

JCEEA

---

Czasopismo  
Inżynierii Lądowej,  
Środowiska  
i Architektury

---

Journal of Civil  
Engineering,  
Environment  
and Architecture

---

Kwartalnik  
tom XXXIII  
zeszyt 63 (nr 1/II/2016)  
styczeń-marzec

(e-ISSN 2300-8903)

Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury jest kontynuacją  
Zeszytów Naukowych Politechniki Rzeszowskiej - Budownictwo i Inżynieria Środowiska.

Wydano za zgodą Rektora

**R e d a k t o r n a c z e l n y**  
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej  
prof. dr hab. inż. Leonard ZIEMIAŃSKI

**R a d a N a u k o w a**  
prof. Mohamed Eid (Francja), prof. David Valis (Czechy)  
prof. Nadežda Številová (Słowacja)  
prof. Antonio João Carvalho de Albuquerque (Portugalia)  
prof. Volodymyr V. Cherniuk (Ukraina)  
prof. João Antonio Saraiva Pires da Fonseca (Portugalia)  
prof. Dušan Katunsky (Słowacja), prof. Vincent Kvočák (Słowacja)  
prof. Zinoviy Blikharsky (Ukraina), prof. Tomasz Winnicki (Polska)  
prof. Czesława Rosik-Dulewska (Polska), prof. Krzysztof Knapik (Polska)  
prof. Janusz A. Tomaszek (Polska), prof. Jerzy Ziółko (Polska)  
prof. Ryszard L. Kowalczyk (Polska), prof. Stanisław Kuś (Polska)

**K o m i t e t R e d a k c y j n y**  
(afiliacja: Polska)

*redaktor naczelny*

dr hab. inż. Piotr KOSZELNIK, prof. PRz

*redaktorzy tematyczni (naukowi)*

dr hab. inż. Bartosz MILLER, prof. dr hab. inż. Janusz RAK

*redaktor statystyczny*

dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. PRz

*sekretarz redakcji*

dr inż. Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK

*członkowie*

dr inż. Renata GRUCA-ROKOSZ, dr inż. arch. Anna SIKORA  
dr inż. Michał JUREK, dr hab. inż. Lucjan ŚLĘCZKA, prof. PRz

**P r z y g o t o w a n i e m a t r y c**

Magdalena DOBISZEWSKA  
Justyna SOBCZAK-PIĄSTKA  
Artur SZALACHA

p-ISSN 2300-5130  
e-ISSN 2300-8903

Wersja drukowana Kwartalnika jest wersją pierwotną.

Redakcja czasopisma: Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, [www.oficyna.portal.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/](http://www.oficyna.portal.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/) (e-mail: [kpier@prz.edu.pl](mailto:kpier@prz.edu.pl))

Wydawca: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, [www.oficyna.portal.prz.edu.pl](http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl) (e-mail: [oficyna1@prz.edu.pl](mailto:oficyna1@prz.edu.pl))

Informacje dodatkowe i stopka – str. 445



## SPIS TREŚCI

Marcin GORĄCZKO, Zbigniew WOZIWODZKI, Andrzej ZAWALSKI, Piotr DZIEWECZYŃSKI: Ocena możliwości oczyszczania dna zbiornika wodnego za pomocą spustu rurowego w korpusie grobli....	9
Zbigniew KLEDYŃSKI, Agnieszka MACHOWSKA, Paweł FALACIŃSKI: Ocena jakości robót uszczelniających budowlę okresowo piętrzące wodę na przykładzie remontu zapory w Jamołówku .....	17
Paweł POPIELSKI, Błażej SMOLIŃSKI, Adam KASPRZAK: Ocena stanu obiektów hydrotechnicznych na podstawie wyników interdyscyplinarnych programów badań i symulacji numerycznych ..	25
Waldemar ŚWIDZIŃSKI, Krzysztof JANICKI: Dobrze rozwinięty system monitoringu podstawą bezpiecznej eksploatacji obiektów hydrotechnicznych na przykładzie OUOW Żelazny Most.....	33
Aleksander URBAŃSKI, Michał GRODECKI, Andrzej KOT: Symulacje numeryczne w analizie wałów przeciwpowodziowych.....	41
Andrzej WINNICKI, Szymon SERĘGA, Filip NORYS: Modelowanie efektów reakcji ASR – przypadek zapory typu grawitacyjnego .....	49
Jarosław GÓRSZCZYK, Konrad MALICKI: Badania geosyntetyków z wykorzystaniem metody Digital Image Correlation.....	63
Eugeniusz KODA, Anna MISZKOWSKA, Anna SIECZKA, Paweł FOŁTYN: Złożony system ujęcia odcieków ze starego składowiska odpadów jako element bezpieczeństwa geotechnicznego .....	75
Mirosław J. LIPIŃSKI, Jerzy SZCZYPIOR, Małgorzata WDOWSKA: Przykład określania związków regionalnych na potrzeby interpretacji sondowań DMT w mocnych gruntach spoistych.....	83
Stanisław MAJER, Bartosz BUDZIŃSKI: Analiza wzmocnienia podłoża pod konstrukcje nawierzchni dróg obciążonych ruchem lekkim i średnim według KTKNPiP .....	91

Katarzyna MARKOWSKA-LECH, Wojciech SAS, Katarzyna GABRYŚ, Mariusz LECH, Emil SOBÓL: Wyznaczanie współczynnika Poisson'a na podstawie pomiaru prędkości fal akustycznych.....	99
Grzegorz SZMECHEL, Zygmunt MEYER: Wykorzystanie wyników sondowania statycznego do określenia nośności poboczniczy pała .....	109
Małgorzata WDOWSKA, Marzena LENDO-SIWICKA, Kazimierz GARBULEWSKI, Krzysztof MICHALCZUK: Wpływ metody badania na wyznaczone ciśnienie pęcznienia na przykładzie łąw krakowieckich.....	121
Grzegorz WRZESIŃSKI, Zbigniew LECHOWICZ, Maria Jolanta SULEWSKA: Wpływ ścieżki naprężenia na wytrzymałość na ścinanie bez odpływu gruntów spoistych .....	129
Marcin BILSKI, Mieczysław SŁOWIK, Marta MIELCZAREK: Badanie zjawiska relaksacji naprężeń zachodzącego w asfaltach drogowych poddanych rozciąganiu w niskiej temperaturze .....	137
Przemysław BUCZYŃSKI: Charakterystyka trwałości zmęczeniowej recyklowanej podbudowy.....	145
Marcin BUDZYŃSKI, Kazimierz JAMROZ, Stanisław GACA, Wojciech KUSTRA, Lech MICHALSKI: Narzędzia zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej w Polsce.....	153
Jacek CHMIELEWSKI: Guidelines for the Construction of the it Road Safety Management System.....	161
Janusz CHODUR, Krzysztof OSTROWSKI: Badania ukształtowania i sprawności skrzyżowań z sygnalizacją świetlną.....	169
Anna CHOMICZ-KOWALSKA, Władysław GARDZIEJCZYK, Mateusz M. IWAŃSKI: Analiza porównawcza właściwości betonu asfaltowego wytwarzanego w technologii na gorąco i na półciepło z asfaltem spienionym.....	185
Anna CHOMICZ-KOWALSKA, Krzysztof MACIEJEWSKI, Piotr RAMIĄCZEK: Wpływ rodzaju asfaltu na właściwości lepkosprężyste mieszanek mineralno-cementowych z asfaltem spienionym.....	193

Stanisław GACA, Mariusz KIEĆ: Metoda pośredniej oceny bezpieczeństwa pieszych na przejściach.....	201
Damian IWANOWICZ , Tomasz SZCZURASZEK: Dylematy przy ustalaniu stanu przesylenia ruchem wlotów skrzyżowań z sygnalizacją świetlną.....	209
Mariusz JACZEWSKI, Józef JUDYCKI, Piotr JASKUŁA: Właściwości niskotemperaturowe betonów asfaltowych o wysokim module sztywności (AC-WMS) w badaniach trzypunktowego zginania.....	217
Piotr JASKUŁA: Szczepność międzywarstwowa w nowobudowanych nawierzchniach w Polsce.....	225
Krzysztof KOŁODZIEJ, Lesław BICHAJŁO: Wpływ dodatku asfaltu naturalnego TE na starzenie mieszanki asfaltu lanego .....	233
Jan B. KRÓL, Adam LIPHARDT, Michał SARNOWSKI, Karol J. KOWALSKI, Piotr RADZISZEWSKI: Odporność na działanie wody mieszanek mineralno-asfaltowych ze zwiększoną ilością destruktu.....	243
Małgorzata LINEK, Piotr NITA: Wymiarowanie lotniskowych nawierzchni żelbetowych.....	251
Adam LIPHARDT, Piotr RADZISZEWSKI, Jan KRÓL: Metoda oceny mieszalności lepiszczy w mieszankach mineralno-asfaltowych z destruktem .....	259
Paweł MIECZKOWSKI: Możliwości zastosowania imidazoliny jako modyfikatora lepiszczy asfaltowych .....	267
Marek MOTYLEWICZ, Władysław GARDZIEJCZYK: Wpływ charakterystyk ruchu na poziom hałasu w otoczeniu przykładowych skrzyżowań z wyspą centralną.....	275
Andrzej POŻARYCKI , Przemysław GÓRNAŚ: Funkcja sum harmonicznyc w skróconej procedurze oznaczania zespolonego modułu sztywności MMA .....	283
Dawid RYŚ, Józef JUDYCKI, Piotr JASKUŁA: Wpływ równości nawierzchni i dynamicznego oddziaływania pojazdów ciężkich na trwałość zmęczeniową nawierzchni podatnych.....	291

Mieczysław SŁOWIK , Mikołaj BARTKOWIAK: Ocena wpływu warunków pomiaru na wyniki oznaczenia modułu sztywności betonu asfaltowego.....	299
Mieczysław SŁOWIK, Marta MIELCZAREK, Marcin BILSKI, Damian WIŚNIEWSKI: Ocena wpływu zawartości elastomeru SBS na wartości parametrów charakteryzujących odporność na odkształcenia trwałe asfaltów modyfikowanych .....	307
Malwina SPŁAWIŃSKA, Krystian WOŹNIAK: Wpływ zmienności natężeń ruchu na ocenę uciążliwości hałasu drogowego .....	315
Marcin STANIEK: Zastosowanie sieci neuronowych typu Hopfielda w diagnostyce nawierzchni drogowych.....	323
Piotr SZAGAŁA, Witold CZAJEWSKI, Paweł DĄBKOWSKI, Piotr OLSZEWSKI: Ocena bezpieczeństwa na przejściach dla pieszych przy pomocy analizy obrazu wideo.....	333
Tomasz SZCZURASZEK, Marcin KARWASZ: Enhancement of Road Safety with Improvements of the Area Development and Planning Process .....	343
Tomasz SZCZURASZEK, Jan KEMPA: Proposal of Voivodeship Road Safety Improvement Programme.....	351
Tomasz SZCZURASZEK, Jan KEMPA, Paulina OLENKOWICZ-TREMPAŁA: Enhancement of Road Safety by Improving the Process of Road Infrastructure Designing .....	359
Tomasz SZCZURASZEK, Radosław KLUSEK, Grzegorz BEBYN: Enhancement of Road Safety through More Effective Road and Traffic Management.....	367
Marta WASILEWSKA, Władysław GARDZIEJCZYK, Paweł GIERASIMIUK, Marek MOTYLEWICZ: Ocena właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowych przy wykorzystaniu urządzeń TWO, CTM i DFT .....	375
Piotr ZIELIŃSKI: Problemy oceny własności mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MCE) .....	383

Robert ZIÓŁKOWSKI: Badania prędkości pojazdów na wlotach skrzyżowań bez sygnalizacji świetlnej .....	393
Adam ZOFKA, Maciej MALISZEWSKI, Dominika MALISZEWSKA: Badanie mieszanek mineralno-asfaltowych w warunkach ścinania przy kontrolowanej sztywności wzdłużnej .....	401
Mirosław BISKUP, Juliusz CIEŚLA, Marian SKAWIŃSKI, Łukasz TOPCZEWSKI: Awarie kabli sprężających w trakcie realizacji betonowych obiektów mostowych .....	409
Andrzej HELOWICZ: Mostowe objekty systemu Matière – doświadczenia projektanta .....	421
Piotr POKORSKI, Piotr RADZISZEWSKI, Michał SARNOWSKI: Odporność na deformacje trwałe asfaltowych nawierzchni mostowych .....	429
Mariusz WESOŁOWSKI: Badania nośności mobilnych pokryć kompozytowych stosowanych do odbudowy nawierzchni lotniskowych .....	437



Marcin GORĄCZKO<sup>1</sup>  
Zbigniew WOZIWODZKI<sup>2</sup>  
Andrzej ZAWALSKI<sup>3</sup>  
Piotr DZIEWECZYŃSKI<sup>4</sup>

## OCENA MOŻLIWOŚCI OCZYSZCZANIA DNA ZBIORNIKA WODNEGO ZA POMOCĄ SPUSTU RUROWEGO W KORPUSIE GROBLI

W artykule dokonano oceny możliwości wymuszonej redepozycji osadów gromadzących się na dnie dawnego portu rzecznego. Jest to obiekt o powierzchni 60 ha i pojemności około 1,5 mln m<sup>3</sup>, pierwotnie stanowiący fragment terasy zalewowej, która została zatopiona na skutek podpiętrzenia rzeki jazem. Weryfikowane rozwiązanie techniczne polega na umiejscowieniu w korpusie grobli zbiornika spustu rurowego, umożliwiającego interwencyjny zrzut wody. W założeniach wraz z masą odprowadzanej wody do rurociągu przedostawać się mają wyerodowane w ten sposób osady denne, których nadmierne gromadzenie się stanowi główny problem eksploatacji obiektu. Proponowane rozwiązanie ma więc być alternatywą dla dotychczas stosowanego mechanicznego usuwania osadów dennych (bagrowania). Na podstawie przeprowadzonych obliczeń hydraulicznych i hydrologicznych wykazano, że zasięg oddziaływania zaprojektowanego urządzenia wodnego, rozumiany jako strefa wzbudzonego na skutek zrzutu wody ruchu turbulentnego, ograniczy się jedynie do jego bezpośredniego sąsiedztwa, nie może więc mieć istotnego wpływu na zredukowanie zalegającej na dnie warstwy osadów. Dodatkowo, bazując na wynikach rozpoznania właściwości geotechnicznych osadów dennych i podścielającego je pierwotnego podłoża gruntowego, stwierdzono, że utwory te należą do trudno rozmywalnych (namuły, gytie i torfy). Brak jest więc racjonalnych przesłanek do zastosowania spustu rurowego jako metody zmniejszenia замуlenia dna na obiektach tej wielkości co analizowany.

**Słowa kluczowe:** budownictwo hydrotechniczne, zbiorniki wodne, osady denne, zamulanie, rewitalizacja

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Marcin Gorączko, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, ul. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, telefon: 523408769, gorgon@utp.edu.pl

<sup>2</sup> Zbigniew Woziwodzki, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy, zbigwoz@utp.edu.pl

<sup>3</sup> Andrzej Zawalski, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy, zawalski@utp.edu.pl

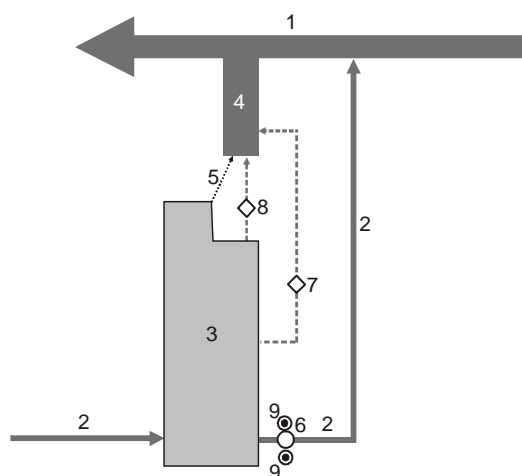
<sup>4</sup> Piotr Dziejewczyński, B.T.P Progres, pimad-49@utp.edu.pl

## 1. Wprowadzenie

Zamulanie dna stanowi jeden z podstawowych problemów eksploatacyjnych większości zbiorników wodnych. Zjawisko to występuje zarówno na dużych akwenach [2,4,7,10], jak również na obiektach współtworzących tzw. małą retencję wodną [9,11,12]. Skutkiem sedimentacji rumowiska, zarówno pochodzenia mineralnego jak i organicznego, jest przyrost miąższości osadów dennych w zbiorniku, prowadzący do zmniejszenia pojemności jego misy poprzez jej spłylenie [2,5,14]. Ponadto osady denne absorbują znaczną część wprowadzanych do wód powierzchniowych zanieczyszczeń antropogenicznych, które wraz z upływem czasu ulegają kumulacji [1,3,7,15,16]. Oczywiście najbardziej skutecznym sposobem na ograniczenie tempa zamulania zbiornika wodnego byłoby zmniejszenie rozmiarów denudacji w jego zlewni, co w praktyce jest jednak trudne do przeprowadzenia. Przeważają więc prace prowadzone w obrębie samych zbiorników mające na ogół charakter doraźny, tzn. wyplukiwanie osadów z czaszy zbiornika, wydobywanie hydrauliczne i mechaniczne rumowiska, zarówno spod wody, jak i na sucho [2,6,14,17].

Rozważany zbiornik wodny (Rys.1) jest basenem dawnego portu rzecznego (3), którego geneza związana jest z podpiętrzeniem rzeki (2) na jazie (6) znajdującym się w odległości około 1 km od jej ujścia, czego efektem było trwałe zatopienie obwałowanego wcześniej

fragmentu terasy zalewowej. Jest to akwen o powierzchni ok. 60 ha i wydłużonym kształcie o przebiegu SW-NE. Jego długość wynosi ponad 2000 m, natomiast szerokości waha się w zakresie 250-350 m, za wyjątkiem części północnej akwenu, gdzie występuje zatoka o powierzchni 7 ha o szerokości ok. 90 m. Zbiornik można uznać za przepływowy o umiarkowanym tempie wymiany wody. Czasza



Rys. 1. Schemat rozrzędu wody w rejonie analizowanego zbiornika. Oznaczenia: 1 - ciek I rzędu, 2 - ciek II rzędu, 3 - zbiornik wodny, 4 - rozlewisko, 5 - projektowany spust, 6 - jaz, 7 - śluza żegluga, 8 - dawna śluza żegluga, 9 - mała elektrownia wodna

Fig. 1. Scheme of the analyzed hydrotechnical system .Symbols: 1 - river 1<sup>th</sup> range 2 - river 2<sup>th</sup> range, 3 - water reservoir, 4 - pool, 5 -planned culvert, 6 - weir, 7 - lock shipping, 8 - closed lock shipping, 9 - small hydro

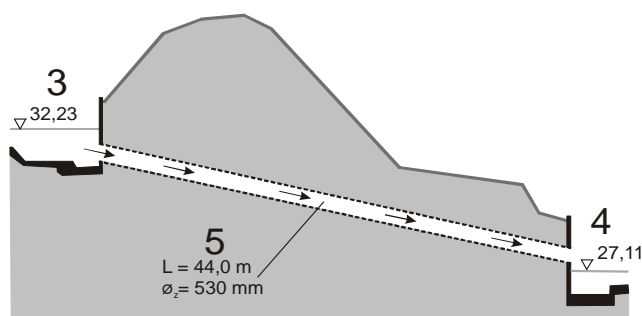


zbiornika łączy się bezpośrednio z korytem rzeki o średnim rocznym przepływie (SQ) wynoszącym około  $30 \text{ m}^3/\text{s}$ . Odpływ ze zbiornika odbywa się w sposób nieciągły, poprzez komorową śluzę żegludową. Jest on mimo to znaczny, gdyż tą drogą w ciągu roku odpływa woda o objętości pięciokrotnie większej od całkowitej pojemności akwenu, którą szacuje się na ok.  $1,5 \text{ mln m}^3$ . Poziom wody w zbiorniku poza sytuacjami wyjątkowymi jest ustabilizowany na rzędnej  $32,23 \text{ m}$  n.p.m. Spad na jazie i śluzach w warunkach przeciętnych wynosi ok.  $4 \text{ m}$ , jednak wartość ta może ulegać znacznym zmianom w ciągu roku, ze względu na znaczną amplitudę wahań stanów wody na cieku I rzędu, wynoszącą ponad  $7 \text{ m}$ .

Negatywnym skutkiem podpiętrzenia rzeki był znaczący spadek zdolności transportu rumowiska i jego wzmożona sedimentacja w zasięgu utworzonej powyżej budowli cofki, a więc także w obrębie misy zbiornika. Zjawisko to szczególnie ujawniło się w strefie przyległej do koryta rzeki (najbardziej wysunięta na południe część akwenu), gdzie miąższość osadów dennych lokalnie przekracza  $1,5 \text{ metra}$ . W części środkowej wynosi ona  $0,3\text{-}0,5 \text{ m}$ , zaś północnej  $0,15\text{-}0,30 \text{ m}$ . Wartości te wskazują na generalnie zaskakująco małe tempo wypłykania zbiornika, jeśli weźmie się pod uwagę, że funkcjonuje on już od lat siedemdziesiątych XIX wieku, zaś prace bagrownicze prowadzone były tutaj sporadycznie i nigdy na szerszą skalę oraz, że po wyłączeniu z eksploatacji starej śluzy żegludowej (Rys.1) północna część akwenu przekształciła się w rozległą zatokę o zastoiskowym charakterze. Mimo to poszukiwanie możliwych do zastosowania w analizowanym przypadku metod przeciwdziałania wypłykaniu się zbiornika w sytuacji kiedy jego średnia głębokość wynosi około  $2,5 \text{ metra}$  wydaje się uzasadnione. Obiekt wykorzystywany jest do uprawiania sportów wodnych.

## 2. Opis weryfikowanego przedsięwzięcia

Planowana inwestycja (Rys.2) polega na budowie urządzenia wodnego, spustu płuczącego (5) w korpusie grobli oddzielającej analizowany zbiornik (3) od rozlewiska (4) bezpośrednio łączącego się z ciekim I rzędu (1). W założeniach ma on na celu interwencyjny zrzut wody wraz z wypłukanym osadem dennym. Spust ma się składać z wlotu w formie komory żelbetowej z zastawką naścienną oraz gęstą kratą, przewodu z rur z żywicy poliestrowej  $\phi_z = 530 \text{ mm}$  (średnica nominalna  $\phi = 500 \text{ mm}$ )



Rys. 2. Schemat projektowanego spustu

Fig. 2. Scheme of planned culvert

o długości 44 m oraz wylotu w postaci komory żelbetowej przepadowej wyposażonej w klapę zwrotną i kratę rzadką. Przed wlotem do spustu planuje się umocnienie dna na powierzchni 40 m<sup>2</sup> w postaci materaca siatkowo-kamiennego o grubości 17 cm na geowłókninie. Urządzenie zostanie wykonane w taki sposób, że górna krawędź wlotu będzie znajdować się minimum 0,5 m poniżej zwierciadła wody o rzędnej 32,23 m n.p.m. (poziom eksploatacyjny analizowanego zbiornika, natomiast dolna krawędź wylotu będzie się znajdować powyżej rzędnej zwierciadła wody 27,11 m n.p.m. odpowiadającego stanowi SNW ciekę I rzędu. Wielkości poboru i zrzutu zwrotnego wody z akwenu wynikające z warunków szczególnego korzystania z wód, przedstawiają się następująco: maksymalny godzinowy  $V_{hmax} = 3670 \text{ m}^3$ , średniodobowy  $V_d = 58700 \text{ m}^3$ , maksymalny roczny  $V_{rmax} = 293500 \text{ m}^3/\text{rok}$ . Wartości te są dostosowane do warunków gospodarowania zasobami wód ciekę II rzędu w rejonie jego ujścia. W związku z tym, że obecnie całość jego przepływu użytkowego jest rozdysponowana na cele energetyczne (dwa obiekty MEW), funkcjonowanie przepławki dla ryb przy jazie oraz na śluzowanie, zamierza się korzystać z wody zarezerwowanej na potrzeby śluzowania, przy czym przyjęto, że pobór wody ze zbiornika będzie się odbywał pięć razy w roku w okresie od kwietnia do września poza godzinami pracy śluzy, każdorazowo przez 16 godzin. Pobór wody przez spust przyjęto na poziomie 1 m<sup>3</sup>/s.

### 3. Określenie warunków hydraulicznych w obrębie spustu

Obliczenie przepływu wody, przez spust traktowany jako układ hydrauliczny, wykonano dla dwóch wybranych przekrojów na podstawie równania Bernoulliego w postaci:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho \cdot g} + \frac{w_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho \cdot g} + \frac{w_2^2}{2g} + \Delta H_{s1-2} \quad (1)$$

Przekrój pierwszy został przyjęty na poziomie zwierciadła wody górnej  $R_{wg}$  a drugi, w zależności od sytuacji, albo na poziomie wody dolnej  $R_{wd}$  w przypadku pracy spustu przy stanie wody powyżej górnej krawędzi przewodu lub poziomie jego osi przy wylocie. Dla uproszczenia obliczeń przyjęto, że spust pracuje jako zatopiony (hydraulicznie) w przypadku gdy poziom dolnej wody, znajduje się powyżej osi na wylocie a jako niezatopiony gdy ten poziom jest poniżej tej osi.

Dwa pierwsze składniki po obu stronach równania wyrażają energię potencjalną (położenia i ciśnienia) w przekrojach bilansowych. Pierwszy z nich po stronie lewej równania, z uwagi na stabilizację poziomu wody w zbiorniku, w każdym przypadku pracy upustu przyjmuje wartość  $z_1=R_{wg}$ , a odpowiadająca mu wielkość po stronie prawej równania jest równa  $z_2=R_{wd}$ , gdy poziom wody jest powyżej osi wylotu i pracuje on jako zatopiony oraz  $z_2=R_{ord}$  gdy spust działa jako niezatopiony. Ponieważ przepływ wody odbywa się między swobodnymi poziomami wody to drugie wyrazy po obu stronach równania są równe zero.

Trzecie składniki po obu stronach równania wyrażają wartość wysokości prędkości w przekrojach bilansowych. Podczas uruchamiania spustu prędkość dopływu wody jest równa zero a tym samym wysokość prędkości strumienia na wlocie jest także równa zero. Po stronie wylotowej wysokość prędkości jest równa zero gdy spust pracuje jako zatopiony, natomiast przy odsłoniętym wypływie należy ją uwzględnić.

