbudowach nawierzchniach autostrad i dróg krajowych o dużym obciążeniu ruchem. Jednakże część ekspertów drogowych sugerowało, że ze względu na wykorzystywane materiały, szczególnie bardzo twarde na warunki polskie asfalty drogowe 20/30, nawierzchnia wybudowana z wykorzystaniem betonów asfaltowych o wysokim module sztywności może charakteryzować się

podwyższoną podatnością na spękania niskotemperaturowe. Obawy te zostały potwierdzone po zimie 2012 roku, gdy na nawierzchni wielu nowo wybudowanych dróg zaobserwowano bardzo dużą liczbę spękań poprzecznych niskotemperaturowych [8-10]. W artykule przedstawiono analizę oceny terenowej odcinków zlokalizowanych w najzimniejszym, północno-wschodnim rejonie Polski, w którym ilość zaobserwowanych nowych spękań termicznych była

jedną z najwyższych. Zastosowany na tych odcinkach beton asfaltowy o wysokim module sztywności został zaprojektowany w oparciu o polskie wymagania techniczne i dość mocno różnił się od pierwotnej mieszanki francuskiej. Charakteryzował się bardziej zamkniętą strukturą (2-4% zawartości wolnych przestrzeni) i nieco mniejszą zawartością asfaltu (około 5% wagowo). Wysoka wartość modułu sztywności (minimum 14 000 MPa badana w teście belki 4-punktowo zginanej w temperaturze 10°C i częstotliwości 10 Hz) uzyskiwana była poprzez stosowanie asfaltu drogowego 20/30. Poziom odkształceń stawianych w badaniu zmęczenia po 1 mln cykli obciążenia belki pozostał identyczny jak w mieszance projektowanej metodą francuską i wyniósł $\epsilon_e = 130 \mu\text{strain}$.

W ostatnich latach, ze względu na doświadczenia związane z zachowaniem się betonu asfaltowego o wysokim module sztywności w niskich temperaturach, prowadzone były intensywne prace badawcze mające na celu dostosowanie mieszanki AC WMS do polskich warunków klimatycznych. Rozszerzono zakres możliwych do stosowania asfaltów, skłaniając się bardziej w stronę asfaltów modyfikowanych i wysokomodyfikowanych, a także zmodyfikowano wymagania stawiane sztywności oraz odporności na zmęczenie [11]. Proponowane, jako wynik pracy badawczej zmiany, mają na celu uniknięcie sytuacji z roku 2012 przy zachowaniu wysokich parametrów funkcjonalnych projektowanego betonu asfaltowego o wysokim module sztywności.

Głównym celem niniejszego artykułu jest analiza porównawcza pracy nawierzchni wytypowanych odcinków dróg zlokalizowanych w północno-wschodniej Polsce z podbudowami z betonu asfaltowego o wysokim mo-

dule sztywności oraz z podbudowami z typowego betonu asfaltowego. Ocenie poddano trzy aspekty techniczne: intensywność spękań niskotemperaturowych, nośność wybranych odcinków oraz jakość transferu obciążeń w obrębie spękań poprzecznych niskotemperaturowych.

Ocena terenowa

Odcinki wytypowane do oceny terenowej w Polsce Północno-Wschodniej były częścią większego programu badawczego [12,13] realizowanego na zlecenie GDDKiA w latach 2012-2014. Do badań wytypowano 9 odcinków o długości około 1 km każdy. W zakres całego programu badawczego wchodziła ocena terenowa (ocena ilości spękań niskotemperaturowych oraz ocena głębokości kolein) 80 odcinków zlokalizowanych na obszarze całej Polski, z których 33 odcinki zostały wybudowane z warstwami wiążącymi oraz podbudowami z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności. By wykluczyć ilość czynników mogących wpływać na liczbę spękań poprzecznych, wszystkie wytypowane odcinki zostały wybudowane z podbudowami zasadniczymi z mieszanek niezwiązanych i ich okres eksploatacji wyniósł od 1 do 12 lat.

Konstrukcja górnych warstw nawierzchni odcinków z betonami asfaltowymi o wysokim module sztywności składała się w każdym analizowanym przypadku z 27 cm warstw asfaltowych (z czego 23 cm z mieszanek o wysokim module sztywności z asfaltem drogowym 20/30) oraz z warstwy wykonanej z mieszanki niezwiązanej grubości 22-23 cm.. W przypadku odcinków z typowymi betonami asfaltowymi, konstrukcja górnych warstw nawierzchni składała się z 28 cm warstw asfaltowych

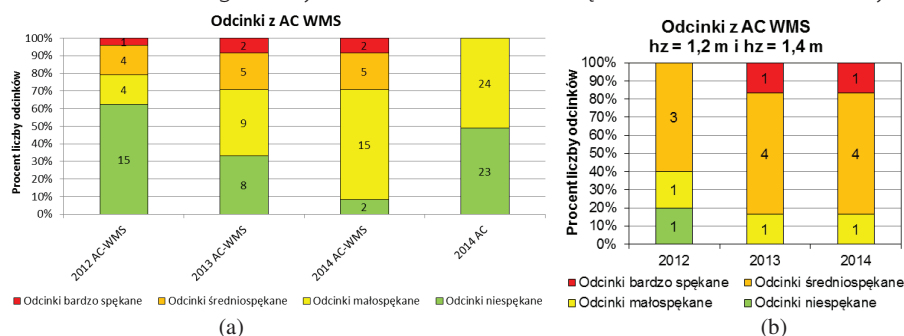
oraz z mieszanki niezwiązanej grubości 20 cm.. Beton asfaltowy do warstwy wiążącej oraz do warstwy podbudowy w tym przypadku został wyprodukowany z wykorzystaniem asfaltu 35/50.

Dla każdej z wytypowanych odcinków wykonano ocenę terenową uszkodzeń [14,15], skupiając się na spękania poprzecznych niskotemperaturowych (zarówno w połączeniach technologicznych, jak i poza nimi). W trakcie oceny terenowej zaobserwowano także inne uszkodzenia (w tym także koleiny), ale ich zakres był znikomy i nie wpływał na ocenę stanu technicznego całego odcinka. Szczegółowe informacje o analizowanych odcinkach zlokalizowanych w Polsce Północno-Wschodniej wraz z porównaniem z danymi uzyskanymi z odcinków w pozostałej części Polski przedstawiono w tabelicy 1. Zmianę intensywności spękań dla odcinków z AC WMS oraz AC zlokalizowanych w innych regionach Polski oraz wyłącznie w analizowanym szczegółowo regionie przedstawiono na rysunku 1.

Na przedstawionym rysunku wyraźnie widać wpływ lokalizacji odcinka zarówno na intensywność spękań niskotemperaturowych wyrażoną w ilości spękań na kilometr, jak i jej zmianę wraz z długością okresu eksploatacji nawierzchni. Odcinki zlokalizowane w północno-wschodnim rejonie kraju, wybudowane z wykorzystaniem twardych asfaltów drogowych 20/30 charakteryzują się dużo wyższą intensywnością spękań niskotemperaturowych oraz ich znacznie szybszym przyrostem wraz ze wzrostem okresu eksploatacji nawierzchni. O ile problem spękań niskotemperaturowych na nawierzchniach z warstwami z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności występuje także w pozostałych regionach kraju, to nie jest on tak intensywny jak w analizowanym szczegółowo regionie.

Analiza wyników badań z ugięciomierza FWD

Badania ugięciomierzem FWD zostały przeprowadzone w listopadzie 2013 oraz w październiku 2014. Średnia temperatura warstw asfaltowych zawierała się w zakresie od 8 do 21°C. Na odcinkach z betonami asfaltowymi o wysokim module sztywności ugięcia nawierzchni



1. Zmiany intensywności spękań niskotemperaturowych odcinków pomiarowych w kolejnych latach oceny: (a) odcinki zlokalizowane na obszarze całego kraju (b) odcinki z AC WMS zlokalizowane w północno-wschodniej Polsce

zostały wykonane na prawym pasie ruchu co 25 m na sekcjach o długości 1000 metrów. W przypadku autostrady wykonanej z typowego betonu asfaltowego badania ugięć zostały wykonane co 100 metrów dla odcinków o długości 4000 metrów. Otrzymane wyniki ugięć zostały następnie ustandaryzowane do obciążenia koła równego 50 kN oraz temperatury +20°C.