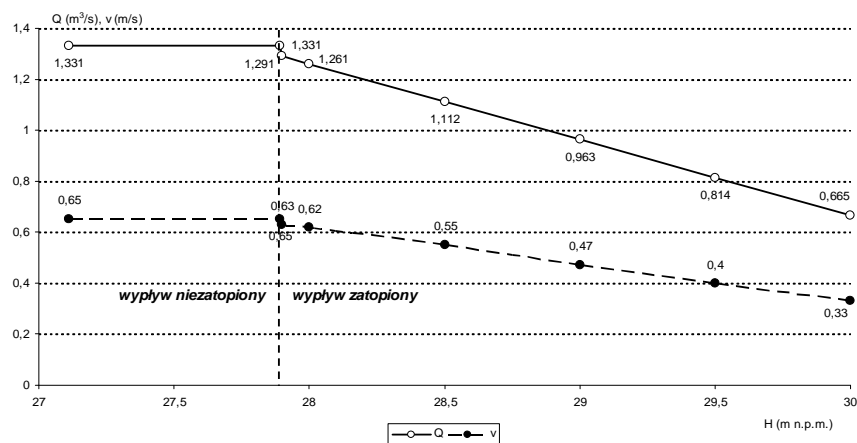
Ostatni składnik po prawej stronie równania (1) wyraża straty hydrauliczne na długości i lokalne przy przepływie przez przewód. Straty te wyrażane są równaniem Darcy-Weisbacha. Wartość współczynnika oporów  $\lambda$  na długości przewodu można obliczyć stosunkowo dokładnie z podanych w literaturze [8] wzorów aproksymacyjnych (w analizowanym przypadku zastosowano wzór Phama). Obliczenia hydrauliczne wykonano za pomocą arkusza kalkulacyjnego, dla ich uproszczenia stosując metodę kolejnych przybliżeń.

Dla sytuacji, w której wylot spustu pracuje jako niezatopiony uzyskano następujące wyniki obliczeń:

- przepływ wody w przewodzie  $Q_s = 1,33 \text{ m}^3/\text{s}$
- prędkość przepływu w przewodzie  $v_r = 7,06 \text{ m/s}$
- średnia prędkość napływu do komory  $v_{kw} = 0,65 \text{ m/s}$

Ponadto obliczenia wykonano wariantowo, gdzie wielkościami zmienianymi były różne poziomy wody na wylocie ze spustu. Na podstawie uzyskanych wyników sporządzono wykres (Rys. 3) ilustrujący przeprowadzone obliczenia symulacyjne, za wyjściowe przyjmując warunki wynikające z projektu, tzn. przy rzędnej poziomu dolnej wody  $R_{wd} = 27,11 \text{ m n.p.m.}$  oraz średnicy zewnętrznej przewodu  $D_z = 530 \text{ mm}$ .

Początkowo wraz ze wzrostem poziomu wody dolnej przepływ w przewodzie oraz prędkość napływu do komory wlotowej nie ulegają zmianie aż do osiągnięcia



Rys. 3. Wartości przepływu w przewodzie oraz prędkości napływu do komory wlotowej w zależności od rzędnej poziomu wody dolnej

Fig. 3. The relationship between the elevation of the lower water level and flow values in the pipeline and the speed of inflow to the inlet chamber

przez zwierciadło wody osi przewodu na wylocie. Od tego momentu stan pracy wypływu należy traktować jako zatopiony a efektywność urządzenia wyraźnie się obniża. Przy rzędnej poziomu wody dolnej  $R_{wd} = 28,0$  m n.p.m. przepływ w przewodzie oraz prędkość średnia na wlocie do komory stanowią 95% wartości wyjściowej natomiast przy rzędnej poziomu wody dolnej  $R_{wd} = 29,5$  m n.p.m. już tylko 60%. Bezpośrednio przekłada się to na maksymalną godzinową wielkość poboru wody możliwą do uzyskania za pomocą spustu.

#### 4. Budowa dna zbiornika w strefie oddziaływania spustu

Rozpoznanie budowy warstw dennych oraz podłoża gruntowego w obrębie misy zbiornika przeprowadzono w jego północnej części, a więc w strefie potencjalnego oddziaływania upustu płuczającego. Wyniki oznaczeń wybranych parametrów gruntów (osadów) tzn. wilgotności naturalnej ( $w_n$ ), granic plastyczności ( $w_p$ ), zawartości substancji organicznych ( $I_z$ ) oraz zawartości węgla wapnia zestawiono w tabeli (Tab.1).

Stwierdzono, że pierwotne podłoże zbiornika zbudowane jest z gruntów organicznych reprezentowanych przez torfy, namuły i gytie. Właściwy osad denny będący efektem sedymentacji zbiornikowej pod względem klasyfikacji uziarnienia odpowiada pyłowi na pograniczu gliny pylastej, tj. gruntowi mało spoistemu na pograniczu średnio spoistego, względnie pyłowi piaszczystemu, tj. gruntowi mało spoistemu. Obydwa rodzaje osadów dennych wykazują charakter gruntów spoistych – muł (szlam) oraz mocno ograniczoną podatność na rozmywanie [13].

Tab. 1. Wyniki badań laboratoryjnych wybranych próbek gruntów i osadów dennych

Tab.1. The results of laboratory tests of selected samples of bottom sediments

Głęb. zbiornika / Głęb. pobrania próbek [m]	$w_n$ [%]	$w_p$ [%]	$I_z$ [%]	Zawartość $CaCO_3$ [%]	Rodzaj gruntu
1,9/3,0	386	-	76,2	-	Torf
2,05/2,5	117	-	44,4	-	T//Nmg
2,55/3,0	491	-	80,1	-	Torf
2,65/3,2	431	-	78,2	-	Torf
3,0/4,0	183	-	49,8	-	T//Nm
1,9/2,0	73,2	-	14,6	0	Nmg (osad denny)
3/2,1	80,7	-	16,6	0	Nmg (osad denny)
2,85/3,0	52,4	-	8,4	>> 5	Gy (osad denny)
3,15/3,2	60,7		9,6	>> 5	Gy
2,85/3,2	21,5	15,2	-	0	muł (Gp)
3,15/3,5	20,5	14,2	-	0	muł (Pg/Gp)
3,2/3,5	20,5	14,2	-	0	muł (Pg/Gp)
2,8/3,3	36,6	24,5	-	0	muł (Gπ)

## 5. Wnioski

Przeprowadzone badania skłaniają do wniosku, że w przypadku analizowanego zbiornika brak jest racjonalnych przesłanek do zastosowania spustu rurowego jako metody oczyszczania jego dna z nadmiaru osadów dennych. Przy zadanych parametrach pracy tego urządzenia, uzyskane prędkości wody na wlocie do komory będą zbyt małe, aby spowodować uruchomienie erozji masowej w obrębie dna. Dodatkowo rozmycie osadów dennych utrudnia ich spoistość, natomiast bezpośrednio przed wlotem do komory będzie w ogóle wykluczona z uwagi na przewidywane umocnienie dna zbiornika w tym miejscu. Należy mieć na uwadze, że warunki pracy spustu w znacznym stopniu pogorszą się w stosunku do optymalnych w przypadku kiedy wylot rurociągu będzie okresowo zatopiony. Jest to bardzo prawdopodobne, mając na uwadze znaczną amplitudę wahań stanów wody na dolnym stanowisku projektowanego urządzenia. Wzrost prędkości na wlocie do komory można by uzyskać np. poprzez zastosowanie rurociągu o większej niż zaplanowano średnicy, co jednak jest niemożliwe, ponieważ pobór wody przez urządzenie upustowe wykraczałby poza wielkość rezerwy zagwarantowanej na ten cel. Jednak i ta zmiana nie wpłynie w istotny sposób na skuteczność działania spustu w zakresie zmniejszenia zamulenia zbiornika, gdyż przekrój poprzeczny rurociągu nadal będzie znikomo mały w stosunku do przekroju poprzecznego akwenu. Natomiast istnieje możliwość odprowadzania przez planowany spust części rumowiska zawieszonego. Rolę tę spełnia dziś śluza żeglugowa i to - jak oszacowano - z blisko sześciokrotnie większą wydajnością w ciągu roku w stosunku do prognozowanej w przypadku projektowanego urządzenia wodnego - spustu.

## Literatura

- [1] Baran A., Tarnawski M. 2012, Zawartość metali ciężkich w wyciągach wodnych sporządzonych z osadów dennych Zbiornika Rzeszowskiego, *Proceedings of ECOpole*, 6(2), 671-675.
- [2] Batuca D.G, Jordaan J.M. (Jr) 2000, *Silting and Desilting Reservoirs*, A.A.Balkema, Rotterdam.
- [3] Dmitruk U., Jancewicz A., Tomczuk U., 2013, Występowanie niebezpiecznych związków organicznych i pierwiastków śladowych w osadach dennych zbiorników zaporowych, *Ochrona Środow.*, vol.35, nr 2, 63-68.
- [4] Głowski R., Parzonka W. 2007, Eksploatacja i oddziaływanie zbiornika Brzeg Dolny na rzece Odrze, *Nauka Przyr. Technol.*, 1(2), 1-12.
- [5] Gwóźdź R., 2008. Właściwości geotechniczne osadów zdeponowanych w Jeziorze Rożnowskim oraz możliwości ich wykorzystania do budowy przesłon mineralnych w składowiskach odpadów komunalnych, *Czasopismo Techniczne* 1-Ś, 13-23.
- [6] ICOLD 1999, *Dealing with reservoir sedimentation*, Bulletin 115, ICOLD-CIGB, Paris.
- [7] Jezierski P., Trojanowska A., Kurasiewicz M., Mejer T., Drynda R. 2009, Uwarunkowania zmienności stężeń wybranych metali ciężkich w osadach Zbiorników Zaporowych Turawa i Włocławek, [w:] *Anthropogenic And Natural Transformations of Lakes*. vol. 3, PTLim, 109-116.

- [8] Klugiewicz J. 2007, Mechanika płynów, WU UTP, Bydgoszcz.
- [9] Koś K., Zawisza E. 2012, Charakterystyka geotechniczna osadów dennych Zbiornika Rzeszowskiego, Acta Scientiarum Polonorum Formatio Circumiectus, 11 (4) 2012, 49 – 60.
- [10] Kozielska-Sroka E., Chęć M., 2009. Właściwości osadów dennych Jeziora Czorszyńskiego w aspekcie ich wykorzystania w budownictwie ziemnym, Górn. Inż. 1, 369–375.
- [11] Madeyski M., Michalec B., Tarnawski M. 2008, Zamulanie małych zbiorników wodnych i jakośc osadów dennych, Infrastr. i Ekol.Ter. Wiejskich, 11, Monografia, Kraków.
- [12] Michalec B., Tarnawski M., Koniarz T. 2013, Zamulenie jako czynnik ograniczający zasoby wodne zbiorników małej retencji , JCEEA, t. XXX, z. 60 (3/13), 129-142.
- [13] Mokwa M. 2002, Sterowanie procesami fluwialnymi w korytach rzek przekształconych antropogenicznie. Zesz. Nauk. Akademii Rolniczej Nr 439, Wrocław 2002.
- [14] Morris G.L., Fan J. 1998, Reservoir Sedimentation Handbook: Design and Management of Dams, Reservoirs, and Watersheds for Sustainable Use, McGraw Hill Prof.
- [15] Rzymiski P., Sobczyński T., Klimaszuk P., Niedzielski P. 2015, Sedimentary fractions of phosphorus before and after drainage of an urban water body (Maltański Reservoir), Limnol. Rev. (2015) 15, 1: 31-37.
- [16] Szatten D., Habel M., Dąbrowski J. 2013, Oddziaływanie miast na zamulenie dróg wodnych – na przykładzie ujściowego odcinka Brdy w Bydgoszczy, Gosp. Wodn., 6, 224-227.
- [17] Tigrek S., Aras T. 2011, Reservoirs Sediment Management, CRC Press, Netherlands.

## ASSESSMENT OF POSSIBILITIES FOR WATER RESERVOIR'S DESILTING USING CULVERT PIPE

### Summary

The article presents an assessment of possibilities for silting of a former river port. The discussed object has a surface of 60ha and a volume of ca 1.5 million m<sup>3</sup>. It was created as a result of a flooding of a fragment of a fluvial terrace after building a weir on the river. The silt-removal method which is being evaluated in the article involves construction of a culvert pipe through the reservoir's embankment, which would thus allow the periodical removal of water. According to project's assumptions, bottom sediments would be removed along with the pumped water. Their excessive accumulation has been the main obstacle in an efficient utilization of the investigated object. The proposed enterprise is therefore meant to be an alternative to their mechanical removal through dredging, which has been used until now. The hydraulic and hydrological calculations revealed that the proposed project's area of influence upon the bottom of the reservoir is limited to the immediate vicinity of the nozzle. Therefore the method might prove not to be efficient in reducing the sediments resting on the bottom of the reservoir. Additionally, based on the results of geotechnical identification of the sediments and the ground beneath, revealed them to be mainly muds, gyttjas and peats, all of which are resistant to dispersion. In conclusion, there are no rational arguments in favor of implementation of culvert piping as a method for decreasing the siltation on objects of a similar size.

**Keywords:** hydraulic engineering structures, water reservoirs, bottom sediments, silting, revitalization

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.55

Zbigniew KLEDYŃSKI<sup>1</sup>  
Agnieszka MACHOWSKA<sup>2</sup>  
Paweł FALACIŃSKI<sup>3</sup>

## OCENA JAKOŚCI ROBÓT USZCZELNIAJĄCYCH BUDOWLE OKRESOWO PIĘTRZĄCE WODĘ NA PRZYKŁADZIE REMONTU ZAPORY W JARNOŁTÓWKU

W artykule przedstawiono zakres i przebieg remontu zapory suchego zbiornika przeciwpowodziowego w Jarnołówku. Zapora – zbudowana w latach 1906-1908 – składa się z części kamiennej – przelewowej i zapory ziemnej. Ze względu na stan techniczny zapory kamiennej wykonano ciśnieniową cementację otworową uszczelniającą korpus zapory kamiennej oraz palisadę (metodą jet-grouting) uszczelniającą i wzmacniającą połączenie zapory ziemnej z przyczółkiem zapory kamiennej. Iniekcję otworową wykonano metodą „od dołu”, strefami o wysokości do 5 m, w otworach o orientacji pionowej, w pierwszej i drugiej kolejności iniektowania. Otwory wiertnicze miały średnicę 100 mm i długość 8,00-24,90 m. Do robót cementacyjnych wykorzystano cement portlandzki CEM I 42,5. Palisadę wykonano ostatecznie z 16 kolumn o średnicy 2,0 m i wysokości od 15,0 do 18,3 m, zależnej od lokalizacji i głębokości zalegania podłoża skalnego. Do wykonania palisady użyto cementu hutniczego CEM III/A 32,5 N-LH/HSR/NA. Dodatkowo wykonano zakotwienie prawego przyczółka zapory kamiennej. Po wykonaniu remontu dokonano oceny jego skuteczności za pomocą badań geofizycznych obrazujących zmiany prędkości fal sejsmicznych wywołanych cementacją. Otrzymane wyniki porównano z wynikami badań wykonanych przed remontem zapory w 2009 r. Ze względu na charakter obiektu (okresowo piętrzącego wodę) ocenę wykonano na podstawie wyników kontroli międzyoperacyjnych oraz badań geofizycznych (geosejsmicznych). Podkreślono znaczenie kontroli i nadzorów specjalistycznych w remontach tego typu obiektów.

**Słowa kluczowe:** zapora ziemna, zapora kamienna, suchy zbiornik, cementacja, jet-grouting

<sup>1</sup> Zbigniew Kledyński, PW, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, ul. Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, 22 234 79 28, zbigniew.kledynski@is.pw.edu.pl

<sup>2</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Agnieszka Machowska, PW, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, ul. Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, 22 234 53 33, agnieszka.machowska@is.pw.edu.pl

<sup>3</sup> Paweł Falaciński, PW, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, ul. Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, 22 234 53 34, pawel.falacinski@is.pw.edu.pl

## 1. Charakterystyka zapory

Zaporę zbudowano w celu utworzenia suchego, sterowanego zbiornika przeciwpowodziowego. Budowla piętrzy wodę tylko w okresach krótkotrwałych, zwykle gwałtownych wezbrań formujących się w niewielkiej, górskiej zlewni Złotego Potoku. Całkowita powierzchnia zbiornika, przy maksymalnej rzędnej piętrzenia 378,20 m n.p.m., wynosi  $F = 58,8$  ha, a pojemność  $V = 2,365$  hm<sup>3</sup>. W czaszy zbiornika są łąki i pastwiska [7].

Obiekt piętrzący tworzą: zapora ziemna z ekranem iłowym oraz sekcja przelewowo-upustowa murowana z kamiennych bloków. Długość zapory ziemnej – wykonanej z gruntów miejscowych – wynosi 590 m, jej szerokość w koronie 4 m, a nachylenie skarp: odwodnej 1:4 i odpowietrznej 1:2. Kamienną sekcję przelewowo-upustową zbudowano z miejscowych łupków grafitowych łączonych zaprawą cementową. Podłoże zbudowane jest z paleozoicznych, zmetamorfizowanych łupków grafitowo-frylitowych [2].

Kamienna sekcja przelewowo-upustowa (fot. 1) – o długości w koronie równej 60 m, maksymalnej wysokości 18,90 m, szerokości podstawy w poziomie dna spustu dennego 10,30 m – ma następujące otwory upustowe:

- przelew o świetle 40 m i progu na rzędnej 377,80 m n.p.m.;
- niezamykany, półkolisty otwór spustu górnego o przekroju 1,3 m<sup>2</sup>, długości 5,2 m i zdolności przepustowej 10,3 m<sup>3</sup>/s (przy PP = 377,80 m n.p.m.);
- spust boczny o przekroju kołowym o średnicy 1,2 m, długości 8,7 m i zdolności przepustowej 14,8 m<sup>3</sup>/s (przy PP jak wyżej), zamykany zasuwą płaską o napędzie mechanicznym;
- spust denny o przekroju półkolistym o powierzchni 1,95 m<sup>2</sup>, szerokości 2,0 m, wysokości 1,2 m i zdolności przepustowej 28,7 m<sup>3</sup>/s (przy PP jak wyżej), zamykany zasuwą płaską o napędzie mechanicznym.

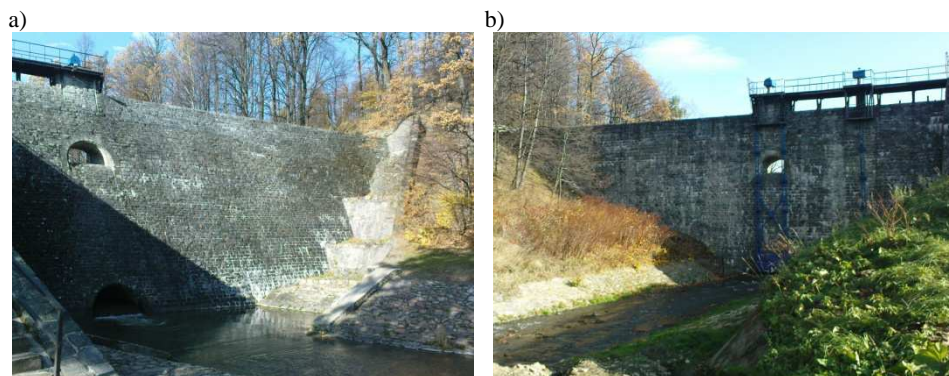
## 2. Historia obiektu i zmiany jego stanu technicznego

Nie zachowały się żadne dokumenty dotyczące budowy i okresu eksploatacji do końca drugiej wojny światowej, jak również z pierwszych lat powojennych. W latach siedemdziesiątych XX w. stwierdzono podczas wezbrań występowanie przecieków przez spoiny zapory kamiennej. Badania wykazały, że przecieki spowodowane zostały przez ubytki i rozluźnienie zaprawy cementowej. Nieszczelności występowały również w podłożu zapory [1]. Dlatego też w 1986 r. obniżono dopuszczalną rzędną piętrzenia.

W latach 1988-1989 przeprowadzona została cementacja zapory kamiennej i jej podłoża skalnego [2], po której przywrócono dopuszczalną rzędną piętrzenia [4].

W 1999 roku wykonano po raz pierwszy badania geofizyczne (sejsmiczne) kamiennej części zapory [5]. Zgodnie z instrukcją wykonano je po podniesieniu się poziomu górnej wody powyżej stanu alarmowego (2008 r.), a także po zaobserwowaniu niepokojących wpływów wody z korpusu zapory kamiennej





Fot. 1. Zapora kamienna od strony wody dolnej a) i górnej b) – stan w roku 2008

Fot. 1. The stone dam: a) downstream side, b) upstream side – state in 2008

w czerwcu 2009 r. [6]. Wtedy także zauważono pionowe zarysowanie między przemurowanym w roku 2008 skrzydełkiem prawego przyczółka zapory kamiennej (od strony wody górnej) i masywem przyczółka [7].

### 3. Zakres remontu

W efekcie oceny rozpoznanych uszkodzeń, wyników badań i obserwacji podjęto decyzję o remoncie kamiennej części zapory, polegającym na iniekcjach (cementacji) masywu kamiennego i kontaktowej strefy podłoża oraz na oczyszczeniu i uzupełnieniu spoin, naprawie przyczółków progu niecki i betonowych murów oporowych bystrza na lewym przyczółku zapory.

Ponadto zalecono dogęszczenie i doszczelnienie styku kamiennego bloku upustowego z nasypem zapory ziemnej z wykorzystaniem technologii iniekcji strumieniowej wysokociśnieniowej (jet-grouting) [7]. Istotnym uzasadnieniem dla tego zakresu prac była ocena robót uszczelniających wykonanych w latach 1988-89 [3].

### 4. Przebieg remontu

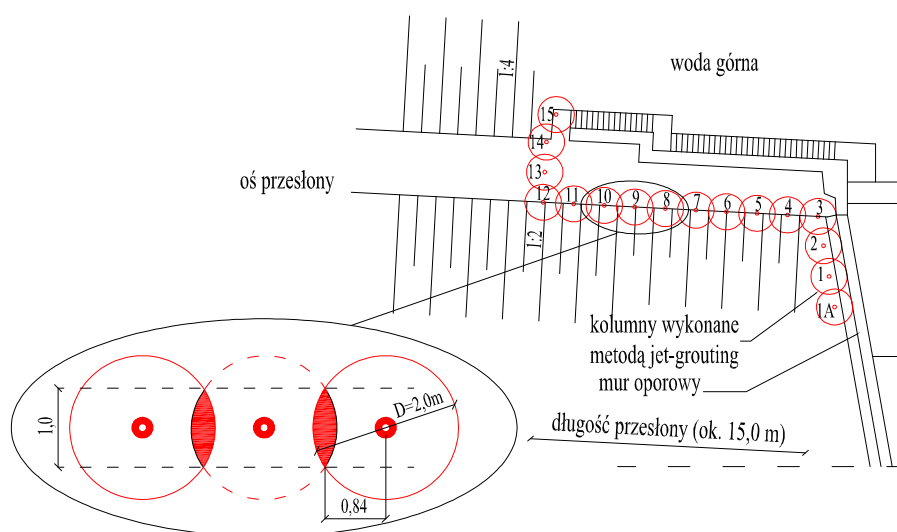
#### 4.1. Iniekcja styku zapory ziemnej z murem kamiennym

Prace polegające na oczyszczeniu spoin i ich uzupełnieniu szczelną zaprawą cementową wykonano na wszystkich dostępnych powierzchniach zapory w roku 2010. W tym samym roku powstał projekt [9] iniekcji uszczelniającej korpus kamienny i styk tego korpusu z nasypem zapory ziemnej, będący rozwinięciem koncepcji remontu [7]. Projekt był później dostosowywany do warunków prowadzenia robót, w ramach nadzoru autorskiego [10].

Uszczelnienie styku zapory kamiennej z nasypem zapory ziemnej wykonano w technologii jet-grouting w celu wytworzenia w styku z murem mieszanki cementogruntu o podwyższonej szczelności i wytrzymałości względem materiału

nasypu. Oś przesłony wyznaczono ostatecznie (po sondowaniu) w odległości ok. 2 m od widocznego na korownie obrysu konstrukcji murowej, a odległości między osiami kolumn miały na celu zapewnienie min. 1,0 m szerokości przesłony uszczelniającej (rys. 1).

W trakcie sondowania nasypu ziemnego (z użyciem wody i powietrza) stwierdzono przepływ tych mediów do niecki wypadowej oraz lokalne wysięki wody na powierzchni muru oporowego oddzielającego nasyp zapory od dolnego stanowiska sekcji upustowej. Na palisadę złożyło się ostatecznie 16 kolumn o średnicy 2,0 m i wysokości od 15,0 do 18,3 m, zależnej od lokalizacji i głębokości zalegania podłoża skalnego. Wykorzystano cement hutniczy CEM III/A 32,5 N-LH/HSR/NA [11].



Rys. 1. Przebieg przesłony wykonanej metodą jet-grouting (na podstawie [11])

Fig. 1. Cutoff wall executed with means of jet-grouting method (based on [11])

#### 4.2. Ciśnieniowa iniekcja otworowa korpusu muru kamiennego zapory

W ramach kolejnego etapu remontu wykonano ciśnieniową iniekcję otworową (tzw. cementację) muru kamiennego, która miała na celu wypełnienie pustek w spoinach i spękaniach kamieni.

Projekt zakładał iniekcję ciśnieniową korpusu kamiennego poprzez wykonanie pionowych otworów wiertniczych o średnicy ok. 100 mm i długości 8,00-24,90 mb [9, 10]. Iniekcję wykonano metodą „od dołu”, strefami o wysokości do 5 m, w otworach pierwszej i drugiej kolejności iniektowania (efektywny rozstaw otworów to 1 m). Na szerokości otworów spustowych otwory cementacyjne zostały nawiercone przez ich światło, a strefy iniekcyjne wyodrębniono pakierami. Do robót cementacyjnych wykorzystano cement portlandzki CEM I 42,5. Wskaźnik wodno-cementowy zmienił się od 4:1 do 1:1, zależnie od zaczyno-

chłonności i ciśnienia zatłaczania. Otwory cementacyjne po iniekcji wypełniano gęstym zaczynem cementowym o  $w/c=0,5$ , z domieszką chemiczną.

Z uwagi na wcześniejszą realizację palisady i obserwację obiektu podczas jej wykonywania, zaprojektowane zostały trzy dodatkowe otwory w korpusie kamiennym na prawym skrzydle celem doszczelnienia styku nasypu ziemnego i części kamiennej konstrukcji oraz wypełnienia kawern i możliwych pustek powietrznych po robotach przy palisadzie.

Prace iniekcyjne zostały udokumentowane [12] w formie metryk otworów, w których przedstawiono m.in. długości stref, składy zaczynów, ciśnienia tłoczenia i czasy ich utrzymywania, zaczynochłonności i cementochłonności dla stref, temperatury powietrza i zaczynu, dane o ewentualnych przebiegach itp.

Dodatkowo wykonano zabezpieczenie skrzydełka prawego przyczółka zapory kamiennej poprzez nawiercenie kotew w systemie Gonar.