Ocenę transferu obciążeń w obrębie spękań niskotemperaturowych wykonano na dwóch odcinkach badawczych z najwyższą ilością spękań niskotemperaturowych: S8 Jeżewo-Białystok oraz DK8 Sztabin-Kolnica. Transfer obciążeń został obliczony z wykorzystaniem wzorów (1) oraz (2) w oparciu o obowiązujący [16] oraz opiniowany [17] katalog wzmocnień i remontów konstrukcji podatnych i półsztywnych.

$$k = \frac{2 \cdot y_2}{y_1 + y_2} \quad (1)$$

$$k^* = \frac{y_2}{y_1} \quad (2)$$

gdzie: k^* , k – współczynniki transferu obciążeń, y_1 – ugięcie krawędzi obciążonej, y_2 – ugięcie krawędzi nieobciążonej. Zgodnie z [16] wartość $k < 0,1$ oznacza brak transferu obciążeń, $0,1 < k < 1$ oznacza częściowy transfer obciążeń, $k = 1$ oznacza pełny transfer obciążeń. Zgodnie z [17] wartość $k^* < 0,7$ oznacza brak transferu obciążeń, $0,7 < k^* < 0,95$ oznacza częściowy transfer obciążeń, $k^* > 0,95$ oznacza pełny transfer obciążeń.

Moduły powierzchniowe konstrukcji nawierzchni skorygowane do temperatury +20°C podano na podstawie wyników uzyskanych z programu ELMOD (wyznaczone z ugięć pod płytą podatną dla półprzestrzeni sprężystej Boussinesq'a). Obliczenia odwrotne wartości modułów sztywności wykonano na podstawie wyników czasy ugięć używając procedury opisanej w raporcie COST 336 [18]. Przyjęto trzywarstwową (warstwy asfaltowe, podbudowa zasadnicza z mieszanki niezwiązanej oraz ulepszone podłoże gruntowe) model półprzestrzeni sprężystej, w której każda z warstw charakteryzowana jest modułem sprężystości E oraz współczynnikiem Poissona ν . Grubość warstw przyjęto zgodnie z danymi przedstawionymi w tablicy 1; współczynniki Poissona przyjęto odpowiednio 0,3 dla

Tab. 1. Wyniki oceny technicznej analizowanych odcinków dróg

Lp.	Odcinek badawczy (rok oddania do eksploatacji)	Konstrukcja górnych warstw nawierzchni	Badania FWD (kilometrów odcinków)	Ilość spękań niskotemperaturowych na kilometr		
				(2012)	(2013)	(2014)
1	S8 Jeżewo – Białystok (2012)	4 cm SMA 23 cm AC WMS 23 cm MN	1) 623+000 – 624+000 L 2) 620+000 – 621+000 P	2,12	3,47	5,3 1,7
2	S8 Obwodnica Zambrowa (2012)	4 cm SMA 23 cm AC WMS 23 cm MN	3) 3+000 – 4+000 L 4) 1+500 – 2+500 P	0,0	2,0	0,7 2,3
3	DK8, Białystok – Katryńka (2009)	4 cm SMA 23 cm AC WMS 22 cm MN	5) 649+000 – 650+000 P 6) 648+000 – 649+000 L 7) 649+000 – 650+000 L	8,8	15,7	8,7 8,7 8,7
4	Autostrada (2008/2010)	4 cm SMA 24 cm AC 20 cm MN	8) 25+000 – 29+000 L 9) 83+000 – 87+000 L	nie oceniano	nie oceniano	1,7 1,2
5a	Odcinki z AC (średnia ogólnopolska, rok 2014)					1,0
5b	Odcinki z AC WMS - asfalt twardy drogowy (średnia ogólnopolska, rok 2014)					3,5
5c	Odcinki z AC WMS - asfalt modyfikowany (średnia ogólnopolska, rok 2014)					1,5

Uwagi: a) informacje na temat spękań niskotemperaturowych z lat 2012 i 2013 podano informacyjnie i obejmują one informacje o spękaniach zaobserwowanych na całej długości odcinków badawczych, informacje z roku 2014 dotyczą tylko spękań niskotemperaturowych zaobserwowanych w pobliżu odcinków wytypowanych do oceny ugięciomierzem FWD

Tab. 2. Ustandaryzowane wyniki ugięć nawierzchni ($T = +20^\circ\text{C}$, obciążenie 50 kN)

Właściwość	Ugięcia nawierzchni [μm]								
	S8 Jeżewo – Białystok		S8 Obwodnica Zambrowa		DK8, Białystok – Katryńka			Autostrada	
Numer sekcji badawczej, zgodnie z tablicą 1:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Ugięcie średnie (Uśr)	95	94	108	94	95	103	105	139	161
Ugięcie miarodajne (Um)	115	121	137	121	118	130	131	187	195
Wsp. zmienności, %	10	14	13	14	12	13	12	17	10
Ilość punktów pomiarowych	34	34	34	34	34	34	34	40	40

Uwagi: a) $U_m = U_{\text{śr}} + 2\sigma$, gdzie σ – odchylenie standardowe wyników badań

warstw asfaltowych i warstw z mieszanek niezwiązanych oraz 0,35 dla ulepszonego podłoża. Obliczone wartości modułów sztywności dla warstw asfaltowych zostały następnie ustandaryzowane do temperatury +10°C z wykorzystaniem wzoru (3):

$$E_{10} = E_T \times (0.77 + 0.023 \times T) \quad (3)$$

gdzie: E_{10} – ustandaryzowany moduł sprężystości (+10°C) [MPa], T – temperatura warstw asfaltowych [°C].

Analiza wyników badań

Wyniki badania ugięciomierzem FWD przedstawiono w tablicach 2, 3, 4 oraz 5. Wszystkie analizowane odcinki badawcze charakteryzowały się wysoką jednorodnością wartości ugięć nawierzchni. W każdym przypadku wartość współczynnika zmienności była niższa od 20%, co klasyfikuje odcinki jako bardzo jednorodne, zgodnie z metodyką przedstawioną w raporcie COST

336 [18]. W tablicy 3 przedstawiono współczynniki transferu obciążeń.

Współczynniki transferu obciążeń wyznaczono jedynie dla odcinków wybudowanych z warstwami z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności. Na drodze krajowej DK8 (7 lat eksploatacji) wskaźnik „ k ” wskazuje na częściowy transfer obciążeń w obrębie spękań niskotemperaturowych. Natomiast średnie wartości wskaźnika „ k^* ” wykazują zachowanie pośrednie na granicy braku lub częściowego transferu obciążeń (pomiędzy 0,73 a 0,76), przy czym duża część wyników pokazuje brak transferu obciążeń, nawet w przypadku spękań poddanych naprawie. W przypadku drogi ekspresowej S8, o ile współczynnik „ k ” wykazuje jeszcze częściowy transfer obciążeń, co wynika z łagodniejszych kryteriów, to współczynnik „ k^* ” wykazuje już całkowity brak transferu obciążeń, z pojedynczymi punktami wykazującymi tylko częściowy transfer. Na uwagę zasługuje fakt, że uzyskane wartości są

Tab. 3. Współczynniki transferu obciążeń

Właściwość	Sekcja badawcza					
	S8		DK8 (1)		DK8 (2)	
	k	k*	k	k*	k	k*
Średnia	0,78	0,66	0,84	0,73	0,86	0,76
Minimalna	0,41	0,26	0,79	0,65	0,66	0,49
Maksymalna	0,92	0,86	0,94	0,88	0,94	0,88
Wsp. zmienności, %	20	29	7	13	9	14
Ilość punktów pomiarowych	90	90	10	10	30	30

Tab. 4. Ustandaryzowane moduły powierzchniowe ($T = +20^{\circ}\text{C}$, obciążenie 50 kN)

Właściwość	Moduły powierzchniowe [MPa]								
	S8, Jeżewo – Białystok		S8 Obwodnica Zambrowa		DK8, Białystok – Katryńka			Autostrada	
Numer sekcji badawczej:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Średnia	2133	1709	1890	2166	2136	2011	1974	1493	1259
Minimalna	1605	1235	1298	1689	1674	1629	1509	1055	1025
Maksymalna	2888	2220	2418	3209	2840	2495	2597	2136	1617
Moduł miarodajny	1944	1467	1672	1828	1884	1750	1723	1218	1123
Wsk. zmienności, %	10	14	13	14	12	13	12	17	10
Ilość punktów pomiarowych	34	34	34	34	34	34	34	40	40

Tab. 5. Ustandaryzowane wartości modułów sprężystości wyznaczone z obliczeń odwrotnych ($T = +10^{\circ}\text{C}$, obciążenie 50 kN)