## 5. Ocena prac remontowych

W zdecydowanej większości przypadków wykonywania prac uszczelniających na obiektach hydrotechnicznych najprostszym i najbardziej miarodajnym sposobem sprawdzenia skuteczności wykonanych zabiegów jest obciążenie obiektu wodą (próba wodna, próbne piętrzenie). W wypadku obiektów piętrzących wodę okresowo (suche zbiorniki, wały przeciwpowodziowe, poldery itp.) zorganizowanie próby szczelności nie jest proste. Taki obiekt, jak przedstawiony zbiornik suchy, z zamknięciami, można by teoretycznie napełnić wodą przez ograniczenie przepływu do nienaruszalnego i gromadzenie wody. Trwałoby to jednak długo, gdyż przepływy w Złotym Potoku są przez większość roku niewielkie, a sam zbiornik napełnia się nimi tylko incydentalnie, w sytuacji ekstremalnych dopływów powodziowych. Próba spiętrzenia wody przeciągnęłaby się więc na tyle, że budowle piętrzące, a zwłaszcza zaporę ziemną, pracowałyby w warunkach długotrwałego, wolno zmiennego piętrzenia, czyli w warunkach innych, niż przyjęte do projektowania obiektu. Przeciagająca się z podanych powodów próba mogłaby się okazać nie tylko niemiarodajna dla oceny szczelności, ale nawet niebezpieczna dla stanu technicznego obiektu. W tych okolicznościach ocenę wykonanych robót remontowych (w oczekiwaniu na sprawdzian w czasie nieprzewidywalnego co do wielkości i terminu wystąpienia wezbrania) oparto na ocenie prawidłowości przebiegu prac (nadzór autorski, inwestorski i geologiczny), wynikach badań rdzeni, wodochłonności i cementochłonności przy robotach iniekcyjnych oraz rezultatach badań geofizycznych.

Największe cementochłonności odnotowano w miejscach, w których spodziewano się największych rozluźnień: sąsiedztwo nasypu zapory ziemnej, partie muru pod otworami spustowymi (najprawdopodobniej nie iniektowano ich w latach 1988-89 z powodu trudności technicznych, przewyżczonych w latach 2011-12) oraz w strefie kontaktowej: mur kamienny-podłoże skalne. Bez względu na wartości cementochłonności, zwłaszcza gdy je odnieść do zużycia spoiwa w iniektowaniu ośrodków skalnych pod zaporami wodnymi, nie były znaczące. Należy mieć jednak

na uwagę rodzaj iniektowanego ośrodka (mur z mało porowatych kamieni) i zmierzone wielkości odnosić do zużycia iniektów w pracach uszczelniających konstrukcje murowane i betonowe. Warto także zauważyć, że badania wodochłonności muru i towarzyszące im obserwacje ewentualnych kontaktów hydraulicznych (przecieków) stanowiły rodzaj badania i oceny szczelności całej przegrody kamiennej. Wodochłonności i cementochłonności pozostawały ze sobą dobrze skorelowane.

W latach 1999, 2008 i 2009, w ramach oceny stanu technicznego obiektu, wykonano badania sejsmiczne kamiennego korpusu zapory [5, 6]. Pomiary wykonano metodą prześwieleń sejsmicznych z tomograficznym odwzorowaniem rozkładu prędkości fal w obrębie muru kamiennego. Po zakończeniu prac remontowych w 2012 r. wykonano badania geofizyczne zapory kamiennej w celu określenia zmian prędkości fal sejsmicznych wywołanych cementacją, aby na tej podstawie ocenić skuteczność prac iniekcyjnych [8].

Otrzymane wyniki porównano z badaniami wykonanymi w 2009 r. (rys. 2). W rezultacie wykonanego spoinowania oraz cementacji korpusu zapory uzyskano na ścianach odpowietrznej i odwodnej wzrost prędkości fal sejsmicznych rzędu 10%. Wskazuje to na znaczący wzrost wytrzymałości i szczelności materiału korpusu zapory kamiennej w iniektowanej strefie.

## 6. Wnioski

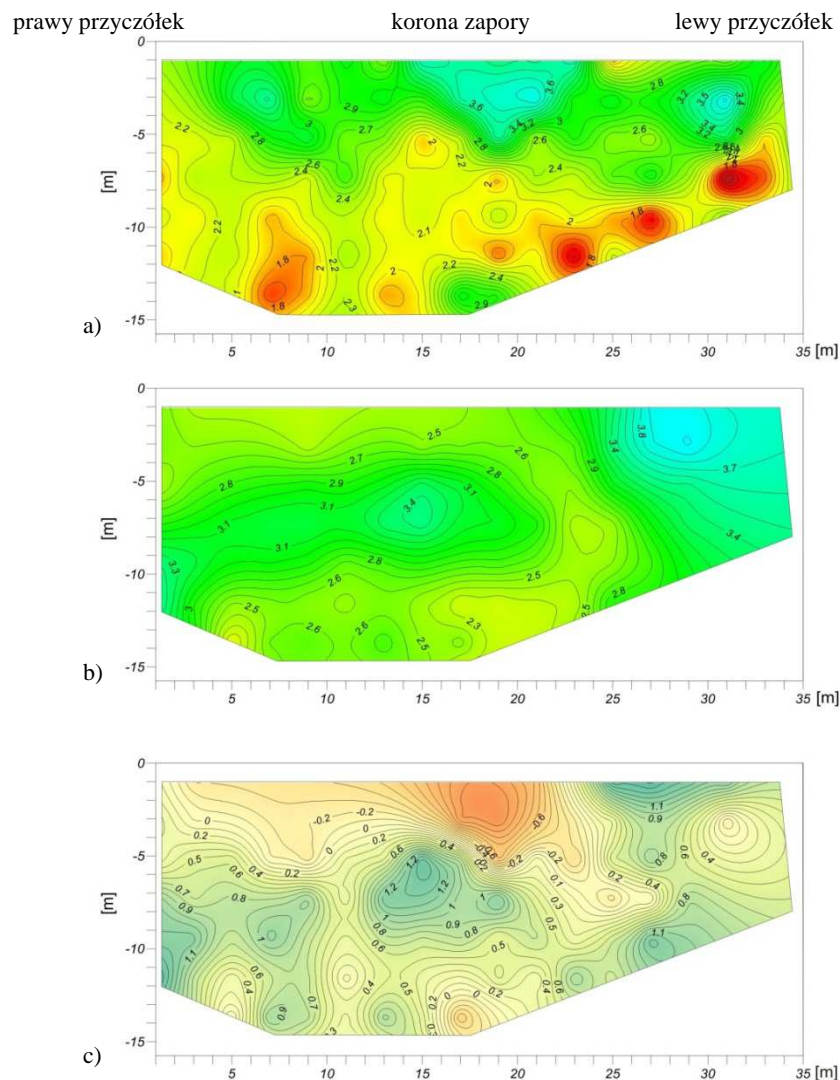
Prace remontowe polegające na uszczelnianiu obiektów okresowo piętrzących wodę powinny być prowadzone pod szczególnie wnikliwym nadzorem wykonawcy i inwestora, a także autora projektu oraz – zależnie od rodzaju robót – specjalistycznym nadzorem technologicznym (geologiczny, geotechniczny, materiałowy itp.).

Częsta niemożność zaprojektowania miarodajnych prób szczelności, które można by zrealizować w warunkach kontrolowanych i bezpiecznych dla stanu obiektu powinna być kompensowana przez rozszerzony zakres kontroli między operacyjnych i badań, których wyniki przynajmniej pośrednio pozwolą ocenić jakość wykonanych robót.

Zaleca się, aby w badaniach kontrolnych wykorzystywać metody geofizyczne, przy czym ich wyniki będą najbardziej miarodajne, jeśli badania takie zostaną wykonane przed podjęciem robót i po ich zakończeniu. Zarówno badanie wyjściowe, jak i końcowe powinny być zrealizowane według tej samej metodyki i w możliwie zbliżonych warunkach.

## Literatura

- [1] PGBW "Hydrogeo": Sprawozdanie z prac badawczych w korpusie i podłożu zapory kamiennej w Jarnołtówku woj. opolskie, Kraków 1984.
- [2] PGBW "Hydrogeo": Projekt prac cementacyjnych dla uszczelnienia kamiennego korpusu zapory w Jarnołtówku woj. opolskie, Kraków 1986.



Rys. 2. Prędkości fal sejsmicznych  $v_p$  [km/s] na powierzchni odwodnej zapory kamiennej (widok od strony wody dolnej); a) rozkład prędkości w 2009 r., b) rozkład prędkości w 2012 r., c) różnice prędkości (mapa b minus mapa a) (na podstawie [8])

Fig. 2. Velocity of seismic waves  $V_p$  [km/s] on upstream surface of stone dam (downstream view); a) velocity distribution in 2009, b) velocity distribution in 2012, c) difference of velocity in 2012 and 2009 (based on [8])

- [3] PGBW "Hydrogeo": Dokumentacja z prac cementacyjnych wykonanych celem uszczelnienia korpusu kamiennego i podłoża zapory w rzece Złoty Potok w Jarnołówku, Kraków 1989.

- [4] Fiedler K. i inni: Analiza stanu pracy zapory Jarnołówki na Żłotym Potoku po wykonanym remoncie przy zastosowaniu metody elementów skończonych, IZWiBW Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1991.
- [5] Bestyński Z.: Dokumentacja badań geofizycznych kamiennego przelewu zapory w Jarnołówku, GEO-Refleks, Warszawa 1999.
- [6] Bestyński Z.: Dokumentacja badań geofizycznych kamiennego bloku zapory w Jarnołówku, GEO-Refleks, Warszawa XI.2008, VIII.2009.
- [7] Fiedler K. (1996-2007), Kledyński Z. z zespołem (2008-2015). Doroczne analizy i interpretacja wyników obserwacji i pomiarów zapory suchego zbiornika przeciwpowodziowego w Jarnołówku na Żłotym Potoku, IZWiBW (od 2008 r. Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki) Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- [8] Bestyński Z.: Dokumentacja badań geofizycznych kamiennego bloku zapory w Jarnołówku, GEO-Refleks, Warszawa 2012.
- [9] Kledyński Z. z zespołem: Remont kamiennej części zapory suchego zbiornika Jarnołówki, gm. Głuchołazy, ZBWiH Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2010.
- [10] Kledyński Z. z zespołem: Zmiana do projektu pt.: Remont kamiennej części zapory suchego zbiornika Jarnołówki, gm. Głuchołazy, ZBWiH Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2011.
- [11] Pasternak W.: Dokumentacja powykonawcza pt.: Remont kamiennej części zapory suchego zbiornika Jarnołówki, Skanska 2012.
- [12] Łukaszek R.: Dokumentacja z przebiegu prac cementacyjnych na zaporze kamiennej w Jarnołówku, gm. Głuchołazy, Geoserwis 2012.

## QUALITY ASSESSMENT OF CEMENTING WORKS IN TEMPORARY IMPOUNDING DAMS ON THE EXAMPLE OF JARNOŁÓWEK STONE DAM

### Summary

The article shows the range and technology of repair of dam in temporary impounding reservoir Jarnołówki. The dam – built in years 1906-1908 – is composed of stone dam – spillway and earth dam. Cementing grouting technology was chosen to seal leaking dam's body. There was also a palisade executed with means of jet-grouting method, which sealed and strengthened the connection between earth dam and abutment of stone dam. Injection was conducted "from the bottom", in zones 5,0 m high, in vertical holes of first and second order. Dimensions of the holes were: diameter equal 100 mm and length from 8,0 to 24,9 m. Portland cement of strength class equal 42,5 was used for injection. Palisade finally was made of 16 columns of diameter equal 2,0 m and length – from 15,0 to 18,3 m. To execute the palisade the blast-furnace cement type CEM III/A 32,5 N-LH/HSR/NA was used. Also anchorage of right abutment of stone dam was executed. The quality of repair was controlled with means of geophysics (geoseismic) testing and within working time of the object (temporary impounding water). Obtained results were compared with the results of tests conducted in 2009 (before the dam repair). Significance of control and specialist's supervision in repairs of this type of objects were emphasized in the article.

**Keywords:** earth dam, stone dam, dry reservoir, cementation, jet-grouting

*Przestano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.56

Paweł POPIELSKI<sup>1</sup>  
Błażej SMOLIŃSKI<sup>2</sup>  
Adam KASPRZAK<sup>3</sup>

## OCENA STANU OBIEKTÓW HYDROTECHNICZNYCH NA PODSTAWIE WYNIKÓW INTERDYSCYPLINARNYCH PROGRAMÓW BADAŃ I SYMULACJI NUMERYCZNYCH

Obiekty hydrotechniczne pełnią istotną rolę w funkcjonowaniu społeczeństwa i gospodarki krajowej. Oprócz funkcji przeciwpowodziowych, pełnią funkcje rencyjne i rekreacyjne. Często umożliwiają także produkcję energii elektrycznej, tym cenniejszej, że ekologicznie „czystej”. Dbanie o prawidłowy stan techniczny obiektów hydrotechnicznych jest niezmiernie istotne z punktu widzenia bezpieczeństwa ludności oraz wielu innych aspektów techniczno-ekonomicznych. Należy również wspomnieć, że obowiązek wykonywania regularnych ocen stanu technicznego i przeglądów jest zapisany w polskim prawodawstwie. Stąd tak ważną kwestią jest kompleksowa analiza tego typu konstrukcji pod kątem naprężeń, odkształceń, zjawisk filtracyjnych oraz stateczności. Konieczne jest przy tym uwzględnienie obciążeń oraz współpracy obiektu z podłożem. W artykule zaprezentowano szerokie możliwości zastosowania analiz numerycznych w ocenie stanu technicznego konstrukcji hydrotechnicznych. W pracy skupiono się na nowoczesnych metodach pozyskiwania danych niezbędnych do generacji modeli obliczeniowych, kładąc szczególny nacisk na metody nieniszczące. W artykule omówiono metody geofizyczne oraz możliwość wykorzystania skaningu laserowego. Przedstawiono podstawowe założenia teoretyczne metody elementów skończonych (MES) oraz zaprezentowano sposoby jej implementacji w analizie konstrukcji hydrotechnicznych, zarówno ziemnych jak i betonowych. W pracy zamieszczono kilka wybranych przykładów modeli numerycznych 2D i 3D różnych typów obiektów. Poruszono zagadnienie wpływu warunków brzegowych i parametrów materiałowych na wyniki obliczeń. Zaprezentowano przykładowe wyniki oraz sposób ich interpretacji. Na podstawie wykonanych analiz oraz doświadczeń własnych autorów sformułowano wnioski końcowe.

**Słowa kluczowe:** budownictwo hydrotechniczne, modelowanie numeryczne, naziemny skaning laserowy, geofizyka

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Paweł Popielski, Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, ul. Nowowiejska 20, 00-653, Warszawa, pawel.popielski@is.pw.edu.pl

<sup>2</sup> Błażej Smoliński, Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, ul. Nowowiejska 20, 00-653, Warszawa, blazej.smolinski@is.pw.edu.pl

<sup>3</sup> Adam Kasprzak, Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, ul. Nowowiejska 20, 00-653, Warszawa, adam.kasprzak@is.pw.edu.pl

## 1. Wstęp

Wielowariantowe obliczenia numeryczne stają się dzisiaj coraz popularniejszym narzędziem w praktyce inżynierskiej. Wspomagają proces projektowania oraz pozwalają na wczesną eliminację potencjalnych błędów konstrukcyjnych. Mogą być również wykorzystywane podczas eksploatacji już istniejących obiektów, w tym obiektów hydrotechnicznych. Z uwagi na rolę jaką pełnią tego typu konstrukcje w ochronie przeciwpowodziowej oraz z uwagi na potencjalne konsekwencje związane z ich awarią lub zniszczeniem, wymagają szczególnego nadzoru i regularnej oceny stanu technicznego. Zastosowanie do oceny stanu obiektów szeroko rozumianych technik modelowania numerycznego wydaje się być atrakcyjne pod kątem możliwości prowadzenia wielowariantowych i złożonych analiz. Zagadnieniem ściśle związanym z modelowaniem numerycznym, jest opracowanie programu badań pozwalających na zebranie dostatecznej ilości danych, niezbędnych do generacji modelu obliczeniowego. Oprócz danych dotyczących geometrii obiektu, konieczne jest również pozyskanie szeregu parametrów charakteryzujących właściwości materiałów z jakich wykonano konstrukcję. Konieczne są również informacje dotyczące budowy geologicznej podłoża. Obecnie rozwój techniki spowodował, że na rynku do dyspozycji mamy szereg metod badawczych, o różnym stopniu dokładności i zakresie pozyskiwania danych. Głównym ograniczeniem, z jakim spotykamy się w praktyce inżynierskiej jest zazwyczaj cena. Trzeba jednak pamiętać, że kwoty potrzebne na wykonanie niezbędnych badań stanowią zazwyczaj niewielki ułamek wartości całej inwestycji, nawet w przypadku technik powszechnie określanych mianem nowoczesnych. Jak pokazuje doświadczenie, wykonanie dokładnych i rzetelnych badań oraz zgromadzenie wszystkich niezbędnych danych przed przystąpieniem do realizacji projektu, pozwala uniknąć wielu komplikacji w dalszych etapach prac i analiz, także już po wykonaniu i w czasie eksploatacji obiektu.

## 2. Interdyscyplinarne metody pozyskiwania danych

Jednymi z coraz częściej i chętniej stosowanych w praktyce metod badawczych są metody geofizyczne (Rys. 1). Polegają na określeniu właściwości ośrodka przy użyciu takich parametrów jak oporność elektryczna, wartość stałej dielektrycznej oraz prędkość rozchodzenia się w nim fal sejsmicznych i elektromagnetycznych. Obecnie do najczęściej stosowanych należą metody sejsmiki powierzchniowej, metody elektrooporowe, a także metoda georadarowa [1] [4]. Pomiar wielkości fizycznych, charakterystycznych dla poszczególnych metod pozwala na określenie zróżnicowania poszczególnych stref ośrodka, ich zasięgu oraz występowania anomalii w jego budowie. Co ważne badania geofizyczne należą do grupy metod nieinwazyjnych i nieniszczących oraz są zalecane przez aktualne wytyczne do oceny stanu obiektów hydrotechnicznych [9]. Ich wykorzystanie nie wiąże się z bezpośrednią ingerencją w konstrukcję i nie powoduje





Rys. 1. Badania geofizyczne [1] [4]

Fig. 1. Geophysical tests [1] [4]

jej uszkodzenia czy degradacji [1] [4]. Ważną zaletą są również uzyskiwane dane pomiarowe o charakterze ciągłym, a nie punktowym. Należy jednak pamiętać o konieczności weryfikacji wyników uzyskiwanych metodami geofizycznymi. Wskazane jest jednocześnie stosowanie dwóch odmiennych technik badawczych oraz punktowe stosowanie tradycyjnych metod (np. odwiertów) w celu weryfikacji rezultatów badań geofizycznych. Weryfikacja powinna dotyczyć zarówno obszarów anomalii jak i tych, dla których nie wykryto zaburzeń. Pomimo tych niedogodności, przy stosowaniu metod geofizycznych, ciągłość pomiarów i zauważalnie mniejsza ingerencja w konstrukcje pozostaje kwestią niepodważalną.

Bardzo ciekawą technologią pozyskiwania danych do budowy modeli numerycznych jest skanowanie laserowe [6]. W wielu przypadkach umożliwia on automatyzację żmudnych i długotrwałych procedur pomiarowych. Stanowi ciekawą alternatywę dla niwelatorów, teodolitów i tachimetrów. Działanie skanera polega na generacji wiązki laserowej, która następnie ulega odbiciu od poszczególnych punktów pomiarowych znajdujących się w polu widzenia urządzenia. Dzięki georeferencji danych nadanej przez równoczesne zastosowanie technologii pomiarów satelitarnych GNSS (Global Navigation Satellite System) oraz klasycznych pomiarów geodezyjnych [11], produktem końcowym jest chmura punktów o zdefiniowanych współrzędnych przestrzennych. Dane pozyskane z pomiaru skanerem laserowym dobrze odtwarzają rzeczywistą geometrię mierzonego obiektu. Uzyskana chmura punktów może stanowić podstawę do dalszych analiz, wykonywania modeli numerycznych, tworzenia animacji i wizualizacji. Przy pomocy odpowiedniego oprogramowania komputerowego, możliwa jest obróbka uzyskanych danych i generacja trójwymiarowego modelu

obiektu. Stanowi to cenne źródło informacji przy konstrukcji obliczeniowych modeli numerycznych pozwalających na weryfikację geometrii modelu. Szczególnego znaczenia nabiera to przy wykonaniu kilkukrotnych pomiarów w różnych odstępach czasu i możliwości wykorzystania różnicowych wyników przemieszczeń pomiędzy wykonanymi pomiarami [10].

W przypadku wykonanych pomiarów przemieszczeń i znanych zmian obciążenia obiektu w danym okresie eksploatacji, można oszacować parametry materiałowe. Podejście takie nosi nazwę tzw. „analizy wstecz”, a doświadczenia autorów pokazują, że wyznaczone w oparciu o nią wartości parametrów materiałowych dobrze odzwierciedlają stan faktyczny. Jest to jedna z możliwych dróg postępowania w przypadku braku wystarczającej ilości danych projektowych.

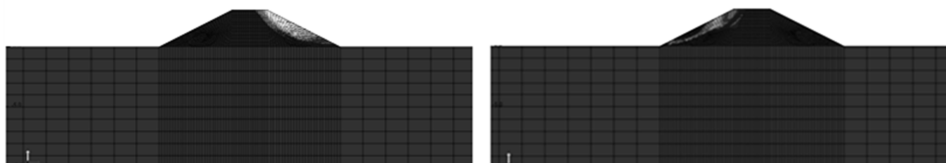
### 3. Modelowanie numeryczne

Analizy numeryczne konstrukcji można prowadzić różnymi sposobami. Warto tu wspomnieć o metodzie różnic skończonych czy metodzie elementów brzegowych. Współcześnie jednym z najczęstszych stosowanych podejść jest wykorzystanie metody elementów skończonych (MES). Polega ona na dyskretyzacji analizowanego ośrodka na elementy skończone, dla których rozwiązywane są układy równań różniczkowych. Obliczenia prowadzone są wyłącznie w odniesieniu do węzłów podziału, a rozwiązanie jest przybliżane odpowiednimi funkcjami. Jakość uzyskiwanych wyników jest kwestią złożoną, zależną od poprawnie przyjętych scenariuszy obliczeniowych, prawidłowej budowy modelu i warunków brzegowych, czy w końcu rodzaju elementów skończonych i ilości węzłów. Oczywiście im większe zagęszczenie siatki, tym uzyskiwane wyniki są dokładniejsze. Wydłuża się jednak również czas prowadzenia takich obliczeń. Stąd częste próby korzystania z warunków symetrii, przekroji reprezentatywnych, bądź „sklejania” różnych siatek [8], co jest jednak zadaniem dość złożonym. Szerokie możliwości implementacji oraz duża efektywność powodują jednak, że w chwili obecnej MES jest wykorzystywana praktycznie we wszystkich dziedzinach nauki, z budownictwem hydrotechnicznym włącznie [7]. Z powodzeniem może być stosowana w analizach stanu naprężenia, odkształcenia, a także stateczności konstrukcji takich jak zapory ziemne i betonowe, mury oporowe, obwałowania przeciwpowodziowe.

Ważnym aspektem jest fakt, że MES umożliwia prowadzenie analiz uwzględniających współpracę obiektu z podłożem gruntowym, nawet w przypadku jego skomplikowanej budowy i złożonych warunków wodno-gruntowych. W takiej sytuacji otrzymane za pośrednictwem obliczeń numerycznych wyniki uzależnione będą w głównej mierze od przyjętych do analiz parametrów materiałowych oraz układu warstw litologicznych. W praktyce, kwestią niezwykle istotną jest dokładne rozpoznanie warunków wodno-gruntowych i poprawne wydzielenie stref materiałowych. Większość dostępnych na rynku pakietów obliczeniowych umożliwia różnicowanie wartości parametrów obliczeniowych

w poszczególnych etapach prowadzonych analiz. Daje to duże możliwości w odwzorowaniu rzeczywistych warunków pracy konstrukcji, w tym uwzględnienie wpływu na wartości parametrów i zachowanie obiektu np. procesów konsolidacji, erozji czy sufozji.

Jak już wcześniej wspomniano zakres możliwych do prowadzenia analiz MES jest bardzo rozległy. Zagadnieniem istotnym w kontekście oceny stanu technicznego obiektów hydrotechnicznych jest ich stateczność. Obecnie pakiety MES (np. ZSoil) mają wbudowany moduł do obliczeń stateczności działający w oparciu metodę  $c-\phi$  redukcji [8]. W jej wyniku, oprócz formy zniszczenia (bez ograniczania się do kołowej powierzchni poślizgu), określana jest także wartość współczynnika bezpieczeństwa. Jest to bardzo przydatne narzędzie, zwłaszcza w przypadku analizy pracy obwałowań przeciwpowodziowych w czasie wezbrania [5]. W przypadkach oceny stateczności wałów przeciwpowodziowych należy stosować analizę filtracji nieustalonej, bazującej na aktualnym histogramie wezbrania, uwzględniającym zarówno wznoszenie jak i opadanie fali powodziowej. Na Rys. 2 pokazano wynik obliczeń stateczności przykładowego obwałowania z widoczną formą zniszczenia skarpy odpowietrznej przy napełnianiu się międzywałą oraz skarpy odwodnej w czasie fazy opadania fali powodziowej.

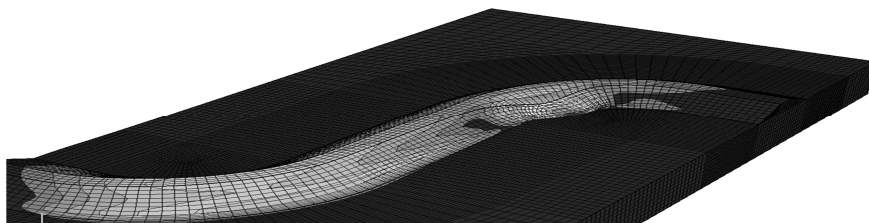


Rys. 2. Obliczenia stateczności wału przeciwpowodziowego. Formy zniszczenia [5]

Fig. 2. Stability calculations. A forms of destruction [5]

Zaprezentowane powyżej rezultaty obliczeń numerycznych dotyczą płaskich przekrojów 2D. Ich wykorzystanie jest możliwe przy braku istotnego zróżnicowania geometrii rozpatrywanego obiektu w przestrzeni. Należy jednak pamiętać również o zmienności parametrów materiałowych, w tym z reguły złożonej budowie geologicznej ośrodka gruntowego. W takich sytuacjach należy posłużyć się bardziej złożonymi modelami 3D. Pozwalają one na wierniejsze odzwierciedlenie rzeczywistych warunków pracy obiektu i analizę całości konstrukcji, w tym wytypowanie miejsc newralgicznych. Na Rys. 3 zaprezentowano model 3D fragmentu obwałowania przeciwpowodziowego, z widoczną strefą poślizgu w rejonie zakola [5].

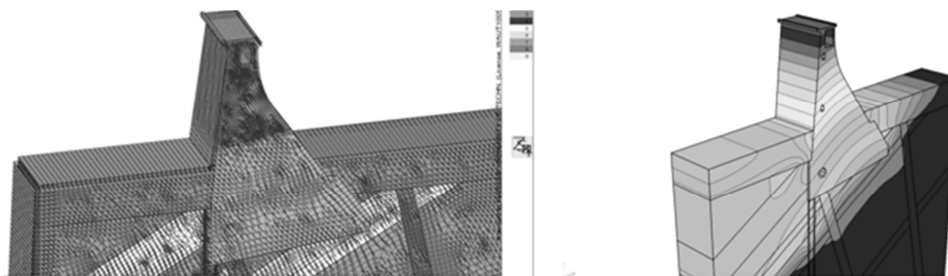
Oprócz ziemnych obiektów hydrotechnicznych, takich jak zapory czy obwałowania, analizy numeryczne wykorzystywane są również przy ocenie konstrukcji betonowych [2]. Wiąże się to oczywiście z zastosowaniem innych modeli materiałowych i koniecznością wyznaczenia odpowiednich parametrów.