Właściwość	Moduły sprężystości [MPa]								
	S8, Jeżewo – Białystok		S8 Obwodnica Zambrowa		DK8, Białystok – Katryńka			Autostrada	
Numer sekcji badawczej:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Średnia	19736	17351	21718	20017	20766	18333	19008	9073	11718
Percentyl 20%	15520	13564	18327	14904	16188	14684	14916	6473	10112
Percentyl 80%	23399	21062	25514	23293	24813	20785	22662	11400	13398
Wsp. zmienności, %	25%	26%	21%	28%	28%	26%	24%	34%	22%
Ilość punktów pomiarowych	34	34	34	34	34	34	34	40	40

zdecydowanie niższe niż w przypadku odcinków zlokalizowanych na drodze krajowej DK8. Jest to o tyle zaskakujące, że droga ta była poddana eksploatacji wyłącznie przez 2 lata, przy podobnym poziomie obciążenia ruchem. Prawdopodobną przyczyną może być wyższy współczynnik rozszerzalności termicznej warstw betonu asfaltowego o wysokim module sztywności, wynikający m.in. przez wyższą zawartość twardego lepszczka asfaltowego. Pokazuje to jednak, że w przypadku nawierzchni z betonami asfaltowymi o wysokim module sztywności należy zwrócić bardzo dużą uwagę na monitoring, utrzymanie oraz szybką naprawę powstających spękań poprzecznych. W przypadku zaniedbania może to skutkować przyspieszonym zniszczeniem nawierzchni w rejonie tych spękań. Wyznaczone z programu ELMOD wartości modułów

powierzchniowych, dla każdej z sekcji wykazują wysoką nośność, z uzyskanymi wartościami modułów powyżej 1100 MPa. Wyższą nośnością charakteryzują się sekcje z warstwami z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności. Uzyskane wartości są od 20 do 70% wyższe w porównaniu do sekcji wybudowanych wyłącznie z typowymi betonami asfaltowymi. Wartości modułów sprężystości (percentyl 20%) dla ulepszanego podłoża oraz podbudowy z mieszanki niezwiązanej zmieniają się w bardzo małym zakresie i są podobne w przypadku wszystkich sekcji. W przypadku podbudowy z mieszanki niezwiązanej wartość modułów sprężystości zmienia się w zakresie od 398 do 482 MPa. W przypadku ulepszanego podłoża zakres wartości modułów sprężystości zmienia się w zakresie od 164 do 259 MPa. Otrzymane wartości i ich zmien-

ność sugerują, że dolne warstwy podbudowy zasadniczej, dolne warstwy nawierzchni oraz warstwa ulepszanego podłoża zostały wykonane zgodnie ze sztuką budowlaną, a jakość zarówno robót jak i użytych materiałów jest wysoka.

W przypadku wartości modułów sprężystości wyznaczonych dla warstw asfaltowych wyniki są bardziej zróżnicowane. Sekcje wybudowane z warstwami z betonów asfaltowych o wysokim module sztywności wykazują dwukrotnie wyższe wartości modułów niż sekcje wykonane z typowymi betonami asfaltowymi. Dodatkowo wartości te (zarówno średnie jak i odpowiednie percentyle) są w większości przypadków dużo wyższe niż wymagane według wymagań technicznych WT-2, czyli minimum 14 000 MPa.

Wnioski

Na podstawie przeprowadzonej oceny terenowej oraz badań ugięciomierzem FWD na wybranych odcinkach dróg w Polsce Północno-Wschodniej można sformułować następujące wnioski:

- Odcinki z warstwami z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności charakteryzują się wyższą intensywnością spękań niskotemperaturowych w porównaniu do odcinków z typowymi betonami asfaltowymi. Średnia zaobserwowana ilość spękań na kilometr jest ponad dwukrotnie wyższa niż w odcinkach wybudowanych z typowymi betonami asfaltowymi.
- Wpływ zimnego klimatu Polski północno-wschodniej ma istotny wpływ na intensywność powstawania spękań. Odcinki z betonami asfaltowymi o wysokim module sztywności charakteryzują się wyższą intensywnością spękań i szybszym ich przyrostem niż odcinki wybudowane w tej samej technologii ale zlokalizowane w innych rejonach Polski.
- Niepokojące są wyniki intensywności spękań dla odcinków najnowszych (dwuletnich). Odcinki te charakteryzują się intensywnością spękań od 0,7 do 5,3 spękań na kilometr. Jest to wynik znacząco wyższy od średniej intensywności

spękań dla odcinków z typowymi betonami asfaltowymi (około 1,0 spękania na kilometr), a także wyższy niż uzyskiwany średnio dla betonów asfaltowych o wysokim module sztywności (3,0 spękań na kilometr, odcinki od 1 do 12 lat eksploatacji).

- Badania ugięciomierzem FWD potwierdziły, że analizowane odcinki zostały wybudowane zgodnie ze sztuką budowlaną, a jakość zastosowanych materiałów była wysoka. Wszystkie analizowane odcinki charakteryzują się wysoką jednorodnością oraz nośnością, wyrażoną za pomocą ugięć oraz modułów powierzchniowych.
- Moduł sprężystości warstw asfaltowych dla odcinków wybudowanych z wykorzystaniem betonów asfaltowych o wysokim module sztywności jest dwukrotnie wyższy niż w przypadku odcinków wybudowanych z wykorzystaniem typowych betonów asfaltowych. Dodatkowo w większości przypadków uzyskane moduły są znacząco wyższe niż wymagany w wymaganiach technicznych poziom 14 000 MPa. W przypadku pozostałych warstw nawierzchni moduły dla podbudów z mieszanek niezwiązanych oraz ulepszonego podłoża były zbliżone dla wszystkich analizowanych odcinków i wynosiły odpowiednio średnio 450 oraz 200 MPa.
- Spękania poprzeczne na odcinkach z betonami asfaltowymi o wysokim module sztywności wykazują niezależnie od zastosowanej metodyki albo częściowy albo brak transferu obciążeń, nawet dla odcinków o krótkim czasie eksploatacji (2 lata). Szczególny nacisk powinien być położony na monitoring, utrzymanie i jak najszybszą naprawę spękań niskotemperaturowych, by nie dopuścić do przedwczesnych zniszczeń całej nawierzchni w obrębie tych spękań.

Podziękowania

Autorzy pragną wyrazić swoje podziękowanie GDDKiA, Oddział w Białymstoku za pomoc w realizacji prac terenowych oraz wykonanie badań ugięciomierzem FWD.

Materiały źródłowe

- [1] Corté J F 2001 Development and Uses of Hard-Grade Asphalt and of High-Modulus Asphalt Mixes in France Perpetual Bitum. Pavements, Transportation Research Circular pp 12–31.
- [2] De Backer C, Glorie L and Reynaert R 2008 Test Section in High-Modulus Asphalt: A Comparative Experiment with Ten Variants Proc. 4th Eurasphalt Eurobitume Congr. (Copenhagen)
- [3] De Visscher A, Vansteenkiste J and Vanelstraete S 2008 Test Section in High-Modulus Asphalt: Mix Design and Laboratory Performance Testing Proc. 4th Eurasphalt Eurobitume Congr. (Copenhagen)
- [4] Rohde L, Ceratti J A P, Nunez W P and Vitorello T 2008 Using APT and Laboratory Testing to Evaluate the Performance of High Modulus Asphalt Concrete for Base Courses in Brazil Third Int. Conf. Accel. Pavement Testing. APT 2008 (Madrit)
- [5] Wielinski J C and Huber G A 2011 Evaluation of French High Modulus Asphalt (EME) in Pavement Structural Design (MEPDG) Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists 80 pp 697–718
- [6] Carbonneau X, Michaut J P, Andersen T, Thorup C and Ladehoff L 2008 High Modulus GAB II: A Danish Experiment Proc. 4th Eurasphalt Eurobitume Congr. (Copenhagen)
- [7] Lee H J, Lee J H and Park H M 2007 Performance evaluation of high modulus asphalt mixtures for long life asphalt pavements Construction and Building Materials 21 pp 1079–1087
- [8] Judycki J, Jaskuła P, Dołycki B, Pszczoła M, Jaczewski M, Ryś D and Stienss M 2015 Investigation of low-temperature cracking in newly constructed high-modulus asphalt concrete base course of a motorway pavement Road Materials and Pavement Design 16 (sup 1) pp 362–388
- [9] Judycki J, Jaskuła P, Dołycki B, Pszczoła M, Jaczewski M, Ryś D and Stienss M 2016 The Impact of Homogeneity of High Modulus Asphalt Concrete Layer on Low-Temperature Crackin, 8th RILEM Int. Conf. Mech. Crack. Debonding Pavements (Nantes) pp 319–326
- [10] Ryś D, Judycki J, Pszczoła M, Jaczewski M and Mejtun Ł 2017 Comparison of low-temperature cracks intensity on pavements with high modulus asphalt concrete and conventional asphalt concrete bases Construction and Building Materials 147 pp 478–487
- [11] Asfalty drogowe i modyfikowane w polskich warunkach klimatycznych. Raport z badań. Program badawczy RID nr: OT1-1B/PW-PG-IBDiM, Politechnika Warszawska, Politechnika Gdańska, Instytut Budowy Dróg i Mostów, marzec 2018.
- [12] Judycki J, Pszczoła M, Jaczewski M, Mejtun Ł and Ryś D 2014 Research on the Effect of Application of High Modulus Asphalt Concrete (HMAC) in Pavement Structures on Low - Temperature Cracking and Decrease of Permanent Deformations (in Polish) Gdansk University of Technology Gdańsk
- [13] Jaczewski M 2016 The influence of high modulus asphalt concrete on low temperature cracking of pavements Ph.D. Thesis Gdansk University of Technology
- [14] Evaluatuion of pavement condition system – SOSN 2002 General Directorata for National Roads and Motorways (GDDKiA) Warsaw
- [15] Miller J S and Bellinger W B 2003 Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Program FHWA-RD-03-031 Federal Highway Administration
- [16] GDDP 2001 Catalogue of reinforcement and reconstruction of flexible and semi-rigid pavements
- [17] GDDP 2013 Catalogue of reinforcement and reconstruction of flexible and semi-rigid pavements (in consultation, available on the webpage of GDDKiA)
- [18] Beuving E 2005 COST 336 – Falling Weight Deflectometer – Final report of the action

Procesy regeneracji mieszanek mineralno-asfaltowych

Healing process in mineral asphalt mixes



Eryk Mączka

Mgr inż.

Politechnika Wrocławska,
Wydział Budownictwa Lądowego
i Wodnego

eryk.maczka@pwr.edu.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono zagadnienie związane z zjawiskiem regeneracji zachodzącym w mieszankach mineralno-asfaltowych. We wstępie pracy omówiono problem obniżania się wytrzymałości oraz trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych wyrażony przez zmianę modułu sztywności. Zwrócono uwagę na złożoność tego zjawiska, które związane jest ze zmianami mikrostrukturalnymi. W przeglądzie stanu wiedzy omówiono zjawisko zwane „healingiem” odnoszące się bezpośrednio do regeneracji mieszanek mineralno-asfaltowych. W dalszej części na podstawie badań zmęczeniowych belki czteropunktowo zginanej w trybie kontrolowanego odkształcenia przeprowadzono analizę tego zjawiska. Uwzględniono okresy odpoczynku pomiędzy obciążeniem oraz podgrzanie próbek regenerujące badaną mieszankę. Na podstawie analizy wyników nadań stwierdzono, że proces podgrzania jest bardziej efektywnym czynnikiem prowadzącym do większego zysku regeneracyjnego nie tylko sztywności próbki, ale również jej żywotności wyrażonej w cyklach w porównaniu do okresu odpoczynku. Pod koniec pracy pokazano zmiany histerezy pozwalające analizować zmiany energetyczne oraz istotę procesów regeneracyjnych w kontekście wydłużania żywotności mieszanek stosowanych w warstwach konstrukcji nawierzchni.

Słowa kluczowe: Mieszanki mineralno-asfaltowe; Regeneracja; Energia; Zmiany strukturalne; Sztywność; Liczba cykli

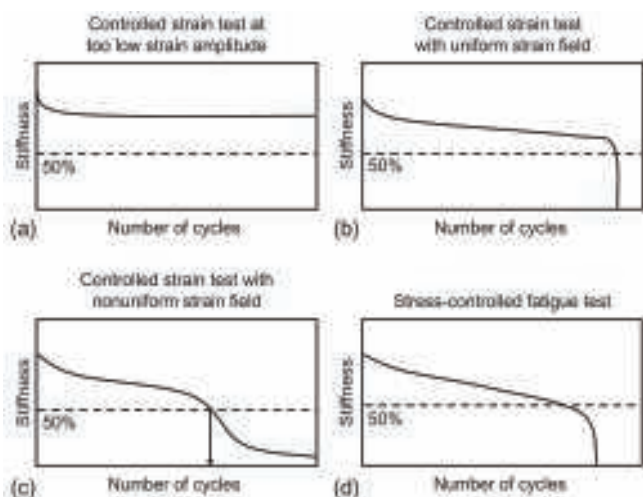
Abstract: The article presents an issue related to the phenomenon of regeneration occurring in mineral-asphalt mixtures. The introduction of the work discusses the problem of decreasing strength and fatigue life of asphalt mixtures expressed by changing the stiffness modulus. Attention is paid to the complexity of this phenomenon, which is associated with microstructural changes. The review of the state of knowledge discusses a phenomenon called "healing" referring directly to the regeneration of mineral-asphalt mixtures. Later on, based on fatigue tests of the four-point bending beam in the controlled deformation mode, this phenomenon was analyzed. Rest periods between load and heating of samples regenerating the tested mixture are taken into account. Based on the analysis of the test results, it was found that the heating process is a more effective factor leading to a greater regeneration gain not only the stiffness of the sample, but also its lifespan expressed in cycles compared to the rest period. At the end of the work, hysteresis changes were shown to analyze energy changes and the essence of regenerative processes in the context of extending the life of mineral asphalt mixes used in the pavement construction layers.

Keywords: Mineral asphalt mixes; Healing; Energy; Structural damage; Stiffness; Amount of repetitive loading

Nowobudowane drogi wysokich klas technicznych – autostrady i drogi ekspresowe, których warstwy np. ścieralna i wiążąca zbudowane są z mieszanek mineralno-asfaltowych (zwanymi dalej MMA) narażone są na wiele czynników zewnętrznych, które prowadzą do ich zniszczenia. Wśród nich znajdują się warunki środowiskowe takie jak: zmienność temperatury, wilgotności czy procesy starzeniowe wywołane m.in. działaniem promieni UV [2, 4, 6, 11]. Jednak bezpośrednim, istotnym czynnikiem decydującym o trwałości nawierzchni jest obciążenie od kół pojazdu. Na skutek obciążenia w warstwach nawierzchni powstaje złożony stan naprężenia wywołujący ściskanie, zginanie oraz ścinanie [12]. Obciążenie przekracza-

jące nośność nawierzchni powoduje natychmiastową szkodę np. w postaci spękań występujących bezpośrednio pod kołem pojazdu lub/i na dolnej części warstwy. Szczególnie jest to zauważalne w niskich temperaturach, przy których materiał wykazuje dużą sztywność, ale również kruchość. Skutkiem wystąpienia takiego uszkodzenia jest najczęściej zniszczenie materiału - brak jego zdolności do przenoszenia obciążeń. Zniszczenie nawierzchni może wystąpić także dla wymuszeń, które nie przekraczają wytrzymałości MMA. Występuje wtedy długotrwałe zmęczenie materiału. Miarą zmęczenia jest liczba cykli ustalonego wymuszenia, które materiał jest w stanie przenieść zanim ulegnie zniszczeniu. Ocenę trwałości

MMA, prowadzi się w badaniach zmęczeniowych zgodnie z [15]. Badanie normowe można przeprowadzić w próbie kontrolowanego odkształcenia lub naprężenia wprowadzając w układzie wahadłowym odpowiednie wymuszenie o charakterze sinusoidalnym, dla ustalonych warunków badania. Istnieje wiele rodzajów testów zmęczeniowych (np. ściskanie-rozciąganie, pośrednie rozciąganie, dwupunktowe zginanie), jednak najczęstszą stosowaną metodą jest zginanie czteropunktowe (4-BP) [1, 2, 4, 11] ze względu na dobre odwzorowanie warunków in-situ oraz równomierny rozkład naprężeń. Miarą trwałości w takich badaniach jest najczęściej liczba cykli, jaką jest w stanie przenieść pryzmatyczna próbka przy arbitralnie



1. Przypadki badania zmęczeniowego (kontrolowane naprężenie, odkształcenie)[4]

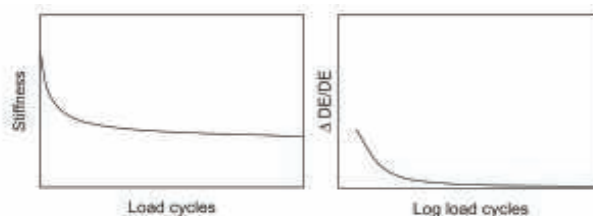
założonym kryterium jakim jest spadek modułu sztywności do wartości 50%. Skutkiem cyklicznego obciążenia w próbce jest kumulacja uszkodzeń powodująca zmiany strukturalne, a w dalszym etapie pękanie. Różne przypadki badania zmęczeniowego (kontrolowane naprężenie, odkształcenie) przedstawiono na rys. 1.