Rys. 3. Wał przeciwpowodziowy – model 3D. Widoczne miejsce awarii [5]

Fig. 3. Flood embankment – 3D model. Visible place of failure [5]

W analizach numerycznych dotyczących obiektów betonowych, konieczne jest uwzględnienie sezonowych zmian temperatury i związanych z tym naprężeń termicznych. Konieczne jest przy tym oddzielenie przemieszczeń wynikających ze zmian temperatury od przemieszczeń wynikających z innych oddziaływań. Jako przykład zaprezentowano model jednej sekcji zapory betonowej typu ciężkiego. Na Rys. 4 widoczne są uwzględnione przemieszczeniowe warunki brzegowe oraz jest odzwierciedlona skomplikowana struktura budowy podłoża skalnego. Dodatkowo zaprezentowano uzyskane wyniki obliczeń numerycznych w postaci przemieszczeń całkowitych dla analizowanej sekcji.



Rys. 4. Sekcja zapory betonowej – model 3D [2]

Fig. 4. Section of the concrete dam – 3D model [2]

#### 4. Podsumowanie i wnioski

1. Generacja modelu numerycznego musi być poprzedzona starannym skompletowaniem niezbędnych danych dotyczących geometrii i parametrów materiałowych obiektu oraz podłoża gruntowego.
2. Wiarygodność wyników obliczeń numerycznych uzależniona jest od dokładności rozpoznania geologicznego i poprawności wyznaczania parametrów materiałowych. Niestandardowe metody obliczeń (modelownie numeryczne) wymuszają rozbudowę sieci monitoringu geodezyjnego i wykorzystanie nowoczesnych badań gruntu.

3. Modelowanie numeryczne w odniesieniu do obiektów hydrotechnicznych umożliwia odzwierciedlenie złożonych warunków gruntowo-wodnych, co pozytywnie wpływa na jakość uzyskiwanych wyników oraz umożliwia przeprowadzenie wieloalternatywnych analiz i jest pomocne przy ocenie ich stanu technicznego.
4. Wydajność technik komputerowych i numerycznych metod obliczeniowych pozwala na generację modeli 3D, w lepszy sposób odzwierciedlających rzeczywistą geometrię i warunki pracy analizowanego obiektu. Do tego celu, konieczne jest jednak posiadanie odpowiedniego zestawu danych dotyczących geometrii i parametrów materiałowych.
5. Wykonane obserwacje geodezyjne pozwalają zweryfikować poprawność modelu MES w stosunku do rzeczywistości. Konieczna jest weryfikacja danych pozyskanych interdyscyplinarnymi metodami badawczymi, w tym przy wykorzystaniu geofizycznych metod nieniszczących.

## Literatura

- [1] Barański M., Kłobukowski D., Makowski R., Popielski P., Smoliński B., Szczepański T.: Ocena stanu technicznego wałów przeciwpowodziowych z wykorzystaniem geofizycznych metod sejsmiki powierzchniowej. Monografia "Współczesne problemy inżynierii środowiska", Prace Naukowe. Inżynieria Środowiska, z. 70, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 2015.
- [2] Bartnik E., Kasprzak A., Popielski P.: Wpływ temperatury i obciążenia wodą na przemieszczenia i naprężenia wybranych sekcji zapory betonowej w Rożnowie. Monografia „Eksploatacja budowli piętrzących-diagnostyka i zapobieganie zagrożeniom”, Winter Jan, Wita Andrzej, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej Państwowy Instytut Badawczy, Warszawa, 2015.
- [3] Makowski R., Popielski P.: Wykorzystanie terenowych badań geofizycznych i modelowania numerycznego do oceny zmodyfikowanych wałów przeciwpowodziowych. Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej Państwowy Instytut Badawczy, Warszawa, 2013.
- [4] Popielski P., Kowalczyk S., Mieszkowski R., Chadaj M., Krysiak M., Smoliński B.: Ocena stanu technicznego wałów przeciwpowodziowych z wykorzystaniem metod geofizycznych i modelowania numerycznego. Monografia "Współczesne problemy inżynierii środowiska", Prace Naukowe. Inżynieria Środowiska, z. 70, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 2015.
- [5] Popielski P., Smoliński B.: Wpływ geometrii obwałowań przeciwpowodziowych na ich stateczność. Monografia "Eksploatacja budowli piętrzących-diagnostyka i zapobieganie zagrożeniom", Winter Jan, Wita Andrzej, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej Państwowy Instytut Badawczy, Warszawa, 2015.
- [6] Popielski P., Zaczek-Peplinska J.: Utilisation of terrestrial laser scanning for verification of geometry of numerical models of hydrotechnical structures using the example of a section of the concrete Besko Dam. Technical Transaction, Y. 110, iss. 1-Ś, Kraków, 2013.
- [7] Popielski P., Zaczek-Peplinska J.: Wykorzystanie modeli numerycznych w eksploatacji budowli piętrzących. Gospodarka Wodna nr 2/2008, Warszawa.

- [8] Rodriguez C. & Dendrou B., Zimmermann T.: Z\_SOIL.PC: A program for solving soil mechanics problems on a personal computer using plasticity theory. Int. Conf. on Geomechanics, Innsbruck, Balkema, 1987.
- [9] Sieński E., Śliwiński P.: Wytyczne wykonania badań, pomiarów, ocen stanu technicznego i stanu bezpieczeństwa budowli piętrzących wodę. Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej Państwowy Instytut Badawczy, Ośrodek Technicznej Kontroli Zapór, Warszawa-Katowice, 2015.
- [10] Zaczek-Peplinska, J., Popielski, P., Kasprzak, A., Wójcik, P. (2014). Development of large concrete object geometrical model based on terrestrial laser scanning. Reports on Geodesy and Geoinformatics, 97, 91–102. <http://doi.org/10.2478/rgg-2014-0014>.
- [11] Zaczek-Peplinska Janina, Kowalska Maria, Siejka Z.: Możliwości stosowania nowoczesnych metod pomiarowych do wyznaczania przemieszczeń i deformacji betonowych budowli piętrzących, w: Eksploatacja budowli piętrzących - diagnostyka i zapobieganie zagrożeniom / Winter Jan, Wita Andrzej, 2015, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej. Państwowy Instytut Badawczy, ISBN 978-83-64979-09-5, ss. 385-397.

## ASSESSMENT OF HYDRAULIC STRUCTURES BASED ON INTERDISCIPLINARY RESEARCH AND NUMERICAL SIMULATIONS

### Summary

The technical state of hydraulic objects plays an important role in the society and the national economy. These devices have important functions such as flood control, reservoir and recreation. Ensuring a proper technical state is very important for human security and many other economic aspects. Hence, an important issue is the possibility of a comprehensive analysis of this type of construction in terms of stress, displacement, filtration phenomena and stability. During analysis it is necessary to take into account the soil-structure-interaction. The work contains a few examples of numerical 2D and 3D models of different types of objects. The article presents the wide range of applications numerical analysis in the assessment of the technical state of hydraulic objects. The work focuses on modern methods of obtaining the data necessary for the generation of computational numerical models, with particular emphasis on non-destructive methods. In the article geophysical methods were briefly discussed. The theoretical basis of the finite elements method (FEM) is presented. The way of its implementation in the numerical analysis of hydraulic engineering constructions in relation to concrete and earthen objects was shown. Based on the analyzes and author's experience, the final conclusions were formulated.

**Keywords:** hydro-engineering, numerical modeling, laser scanning, geophysics

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.57

Waldemar ŚWIDZIŃSKI<sup>1</sup>  
Krzysztof JANICKI<sup>2</sup>

## DOBRE ROZWIĘTY SYSTEM MONITORINGU PODSTAWĄ BEZPIECZNEJ EKSPLOATACJI OBIEKTÓW HYDROTECHNICZNYCH NA PRZYKŁADZIE OUOW ŻELAZNY MOST

W pracy omówiono znaczenie rozbudowanego systemu monitoringu dla bezpiecznej eksploatacji obiektów hydrotechnicznych. W oparciu o system monitoringu zainstalowany na OUOW Żelazny Most będącym przykładem olbrzymiej konstrukcji hydrotechnicznej pokazano jak powinien wyglądać nowoczesny i efektywny system monitoringu umożliwiający praktycznie natychmiastową identyfikację niekorzystnych zjawisk mogących zagrażać bezpieczeństwu budowli. Przedstawiono i w skrócie omówiono zasadnicze elementy tego systemu. Zwrócono również uwagę na istotną rolę niezbędnego wsparcia w postaci bazy danych, gromadzącej, weryfikującej oraz przetwarzającej dane pomiarowe z systemu monitoringu, co stanowi kluczowy czynnik przy ich szybkiej i skutecznej analizie.

**Słowa kluczowe:** konstrukcje hydrotechniczne, monitoring, aparatura kontrolno-pomiarowa, bazy danych

### 1. Wprowadzenie

Bezpieczna eksploatacja każdego obiektu hydrotechnicznego jest nierozdzielnie związana z obserwowaniem jego bieżącego zachowania oraz detekcją zjawisk, które mogą wskazywać na nieprawidłowe zachowanie zagrażające bezpieczeństwu obiektu. Obiekty hydrotechniczne stanowią skomplikowany system, w którym zachodzą złożone procesy fizyczne związane z współoddziaływaniem wody i konstrukcji ją utrzymującej, ziemnej lub betonowej. Stąd prawidłowa praca takiego obiektu wymaga bieżącego, szczegółowego monitorowania szeregu parametrów odpowiedzialnych za różne procesy fizyczne zachodzące w trakcie eksploatacji. Sytuacja komplikuje się jeszcze bardziej, gdy mamy do czynienia z bardzo dużym obiektem, który dodatkowo, z racji pełnionej funkcji, jest w ciągłej rozbudowie.

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Waldemar Świdziński, IBW PAN, 80-299 Gdańsk, Kościarska 7, waldek@ibwpan.gda.pl

<sup>2</sup> Krzysztof Janicki, KGHM Polska Miedź S.A. Oddział Zakład Hydrotechniczny 59-305 Rudna, ul. Polkowska 52, Krzysztof.Janicki@kghm.com

Znaczne rozmiary takiego obiektu powodują, że procesy fizyczne, które należy monitorować charakteryzują się dużą zmiennością zarówno ze względu na istotne zróżnicowanie warunków geologicznych i hydrogeologicznych w miejscu lokalizacji, jak też zmienność tych procesów w funkcji czasu z uwagi chociażby na zmieniający się układ naprężeń wywołany przyrostem masy składowanych odpadów czy zmieniające się warunki filtracyjne [3].

Do oceny aktualnego stanu technicznego takiego obiektu hydrotechnicznego oraz prawidłowego jego funkcjonowania, niezbędny jest dobrze rozwinięty system monitoringu. System ten musi obejmować wszystkie te elementy, które mają jakikolwiek wpływ na bezpieczną eksploatację obiektu, a których nieprawidłowe działanie lub niekorzystne zjawiska i procesy fizyczne w nich zachodzące mogą stanowić realne zagrożenie. Dodatkowo, system ten musi być wysoce efektywny w działaniu zapewniając stały dopływ wiarygodnych informacji o stanie obiektu, w dużej mierze zależnych od stanu i jakości funkcjonowania urządzeń monitorujących [2].

Te ogólne założenia są w znacznej mierze spełnione w przypadku systemu monitoringu zainstalowanego na Obiekcie Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych (OUOW) Żelazny Most KGHM POLSKA MIEDŹ S.A. będącego największym obiektem hydrotechnicznym nie tylko w kraju, ale jednym z największych tego typu obiektów na świecie. W pracy omówiono wszystkie podstawowe elementy systemu monitoringu zainstalowanego na tym obiekcie, zwracając uwagę na te, które są unikatowe z punktu widzenia częstości ich występowania oraz na kompleksowość monitorowanych parametrów i zjawisk mających bezpośredni wpływ na bezpieczeństwo obiektu. Zwrócono również uwagę na niezwykle istotną rolę profesjonalnej bazy danych dedykowanej danemu systemowi w efektywnym gromadzeniu i wiarygodnym analizowaniu dużych ilości danych, pozwalającym na szybką ocenę i identyfikację stopnia zagrożenia bezpieczeństwa obiektu.

## **2. OUOW Żelazny Most – podstawowe informacje**

Obiekt Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych Żelazny Most rozpoczął prace w roku 1977 i od ponad 30 lat stanowi jedyne miejsce deponowania odpadów powstałych w czasie produkcji rudy miedzi z wszystkich kopalń wchodzących w skład KGHM POLSKA MIEDŹ S.A. Jest więc kluczowym ogniwem, bez którego produkcja miedzi, której sprzedaż przynosi wymierny wkład do krajowego PKB, byłaby niemożliwa. Rocznie deponowanych jest w obiekcie około 28 mln ton odpadów powstających w czasie procesu flotacji, co wymaga przygotowania olbrzymiej przestrzeni do zagospodarowania takiej masy odpadów. Stąd, z racji jedyne miejsca deponowania, obiekt ten musi być bez przerwy rozbudowywany. Rozbudowa obiektu odbywa się tzw. metodą upstream tj. do środka i ku górze, co powoduje, że wysokość zapór ziemnych utrzymujących odpady w jego wnętrzu, ciągle rośnie. W chwili obecnej maksy-



malna wysokość zapór zbliża się do 70 m, a w długofalowych planach przewiduje się ich podwyższenie o kolejne 15 m. Całkowita powierzchnia obiektu wynosi 14.3 km<sup>2</sup> a obwód około 14 km, natomiast objętość zdeponowanych w obiekcie opadów wynosi obecnie około 580 mln m<sup>3</sup>.

Półpłynne odpady są transportowane do obiektu za pomocą hydrotransportu i zrzucane do jego wnętrza z korony zapór w postaci mieszaniny wodno-gruntowej, wskutek czego odpady podlegają segregacji, co powoduje, że frakcje piaszczyste odkładają się blisko zapór natomiast drobniejsze, wraz z wodą, są transportowane do środka obiektu, gdzie znajduje się staw nadosadowy o pojemności zmieniającej się w przedziale od 5 do 10 mln m<sup>3</sup>. Naturalna, grawitacyjna segregacja cząstek stałych odpadów sprawia, że ich masyw charakteryzuje się dużą zmiennością właściwości geotechnicznych zarówno w kierunku poziomym jak i pionowym. Najgrubsze frakcje, zdeponowane blisko korony, są wykorzystywane jako materiał do budowy kolejnych wyższych obwałowań.

Zapory ziemne utrzymujące masyw odpadów są zaporami typu filtracyjnego. Aby kontrolować przepływ wód nadosadowych poza rejon obiektu oraz utrzymywać krzywe filtracji na określonym poziomie obiekt posiada bardzo rozbudowany system drenażu składający się z drenażu zapory podstawowej wraz z drenażami wspomagającymi, rowów opaskowych, drenażu pierścieniowego oraz systemu drenażu pionowego w postaci tzw. studni odciążających oraz studni drenażowych. Więcej informacji można znaleźć w [1] i [4].

### 3. System monitoringu OUOW Żelazny Most

Z uwagi na rodzaj parametrów rejestrowanych przez urządzenia pomiarowe oraz związane z nimi zjawiska fizyczne, system monitoringu OUOW Żelazny Most można podzielić na następujące elementy:

- monitoring geodezyjny,
- monitoring geotechniczny,
- monitoring hydrogeologiczny,
- monitoring sejsmiczny,
- monitoring hydrologiczny,
- monitoring chemiczny.

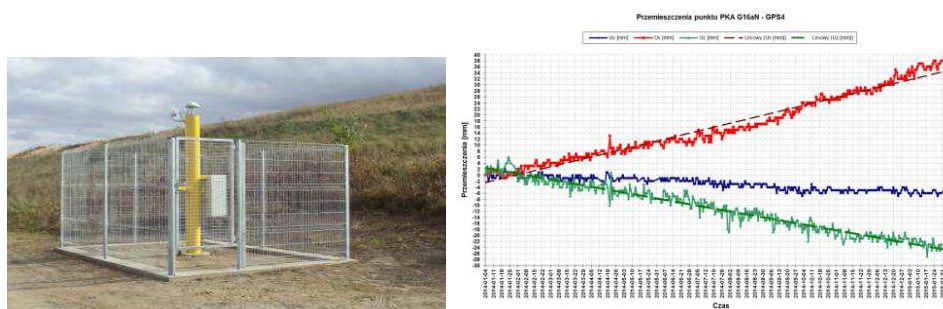
Pierwsze cztery elementy monitoringu są bezpośrednio związane z aktualnym zachowaniem się konstrukcji i jej bezpieczeństwem, natomiast ostatnie dwa z szeroko pojętym oddziaływaniem obiektu na otaczające go środowisko naturalne, który to problem w ostatnim czasie staje się nie mniej ważny. Z uwagi na szczupłość miejsca poniżej zostaną omówione tylko niektóre z nich podkreślając te elementy monitoringu, które oparte są o najbardziej nowoczesne i zaawansowane technologicznie urządzenia i metody pomiarowe.

### 3.1 Monitoring geodezyjny

Pomiar deformacji konstrukcji jest jednym z dwóch kluczowych elementów w ocenie aktualnego stanu pracy obiektu hydrotechnicznego. Nabiera on jeszcze większego znaczenia w sytuacji, gdy obiekt ten jest w ciągłej rozbudowie, a projektowanie oparte jest o tzw. metodę obserwacyjną. W metodzie tej zakłada się ciągłą weryfikację projektu podczas wznoszenia obiektu w ramach przyjętych dopuszczalnych granic zachowania konstrukcji wyrażonych wartościami dopuszczalnych deformacji i sił wewnętrznych, ustalenie programu monitorowania i planu działań naprawczych wdrażanych w przypadku, gdy obserwacje wykażą zachowania wykraczające poza akceptowane granice [3]. Taka sytuacja ma właśnie miejsce w przypadku Żelaznego Mostu.

Pomiary deformacji (przemieszczeń poziomych i pionowych) OUOW Żelazny Most są przede wszystkim realizowane w ramach okresowych pomiarów geodezyjnych (2-4 razy do roku) prowadzonych na sieci reperów powierzchniowych (około 480) zainstalowanych na zaporach i przedpolu obiektu oraz na reperach wgłębnych posadowionych w podłożu rodzimym do monitorowania osiadań wywołanych rosnącym nadkładem osadów. Pomiary te wykonywane są standardowymi metodami geodezyjnymi za pomocą niwelacji precyzyjnej oraz z wykorzystaniem najnowszych technik GPS. W rejonach, gdzie stwierdzono permanentne występowanie przemieszczeń poziomych, przekraczających błąd ich wyznaczania, zainstalowano stację totalną do ciągłego pomiaru deformacji 23 punktów rozmieszczonych na zaporze oraz indywidualne stacje GPS (4 stacje) do ciągłego pomiaru przemieszczeń w miejscu ich lokalizacji, Rys. 1.

Istotnym elementem monitoringu geodezyjnego, pozwalającym na identyfikację źródła obserwowanych przemieszczeń powierzchniowych, jest pomiar deformacji rur inklinometrycznych. W chwili obecnej na obiekcie zainstalowanych jest łącznie 89 inklinometrów, których maksymalna głębokość dochodzi do 165 m, co jest swoistym rekordem świata! Pomiar deformacji rur inklinome-



Rys. 1. Stacja GPS do ciągłego, lokalnego pomiaru deformacji zainstalowana na zaporze północnej. Przykładowe wyniki ciągłych pomiarów przemieszczeń poziomych i pionowych

Fig. 1. GPS station for continuous measurement of deformations - North Dam. Vertical and horizontal displacements monitored by the station

trycznych potwierdził istnienie w głębokim podłożu rodzimym pod obiektem szeregu powierzchni nieciągłości decydujących o ogólnej stateczności zapór OUOW Żelazny Most. Inklinometry instalowane są zazwyczaj w miejscu stwierdzonych znacznych przemieszczeń powierzchniowych, wzdłuż przekrojów poprzecznych biegnących przez zapory obiektu, co pozwala na identyfikację rozciągłości powierzchni osłabień w głębokim podłożu. Pomiar prowadzone są ręcznie w okresach kwartalnych. W chwili obecnej trwają prace nad wdrożeniem systemu automatycznego pomiaru deformacji inklinometrycznych w wybranych inklinometrach. W ostatnich latach monitoring geodezyjny uzupełniany jest dodatkowo o lotniczy skaning laserowy rejonu obiektu.

### 3.2 Monitoring geotechniczny

Podłoże rodzime pod obiektem charakteryzuje się skomplikowaną budową geologiczną będącą wynikiem szeregu następujących po sobie złożonych procesów geologicznych w dalekiej przeszłości oraz towarzyszących im zjawisk głacictonicznych i peryglacialnych. Spowodowały one niekorzystne przekształcenia podłoża rodzimego pod obiektem skutkujące powstaniem szeregu, wspomnianych wcześniej, stref osłabień [1]. Te stosunkowo głęboko leżące strefy uaktywniły się w trakcie rozbudowy obiektu w wyniku rosnącego nacisku wywołanego rosnącym masywem odpadów. Dodatkowo, masyw odpadów utrzymywany przez zapory ziemne charakteryzuje się dużą zmiennością przestrzenną parametrów geotechnicznych i w znacznej części jest nawodniony, co stwarza ryzyko wystąpienia zjawiska upłynnienia.

Bardzo skomplikowana budowa geologiczna podłoża jak też skomplikowane warunki geotechniczne panujące w masywie osadów oraz wspomniany wcześniej fakt ciągłej rozbudowy obiektu i przyjętej do projektowania kolejnych wyższych odcinków zapór, metody obserwacyjnej wymuszają ciągłą aktualizację i weryfikację warunków geotechnicznych. Jest to podstawowy element wiarygodnej oceny aktualnej stateczności zapór obiektu będącej głównym kryterium bezpieczeństwa obiektu.

Stateczność zapór jest oceniana w około 100 płaskich przekrojach biegnących prostopadle przez zapory ziemne okalające składowisko w ramach projektów wykonawczych dla kolejnych wyższych obwałowań w module co 5 m, a dla najbardziej krytycznych 25 przekrojów w module co 2.5 m. Re-interpretacja warunków geotechnicznych w poszczególnych przekrojach jest dokonywana na podstawie wyników rozpoznania geologicznego, hydrogeologicznego oraz geotechnicznego. Rozpoznanie podłoża prowadzi się poprzez wykonywanie głębokich wierceń oraz różnego typu statycznych badań penetracyjnych sondą wciiskaną (CPTU/CPTUU i SCPTU) uzupełnionych o badania dylatometryczne (DMT i SDMT) oraz badania geofizyczne typu cross-hole i down-hole. Głębokim wierceniom towarzyszy każdorazowo pobór prób NNS do badań laboratoryjnych z zastosowaniem najwyższych światowych standardów. To samo doty-

czy badań właściwości osadów, gdzie do poboru prób o nienaruszonej strukturze stosuje się unikatowy próbnik japoński tzw. Push-gel sampler. Rozpoznanie geotechniczne uzupełniają bardzo specjalistyczne badania laboratoryjne (specjalistyczne badania trójosiowe typu TXCIU, TXCK<sub>0</sub>U, TXEK<sub>0</sub>U z pomiarem prędkości fali sejsmicznej zarówno monotoniczne jak i cykliczne, badania w aparacie pierścieniowym, badania edometryczne i konsolidometryczne przy bardzo dużych obciążeniach) [3].

### 3.3 Monitoring hydrogeologiczny

Monitoring hydrogeologiczny łączy w zasadzie elementy monitoringu geotechnicznego związane bezpośrednio z bezpieczeństwem obiektu (położenie krzywej depresji w masywie osadowe i w zaporach) jak też monitoringu środowiskowego (pole hydrodynamiczne wód podziemnych na przedpolach obiektu). Jest on prowadzony na podstawie obserwacji ciśnień piezometrycznych w blisko 2000 różnego typu piezometrów zainstalowanych w masywie odpadów, na zaporach oraz bliskim i dalekim przedpolu. W przeważającej mierze są to piezometry otwarte, z których część wyposażona została w czujniki do automatycznego pomiaru poziomu zwierciadła wody z próbkowaniem co godzina. Piezometry otwarte służą również do badań środowiskowych (pobór próbek wody do badań jej chemizmu z uwagi na silne zasolenie wód nadosadowych, z których część migruje do wód podziemnych). Dodatkowo, do monitorowania nadwyżki ciśnień porowych w nieprzepuszczalnych warstwach ilów trzeciorzędowych na znacznych głębokościach oraz do oceny efektywności pracy studni odciążających zainstalowanych w celu obniżenia tego ciśnienia, w rurach inklinometrycznych zainstalowano w pełni zautomatyzowane piezometry strunowe (około 300 sztuk). Uzupełnieniem pomiaru piezometrycznego jest comiesięczny pomiar wydatków filtracyjnych prowadzony we wszystkich elementach całego systemu drenażu pionowego i poziomego w celu oceny efektywności działania systemu drenażu jak również monitorowania negatywnych zjawisk filtracyjnych mających wpływ na bezpieczeństwo konstrukcji.

### 3.4 Monitoring sejsmiczny

Z uwagi na położenie obiektu w pobliżu pól wydobywczych jest on narażony na oddziaływanie obciążeń dynamicznych w wyniku losowego występowania wstrząsów górniczych. Do ich rejestracji służy sieć sejsmometryczna składająca się z 18 stanowisk sejsmometrycznych, po dwa w przekrojach najbardziej narażonych na oddziaływania parasejsmiczne (jedno stanowisko na koronie zapory podstawowej, a drugie u jej podnóża, co pozwala na ocenę stopnia amplifikacji rejestrowanych sygnałów). Czujniki akcelerometryczne są wzbudzone każdorazowo, gdy zidentyfikują drgania o określonym poziomie, a rejestracje są przekazywane automatycznie do centralnej bazy sygnałów. Pomiary przyspieszeń uwzględniane są w ocenie stateczności zapór obiektu.

Pomiary z systemu monitoringu są uzupełniane o wyniki inspekcji wizualnych wykonywanych okresowo na całym obiekcie lub w sytuacjach wystąpienia silniejszego wstrząsu sejsmicznego, zgodnie z zapisami instrukcji eksploatacji obiektu. Stanowi to bardzo ważny element oceny jego aktualnego stanu technicznego. Oceny wizualne stanu składowiska wykonywane są w formie obchodu zapór oraz ich elementów, które mają istotny wpływ na bezpieczeństwo. Obserwacje prowadzone są w cyklach miesięcznych i według stałego schematu, co umożliwia łatwe porównanie stanu stałych elementów zapór. Wyniki obchodu są dokumentowane w specjalnych formularzach oraz w formie dokumentacji fotograficznej [2].

### 3.5 Baza danych SyZeM

Wiarygodna i efektywna analiza oraz interpretacja olbrzymiej ilości danych pomiarowych rejestrowanych przez rozbudowany system monitoringu byłaby niemożliwa bez wsparcia wydajnej bazy danych. W przypadku OUOW Żelazny Most taką funkcję z dużym powodzeniem spełnia zintegrowany system informatyczny SyZeM (**S**ystem **Ż**elazny **M**ost) oparty na profesjonalnej, relacyjno-obiektowej bazie danych firmy Oracle, która jest zintegrowana z mapą numeryczną rejonu składowiska, utworzoną w środowisku MicroStation, [3]. Baza ta gromadzi wszystkie dane pomiarowe pozyskiwane przez system monitoringu jak też zawiera wszelkie informacje techniczne dotyczące obiektu. SyZeM został zaprojektowany jako system informacji przestrzennej wykorzystujący atrybuty systemu GIS, pozwalające na łączenie informacji graficznej zawartej w mapie obiektowej z informacją opisową zgromadzoną w bazie danych. Dzięki wbudowanym aplikacjom dedykowanym obiektowi, umożliwia on szybki dostęp do pojedynczej danej, co pozwala na praktycznie natychmiastową ocenę stanu bezpieczeństwa oraz potencjalnego stopnia zagrożenia poszczególnych elementów obiektu.

## 4. Podsumowanie

W pracy przedstawiono i w skrócie omówiono zasadnicze elementy systemu monitoringu zainstalowanego na Obiekcie Unieszkodliwiania Odpadów Wydobyczych Żelazny Most, jedynego miejsca deponowania odpadów dla całego zagłębia miedziowego. System ten wykorzystuje nowoczesne urządzenia oraz metody pomiarowe umożliwiające szybką identyfikację potencjalnych zagrożeń mających wpływ na aktualne bezpieczeństwo obiektu. Niezbędnym wsparciem systemu monitoringu stanowi wydajna, profesjonalna baza danych zintegrowana z systemem informacji przestrzennej GIS.

Z uwagi na ilość i jakość zainstalowanej aparatury kontrolno-pomiarowej, kompleksowość i wielość monitorowanych zjawisk i procesów, jak też sposób akwizycji i przetwarzania danych pomiarowych można z pełną odpowiedzialnością powiedzieć, że system monitoringu OUOW Żelazny Most stanowi rodzaj wzorca dla innych obiektów hydrotechnicznych nie tylko w kraju, ale i na świecie.

## Literatura

- [1] Jamiolkowski M. (2014): „Soil mechanics and the observational method: challenges at the Żelazny Most copper tailings disposal facility”, *Geotechnique*, 64, No. 8, 590–619.
- [2] Stefanek P., Romaniuk D.: Zastosowanie monitoringu geotechnicznego i środowiskowego na OUOW Żelazny Most, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 3/2015, 376-381.
- [3] Świdziński W., Janicki, K., Krzysik A.: Profesjonalne bazy danych jako niezbędne narzędzie do bezpiecznego projektowania i eksploatacji dużych obiektów hydrotechnicznych na przykładzie składowiska Żelazny Most”, *Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, Budownictwo Lądowe*, nr 57, Krynica 2006, 335-343.
- [4] Świdziński W., Tschuschke, W., Świerczyński W. i Wolski W.: „Obiekt Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych „Żelazny Most” – olbrzymie wyzwanie geotechniczne”, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 3/2015, 184-191.

## WELL DEVELOPED MONITORING AS A BASIS OF SAFE OPERATION OF HYDAULIC STRUCTURES BASED ON ŻELAZNY MOST TAILINGS POND

### Summary

In the paper the significance of well-developed monitoring for safe operation of any hydraulic structure is discussed. Based on the example of monitoring system installed on Żelazny Most tailings facility, one of the largest constructions of this type, it was shown how effective monitoring which allows immediate identification of any negative phenomenon threatening safety of the structure should work. The main elements of monitoring system were presented. Special attention was paid to the essential role of database for controlled acquisition, verification and processing of measuring data as necessary support for quick and effective data analysis and interpretation.

**Keywords:** hydraulic structures, monitoring, measuring devices, databases

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.58

Aleksander URBAŃSKI<sup>1</sup>  
Michał GRODECKI<sup>2</sup>  
Andrzej KOT<sup>3</sup>

## SYMULACJE NUMERYCZNE W ANALIZIE WAŁÓW PRZECIWPOWODZIOWYCH

Artykuł przedstawia metodologię numerycznego modelowania najważniejszych dla praktyki inżynierskiej zagadnień oceny bezpieczeństwa wałów przeciwpowodziowych. Z uwagi na zakres czasowy zachodzących zjawisk filtracyjnych problem filtracji musi być rozważany jako nieustalony oraz połączony z analizą mechaniczną (deformacji i stateczności). Opisane podejście zostało zilustrowane przykładami wyników analiz rzeczywistych wałów. Obliczenia wykonano systemem Metody Elementów Skończonych (MES) ZSoil.PC.

**Słowa kluczowe:** wały przeciwpowodziowe, filtracja nieustalona, stateczność budowli ziemnych, MES, symulacje

### 1. Wprowadzenie

#### 1.1. Uwagi ogólne

Renowacja istniejących wałów przeciwpowodziowych lub projektowanie nowych jest tym obszarem działalności inżyniera-hydraulika, w którym stosowanie symulacji komputerowych znajduje szerokie zastosowanie. Jest to w pełni uzasadnione zarówno złożonością występujących zjawisk jak i znaczeniem właściwego doboru parametrów projektowych dla bezpieczeństwa i skuteczności inwestycji oraz jej kosztów. Warto w tym miejscu wspomnieć, że aktualne regulacje prawne procesu projektowania hydraulicznego, zawarte w Rozporządzeniu [5] oraz w normie EC7 [4] w pełni na to zezwalają.

W okresie ostatnich prawie 20 lat (od pamiętnej powodzi w 1997r.) w Politechnice Krakowskiej wykonano wiele (kilkadziesiąt) analiz wałów przeciwpowodziowych, w toku których opracowano metodykę symulacji komputerowych

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Aleksander Urbański, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Środowiska, Instytut Geotechniki, aurbansk123@gmail.com

<sup>2</sup> Michał Grodecki, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Środowiska, Instytut Geotechniki, mgr@pk.edu.pl

<sup>3</sup> Andrzej Kot, AQUIN Agata Władysława Rakoczy Kot, andrzejleszekkot@gmail.com

uwzględniającą realistycznie zjawiska filtracji nieustalanej i ich wpływ na stateczność budowli ziemnej. W artykule przedstawia się krótko podstawy teoretyczne, metodykę obliczeń oraz przykłady zastosowań praktycznych symulacji komputerowych zachowania się wałów przy przejściu fali powodziowej. Wykorzystywano przy tym system MES ZSoil.PC<sup>4</sup>. Szerszy opis algorytmów modelowania można znaleźć w pracach [1], [2] i [6].

## 1.2. Analiza filtracji nieustalanej i stateczności wału przy przejściu fali powodziowej

Symulacje numeryczne używane do oceny bezpieczeństwa i skuteczności wałów przeciwpowodziowych powinny w pierwszej kolejności wyznaczać czasoprzestrzenny rozkład pola ciśnień filtracyjnych  $p(\mathbf{x},t)$  (w szczególności powierzchni swobodną) w celu określenia, czy korpus wału jest nawodniony czy też nie oraz uzyskania zasięgu potencjalnej strefy wysięków. Z drugiej strony rozkład ciśnień filtracyjnych odgrywa zasadniczą rolę w analizie stateczności. Analizowane są również czasoprzestrzenne rozkłady prędkości filtracji  $\mathbf{q}(\mathbf{x},t)$ , powiązane z rozkładem ciśnień i współczynnikiem filtracji na podstawie zmodyfikowanego przez van Genuchtena [3] prawa Darcy. Możliwe staje się określenie ilości wody filtrującej przez wał i jego podłoże w czasie wezbrania, a tym samym stwierdzenie skuteczności zastosowanych rozwiązań konstrukcyjnych (różnego rodzaju przesłony filtracyjne, ekrany z geo-syntetyków, rdzenie i warstwy z gruntów słaboprzepuszczalnych). Ponadto umożliwia to ocenę bezpieczeństwa wału pod względem zagrożenia stanem granicznym HYD wg EC7 [4] (sufozja).

W przypadku, gdy geometria wału oraz parametry gruntu nie zmieniają się wzdłuż wału, model numeryczny buduje się z założeniem dwuwymiarowego przepływu w płaszczyźnie przekroju oraz płaskiego stanu odkształceń. Analiza stateczności wałów przeciwpowodziowych musi uwzględniać obecność wody nie tylko jako obciążenia zewnętrznego, lecz również jako siły masowej, powstającej w wyniku gradientu ciśnień filtracyjnych działających na szkielet gruntowy. Nie uwzględnienie tego zjawiska może prowadzić do znacznego przeszacowania współczynnika stateczności wału. Często nie jest możliwe określenie z góry, w którym momencie wezbrania ciśnienia filtracyjne będą wywierać najbardziej niekorzystny wpływ na stateczność wału.

---

<sup>4</sup> ZSoil.PC jest systemem nieliniowej analizy MES ogólnego przeznaczenia (statyka i dynamika ośrodka jedno- i dwufazowego, dyfuzja ciepła i wilgoci, filtracja), ukierunkowanym na geotechnikę, hydrotechnikę i inżynierię lądową. Został opracowany na Politechnice Federalnej (EPFL) w Lozannie (Szwajcaria) i w firmie ZACE Services Ltd., przez zespół działający pod kierownictwem prof. T. Zimmermanna i prof. A. Trutego (PK). Prof. A. Urbański uczestniczył w tworzeniu systemu ZSoil.PC od 1993 roku. Szczegółowe informacje o systemie ZSoil można znaleźć na stronie: [www.zace.com](http://www.zace.com)



Danymi do oceny bezpieczeństwa i skuteczności działania wałów przeciwpowodziowych są:

- hydrogram piętrzenia prognozowanej fali powodziowej; powstaje on w wyniku analizy hydrologicznej zlewni i hydraulicznej w danym przekroju rzeki. Można go też utworzyć na podstawie przebiegu dotychczasowych powodzi. Poziom piętrzenia wody przez wały przeciwpowodziowe ulega w okresie wezbrania szybkim zmianom. Czas piętrzenia wynosi od kilku godzin w przypadku potoków górskich do kilku tygodni w rzekach nizinnych. Należy zauważyć, iż czas zachodzenia zjawisk filtracyjnych (np. nasycania wału lub spływu) jest na ogół tego samego rzędu co czas trwania wezbrania, co sprawia że analizy bazujące wyłącznie na filtracji ustalonej nie odpowiadają naturze rozpatrywanego zjawiska, szczególnie w rejonach dorzeczy górnej Wisły i Odry.
- parametry filtracyjne i wytrzymałościowe oraz morfologia układu warstw gruntu w podłożu i w korpusie wału; poprawne rozpoznanie geometrii (geodezyjne i geofizyczne) i parametrów (badania in-situ i laboratoryjne) gruntu w korpusie i podłożu wału musi poprzedzać analizę numeryczną filtracji i skuteczności. W przypadku ich niepewności bądź niekompletności, co niestety zdarza się dość często, szczególnie kiedy wykonujący badania nie ma świadomości jakie parametry będą użyteczne lub niezbędne dla celów analizy, jedynym sposobem jest wykonanie studium parametrycznego, zakładającego zmienność parametrów w pewnych granicach.

Minimalny zbiór danych obejmuje dla każdej wyróżnionej strefy materiałowej w wale i jego podłożu następujące parametry:

- współczynnik filtracji  $k$ [m/doba]. Jego znajomość jest niezbędna przy określaniu ilości wody filtrującej przez wał i jego podłoże,
- porowatość  $n$ [-] (lub wskaźnik porowatości  $e$ [-]). Parametr ten jest niezbędny do opisu zjawisk w przebiegu filtracji nieustalonej,
  - $\gamma_d$  [kN/m<sup>3</sup>] ciężar objętościowy gruntu suchego,
  - $c'$  [kPa]- efektywna kohezja,  $\phi'$  [°] efektywny kąt tarcia wewnętrznego.

Parametry wytrzymałościowe w modelu Mohra-Coulomba muszą być badane i podawane jako efektywne, ponieważ grunt jest traktowany jako ośrodek dwu-fazowy, z obowiązującym prawem dekompozycji naprężeń Therzagiego-Bishopa. Wynika stąd uwzględnienie gradientu ciśnienia porowego  $p$  jako dodatkowej siły objętościowej w równaniach równowagi dla naprężeń efektywnych w szkielecie gruntowym  $\sigma'_{ij}$ , gdzie  $S$  jest stopniem wilgotności, a  $\mathbf{b}=[b_i]$  ciężarem objętościowym gruntu nawodnionego:

$$\sigma'_{ij,j} + (\delta_{ij} S \cdot p)_{,j} + b_i = 0 \quad (1)$$

Zastosowany model filtracji nieustalonej bazuje na równaniu Richardsa:

$$\operatorname{div} \mathbf{q} - n \frac{dS}{dp} \cdot \dot{p} = 0. \quad (2)$$

W zastosowanej teorii (za van Genuchtenem [3]) wprowadza się zależność pomiędzy ciśnieniem  $p > 0$  (ssaniem) w strefie niepełnego nasycenia a stopniem wilgotności  $S$ :

$$S = S(p) = S_r + \frac{1 - S_r}{\left[1 + (\alpha p / \gamma_w)^2\right]^{0.5}}, \quad p > 0 \quad (3)$$

gdzie:  $S_r$  - stopień wilgotności przy wilgotności minimalnej,  $\gamma_w$  - ciężar objętościowy cieczy,  $\alpha$  - [ $\text{m}^{-1}$ ] parametr opisujący przejście pomiędzy strefą pełnego nawodnienia a strefą o wilgotności minimalnej. Duża wartość  $\alpha$  odpowiada bardziej gwałtownemu przejściu (grunty niespoiste), mała ( $\alpha < 1.0$ ) wydłuża strefę przejściową, (grunty spoiste). Modyfikacji ulega także prawo Darcy'ego, dla strefy niepełnego nasycenia ( $p > 0$ ,  $0 < S < 1$ ):

$$\mathbf{q} = -k \cdot k_r(S(p)) \operatorname{grad}(-p / \gamma_w + z), \quad k_r(S) = \frac{(S - S_r)^3}{(1 - S_r)^3} \quad (4)$$

gdzie  $k$  jest współczynnikiem filtracji, a  $z$ -potencjałem sił ciężkości. Powierzchnia swobodna (krzywa filtracji), na której  $p(\mathbf{x}, t) = 0$ , jest w każdym kroku czasowym analizy znajdowana automatycznie. Używane są także elementy przełączające warunek brzegowy, w zależności od stanu ciśnień na brzegu. W każdym kroku czasowym analizy, wynikającym ze schematu różnicowego całkowania w dziedzinie czasu, rozwiązywany jest nieliniowy układ równań, gdzie poszukiwane jest pole ciśnień  $p$  dyskretyzowane elementami skończonymi.

Wyniki analizy filtracji nieustalanej obejmują: rozkład ciśnień porowych w formie map, prędkości filtracji jako wektory, mapy lub rozkłady wzdłuż zadanych linii i ich sumy (przepływy). Uzyskane w dowolnej chwili  $t$  pole ciśnień  $p$  może być przekazywane automatycznie do analizy stateczności metodą redukcji c-fi [6] (ośrodek sprężysto-plastyczny, model Mohra-Coulomba). Wynikiem analizy stateczności są:

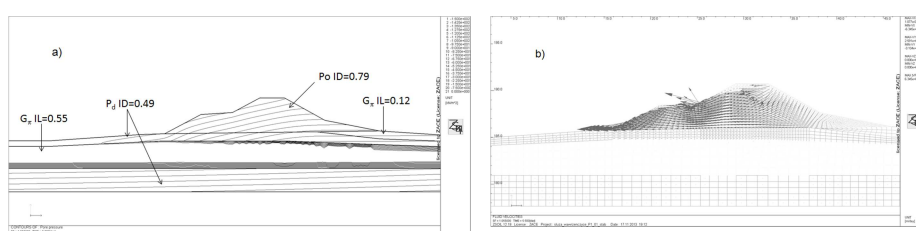
- współczynnik stateczności, odpowiadający współczynnikowi bezpieczeństwa, określanemu w [4] w zależności od klasy budowli hydrotechnicznej,
- postać utraty stateczności (mechanizm zniszczenia) oraz kształt powierzchni poślizgu.

Przebieg deformacji wału w czasie może być również analizowany, lecz nie ma on większego znaczenia praktycznego.

## 2. Przykłady zastosowania praktycznego

### 2.1. Wał zbudowany z gruntów sypkich, posadowiony na uwarstwowionym podłożu

Poniżej przedstawia się wyniki analiz stanu istniejącego wału zbudowanego z pospółki o  $ID=0.79$ , posadowionego na uwarstwowionym podłożu (na zalegających na przemian warstwach gruntów sypkich i słabych gruntów spoistych). Uzyskane wyniki analiz filtracji (rozkład ciśnień i prędkości filtracji w fazie kulminacyjnej wezbrania) przedstawia Rys. 1.

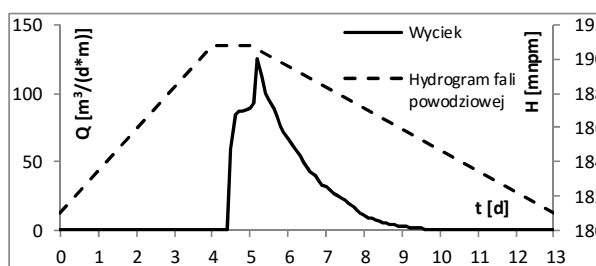


Rys. 1. Rozkład ciśnień (a) i prędkości filtracji (b) w fazie kulminacyjnej wezbrania – wał z gruntów sypkich posadowiony na uwarstwowionym podłożu

Fig. 1. Pore pressure (a) and flow velocities (b) distribution during culmination of the flood - dike made from non-cohesive soil, founded on layered subsoil

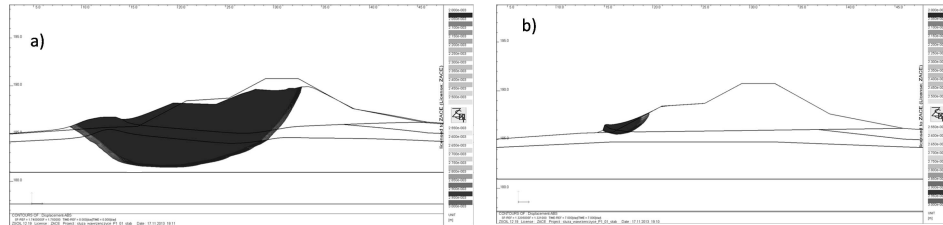
Obecność w korpusie wału i jego podłożu gruntów sypkich o wysokim współczynniku filtracji prowadzi do powstania znacznych wycieków, wał nie spełnia wymogów szczelności (Rys 2).

Obserwowane wysokie położenie krzywej filtracji stwarza zagrożenie dla stateczności wału. Uzyskane wartości współczynnika stateczności SF wynoszą: przy braku piętrzenia 1.74, przy pełnym piętrzeniu 1.05, w fazie opadającej 1.32 tak więc wał nie spełnia wymogów stateczności. Należy zauważyć, iż głównym czynnikiem negatywnie wpływającym na stateczność wału jest rozkład ciśnień filtracyjnych. Rys. 3 przedstawia charakterystyczne postacie utraty stateczności, w zależności od fazy wezbrania. Zwraca uwagę zmiana mechanizmu zniszczenia w trakcie przejścia fali powodziowej.



Rys. 2. Wycieki przez wał – wał z gruntów sypkich posadowiony na uwarstwowionym podłożu

Fig. 2. Leakage through the dike – embankment made from non-cohesive soil, founded on layered subsoil

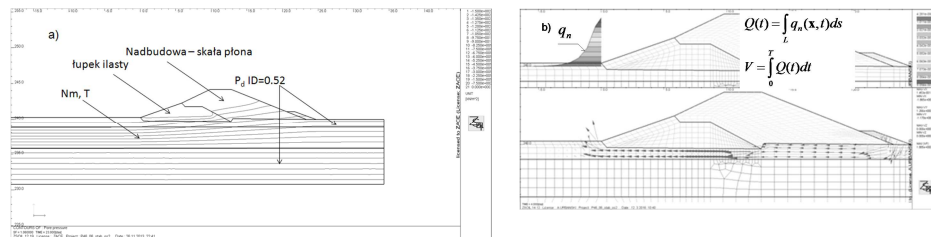


Rys. 3. Mechanizm zniszczenia (powierzchnia poślizgu) a) przy braku piętrzenia b) przy pełnym piętrzeniu i w fazie opadającej – wał z gruntów sypkich posadowiony na uwarstwowionym podłożu

Fig. 3. Failure mode (sliding surface) a) in the absence of damming b) during culmination and lowering phase of the flood – embankment made from non-cohesive soil, founded on layered subsoil

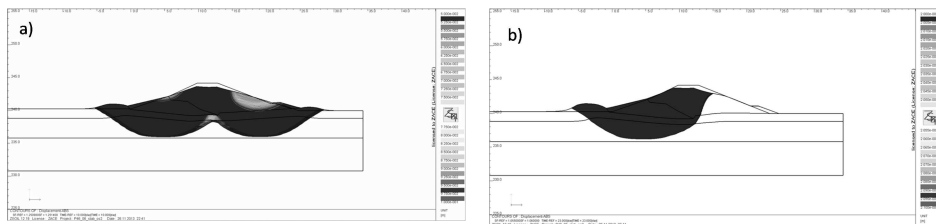
## 2.2. Nadbudowywany wał, posadowiony na słabonośnym podłożu

Poniżej przedstawiono wyniki analiz wału nadbudowywanego z powodu niedostatecznej wysokości (projektant – mgr inż. Andrzej Kot). Początkowo planowano wykonać nadbudowę w postaci nasypu ze skały płonnej po stronie odwodnej (wariant wyjściowy). Przeprowadzone symulacje numeryczne wykazały, iż rozwiązanie takie pozwala zapewnić szczelność wału (brak wycieków, Rys. 4) .



Rys. 4. Rozkład ciśnień (a) i prędkości filtracji (b) w fazie kulminacyjnej wezbrania – wał nadbudowywany skałą płąną posadowiony na słabym podłożu

Fig. 4. Pore pressure (a) and flow distribution (b) during culmination of the flood – embankment enlarged with use of gangue, founded on weak subsoil

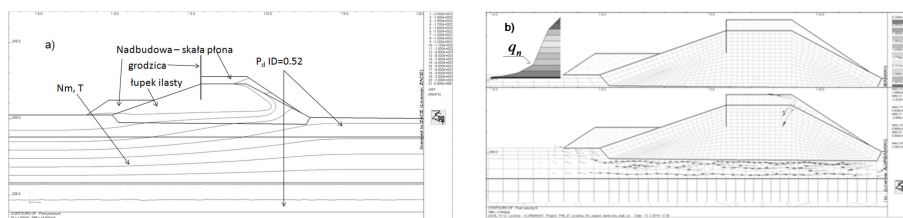


Rys. 5. Mechanizm zniszczenia (powierzchnia poślizgu) a) przy braku piętrzenia i w fazie opadającej b) przy pełnym piętrzeniu – wał nadbudowywany skałą płąną posadowiony na słabym podłożu

Fig. 5. Failure mode (sliding surface) a) in the absence of damming and during culmination b) during lowering phase of the flood – embankment enlarged with use of gangue, founded on weak subsoil

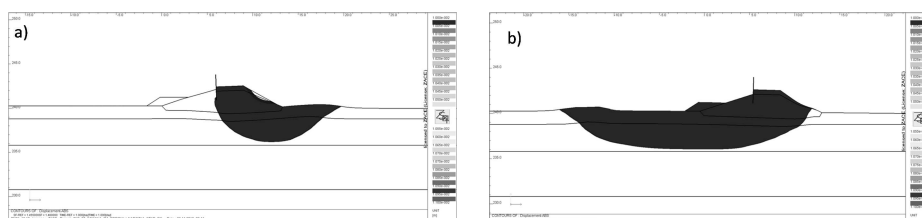
Analiza wykazała, iż rozwiązanie to nie spełnia wymogów stateczności z uwagi na obecność słabej warstwy gruntów organicznych w podłożu (uzyskano współczynniki stateczności: przy braku piętrzenia 1.25, przy pełnym piętrzeniu 1.07, w fazie opadającej 1.18 – Rys. 5).

Z uwagi na stwierdzony znaczny niedobór stateczności wariantu wyjściowego wału zdecydowano się na zastosowanie zabudowy bulwarowej, z wykorzystaniem ścianki szczelnej. Dla zapewnienia stateczności skarpy odpowietrznej niezbędne okazało się zastosowanie niewielkiego nasypu dociążającego. Ostatecznie uzyskano wał szczelny (wycieki do  $0.1 \text{ m}^3/\text{d}/\text{m}$ , Rys. 6) i stateczny (współczynniki stateczności przy braku piętrzenia 1.46, przy pełnym piętrzeniu 1.76, w fazie opadającej 1.49 – Rys. 7).



Rys. 6. Rozkład ciśnień (a) i prędkości filtracji (b) w fazie kulminacyjnej wezbrania – wał z zabudową bulwarową posadowiony na słabym podłożu

Fig. 6. Pore pressure (a) and flow (b) distribution during culmination of the flood – embankment with boulevards, founded on weak subsoil



Rys. 7. Mechanizm zniszczenia (powierzchnia poślizgu) a) przy braku piętrzenia i w fazie opadającej b) przy pełnym piętrzeniu – wał z zabudową bulwarową posadowiony na słabym podłożu

Fig. 7. Failure mode (sliding surface) a) in the absence of damming and during culmination b) during lowering phase of the flood – embankment with boulevards, founded on weak subsoil

Rozwiązanie z zabudową bulwarową zostało zaakceptowane do realizacji i wykonane przez firmę Przedsiębiorstwo Budownictwa Wodno-Inżynierskiego w Krakowie Sp. z o.o w roku 2014, na długości około 225 m. Roboty polegały na nadbudowie oraz poszerzeniu istniejącej grobli poprzez usypanie warstw gruntu o miąższości ok. 0,3-0,5m. Każda warstwa, przed usypaniem następnej, została zagęszczona do wymaganego wskaźnika zagęszczenia tj.  $I_s \text{ min.} = 0,92$ . Do nadbudowy grobli wykorzystano skałę płonną z kopalni Silesia znajdującą szerokie zastosowanie przy tego typu inwestycjach.

### 3. Wnioski końcowe

Przedstawiona w niniejszej pracy metodologia prowadzenia symulacji numerycznych pracy wałów przeciwpowodziowych w trakcie wezbrania jest skutecznym narzędziem wspomagającym pracę projektanta-hydraulika, pozwalającym na racjonalne podejmowanie decyzji projektowych poprzez realną prognozę zachowania się wału w warunkach powodziowych.

### Literatura

- [1] Urbański A., Grodecki M. : FE approach to coupled transient flow and stability analysis of antiflood embankments, Proceedings of the third international conference on advances of computer methods in geotechnical and geoenvironmental engineering – Moskwa2000, A.A. Balkema, Rotterdam, Holandia 2000.
- [2] Urbański A., Truty A., Grodecki M. : Modelowanie numeryczne nieustalanej filtracji i stateczności wałów przeciwpowodziowych, Materiały Pokonferencyjne IX Konferencji Technicznej Kontroli Zapór Rytro 29-31.05.2001, IMGW 2001.
- [3] van Genuchten M.Th.: A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, American Society of Soil Sciences, 1980.
- [4] Eurokod 7 PN-EN 1997-1 Projektowanie Geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
- [5] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie, Dz. U. 2007 nr 86 poz. 579.
- [6] Z\_Soil.PC, Theoretical Manual, ZACE Services Ltd., Lozanna 2000.