Powszechnie stosowana metodologia w badaniu zmęczeniowym nie jest wystarczająca do pełnej oceny zachodzących zjawisk w procesie zmęczenia, które związane jest z degradacją materiału na poziomie mikrostruktury. Podczas każdego cyklu obciążania dochodzi do zmian energetycznych w MMA. W trakcie dyssypacji energii zmieniają się właściwości materiału (np. zmniejsza się wartość modułu sztywności), Pokazuje to schemat wykonany przez Carpentera i.in. [4] (rys. 2.)

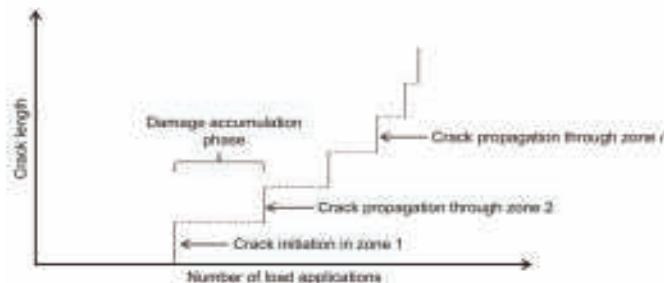
W wielu badaniach wykazano [1, 2, 4, 5, 7, 11, 14, 19, 20], iż energia jest rozpraszana na dwa sposoby. Pierwszym przypadku energia termiczna

uwalniająca jest poza układ w postaci ciepła, natomiast w drugim przypadku energia prowadzi do zmian strukturalnych w materiale. Ich efektem może być np. przemieszczanie się względem siebie składników MMA lub/i inicjacja oraz nukleacja mikropęknięć. Każda ze zmian strukturalnych w dalszym etapie prowadzi do powstania nowych mikropęknięć i propagacji istniejących [2, 4, 8, 11, 14]. W trakcie obciążenia mikropęknięcia przekształcają się w makropęknięcia powodujące w dalszym etapie całkowite zniszczenia. Schemat wykonany przez Roque'a i.in. [4] na rys. 3 ukazuje zasadę przyrostu długości pęknięcia przy ilościowym wzroście zaaplikowanego wymuszenia dla modelu HMA-FM stosowanego jako podstawowy opis mechanizmu pęknięcia dla MMA [13].

Warto zauważyć, iż proces pęknięcia prowadzący do zniszczenia postępuje nagle, nieprzewidywalnie – najczęściej schodkowo. Co związane jest ze zmianami energii. Huang i.in. [4] podjęli pró-



2. Spadek sztywności i energii dyssypowanej przy badaniach zmęczeniowych [4]

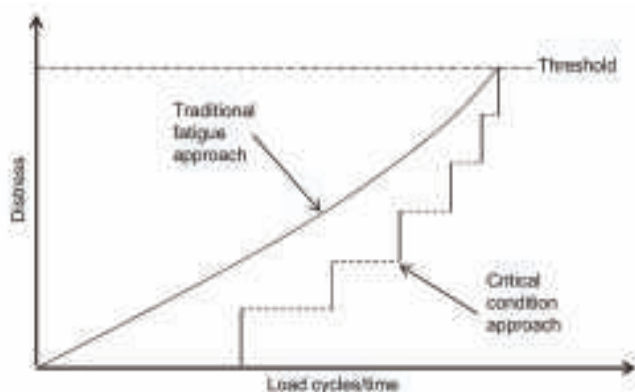


3. Kumulacja uszkodzeń i przyrost spękań dla modelu HMA-FM [4]

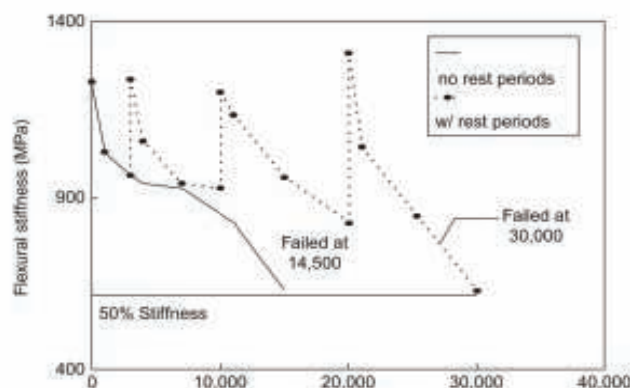
bę dokładniejszego opisu tego zjawiska – rys. 4.

W procesie zmęczeniowym moduł sztywności, kąt przesunięcia fazowego jest łatwy do zarejestrowania, natomiast inicjacja, kumulacja i propagacja pęknięć wymaga bardziej skomplikowanych obserwacji. Podczas badań w laboratorium może dojść do nagłego pęknięcia próbki pomimo niewykorzystanego zapasu nośności wynikającego z kryterium zmęczeniowego opartego na module sztywności. Jednoznaczna ocena trwałości MMA jest zatem skomplikowana i nie zawsze jednoznaczna. Problematykę zmęczenia dodatkowo komplikuje zmienność obciążenia w czasie oraz zmienność cech materiałowych, w momencie gdy nie działa obciążenie.

Już od 30 lat analizowane jest zjawisko regeneracji MMA. Proces regeneracji nazywany „healingiem” polega na odzyskiwaniu zdolności materiału do przenoszenia obciążeń. Wielu badaczy [4, 7, 10, 13, 16–18] zauważyło, że ini-



4. Różnica pomiędzy zwykłym zmęczeniem, a wystąpieniem spękań. [4]



5. Efekt wdrożenia okresów odpoczynku dla badanych próbek z betonu asfaltowego w 20 st. C [4]

cja „healingu” rozpoczyna się w momencie, gdy materiał nie jest obciążony. Dowiedziono, iż zastosowany odpowiedni czas odpoczynku oraz temperatura wpływają na regenerację MMA prowadząc do „odzyskiwania” sztywności, zwiększając liczbę cykli przenoszonych przez materiał. Zaobserwowano również, iż proces regeneracji występuje we wszystkich warstwach nawierzchni i jest zróżnicowany w zależności od ich lokalizacji w nawierzchni.

W pierwszych badaniach „healingu” analizowano zmiany samego lepiszcza asfaltowego. Dowiedziono, iż proces regeneracji zachodzi na poziomie wiązań pomiędzy atomami - siłami adhezji i kohezji oraz powierzchniami w otoczeniu pęknięcia [3, 9, 16]. Dopiero po kilkunastu latach zaczęto skupiać uwagę na MMA.

Przykład zależności zmiany liczby cykli od modułu sztywności w uwzględnieniu okresu odpoczynku przedstawiono na rys. 5.

W pracy [4] wykazano, że przy zastosowaniu odpowiednich czasów odpoczynku można uzyskać nawet dwukrotnie większą trwałość zmęczeniową w porównaniu do ciągłego procesu obciążenia.

Aktualnie zjawisko „healingu” wymaga ilościowego i jakościowego opisu zdolności regeneracji MMA. Badacze jak np. [3, 4, 7, 10] podejmują próby rozwiązania tego zagadnienia, jednak rezultaty obecnych prac nie są skuteczne. Stwierdzono, iż opisywany proces jest zależny m.in. od warunków temperatury, czasu trwania odpoczynków i ogrzewania, rodzaju materiału, poziomu i sposobu obciążenia.

Zjawisko „healingu” jest niezwykle ważne, ponieważ prowadzi do zwiększenia trwałości zmęczeniowej i „odzysku” sztywności - dwóch najważniejszych wielkości stosowanych w ocenie mikro i makroskopowej. Należy zaznaczyć, że w rzeczywistości nawierzchnia drogową ulega zmiennym w czasie (np. w ciągu doby, roku) zjawiskom obciążenia. Pojawiają się okresy „odpoczynku” i regeneracji wpływające na wydłużenie okresu eksploatacji projektowanej nawierzchni. Istotne jest to dla dróg wyższych klas poddanych dużym, zmiennym obciążeniom. W związku z opisaną

problematyką autor podjął wstępne próby analizy tego zjawiska przeprowadzając stosowne badania laboratoryjne.