### NUMERICAL SIMULATIONS IN THE ANALYSIS OF ANTI-FLOOD DIKES

#### Summary

The paper presents a FE - based methodology of numerical modeling of the most important aspects of assessing safety and serviceability of anti-flood dikes. In particular, due to the time scale of undergoing processes, pore fluid flow must be formulated as a non-steadystate problem, and coupled with mechanical deformation and stability analysis. Examples, illustrating the effectiveness of the proposed approach on practical cases, performed with the software system ZSoil.PC, are shown.

**Keywords:** anti-flood dikes, transient flow, stability of earth structures, FEM, simulations

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.59

Andrzej WINNICKI<sup>1</sup>  
Szymon SEREĞA<sup>2</sup>  
Filip NORYS<sup>3</sup>

## MODELOWANIE EFEKTÓW REAKCJI ASR – PRZYPADEK ZAPORY TYPU GRAWITACYJNEGO

W artykule przedstawiono zagadnienie pęczania betonu sprzężone z reakcją alkalia-krzemionka (ASR). W pierwszej części zaprezentowano opis kinetyki reakcji, następnie omówiono model pęczania bazujący na podejściu normy Model Code 2010. Formuła analityczna jądra pęczania zapisana w Model Code 2010 została przedstawiona w postaci szeregowego połączenia prostych modeli reologicznych Kelvina. Wykonane testy numeryczne pokazały bardzo dobrą zgodność wyników na poziomie punktu materialnego. W kolejnej części przypomniano opracowany wcześniej przez autorów algorytm numeryczny do rozwiązywania problemów chemomechanicznych. Przeprowadzone przykładowe obliczenia dla zapory grawitacyjnej jasno pokazują, że wpływ pęczania na zachowanie się konstrukcji zapory jest stosunkowo niewielki w porównaniu do efektów spowodowanych przez reakcję alkalia-krzemionka.

**Słowa kluczowe:** ASR, reakcja alkalia-kruszywo, pęczanie betonu, betonowe konstrukcje hydrotechniczne

### 1. Wprowadzenie

Reakcja alkalia-krzemionka (ASR) w betonie jest obecnie dobrze rozpoznaną przyczyną uszkodzeń i postępującego pogorszenia stanu technicznego wielu konstrukcji betonowych oraz żelbetowych [4]. Zjawisko reakcji zostało po raz pierwszy zaobserwowane w 1940 roku przez Stanton, który badał przyczyny zarysowania konstrukcji żelbetowych w Kalifornii [4]. Stanton zasugerował, że przyczyną uszkodzeń betonu jest reakcja zachodząca w obecności wody pomiędzy alkaliem zawartym w cemencie ( $\text{Na}_2\text{O}$ ,  $\text{K}_2\text{O}$ ) oraz krzemionką ( $\text{SiO}_2$ ) stanowiącą składnik kruszywa. Końcowym produktem reakcji jest hydrofilny żel silnie zwiększający objętość pod wpływem absorpcji wody.

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Andrzej Winnicki, Politechnika Krakowska, 31-155 Kraków, 12 628 23 73, andrzej@hypatia.L5.pk.edu.pl

<sup>2</sup> Szymon Seręga, Politechnika Krakowska, 31-155 Kraków, 12 628 23 96, szymon.serega@pk.edu.pl

<sup>3</sup> Filip Norys, Studia Doktoranckie Politechniki Krakowskiej, 31-155 Kraków, 12 628 23 73, filipnorys@interia.pl

W ostatnich dwóch dekadach prowadzono liczne badania odnośnie chemo-mechanicznych aspektów reakcji ASR oraz wpływu produktów reakcji na zachowanie i trwałość istniejących konstrukcji betonowych. W rezultacie tych badań rozwinięto szereg chemomechanicznych modeli fenomenologicznych opisujących zachowanie się betonu poddanego oddziaływaniu reakcji ASR w różnych warunkach termicznych i wilgotnościowych – zob. np. [6-9].

Artykuł jest kontynuacją badań nad modelowaniem numerycznym oddziaływania reakcji alkalia-krzemionka, których wyniki były wcześniej prezentowane w pracach [10-11]. Obecnie skupiono się na wpływie pełzania sprzężonego z oddziaływaniem ASR.

## 2. Opis kinetyki reakcji

Opierając się na podejściu zaproponowanym w pracach [6]i[8] kinetyka reakcji jest definiowana za pomocą bezwymiarowej zmiennej zwanej stopniem reakcji  $\xi$ , opisującej rozwój reakcji, zmieniającej się od 0.0 do 1.0. W przypadku reakcji ASR, charakteryzującej się przyrostem objętości produktu w stosunku do składników (pęcznieniem), stopień reakcji jest funkcją chemicznego odkształcenia objętościowego spowodowanego reakcją i opisuje się równaniem:

$$\xi(t) = \frac{\varepsilon_{ASR}(t)}{\varepsilon_{ASR}^{\infty}}, \quad \varepsilon_{ASR}^{\infty} = \varepsilon_{ASR}(t \rightarrow \infty), \quad 0.0 \leq \xi(t) \leq 1.0$$

w którym  $\varepsilon_{ASR}(t)$  jest swobodnym odkształceniem betonu w czasie  $t$  powstałym w wyniku reakcji ASR,  $\varepsilon_{ASR}^{\infty}$  jest maksymalnym, końcowym swobodnym odkształceniem betonu spowodowanym reakcją ASR. W ten sposób wewnętrzna zmienna  $\xi$  jest stowarzyszona z mierzalną wielkością – swobodnym odkształceniem betonu. Kinetyka reakcji opisana jest następującym równaniem:

$$A_m(\xi) = k_d \frac{d\xi}{dt}$$

gdzie  $A_m(\xi)$  jest zmianą w stężeniu molowym substratów,  $k_d$  jest parametrem reakcji. Wartość  $A_m(\xi)$  zmniejsza się od wartości na początku reakcji wynoszącej  $A_m(\xi = 0.0) = A_{m0}$  do wartości końcowej  $A_m(\xi = 1.0) = 0.0$  kiedy reakcja zanika. Rząd kinetyki reakcji jest określony poprzez funkcję  $A_m(\xi)$ . Na podstawie pracy [5] przyjęto zmodyfikowaną postać kinetyki reakcji pierwszego rzędu:

$$1 - \xi = t_c(\xi) \frac{d\xi}{dt} \tag{1}$$



Powyższa relacja nie opisuje wprost kinetyki pierwszego rzędu ponieważ parametr  $t_c$  zależy od stopnia reakcji według następującej formuły:

$$t_c(\xi) = \tau_{ch} \frac{1 + \exp(-\tau_{lat} / \tau_{ch})}{\xi + \exp(-\tau_{lat} / \tau_{ch})}$$

gdzie  $\tau_{lat}$  jest czasem opóźnienia (opisującym pierwszy okres reakcji, podczas którego żel wypełnia pory betonu wywierając niewielkie ciśnienie na szkielet materiału),  $\tau_{ch}$  jest czasem charakterystycznym, od którego zależy prędkość reakcji. W przypadku stałych w czasie temperatury i wilgotności (tzn.  $\tau_{lat}$  oraz  $\tau_{ch}$  mają stałą wartość) równanie (1) ma rozwiązanie zamknięte:

$$\xi(t, T) = \frac{1 - \exp(-t/\tau_{ch}(T))}{1 + \exp(-(t - \tau_{lat}(T))/\tau_{ch}(T))}$$

W pracy [5] zaproponowano zależność powyższych stałych od temperatury wykorzystując prawo Arrheniusa:

$$\tau_{lat}(T) = \tau_{lat}(T_0) \exp\left(U_{lat} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right); \quad \tau_{ch}(T) = \tau_{ch}(T_0) \exp\left(U_{ch} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right)$$

gdzie  $U_{lat}$  i  $U_{ch}$  są termicznymi stałymi aktywacji odpowiednio dla czasu opóźnienia  $\tau_{lat}$  i czasu charakterystycznego  $\tau_{ch}$ . W celu uwzględnienia wpływu wilgotności względnej na rozwój reakcji autorzy niniejszej pracy zmodyfikowali powyższe formuły:

$$\tau_{lat}(T, RH) = \tau_{lat}(T_0) \exp\left(U_{lat} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right) f_5(RH)$$

$$\tau_{ch}(T, RH) = \tau_{ch}(T_0) \exp\left(U_{ch} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right) f_6(RH)$$

gdzie  $f_{5,6}(RH) = \left(\frac{RH}{100}\right)^{k,l}$ .

W powyższych równaniach zostały wprowadzone dodatkowe parametry  $k$  oraz  $l$ . Opracowana została procedura kalibracji parametrów modelu na podstawie danych doświadczalnych (zarówno zaproponowanych w pracy [5] jak i nowo wprowadzonych), wykorzystująca metodę najmniejszych kwadratów. Szczegółowa analiza oraz porównanie symulacji numerycznych z dostępnymi rezultatami doświadczeń ([5], [7]) została przedstawiona w pracach [10-11]. W opinii autorów wyniki obliczeń bardzo dobrze odzwierciedlają rezultaty eksperymentów.

### 3. Model pełzania betonu

Nowym elementem w proponowanym podejściu do symulacji oddziaływania reakcji ASR na konstrukcje betonowe jest uwzględnienie zjawiska pełzania betonu. Ze względu na fakt, że czas rozwoju reakcji ASR jest długi (w rzeczywistych obiektach wynoszący kilka do kilkudziesięciu lat) analiza mechaniczna powinna uwzględniać efekty pełzania betonu. W artykule przyjęto analityczny model pełzania według normy Model Code 2010 [15]. W normie tej współczynnik pełzania został rozdzielony na dwie składowe: pełzanie bazowe oraz pełzanie w wyniku wysychania betonu. W artykule analizowane są konstrukcje masywne (zapory grawitacyjne), w przypadku których zmiany wilgotności praktycznie w całej konstrukcji są niewielkie. Dlatego bez popełniania większego błędu składową pełzania od wysychania można zaniedbać. Ponadto w modelu pełzania jest niezbędnym uwzględnienie wpływu stopnia reakcji ASR. W proponowanym podejściu przyjęto, że jedynie moduł sprężystości jest funkcją stopnia reakcji  $\xi$ . Sprężenie pomiędzy stopniem reakcji ASR (powodującym redukcję modułu sprężystości), a pełzaniem betonu zostało uwzględnione w następujący sposób:

$$J(t, \tau, \xi) = \frac{1}{E_0(\xi)} + \frac{\varphi_{bc}(t, \tau)}{E_0(\xi = 0.0)} \quad (2)$$

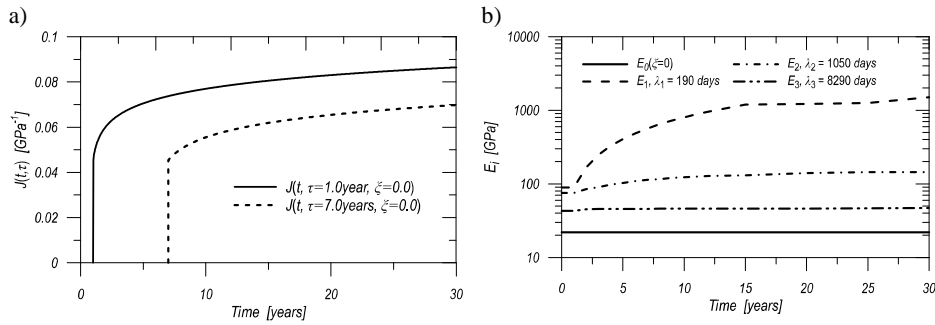
gdzie  $J(t, \tau, \xi)$  jest jądrem pełzania,  $E_0$  jest modułem sprężystości betonu,  $\varphi_{bc}$  jest bazowym współczynnikiem pełzania wg [15]. Na rys. 1a przedstawiono przykładowe przebiegi funkcji pełzania  $J$  dla różnych czasów obciążenia konstrukcji oraz stopnia reakcji  $\xi = 0.0$ .

W analizie numerycznej funkcja pełzania jest aproksymowana za pomocą skończonego szeregu Dirichleta. Zdegenerowana formuła na funkcję pełzania może być interpretowana jako szeregowe połączenie kilku klasycznych modeli Kelvina (szeregowy układn zestawów równolegle połączonych tłumika viskozycznego i sprężyny):

$$\bar{J}(t, \tau, \xi) = \frac{1}{E_0(\xi)} + \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i(\tau)} \left( 1 - e^{-\frac{t-\tau}{\lambda_i}} \right) \quad (3)$$

gdzie  $E_i$  są sztywnościami poszczególnych sprężyn w modelu szeregowym, a  $\lambda_i$  czasami opóźnienia (retardacji). Zdegenerowana formuła (3), opisująca funkcję pełzania, pozwala w procesie obliczeniowym uniknąć konieczności pamiętania pełnej historii naprężenia  $\sigma(t)$ . Powyższy model jest standardowo zaimplementowany w programie DIANA [14]. Sztywności  $E_i$  potrzebne do zdefiniowania zdegenerowanej funkcji pełzania dla wybranych czasów opóźnienia  $\lambda_i$  zostały wyliczone wykorzystując procedury kalibracji parametrów materiał-

wych dostępnych w programie DIANA przy ograniczeniu szeregu modeli Ke-lvina do trzech elementów ( $n = 3$ ). Obliczenia kalibracyjne wykonano dla zero-wej wartości kinetyki reakcji. Wartości sztywności  $E_i$  oraz czasy retardacji zo-stały pokazane na rys. 1b.

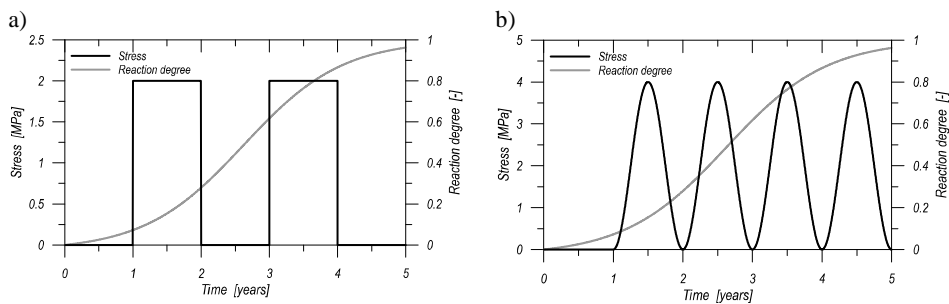


Rys. 1. a) przykładowe funkcje pełzania analizowanej zapory, b) parametry materiałowe zdegenerowanego modelu funkcji pełzania

Fig. 1. a) example of creep functions for concrete in analyzed dam, b) materials parameters for degenerated model of creep function

W celu porównania odpowiedzi mechanicznej materiału otrzymanej na podstawie funkcji pełzania wg [15] i jej zdegenerowanej formy wykonano przy-kładowe obliczenia na poziomie punktu materialnego. Dla podejścia [15] zaimplementowano stosowną procedurę całkowania równań fizycznych w programie MathCAD, natomiast dla zdegenerowanej funkcji pełzania użyto modelu materiału dostępnego w bibliotece materiałów programu DIANA. W obliczeniach uwzględniono zmienny w czasie przebieg stopnia reakcji  $\zeta$ , zdefiniowany jako wartość wejściowa.

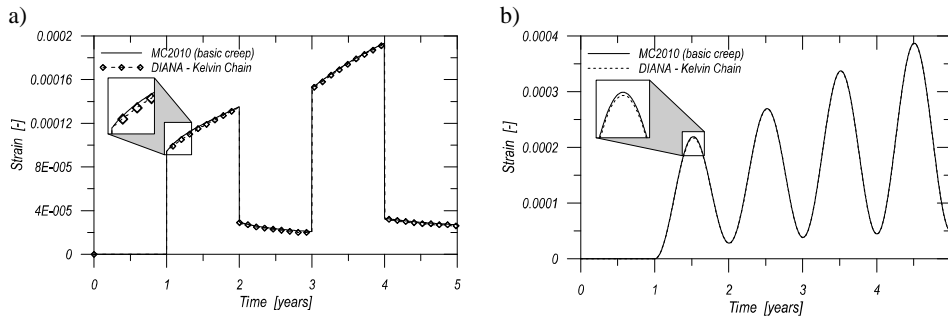
Na rys. 2 pokazano dwa analizowane scenariusze obciążenia oraz przebieg reakcji w czasie. Pierwszy schemat obciążenia jest funkcją okresowo stałą, drugi scenariusz obciążenia przebiega zgodnie z funkcją sinus, natomiast stopień reakcji



Rys. 2. Scenariusze obciążeń oraz przebieg reakcji ASR w czasie

Fig. 2. Loading scenarios and ASR reaction course in time

przebiega od 0.0 do 1.0. W analizowanych przypadkach obciążenia odpowiedź materiału wskazuje, że formuła zdegenerowana funkcji pełzania dostarcza wyniki o dużej zgodności z rozwiązaniem analitycznym dla funkcji pełzania danej w [15] – rys.3.



Rys. 3. Odskształenia pełzania obliczone dla funkcji pełzania według równań (2) i (3)

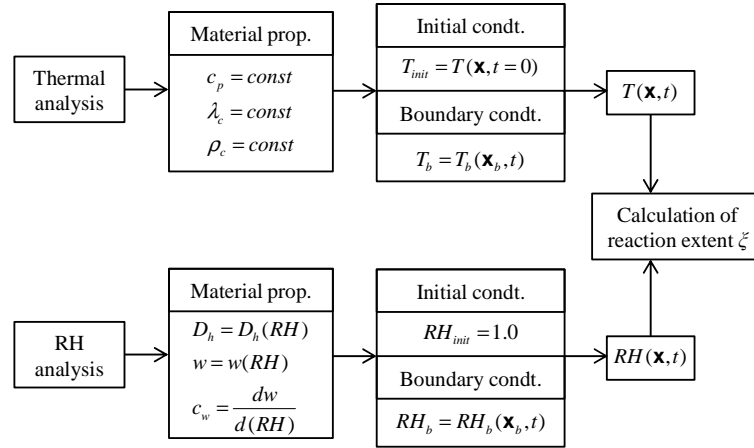
Fig. 3. Calculated strains for creep functions according to Eq. (2) and (3)

#### 4. Algorytm numeryczny

Autorzy opracowali algorytm numeryczny dla zaprezentowanej w punkcie 2 kinetyki reakcji pozwalający, na modelowanie problemów chemomechanicznych z wykorzystaniem standardowych programów do nieliniowej analizy MES (np. DIANA) - [10-11]. Algorytm ten jest przytoczony jeszcze raz poniżej ze względu na czytelność i kompletność niniejszej pracy.

Stopień reakcji jest traktowany jako zmienna wejściowa (zmienna stanu) do analizy mechanicznej. Dlatego dla danych warunków początkowych i zmiennych w czasie warunków brzegowych, stopień reakcji  $\zeta$  jest obliczany jako zmienna skalarna na danym obszarze dla każdej chwili czasowej.

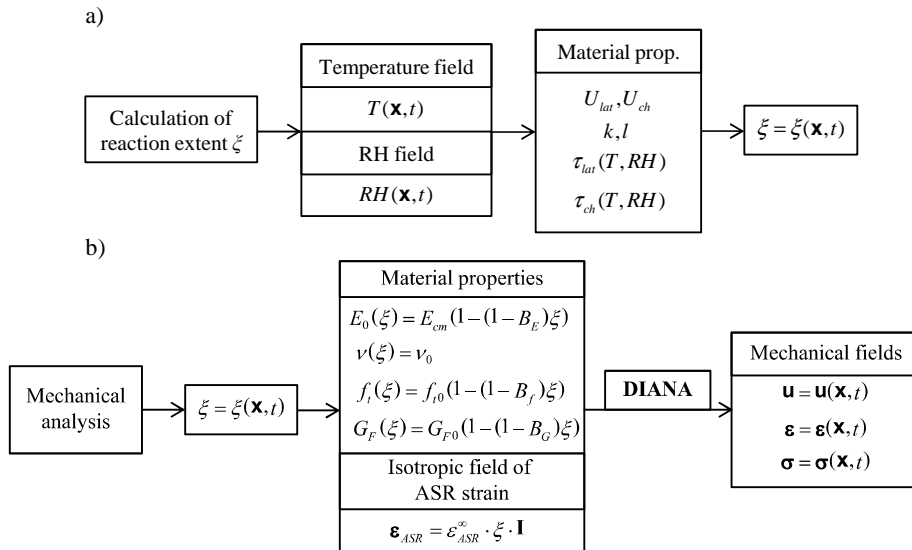
Ponieważ stopień reakcji silnie zależy od temperatury i wilgotności względnej najpierw należy obliczyć pola tych zmiennych w całym analizowanym przedziale czasowym. W prezentowanym podejściu pola termiczne i wilgotnościowe potraktowano jako rozprężone, a zmienne w czasie temperaturę i wilgotność względną obliczono rozwiązując niestacjonarne równanie Fouriera-Kirchhoffa dla problemu termicznego i równanie transportu masy w przypadkach pól RH [12]. Zależne od wilgotności parametry materiałowe takie jak izotermy sorpcji, pojemność wilgotności oraz dyfuzyjność betonu, niezbędne do rozwiązania równania transportu masy (wilgoci), zostały zaczerpnięte z pracy [13]. Współczynnik przewodzenia ciepła oraz pojemność cieplną betonu przyjęto stałe. Powyższe obliczenia wykonano z wykorzystaniem standardowych modeli transportu potencjału zaimplementowanych w systemie MES DIANA. Schematyczne podsumowanie wstępnej analizy termiczno-wilgotnościowej przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4 Algorytm obliczeniowy – część 1  
 Fig. 4. Computational algorithm – part-1

Mając dane wyjściowe pola termiczne i wilgotnościowe w całym analizowanym przedziale czasowym oblicza się niestacjonarne pole stopnia reakcji  $\zeta$  rozwiązując równanie (1) – rys. 5a. W ostatnim stadium obliczeniowym przeprowadza się analizę mechaniczną z wykorzystaniem pola  $\zeta$  jako zmiennej wejściowej – rys. 5b.

W analizie mechanicznej przyjęto, że zarówno moduł sprężystości oraz parametry wytrzymałościowe (wytrzymałość na rozciąganie, energia pęknięcia) są



Rys. 5 Algorytm obliczeniowy – część 2  
 Fig. 5. Computational algorithm – part-2

funkcjami zależnymi od stopnia reakcji  $\xi$  oraz że ulegają degradacji wraz ze wzrostem wartości  $\xi$ . Pęcznienie betonu w wyniku reakcji ASR zostało uwzględnione jako izotropowe, wymuszone odkształcenie chemiczne  $\epsilon_{ASR}$  liniowo zależne od zmiennej  $\xi$ . Beton został zamodelowany z wykorzystaniem podejścia wielokierunkowych, nieortogonalnych rys rozmytych [2] z uwzględnieniem pełzania w postaci modelu zdegenerowanego opisanego w punkcie 3.

Szczegóły sprzężenia pomiędzy modelem rys rozmytych i pełzania opisano w pracy [3]. Obiektywność rozwiązania względem przyjętych wymiarów siatki elementów skończonych uzyskano poprzez utrzymanie stałej energii pęknięcia dla powierzchni „zarysowanego” elementu skończonego (jest to tzw. podejście „fractureenergy trick” [2]).

## 5. Przykład analizy zapory

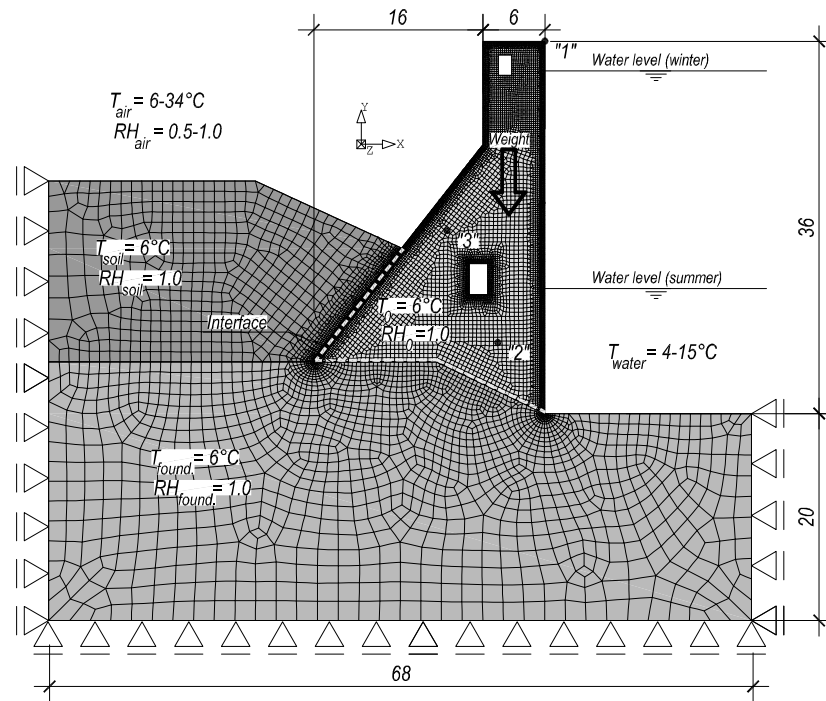
Jako przykład ilustrujący prezentowane podejście do modelowania wpływu reakcji ASR na rzeczywiste konstrukcje betonowe wybrano przypadek zapory grawitacyjnej Fontana, analizowanej również przez innych badaczy [1]. Zapora Fontana zlokalizowana jest w Północnej Karolinie w Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej, w hrabstwie Graham. Budowa obiektu została ukończona w 1946 roku. Trzy lata później zaobserwowano pierwsze zarysowania konstrukcji wraz z przemieszczeniem korony w stronę zbiornika. Kolejne przeglądy (rok 1972) wykazały duże pęknięcia wewnątrz zapory. Badania petrograficzne z 1999 roku wykazały w betonie obecność produktów reakcji ASR [1].

Na rysunku 6 przedstawiono analizowaną zaporę wraz z podłożem, zastosowaną topologią siatki MES oraz warunkami brzegowymi i początkowymi. W poprzednich pracach zespołu autorskiego [10-11] zaprezentowano analizę niniejszej zapory poddanej obciążeniu ciężarem własnym, obciążeniu hydrostatycznemu wody oraz oddziaływaniu reakcji ASR, ale bez uwzględnienia odkształceń pełzania. Obecnie, w nawiązaniu do poprzednich wyników, analizowany jest identyczny obiekt, z tym, że w obliczeniach uwzględniono wpływ pełzania. Szczegóły parametrów mechanicznych i chemicznych modelu, jak również dokładny opis warunków brzegowych dostępny jest w pracach [10-11].

Analiza numeryczna zapory Fontana składa się z dwóch części. Pierwsza jest odwzorowaniem normalnej eksploatacji konstrukcji w okresie 30-letnim, druga opisuje sytuację wyjątkową – powodziowe podwyższenie się zwierciadła wody ponad koronę zapory aż do zniszczenia konstrukcji.

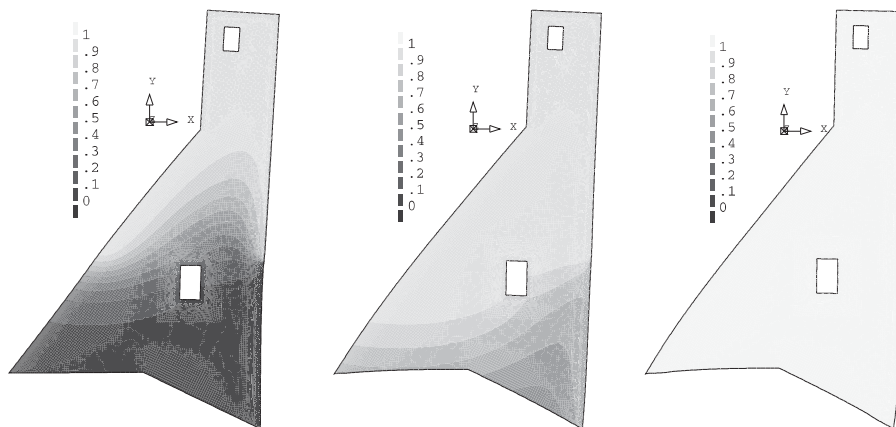
Postępując według algorytmu streszczonego powyżej w pierwszym kroku analizy wyznaczono pola termiczne i pola wilgotności względnej w konstrukcji. Na podstawie tych pól obliczono pole stopnia reakcji w całym rozpatrywanym przedziale czasowym. Wyniki obliczeń po 7, 14 i 30 latach pokazano na rys. 7.

Na rysunku 8 zaprezentowano morfologię zarysowania po 30 latach oddziaływania ASR z uwzględnieniem i bez uwzględnienia efektów pełzania. Rysunek ten pokazuje, że pełzanie zmniejsza obszary zarysowań głównie w środkowej części zapory.



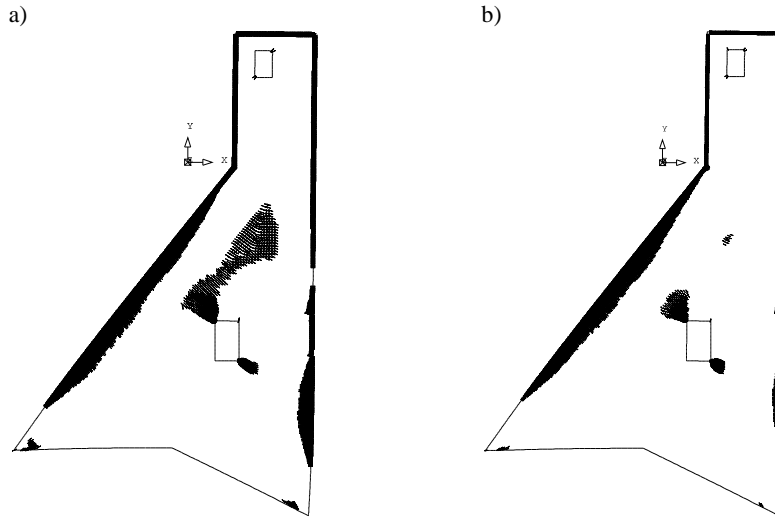
Rys. 6. Przekrój przez zapórę Fontana wraz z podłożem

Fig. 6. Cross section of Fontana dam together with foundation on subsoil



Rys. 7. Pola stopnia reakcji w konstrukcji zapory po 7, 14 i 30 latach

Fig. 7. Reaction extent fields in dam: after 7, 14 and 30 years, respectively

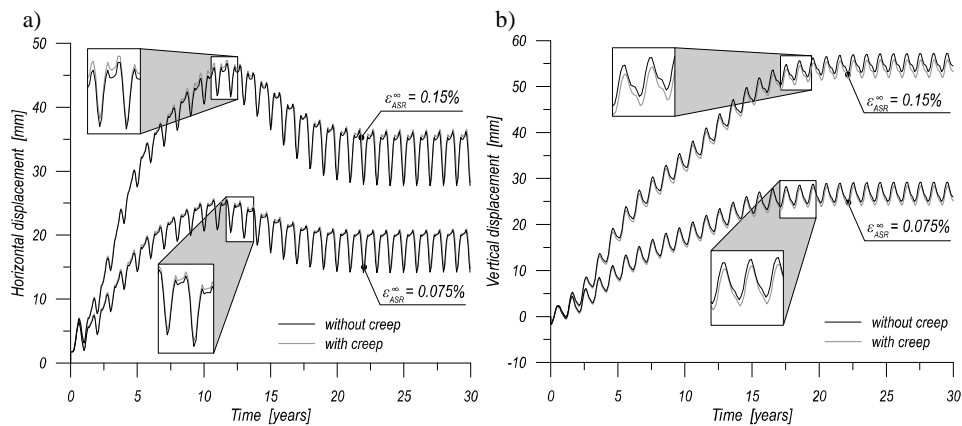


Rys. 8. Morfologia zarysowań po 30 latach,  $\epsilon_{ASR}^{\infty} = 0.075\%$  : a) bez pełzania, b) z pełzaniem (na rysunku pokazano również rysy zamknięte)

Fig. 8. Crack pattern after 30 years,  $\epsilon_{ASR}^{\infty} = 0.075\%$  : a) without creep, b) with creep (note that closed cracks are also shown)

Na rysunku 9 przedstawiono historię przemieszczeń korony zapory. Z rysunku tego wynika, że po 30 latach oddziaływania ASR przemieszczenia zapory są ustabilizowane. Ponadto z rysunku 9 można wnioskować, że wpływ pełzania na przemieszczenia konstrukcji jest zanedbywalnie mały.

Następnym przypadkiem obliczeniowym jest sytuacja wyjątkowa – fala powodziowa oddziałująca na konstrukcję po 30 latach rozwoju reakcji ASR

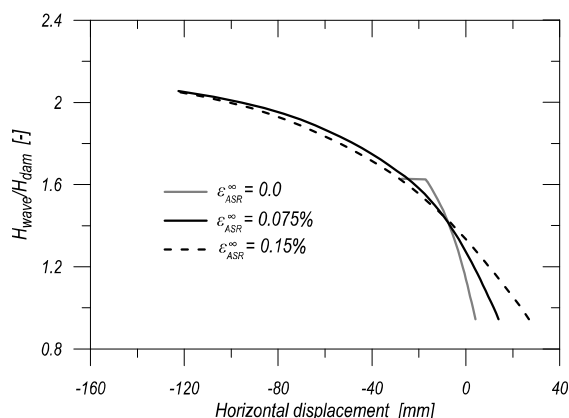


Rys. 9 Przemieszczenia korony zapory: a) poziome, b) pionowe

Fig. 9. Displacements of the crown of dam: a) horizontal, b) vertical



wraz z uwzględnieniem odkształceń pełzania. Na rysunku 10 pokazano przemieszczenia korony zapory w stosunku do tzw. Współczynnika przewyższenia fali powodziowej (współczynnik ten definiowany jest jako stosunek wysokości zwierciadła wody podczas powodzi  $H_{wave}$  do wysokości zapory  $H_{dam}$ ). Wartość  $H_{wave}/H_{dam}$  należy interpretować jako globalny współczynnik bezpieczeństwa konstrukcji.



Rys. 10. Współczynnik przewyższenia fali powodziowej versus przemieszczenia poziome zapory  
Fig. 10. Overtopping ratio versus horizontal displacement

Współczynnik  $H_{wave}/H_{dam}$  obliczony po 30 latach oddziaływania ASR jest równy 2.1 – rys. 10. Na rysunku tym pokazano analogiczny wykres dla konstrukcji bez wpływu reakcji ASR. Okazuje się, że w tym przypadku współczynnik przewyższenia jest mniejszy niż dla konstrukcji z wpływem ASR. Tę kontrowersyjną obserwację można wytłumaczyć poprzez fakt, że odkształcenia chemiczne wprowadzają samorównoważący się stan naprężeń, które to naprężenia mają charakter ściskający od strony zbiornika wody, w obszarze przekroju krytycznego tuż powyżej galerii inspekcyjnej (efekt lokalnego doprężenia). Z tego rysunku można również wywnioskować, że konstrukcja zaatakowana reakcją ASR jest znacznie bardziej podatna w porównaniu z zaporą bez wpływu reakcji ASR. Zachowanie takie można wytłumaczyć dużą ilością uszkodzeń nagromadzonych w wyniku oddziaływania reakcji ASR na beton.

## 6. Podsumowanie

Artykuł jest kontynuacją prac nad modelowaniem numerycznym reakcji alkalia-kruszywo w betonie. Wyniki tych prac były wcześniej publikowane w pracach [10-11]. Obecnie skupiono się na analizie łącznego wpływu pełzania oraz reakcji ASR. Dla opisu pełzania wykorzystano podejście z [15] ze zdegenerowaną funkcją pełzania. Przeprowadzone testy numeryczne pokazują, że aprok-

symacja funkcji pełzania z wykorzystaniem jedynie trzech szeregowo połączonych reologicznych modeli Kelvina wystarczająco dokładnie odzwierciedla formułę analityczną.

Efekty mechaniczne reakcji ASR w połączeniu z pełzaniem zostały obliczone z wykorzystaniem program DIANA stosując algorytm rozwiązywania problemów chemomechanicznych rozwijany przez autorów ([10-11]). Jako model mechaniczny wykorzystano zaimplementowany w programie DIANA klasyczny model wielokierunkowych rys rozmytych [2]. Sprzężenie pomiędzy pełzaniem i zarysowaniem uwzględniono wg pracy [3].

Jako przykład numeryczny wybrano przypadek zapory Fontana, który był wcześniej analizowany bez uwzględnienia pełzania [10-11]. Porównanie wyników z i bez pełzania wyraźnie wskazuje, że efekty lepkie mają charakter zaniebdywalny. Stąd płynie wniosek, że w przypadku modelowania oddziaływania reakcji ASR w betonowych konstrukcjach masywnych pominięcie wpływu pełzania jest akceptowalne i zwykle prowadzi do wyników po bezpiecznej stronie.

## Literatura

- [1] Comi, C., Fedele, R. and Perego, U.: A chemo-thermo-damage model for the analysis of concrete dams affected by alkali-silica reaction. *Mech. Mat.*, 2009., 41:210-230.
- [2] de Borst, R.: Smearred cracking, plasticity, creep and thermal loading - a unified approach. *Com. Meth. Appl. Mech. Eng.*, 1987, 62:89-110.
- [3] de Borst, R., and van den Boogaard, A. H.: Finite-element modeling of deformation and cracking in early-age concrete. *J. Eng. Mech. Div.*, 1994, ASCE 120:2519-2534.
- [4] Hobbs, D.W.: Alkali-silica reaction in concrete. Thomas Telford, London 1988.
- [5] Larive, C.: Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation a la compréhension de l'alcali reaction et de ses effets mécaniques. Technical Report LPC, OA 28, Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris 1998.
- [6] Pietruszczak, S.: On the mechanical behaviour of concrete subjected to alkali-aggregate reaction. *Computers & Structures*, 1996, 58:1093-1097.
- [7] Poyet, S.: Etude de la dégradation des ouvrages en béton atteints par la réaction alcali-silice: Approche expérimentale et modélisation numérique multi-échelles des dégradations dans un environnement hydro-chemo-mécanique variable. PhD thesis, Université de Marne-La-Valleé, 2003.
- [8] Ulm, F.-J., Coussy O., Li, K., and Larive, C.: Thermo-chemomechanics of ASR expansion in concrete structures. *J. of Eng. Mech.*, 2000, 126:233-242.
- [9] Winnicki, A. and Pietruszczak, S.: On mechanical degradation of reinforced concrete affected by alkali-aggregate reaction. *J. Eng. Mech.*, 2008, 134:611-628.
- [10] Winnicki, A., Seręga, S. and Norys, F.: Chemoplastic modelling of Alkali-Silica Reaction (ASR). *Computational Modelling of Concrete Structures Euro-C 2014 Int. Conf.*, 765-774, St. Anton am Arlberg 2014, Austria.
- [11] Winnicki, A., Seręga, S. and Norys, F.: Alkali-silica reaction in concrete – chemo-mechanical description. *Cracow University of Technology Jubilee Monograph 478*, Kraków 2015.

- [12] Xi, Y., Bažant, Z. P., and Hamlin, M. J.: Moisture diffusion in cementitious materials. Adsorption isotherms. Adv. Cem. Bas. Mater., 1994, 1:248-257.
- [13] Xi, Y., Bažant, Z. P., and Hamlin, M. J.: Moisture diffusion in cementitious materials. Moisture capacity and diffusivity. Adv. Cem. Bas. Mater., 1994, 1:258-266.
- [14] DIANA Finite Element Analysis. User's Manual.
- [15] International Federation for Structural Concrete, fib Model Code 2010. Final Draft – Volume 1, Lausanne2012, Switzerland.

## MODELLING OF ASR REACTION EFFECTS – CASE STUDY OF GRAVITY DAM

### Summary

Paper deals with creep effects being combined with alkali-silica reaction (ASR) in concrete. At first description of reaction kinetics is discussed, then the creep model is presented based on Model Code 2010 approach. An approximation of analytical formulation in the form of Kelvin chain is proposed. Presented numerical examples show that it renders analytical formulation really well. Next a numerical algorithm developed previously by authors in order to solve chemomechanical problems is recalled. Performed exemplary numerical computations for a gravity dam show clearly that the influence of creep on the overall behavior of the structure is relatively small in comparison with effects caused by ASR itself.

**Keywords:** ASR, alkali-silica reaction, concrete creep, concrete hydrotechnical structures

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.60



Jarosław GÓRSZCZYK<sup>1</sup>  
Konrad MALICKI<sup>2</sup>

## BADANIA GEOSYNTETYKÓW Z WYKORZYSTANIEM METODY DIGITAL IMAGE CORRELATION

Dokładne wyznaczenie odkształceń i naprężeń w poddanych obciążeniom materiałach geosyntetycznych stanowi istotne zagadnienie zarówno z punktu widzenia naukowego jak i praktycznego. Materiały geosyntetyczne są coraz bardziej popularne w budownictwie komunikacyjnym, a ciągły rozwój tych produktów wskazuje na równoczesną potrzebę zastosowania nowych metod badawczych umożliwiających pełną ocenę ich parametrów mechanicznych. W niniejszym artykule przedstawiono wyniki pierwszych prac zrealizowanych z wykorzystaniem nowoczesnej metody Digital Image Correlation (DIC), umożliwiającej bezkontaktowe wyznaczanie przemieszczeń i odkształceń próbek materiałów geosyntetycznych bazując na analizie optycznej. Oprócz standardowego obrazu deformacji dla uśrednionej bazy możliwa jest analiza odkształceń na dowolnym kierunku i dla dowolnej bazy wewnątrz badanego obszaru.

**Słowa kluczowe:** geosyntetyki, cyfrowa korelacja obrazu, badania wytrzymałościowe

### 1. Wprowadzenie

Dokładne określenie odkształceń i naprężeń występujących w poddanych obciążeniom materiałach geosyntetycznych stanowi ważne zagadnienie zarówno z punktu widzenia naukowego jak i praktycznego. Materiały geosyntetyczne są coraz bardziej popularne w budownictwie lądowym, a ciągły rozwój tych produktów wskazuje na równoczesną potrzebę opracowywania i wprowadzania nowych metod badawczych umożliwiających pełną i miarodajną ocenę ich parametrów mechanicznych.

Wg procedury normowej dotyczącej badań geosyntetyków metodą szerokich próbek [9] pomiar deformacji badanego materiału dokonywany jest na jed-

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Jarosław Górszczyk, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, 31-155 Kraków; ul. Warszawska 24. Tel: + 48 12 628-23-68, jgorszcz@pk.edu.pl

<sup>2</sup> Konrad Malicki, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, 31-155 Kraków; ul. Warszawska 24. Tel: + 48 12 628-23-68, kmalicki@pk.edu.pl

nym analizowanym kierunku, tzw. bazy, nie dając informacji o odkształceniach całej powierzchni badanej próbki geosyntetyku.

W niniejszym artykule przedstawiono wyniki pierwszych badań geosyntetyków zrealizowanych z wykorzystaniem nowoczesnej metody Digital Image Correlation (DIC), w literaturze polskojęzycznej określanej jako metoda cyfrowej korelacji obrazu [13] oraz porównano je z wynikami uzyskanymi tradycyjną metodą pomiarową. System opierający się na metodzie DIC umożliwia bezkontaktowe wyznaczenie przemieszczeń i odkształceń próbek materiałów w badaniach statycznych i zmęczeniowych, bazując na optycznej analizie deformacji próbki [4, 5]. Główną zaletą systemu jest możliwość analizy deformacji wszystkich obserwowanych w trakcie badania punktów znajdujących się na powierzchni próbki. Metoda DIC może zostać z powodzeniem wykorzystana w analizach deformacji różnych materiałów budowlanych, w tym kompozytów takich jak np. mieszanki mineralno-asfaltowe, beton cementowy [3, 10, 11].

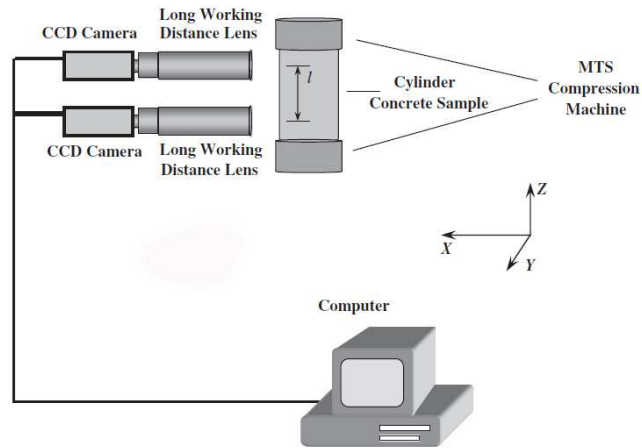
W niniejszym artykule opisano statyczne badania wytrzymałościowe z wykorzystaniem systemu DIC geosiatki Fortrac przeznaczonej do zastosowań geotechnicznych [1, 2] oraz geosiatki szklanej S&P Glasphalt G przeznaczonej do zbrojenia warstw asfaltowych nawierzchni drogowych [8].

## 2. Metody badań

### 2.1. Metoda Digital Image Correlation (DIC)

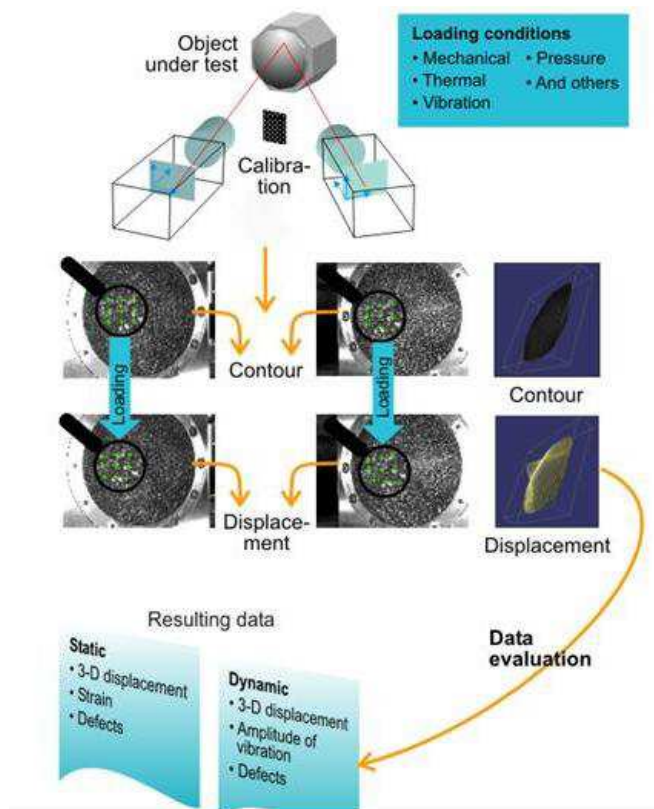
System DIC może zostać zaimplementowany na odpowiednio przygotowanym stanowisku laboratoryjnym realizującym badania mechaniczne i termomechaniczne próbek różnych materiałów i o różnej geometrii [3, 5, 11, 13]. Głównymi elementami wyposażenia systemu są kamery, kontroler oraz komputer z odpowiednim oprogramowaniem. Schemat stanowiska laboratoryjnego bazującego na metodzie DIC pokazano na rysunku 1, a schemat działania systemu pokazano na rysunku 2.

System DIC umożliwia wyznaczenie odkształceń badanego geosyntetyku na dowolnym kierunku i w dowolnym punkcie bez konieczności stosowania tensometrów, pozwala również na rozwiązanie zagadnienia wartości i wektorów własnych dla analizowanej powierzchni. System ten można z sukcesem stosować do wyznaczenia modułów Younga i współczynników Poissona, rozpoznania zjawiska osłabienia bądź umocnienia materiału w szerokim zakresie odkształcenia plastycznego.



Rys. 1. Schemat stanowiska laboratoryjnego wyposażonego w system DIC- na podstawie [7]

Fig. 1. The laboratory testing stand with the DIC system – based on [7]



Rys. 2. Schemat działania systemu DIC – na podstawie [4]

Fig. 2. Functional diagram of the DIC system – based on [4]

Kamera cyfrowa systemu analizująca obszar wyszukuje na powierzchni badanego geosyntetyku punkty charakterystyczne, które stają się punktami odniesienia dla wirtualnej siatki/dyskretyzacji analizowanej powierzchni. Na podstawie rejestrowanych zmian odległości między punktami oraz ewaluacji numerycznej tworzona jest mapa przemieszczeń i odkształceń dla całej widzianej przez kamerę powierzchni badanego materiału. Wyniki pomiarów mogą być przedstawiane graficznie w postaci wyskalowanych kolorowych map.

W analizach zmian położenia punktów na powierzchni badanej próbki wykorzystywane są dwa modele, pierwszy bazujący na przekrojowym współczynniku korelacji (NCC) i drugi bazujący na doborze najmniejszych kwadratów (LSM) [11, 12]. W metodzie NCC dla każdej pozycji obliczany jest współczynnik korelacji  $\rho$  pomiędzy początkowym (stanem niezdeformowanym) i bieżącym położeniem punktów (stanem zdeformowanym). Wybierana jest najbliższa lokalizacja na poziomie piksela poprzez wybór minimalnej wartości wspólnego przekrojowego współczynnika korelacji. Funkcja korelacji przekrojowej estymowana jest po poszukiwanym obszarze, jej maksimum wskazuje najlepsze dopasowanie. Współczynnik  $\rho$  obliczany jest z dyskretnej funkcji przemieszczeń  $(\Delta x, \Delta y)$  i wartości średnich  $\bar{f}$  i  $\bar{g}$  funkcji poziomu szarości  $f(x, y)$  i  $g(x, y)$  porównywanych obszarów wg równania (1) [12]:

$$\rho = \frac{\sum_x \sum_y (f(x, y) - \bar{f}) \times (g(x + \Delta x, y + \Delta y) - \bar{g})}{(\sum_x \sum_y (f(x, y) - \bar{f})^2 \times \sum_x \sum_y (g(x + \Delta x, y + \Delta y) - \bar{g})^2)^{1/2}} \quad (1)$$

Algorytm metody NCC jest szybszy, jednak rozpatrywane są jedynie przesunięcia zbiorów punktów na osi pionowej i poziomej, nie uwzględniając ich obrotów. W metodzie LSM wykorzystywane są bardziej skomplikowane modele i równania funkcji, umożliwiające rozpatrywanie zarówno translacji jak i rotacji zbioru punktów. Najlepsze dopasowanie definiowane jest poprzez minimalizację różnicy poziomów szarości obszarów pomiędzy dwoma kolejnymi krokami (obrazami) analizy przy użyciu metody najmniejszych kwadratów. Korekta parametrów uwzględniająca przesunięcia i obroty wyznaczana jest wg równania (2), w którym  $(a_1, a_2, b_1, b_2)$  są zmiennymi parametrami kształtu, parametry  $(a_3, b_3)$  to parametry przesunięcia,  $e(x_1, y_1)$  jest funkcją residualną dla punktu  $(x_1, y_1)$  w obrazie referencyjnym obszarze (niezdeformowanym),  $r_0, r_1$  to odpowiednio parametry zmiany jasności i kontrastu obrazu w trakcie badania [11, 12]:

$$\begin{aligned} f(x_1, y_1) + e(x_1, y_1) &= r_0 + r_1 \cdot g(x_2(u, v), y_2(u, v)) = \\ &= \bar{g}(r_0, r_1, a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3, ) \end{aligned} \quad (2)$$

Funkcja  $\bar{g}(r_0, r_1, a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3, )$  jest linearyzowana i rozwiązywana wg metody estymacji najmniejszych kwadratów Gaussa – Markova.



## **2.2. Badanie wytrzymałości geosyntetyków na rozciąganie metodą szerokich próbek**

Badania wytrzymałościowe przeprowadzono bazując na normie PN-EN ISO 10319:2015 [9]. Wg procedury normowej określenie odkształcenia próbki dokonywane jest na podstawie rejestracji zmiany długości bazy pomiarowej o długości 60 mm usytuowanej w środkowej części próbki na kierunku równoległym do kierunku zadawanej siły rozciągającej. Norma dopuszcza pomiar deformacji przy użyciu urządzeń mechanicznych, optycznych, podczerwieni lub innych z wyjściem elektrycznym. Próbki do badań powinny mieć 200 mm szerokości i być takiej długości, aby po zamocowaniu ich w szczękach, pomiędzy szczękami znajdowało się minimum 100 mm długości próbki. Minimalna liczba próbek to 5 dla każdego badanego kierunku. Wynikiem badania jest wytrzymałość średnia próbki na rozciąganie.

## **3. Stanowisko badawcze i przygotowanie próbek**

### **3.1. Materiały geosyntetyczne wykorzystane w badaniach**

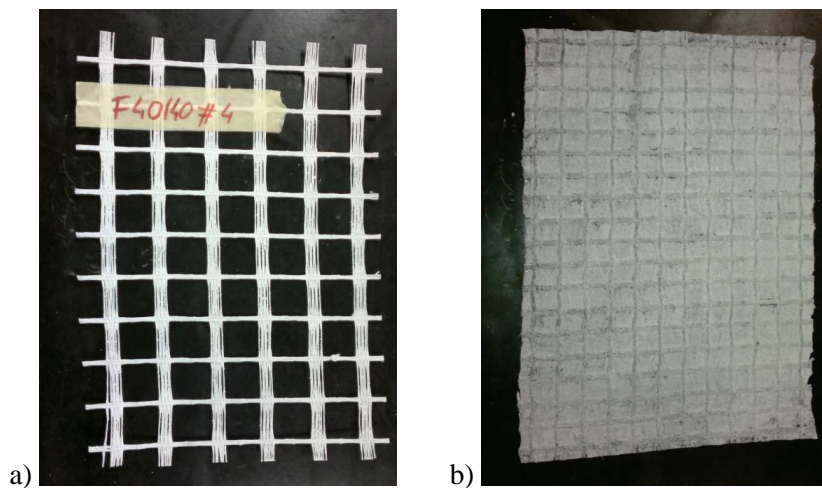
W badaniach wykorzystano próbki przygotowane z geosiatki Fortrac 40/40-35T [1, 2] oraz siatki szklanej S&P Glasphalt G [8].