Metoda badawcza

Do oceny zjawiska „healingu” autor wykorzystał normowe badanie zmęczeniowe [15]. Eksperyment przeprowadzono w próbie kontrolowanego odkształcenia w teście 4BP. Do badania użyto pryzmatycznych próbek o wymiarach 38 cm x 6 cm x 5 cm wykonanych z mieszanki betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (AC WMS 16). Przygotowano 12 belek wykonanych z jednego „zarobu” o zawartości asfaltu w mieszance na poziomie 5.2%. Badania przeprowadzono w temperaturze 5.0°C. Przed badaniem próbki kondycjonowano zgodnie z wymaganiami. W takich niskich temperaturach MMA wykazują quasi-sprężysty charakter pracy i są bardziej podatne na kruche pęknięcie. Należy zwrócić uwagę, że AC WMS charakteryzują się stosunkowo wysokim modulem sztywności, co wskazuje na zwiększoną podatność na pęknięcie. Częstotliwość obciążenia zastosowanego w badaniu wynosiła 15.0 Hz. Eksperyment przeprowadzono dla dwóch stałych poziomów wymuszenia o amplitudzie równej: $\epsilon_1=300 \cdot 10^{-6}$ i $\epsilon_2=150 \cdot 10^{-6}$. Tak zróżnicowane obciążenia pozwoliły dokładniej śledzić proces regeneracji. Do wykonania oznaczeń przyjęto arbitralne kryterium zmęczeniowe spadku modułu o 50%, zgodnie z wymaganiami normowymi.

Badanie przeprowadzono dla trzech przypadków. Pierwszy przypadek polegał na dwukrotnym zmęczeniu próbki bez czasu odpoczynku i procesu ogrzewania (zwany dalej w pracy zmęczeniem #1-zmęczeniem #2). Drugi przypadek zakładał 12.0 h czasu odpoczynku w temperaturze eksperymentu (zmęczenie #1 - czas odpoczynku - zmęczenie #2). W trzecim zastosowano trzygodzinne ogrzanie beleczki MMA w suszarce, stosując temperaturę 80.0°C. Następnie przez 12.0 h próbka podlegała procesowi odpoczynku w temperaturze badania zanim została poddana kolejnemu zmęczeniu (zmęczenie #1 - podgrzanie - zmęczenie #2). Dla każdego poziomu obciążenia i analizowanego przypadku

wykonano oznaczenie dla dwóch próbek. Wyniki uśredniono i zaprezentowano w rezultatach badania. Do oceny regeneracji badanej mieszanki posłużono się zmiennością modułu sztywności i liczbą cykli. Rys. 6 przedstawia wybraną próbkę na stanowisku badawczym.

Rezultaty badań

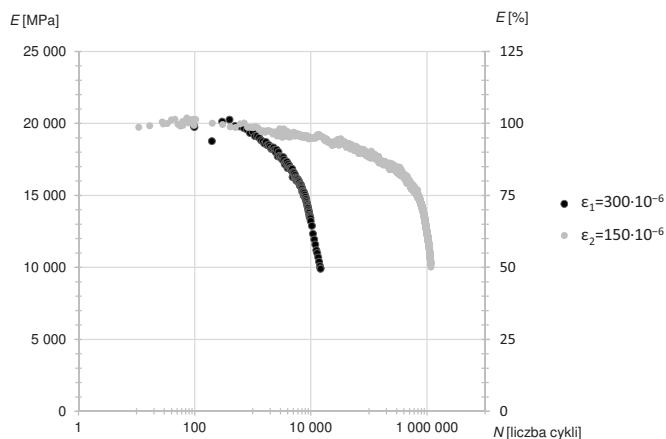
Podczas eksperymentu dla założonych warunków badania, pierwszym monitorowanym parametrem był moduł sztywności. Dla każdej oznaczonej próbki wynosił on około $20\,000 \pm 1\,000$ MPa. Zasugerowano, iż różnice w module sztywności mogły zostać spowodowane ułożeniem kruszywa w mieszance oraz jej niejednorodnością typową dla technologii zagęszczania. Wyniki badania zmęczeniowego dla dwóch poziomów wymuszenia ($\epsilon_1=300 \cdot 10^{-6}$ i $\epsilon_2=150 \cdot 10^{-6}$) zmęczeniowego zamieszczono na rys. 7. Ze względu na znaczne różnice w trwałościach (różnica 100-krotna) wyniki badania w tym przypadku przedstawiono w skali logarytmicznej.

Zamieszczony rysunek 7 pokazuje zmienność modułu sztywności (od 100 cyklu oznaczającego sztywność początkową E0 do E50% wyrażającego przyjęte kryterium zmęczeniowe) od liczby cykli przy założonym poziomie obciążenia. Otrzymany wykres jest typowy dla próby kontrolowanego odkształcenia. Warto zwrócić uwagę na charakterystyczne zmiany wartości sztywności po około 100 cyklu. Drobne zaburzenie może wynikać z układania się próbki między zaciśniętymi szczękami w trakcie badania.

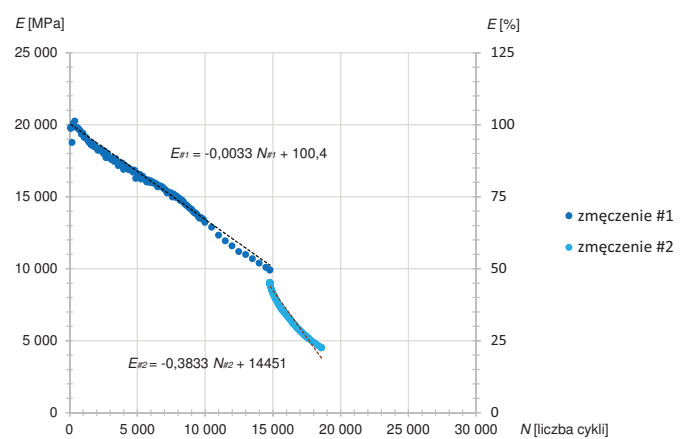
W dalszym etapie badań poddano analizie zmienność modułu sztywności przy natychmiastowym, powtórnym obciążeniu. Wykres uzyskany dla pierw-



6. Próbkę na stanowisku badawczym



7. Zmiana wartości modułu dla amplitudy wymuszenia 300 i 150 mikroadkształceń



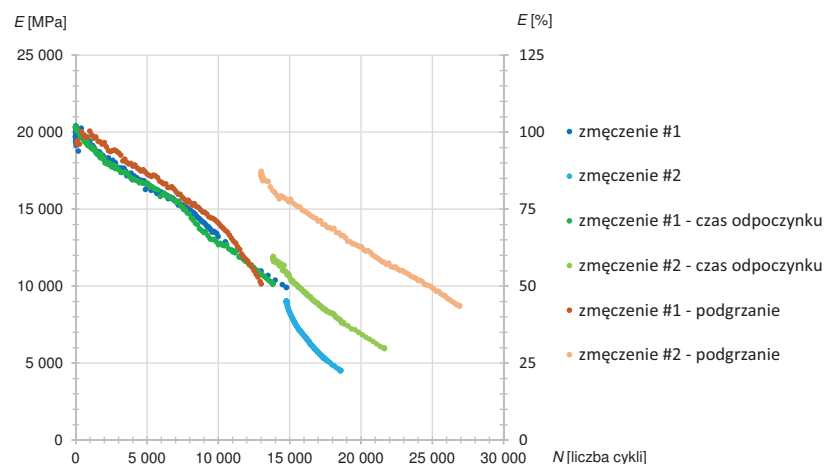
8. Zmienność modułu przy powtórzeniu badania zmęczenia dla poziomu obciążenia 300 mikroadkształceń

szego i drugiego przypadku (zmęczenie #1-zmęczenie #2) dla poziomu obciążenia 300 mikroadkształceń zamieszczono na rys. 8. Na wykresie widoczny jest spadek wartości modułu sztywności pomiędzy kolejnymi badaniami zmęczeniowymi. Zauważyć można, iż dla drugiego zmęczenia widać wyraźną zmianę kąta nachylenia aproksymującej funkcji liniowej. Prawdopodobnie zmiany te wynikają z wyczerpania trwałości zmęczeniowej materiału, który nie jest w stanie przenosić więcej obciążeń. Kluczową obserwacją w drugim zmęczeniu jest zmniejszenie liczby cykli przenoszonych przez materiał o ok. 70.0%. Formuluje się hipotezę, iż obserwowane zmiany na wykresie związane są ze zmianami strukturalnymi materiału, mimo iż jest to bardzo krótki czas odciążenia w trakcie badania zmęczeniowego.

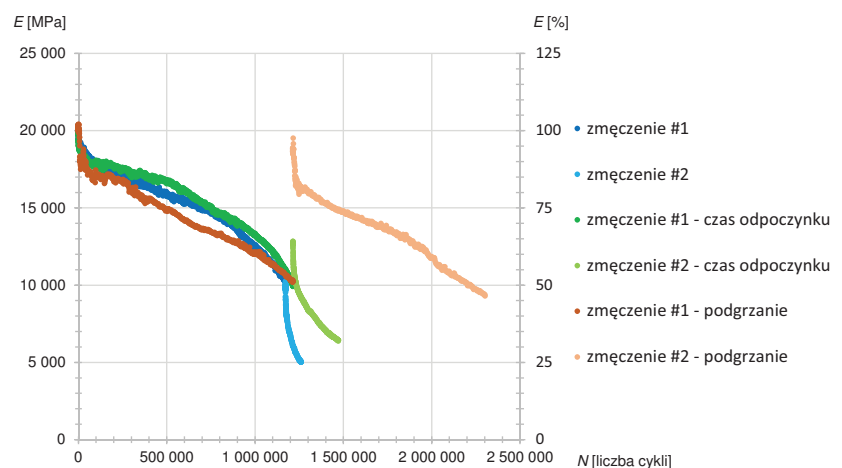
Zgodnie z opisanymi wcześniej założeniami przeprowadzono pozostałe kombinacje badań uwzględniając dłuższy okres odpoczynku oraz podgrzewanie materiału. Otrzymane rezultaty dla wszystkich trzech przypadków uwzględniających różne poziomy obciążenia zaprezentowano na rys. 9 i rys. 10. Obydwa wykresy wykazują ten sam poziom sztywności początkowej. Do istotnych zmian dochodzi podczas pierwszego etapu zmęczenia. Porównując oba rysunki widać wyraźną zmienność modułu sztywności wraz ze wzrostem liczby cykli obciążenia. Różnicowany jest kształt wykresów. Można zauważyć, iż zastosowany wyższy poziom obciążenia, kilkudziesięciokrotnie szybciej prowadzi do wyczerpania trwa-

łości w mieszanke. Dwukrotnie większe obciążenie spowodowało zmniejszenie 80-ciokrotne trwałości. Rozpatrując etap przejścia z jednego schematu badania do drugiego zauważyć można „skok” wartości modułu. Brak działań „healingowych” spowodował gwałtowny spadek sztywności. Natomiast zastosowane długie okresy odpoczynku spowodowały przyrost wartości modułu. Szczególnie widoczne jest to przy zastosowaniu podgrzania mate-

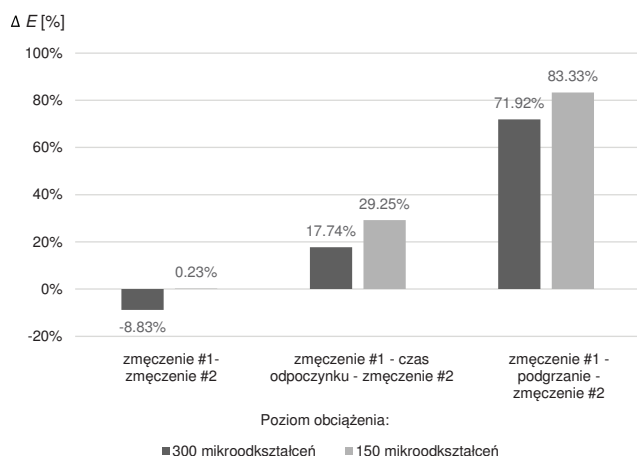
riału. Przy zastosowaniu tylko czasu odpoczynku moduł szybko maleje (w drugiej próbie zmęczenia). Kąt nachylenia aproksymującej funkcji liniowej jest większy. Ogrzanie doprowadziło badane próbki do praktycznie pełnej regeneracji. Wykres zmiany wartości modułu względem cykli obciążenia dla drugiej próby względem pierwszej jest bardzo podobny. Kąty pochylenia krzywych na wykresie są prawie identyczne. Może to sugerować, iż na poziomie



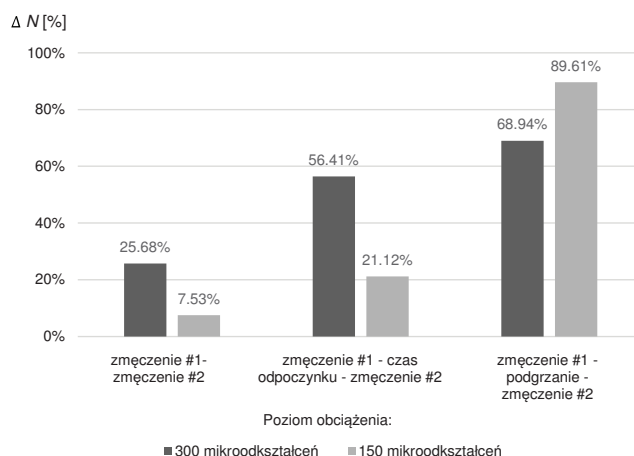
9. Zmienność modułu sztywności i liczby cykli dla wszystkich przypadków badania - obc. 300 mikroadkształceń



10. Zmienność modułu sztywności i liczby cykli dla wszystkich przypadków badania - obc. 150 mikroadkształceń



11. Procentowa zmienność modułu sztywności dla wszystkich przypadków badania



12. Procentowa zależność zmienności liczby cykli dla wszystkich przypadków badania

strukturalnym doszło do przywrócenia „stanu pierwotnego” MMA. Na rys. 11 przedstawiono procentowe analizy zmienności wartości modułu pomiędzy badanymi przypadkami dla obydwu poziomów obciążeń.

Rysunek potwierdza wcześniejsze obserwacje. Poziom regeneracji modułu mieszanki jest największy dla przypadku ogrzania próbki do 80.0°C. Zastosowany okres odpoczynku (12.0 h) ma stosunkowo niewielki wpływ na zmianę wartości modułu. Wartość ujemna na schemacie oznacza, iż nie było przyrostu modułu sztywności tylko jego spadek.

Procentową zmienność liczby cykli podczas wtórnego badania do pierwotnego zamieszczono na rys. 12.

Przedstawiony wykres również potwierdza wcześniejsze obserwacje. Można stwierdzić, że dla mniejszych poziomów obciążeń dochodzi do mniejszych zmian strukturalnych w materiale – np. mikropęknięć, które MMA jest w stanie zregenerować. Natomiast dla wyższych poziomów obciążenia ($\epsilon_1=300 \cdot 10^{-6}$), MMA nie jest w stanie odtworzyć pełnej trwałości

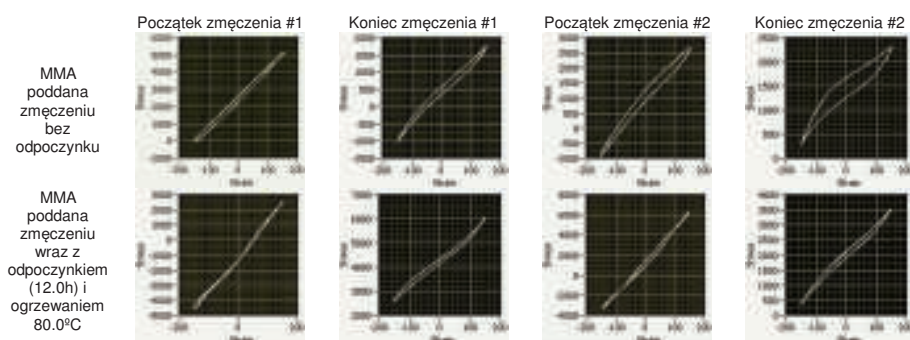
zmęczeniowej ze względu na nieodwracalne uszkodzenia skumulowane w materiale. Sytuacja, która pojawia się dla czasu odpoczynku i obciążenia na poziomie 300 mikrociklów, może wynikać z wielkości przykładanego obciążenia i stopnia kumulacji uszkodzeń wewnątrz materiału. Proces rozwoju mikropęknięć jest intensywny i powoduje nieodwracalne uszkodzenia, które w większym stopniu jest wstanie zregenerować okres odpoczynku z zastawianiem wysokiej temperatury.

Ostatnim punktem prowadzonych obserwacji była analiza zmienności histerezy zmęczeniowych. Wprowadzono 4 punkty kontrolne w trakcie badania. Z uwagi, iż kształty histerezy były podobne dla pierwszego i drugiego przypadku badania, wykresy pokazano dla jednego przypadku. Różnica w geometrii histerezy pomiędzy poziomami wymuszenia stosowanymi w badaniu jest niewielka – zmienne jest tylko pole obszaru. Kształt pozostaje analogiczny. Skorzystano zatem z wykresów dla poziomu obciążenia. Zestawienie otrzymanych rezultatów zaprezentowano na rys. 13. Z oceny wizualnej zarówno

dla przypadku zmęczenia bez okresu odpoczynku histereza przekształca się z prawie liniowej formy na elipsoidalną. Świadczy to o nieodwracalnych zmianach energetycznych wewnątrz materiału. Szczególnie widoczne jest to przy drugiej próbie zmęczenia. Energia dysypowana jest w większości w postaci ciepła, jednakże duża jej ilość może przekształcić się na inicjację i propagację mikropęknięć. Materiał ulega degradacji, a jego moduł szybko zmniejsza swoją wartość. W przypadku histerezy dla próbki podanej ogrzaniu, zauważyć można, iż po dostarczeniu ciepła (energii) do układu, która wcześniej była rozpraszana, histereza zaczyna wracać do pierwotnego kształtu. Wysuwa się hipotezę, iż dostarczanie energii termicznej do układu jest przyczyną przyspieszonej regeneracji MMA, która „usuwa” powstałe uszkodzenia np. dostatecznie małe mikropęknięcia powodując korzystne zmiany w strukturze materiału.

Podsumowanie

W artykule wprowadzono zagadnienie regeneracji MMA. Wykazano złożoność badanej problematyki i eksperymentalnie podjęto próbę oceny ilościowej i jakościowej zmian właściwości „healingowych” MMA. Zaprezentowano skuteczną metodę badawczą 4-BP oraz odpowiednie poziomy wymuszenia (amplituda o wysokości 300 i 150 mikrociklów) pozwalające wykazać możliwości regeneracyjne MMA. Mimo, iż zastosowano klasyczne kryterium zmęczeniowe wyrażane przez spadek wartości modułu o 50%, możliwe było



13. Zmienność histerezy w czterech etapach badania dla różnych przypadków regenerujących

wykazanie skuteczności zastosowanego okresu odpoczynku i ogrzewania materiału. W pracy przeanalizowano trzy przypadki badania, które wskazały jednoznacznie możliwości regeneracji MMA: pierwszy - dwukrotne zmęczenie próbki bez okresu odpoczynku, drugi – dwukrotne zmęczenie próbki z wprowadzeniem 12.0h okresu odpoczynku i trzeci – dwukrotne zmęczenie próbki z zastosowaniem podgrzania w temperaturze 80°C w czasie 3 godzin oraz z zastosowaniem kondycjonowania 12.0h. Na podstawie obserwacji histerezy zmęczeniowych stwierdzono, iż spadek wartości sztywności może być powodem zmian energetycznych, prowadzących do degradacji materiału oraz zmian zachodzących na poziomie strukturalnym na etapie rozwoju mikropęknięć. Ostatecznie wykazano wysoką zdolność MMA do regeneracji po zastosowaniu procesu ogrzania. Proces polegający na czasie odpoczynku daje niewielkie rezultaty rzędu kilku do kilkudziesięciu procent. Na podstawie sporządzonych diagramów stwierdzono, iż proces dostarczenia energii do układu w postaci ciepła powoduje odzyskanie ok. 84% wartości modułu sztywności i do ok. 90% trwałości zmęczeniowej dla wymuszenia oraz 72% wartości modułu i 69% trwałości dla . Wyniki odniesiono do obserwacji innych badaczy, potwierdzając wpływ przemiany energii na procesy niszczące i regenerujące w MMA. Trzeba mieć jednak na uwadze, że gdy uszkodzenia na poziomie struktury są zbyt duże, próbka podatna jest na „healing” tylko do pewnego poziomu. Zrozumienie lepiej tego zagadnienia wymaga jednak wykonania badań na poziomie strukturalnym dla większej liczby i bardziej zróżnicowanych przypadków. Będzie to przedmiotem kolejnych badań autora. Niniejszy artykuł wykazuje, iż zagadnienie „healingu” przy projektowaniu MMA jest ważne i powinno być uwzględniane przy projektowaniu nawierzchni drogowych przeznaczonych pod duże obciążenia. Warto także pamiętać, że odpowiednie zabiegi utrzymaniowe mogą wydłużyć okres eksploatacji budowanych nawierzchni i ograniczyć jej pękanie. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Bańkowski, W. 2006. Analiza trwałości zmęczeniowej kompozytów mineralno-asfaltowych metodą konwencjonalną oraz metodą energii rozproszonej. PhD, Politechnika Warszawska.
- [2] Bhasin, A., Desai, C. S., Monismith, C. L., Schwartz, C. W., Little, D. N., Hiltunen, D. R., Olard, F., Maupin, G. W., Chehab, G. R., Lee, H. J., Di Benedetto, H., Bahia, H. U., Daniel, J. S., Harvey, J. T., Kaloush, K. E., Momen, M., Lytton, R. L., Roque, R., Weissman, S. L., Hesp, S. A. M., Underwood, S., Pellinen, T. K., Yun, T. Y., Buttlar, W. G., Kim, Y. R., and Seo, Y. 2009. Modeling of asphalt concrete. McGraw-Hill construction. McGraw-Hill, New York.
- [3] Bhasin, A., Little, D. N., Bommavaram, R., and Vasconcelos, K. 2008. A Framework to Quantify the Effect of Healing in Bituminous Materials using Material Properties. Road Materials and Pavement Design 9, sup1, 219–242.
- [4] Huang, S.-C. and Di Benedetto, H. 2015. Advances in Asphalt Materials. Road and Pavement Construction. Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering. Elsevier Reference Monographs, s.l.
- [5] Jasztal, M. 2016. Strength evaluation of cracked structure. Mechanik, 7, 708–709.
- [6] Judycki, J. 2014. Analizy i projektowanie konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. Praca zbiorowa. WKiŁ, Warszawa.
- [7] Kim, Y. R. 2009. Modeling of asphalt concrete. McGraw-Hill construction. ASCE Press, Reston, VA.
- [8] Kłysz S. Podstawy mechaniki pęknięcia. Podstawy eksploatacji statków powietrznych. DOI=10.13140/RG.2.1.1669.2247.
- [9] Liu, Q., Li, B., Schlangen, E., Sun, Y., and Wu, S. 2017. Research on the Mechanical, Thermal, Induction Heating and Healing Properties of Steel Slag/Steel Fibers Composite Asphalt Mixture. Applied Sciences 7, 10, 1088.
- [10] Liu, Q., Schlangen, E., van de Ven, M., van Bochove, G., and van Montfort, J. 2012. Evaluation of the induction healing effect of porous asphalt concrete through four point bending fatigue test. Construction and Building Materials 29, 403–409.
- [11] Mackiewicz, P. 2016. Trwałość zmęczeniowa mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych w nawierzchniach drogowych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej; Politechnika Wroclawska., Wrocław.
- [12] Mackiewicz, P. 2018. Fatigue cracking in road pavement. IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 356, 1–10.
- [13] NCHRP. 2010. Top-Down Cracking of Hot-Mix Asphalt Layers: Models for Initiation and Propagation. Transportation Research Board, Washington, D.C.
- [14] Neimitz, A. 1998. Mechanika pęknięcia. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
- [15] PKN. 2018. Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 24: Odporność na zmęczenie 93.080.20 93.080.20, PN-EN 12697-24:2018-08.
- [16] Qiu, J., Ven, M. F. C., Schlangen, E., Wu, S., and Molenaar, A. A. A. 2012. Cracking and Healing Modelling of Asphalt Mixtures. In Cracking and Healing Modelling of Asphalt Mixtures, A. Scarpas, N. Kringos, I. Al-Qadi and L. A., Eds. Springer Netherlands, Dordrecht, 1135–1144. DOI=10.1007/978-94-007-4566-7_108.
- [17] Riara, M., Tang, P., Mo, L., Javilla, B., and Wu, S. 2018. Investigation into crack healing of asphalt mixtures using healing agents. Construction and Building Materials 161, 45–52.
- [18] Sarsam, S. I. 2015. Crack Healing Potential of Asphalt Concrete Pavement. IJSRK 3, 1, 1–12.
- [19] Vanelstraete, A. 2014. Prevention of Reflective Cracking in Pavements. CRC Press.
- [20] Wang, L. 2011. Mechanics of asphalt. Microstructure and micro-mechanics. McGraw-Hill, New York



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