Geosiatki Fortrac przeznaczone są do wykorzystania w budownictwie komunikacyjnym między innymi do wzmacniania słabego podłoża gruntowego, zbrojenia nasypów i stabilizacji osuwisk [6].

Geosiatka S&P Glasphalt G przeznaczona do zbrojenia warstw asfaltowych wykonana jest z włókien szklanych oraz powlekana jest warstwą bitumiczną z jednostronną posypką z piasku i ochronną folią poliestrową, zabezpieczającą przed sklejeniem się materiału podczas składowania [8].

### **3.2. Przygotowanie próbek**

Do badań przygotowano 20 próbek materiałów geosyntetycznych o wymiarach 20x30 cm każda. Powierzchnia próbek do pomiarów z wykorzystaniem systemu DIC wymagała specjalnego przygotowania. W pierwszej kolejności próbki zostały pokryte warstwą białej farby. Następnie na tak przygotowanej powierzchni rozpylono czarną farbę, tworząc wzór drobnych, czarnych punktów na białym tle. Próbki przygotowane do badań pokazano na rysunku nr 3.



Rys. 3. Próbkki geosyntetyków przygotowane do badań: a) Fortrac, b) Glasphalt G

Fig. 3. Geosynthetic samples prepared for testing: a) Fortrac, b) Glasphalt G

### 3.3. Stanowisko badawcze i parametry badań

Badania geosyntetyków przeprowadzono na laboratoryjnym stanowisku badawczym, którego najważniejszymi elementami są [3]: stanowisko serwohydraulicznej maszyny wytrzymałościowej, kontroler i komputer sterujące systemem DIC, kamery cyfrowe systemu DIC, odpowiednie oświetlenie liniowe.

Badania przeprowadzono w temperaturze + 20 °C, prędkość odkształceń przyjęto wg [9]. Widok stanowiska pokazano na rysunku nr 4.

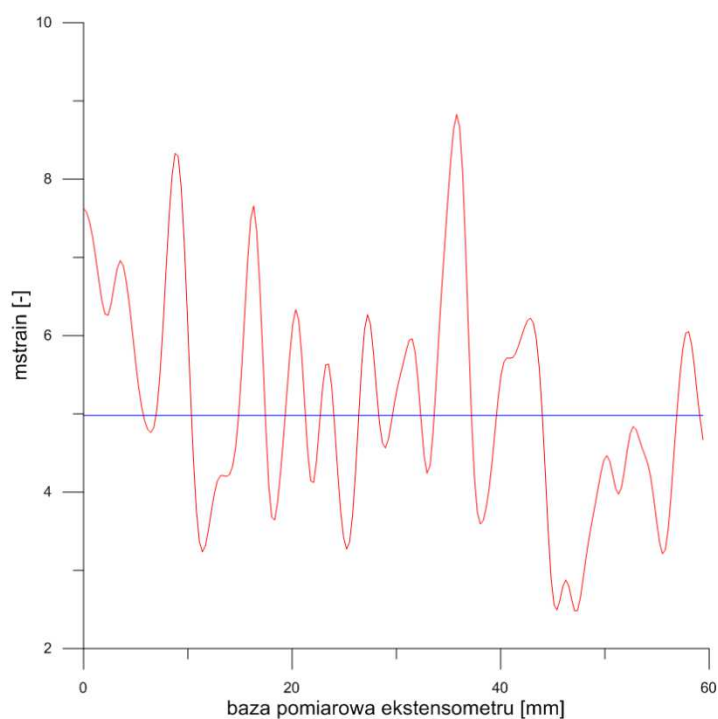


Rys. 4. Stanowisko laboratoryjne do badań geosyntetyków z wykorzystaniem metody DIC

Fig. 4. The laboratory stand for geosynthetic testing using the DIC method

#### 4. Wyniki badań

W tabelach 1 i 2 zamieszczono porównanie wartości odkształcenia liniowego wertykalnego wg normy [9] wyznaczonego przy użyciu dwóch technik pomiarowych dla różnych poziomów obciążenia. Uzyskane w tym zakresie wyniki nie wykazały istotnych różnic, wskazując jednocześnie na poprawność działania systemu DIC i jego dodatkowe możliwości. Na rysunku 5 przedstawiono wykres zmiany odkształcenia liniowego wertykalnego próbki materiału geosyntetycznego wyznaczony z wykorzystaniem systemu DIC w obszarze tradycyjnej bazy pomiarowej ekstensometru.



Rys. 5. Zmienność odkształcenia liniowego wertykalnego w bazie ekstensometru (kolor czerwony), odkształcenie wyznaczone techniką tensometryczną (kolor niebieski), próbka geosyntetyku szklanego, obciążenie 4,5 kN

Fig. 5. Distribution of tensile strain at tested distance (red color), tensile strain measured with using of the extensometer (blue color), the glass geosynthetic sample, load 4.5 kN

Tabela 1. Wartości średnie odkształceń z 5 próbek, geosyntetyk poliestrowy (kierunek osnowa)

Table 1. The tensile strain average values of 5 samples, polyester geosynthetics

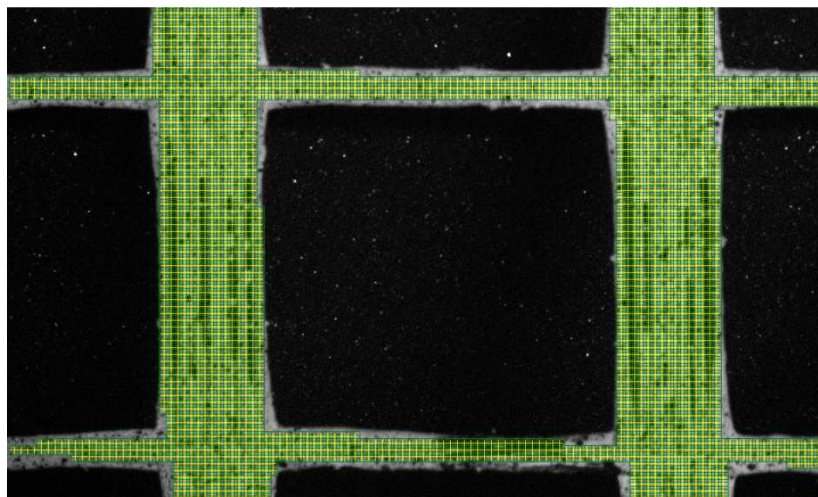
Obciążenie	Odkształcenie liniowe wertykalne		Stosunek wyników
	Technika tensometryczna	DIC (uśrednienie dla bazy 60 mm)	
1	2	3	3/2
2,64 kN	$300 \cdot 10^{-4}$	$336 \cdot 10^{-4}$	1,12
6,27 kN	$600 \cdot 10^{-4}$	$654 \cdot 10^{-4}$	1,09
10,83 kN	$900 \cdot 10^{-4}$	$965 \cdot 10^{-4}$	1,07

Tabela 2. Wartości średnie odkształceń z 5 próbek, geosyntetyk szklany (kierunek osnowa)

Table 2. The tensile strain average values of 5 samples, glass geosynthetics

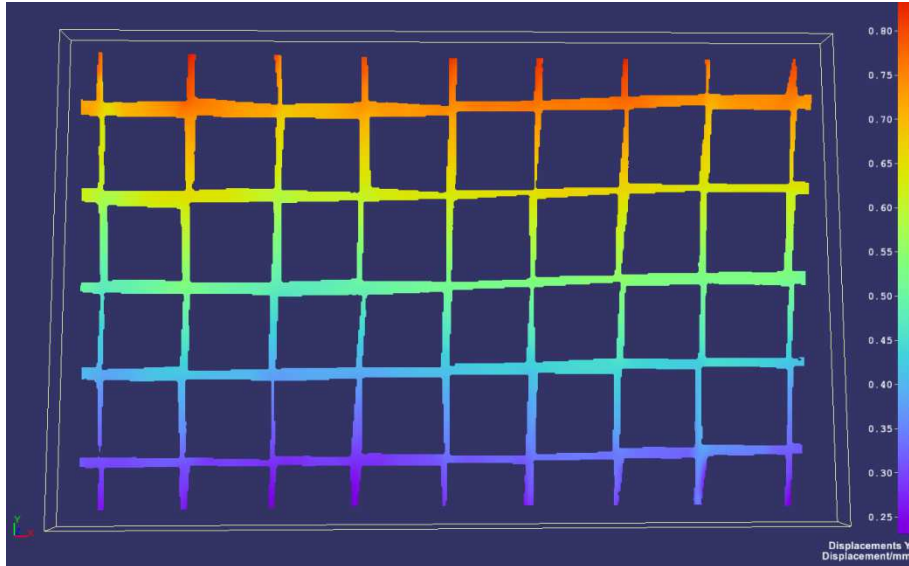
Obciążenie	Odkształcenie liniowe wertykalne		Stosunek wyników
	Technika tensometryczna	DIC (uśrednienie dla bazy 60 mm)	
1	2	3	3/2
18,49 kN	$200 \cdot 10^{-4}$	$209 \cdot 10^{-4}$	1,05
22,10 kN	$250 \cdot 10^{-4}$	$273 \cdot 10^{-4}$	1,09
16,89 kN	$300 \cdot 10^{-4}$	$324 \cdot 10^{-4}$	1,08

Wirtualną siatkę/dyskretyzację analizowanego obszaru geosyntetyku poliestrowego oraz wybrane wyniki badań laboratoryjnych w postaci kolorowych map przedstawiono na rysunkach nr 6–10.

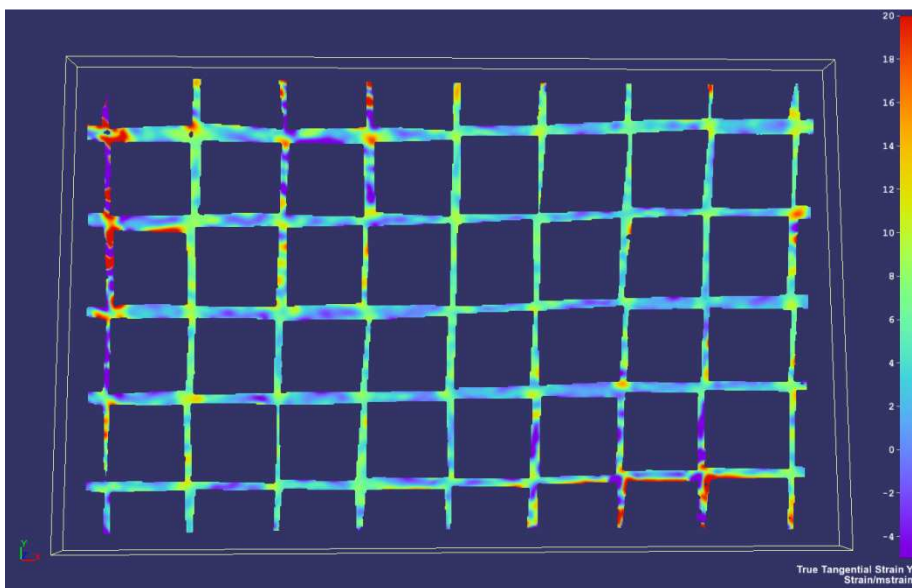


Rys. 6. Siatka metody DIC – próbka geosyntetyku Fortrac

Fig. 6. Grid of the DIC method - Fortrac geosynthetic sample

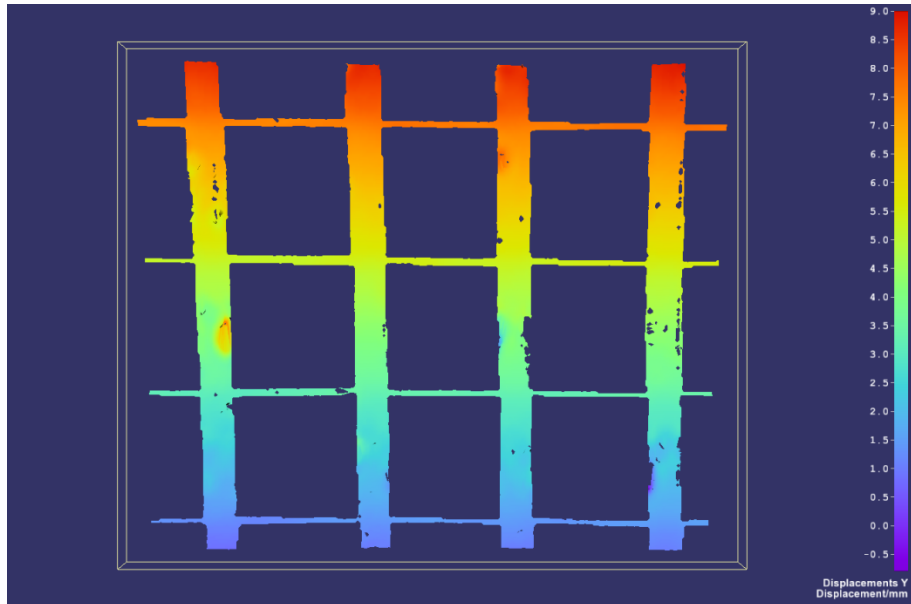


Rys. 7. Rozkład przemieszczeń wertykalnych na powierzchni próbki geosyntetyku Glasphalt G  
Fig. 7. Distribution of vertical displacements of Glasphalt G geosynthetic sample

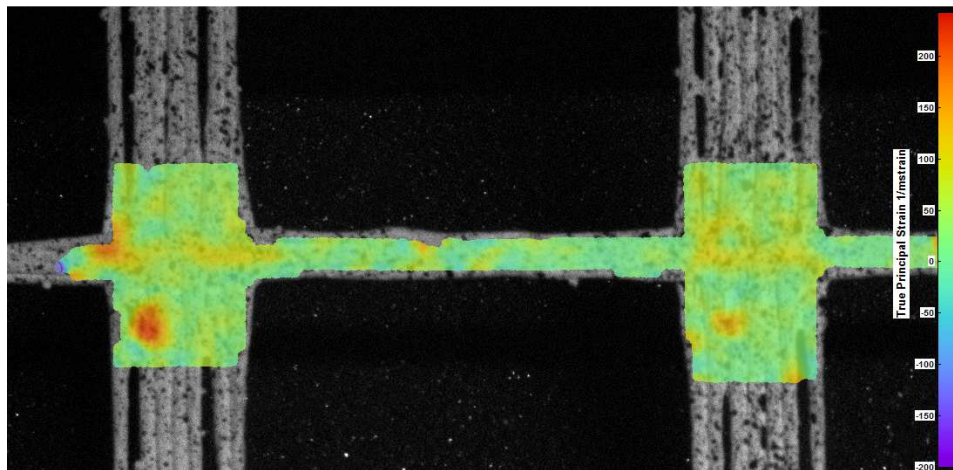


Rys. 8. Rozkład odkształceń liniowych pionowych na powierzchni geosyntetyku Glasphalt G, obciążenie 14,5 kN

Fig. 8. Distribution of vertical tangential strain of Glasphalt G geosynthetic sample, load 14,5 KN



Rys. 9. Rozkład przemieszczeń wertykalnych na powierzchni próbki geosyntetyku Fortrac  
Fig. 9. Distribution of vertical displacements of Fortrac geosynthetic sample



Rys. 10. Rozkład odkształceń głównych na powierzchni węzłów próbki geosyntetyku Fortrac, obciążenie 2,3 kN  
Fig. 10. Distribution of principal strain of Fortrac geosynthetic sample node, load 2,3 kN

## 5. Wnioski

Wyniki przeprowadzonych badań i analiz materiałów geosyntetycznych umożliwiły sformułowanie następujących wniosków:

- Metoda Digital Image Correlation (DIC) zaimplementowana na odpowiednio przygotowanym stanowisku laboratoryjnym umożliwia skuteczne pomiary deformacji geosyntetyków w badaniu rozciągania metodą szerokich próbek.
- Zastosowana metoda umożliwia określenie całościowego, powierzchniowego charakteru pracy geosyntetyku, dając możliwość wyznaczenia miejsc najbardziej wyężonych, również poza bazą – wykrywanie pęknięć (rysunki 8 i 10).
- Możliwość wyznaczenia pola przemieszczeń i odkształceń dla całej powierzchni próbki geosyntetyku wraz z rozwiązaniem zagadnienia wartości i wektorów własnych stanowi dużą zaletę metody, gdyż jest nieosiągalne z użyciem tradycyjnych metod pomiarowych – tensometrów (rysunki 7 i 9).
- Zastosowana metoda pomiarowa otwiera również możliwości dla walidacji modeli geosyntetyków wykonanych z wykorzystaniem metody elementów skończonych (MES).
- Metoda DIC pozwala w badaniach wytrzymałościowych geosyntetyków w pełni uwzględnić i zobrazować specyficzną deformację siatek jako struktur niejednorodnych i anizotropowych (rysunek 10).
- Zastosowany algorytm numeryczny umożliwia wyeliminowanie ruchu próbki jako bryły sztywnej w trakcie badania. Pozwala to np. na ograniczenie wpływu problemu związanego z możliwością wysuwania się próbek badanego geosyntetyku z zacisków szczęk aparatury badawczej.
- W niniejszym artykule zaprezentowano wyniki pierwszych badań, a pełne, optymalne wykorzystanie metody DIC w badaniach wytrzymałościowych geosyntetyków wymaga dalszych prac implementacyjnych.
- W kolejnych pracach badaniom poddane zostaną geosyntetyki trzy i czterosiowe oraz geokompozyty. Przypuszcza się, iż metoda DIC umożliwi analizę wpływu węzłów na pracę całego geosyntetyku oraz stworzy możliwość do analizy pól odkształceń poszczególnych komponentów w układach kompozytowych.

## Literatura

- [1] Fortrac - Immensely Versatile Solutions for Reinforced Soil. 11/15 B HUESKER Synthetic GmbH, Gescher 2015.
- [2] Geosiatki Fortrac w konstrukcjach z gruntów zbrojonych. Przedsiębiorstwo realizacyjne Inora Sp. z o. o. Wydanie II.
- [3] Górszczyk J., Malicki K.: Przenośny system cyfrowej korelacji obrazu 2D do wyznaczania przemieszczeń i odkształceń próbek materiałów drogowych. Logistyka 6, 2014.
- [4] <http://www.dantecdynamics.com> {18.11.2015 r}.



- [5] <http://www.elhys.com>{21.05.2016 r}.
- [6] <http://www.huesker.pl/geos.html>{14.05.2016 r}.
- [7] Huang Y.H., Liu L., Sham F.C., Chan Y.S., Ng S.P., Optical strain gauge vs. traditional strain gauges for concrete elasticity modulus determination. *Optik - International Journal for Light and Electron Optics*, Volume 121, Issue 18, 2010.
- [8] Karta techniczna siatki S&P Glasphalt G, 2013, <http://www.sp-reinforcement.eu>
- [9] PN-EN ISO 10319:2015 Geosyntetyki, Badanie wytrzymałości na rozciąganie metodą szerokich próbek.
- [10] Romeo E., Montepara A.: Characterization of reinforced asphalt pavement cracking behavior using flexural analysis, SIV - 5th International Congress - Sustainability of Road Infrastructures, *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, vol. 53, 2012, pp. 356 – 365.
- [11] Romeo E.: Two-dimensional digital image correlation for asphalt mixture characterisation: interest and limitations, *Road Materials and Pavement Design*, vol. 14, no. 4, 2013, pp. 747 – 763.
- [12] Sutton M. A., Orteu J., Schreier H. W.: *Image Correlation for Shape, Motion and Deformation Measurements*, Springer Science+Business Media, LLC 2009, New York.
- [13] Szymczak T., Grzywna P., Kowalewski Z.: Nowoczesne metody określania wytrzymałościowych właściwości materiałów konstrukcyjnych, *Transport samochodowy* nr 1, 2013.

## RESEARCH ON GEOSYNTHETICS USING DIGITAL IMAGE CORRELATION METHOD

### Summary

The exact determination of stresses and strains occurring in loaded geosynthetic materials is an important issue both from the scientific point of view as well as practical one. Geosynthetic materials are becoming more and more popular in civil engineering and the continuous development of these products indicates the need for simultaneous application of new research methods to enable a full assessment of their mechanical parameters. This article presents the first results of the work carried out using an innovative method of Digital Image Correlation (DIC), enabling contactless determination of deformations of geosynthetic samples based on optical analysis. With using of this method it is possible to analyze deformation in any direction within the study area.

**Keywords:** geosynthetic, Digital Image Correlation, strength tests

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.61



Eugeniusz KODA<sup>1</sup>  
Anna MISZKOWSKA<sup>2</sup>  
Anna SIECZKA<sup>3</sup>  
Paweł FOŁTYN<sup>4</sup>

## ZŁOŻONY SYSTEM UJĘCIA ODCIEKÓW ZE STAREGO SKŁADOWISKA ODPADÓW JAKO ELEMENT BEZPIECZEŃSTWA GEOTECHNICZNEGO

Odcieki w składowisku powstają przede wszystkim w wyniku przenikania wód opadowych przez odpady. W przypadku starych składowisk bez uszczelnienia podstawy, wymagane jest zaprojektowanie złożonego systemu drenażowego. Przebieg ciągów drenażowych powinien być dostosowany do kształtu bryły, tras komunikacyjnych i sposobu zagospodarowania odcieków. Drenaż powinien być tak zaprojektowany aby spełniał wymogi hydrauliczne przez cały okres aktywności biochemicznej składowiska, tj. przez co najmniej 50 lat, dlatego zasadniczego znaczenia nabiera odpowiednie zabezpieczenie drenażu warstwami filtracyjnymi, mineralnymi lub z geowłóknin. W artykule przedstawiono złożony system ujęcia odcieków z rekultywowanego składowiska Radiowo, przed i po przebudowie. Omówiono bilans ilości odcieków i ich skład, a także wyniki badań geowłókniny zastosowanej jako filtr w rowach retencyjnych. Badania wykazały, że dobór materiałów użytych w systemie ujęcia odcieków stanowi istotny element jego skutecznego działania. Dobrze zaprojektowany i wykonany system ujęcia odcieków jest także jednym z elementów zapewnienia bezpieczeństwa geotechnicznego, bowiem położenie krzywej depresji odcieków na składowisku ma znaczący wpływ na globalną stateczność skarp składowiska.

**Słowa kluczowe:** składowisko odpadów, rekultywacja, odcieki, drenaż, bezpieczeństwo geotechniczne

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Eugeniusz Koda, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa, 225935218, eugeniusz\_koda@sggw.pl

<sup>2</sup> Anna Miszkowska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa, 225935213, anna\_miszkowska@sggw.pl

<sup>3</sup> Anna Sieczka, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa, 225935222, anna\_sieczka@sggw.pl

<sup>4</sup> Paweł Fołtyń, ARPAGEO s.c., ul. Powstania Styczniowego 53A, 05-074 Halinów, 603822431, arpageo@op.pl

## 1. Wprowadzenie

Składowiska odpadów to nietypowe obiekty inżynierskie, należące do najtrudniejszych obiektów budowlanych. Związane jest to przede wszystkim z ich dużą powierzchnią, pojemnością, miąższością oraz długim okresem eksploatacji i negatywnym oddziaływaniem na środowisko. Wyeliminowanie lub znaczne ograniczenie oddziaływania tego typu obiektów na środowisko realizowane jest poprzez prace rekultywacyjne [2, 4, 5].

Rekultywacja starych składowisk odpadów polega między innymi na zabezpieczeniu wód gruntowych przed zanieczyszczeniem na terenach przyległych, co może być realizowane przez wykonanie pionowej przesłony przeciwfiltracyjnej, której koniecznym uzupełnieniem jest odpowiedni system ujęcia odcieków. Źle działający system odprowadzania odcieków może prowadzić do wysięków na skarpach, co skutkuje zanieczyszczeniem środowiska wodno-gruntowego na terenach przyległych oraz możliwością utraty stateczności skarpy. Pozostałe prace rekultywacyjne obejmują m.in. wykonanie systemu odgazowania, ukształtowanie i przykrycie bryły składowiska oraz wprowadzenie na powierzchnię odpowiednio dobranych gatunków roślin [5].

Układ ujmowania i zagospodarowania odcieków ze składowiska zwykle tworzą: drenaże odcieków (na starym składowisku najczęściej przyskarpowe drenaże opaskowe i drenaże palczaste), rowy i zbiorniki do retencjonowania odcieków ze składowiska, elementy systemu recyrkulacji, pompownie do przesyłania odcieków, rurociągi tłoczne oraz systemy rozprowadzania zanieczyszczonych wód na powierzchni składowiska, z możliwością ewentualnego rozcieńczania silnie stężonych odcieków na potrzeby nawodnień roślinności [3, 5, 8, 10, 12].

W artykule przedstawiono złożony system ujęcia odcieków na składowisku Radiowo. System zabezpieczający przed wydostawaniem zanieczyszczeń ze składowiska składa się z pionowej przesłony przeciwfiltracyjnej oraz systemu ujęcia odcieków z recyrkulacją odcieków, a następnie z odprowadzeniem odcieków do kanalizacji miejskiej [7, 6]. Podczas przebudowy wykonano badania zastosowanych wcześniej geosyntetycznych materiałów filtracyjnych [11].

## 2. Charakterystyka obiektu

Składowisko „Radiowo”, nazywane potocznie „najwyższą górą na Mazowszu” zlokalizowane jest na terenie Gminy Stare Babice i częściowo na terenie Warszawy (Dzielnica Bemowo). Składowisko Radiowo zostało zatwierdzone jako miejsce składowania odpadów komunalnych z terenu Warszawy w 1961 roku. Od początku działania składowisko nie posiadało żadnych systemów zabezpieczających przed zanieczyszczeniem środowiska wodno-gruntowego, dlatego już w pierwszych latach eksploatacji spowodowało to znaczne szkody w środowisku, które narastały z biegiem lat. Od strony południowej i wschodniej

otoczone jest lasami Parku Leśnego „Bemowo”, zaś od strony północnej składowisko sąsiaduje z zakładem unieszkodliwiania odpadów (d. kompostownią), który położony jest na terenie Dzielnicy Bielany. W odległości ok. 350 m na północ od kompostowni przepływa ciek Lipkowska Woda, dopływ Kanału Zaborowskiego, a w odległości ok. 550 m od kompostowni przebiega ul. Arkuszo-wa, tj. najbliższy pas zabudowy mieszkalnej (domki jednorodzinne i gospodar-cze oraz obiekty użyteczności publicznej). Tereny Kampinoskiego Parku Narodowego oddalone są ok. 3 km na północny-zachód od składowiska [5].

Bryła składowiska w planie zajmuje powierzchnię około 14 ha, a wysokość ponad 60 m. Całkowita kubatura obiektu przekracza 4,5 mln m<sup>3</sup>. Od 1992 roku obiekt stał się składowiskiem technologicznym wyłącznie do wbudowywania odsiewów balastowych z kompostowni Radiowo, a od 2012 roku przyjmuje odpady pochodzące z mechaniczno-biologicznego przetwarzania odpadów komunalnych. Wbudowywane na nim odpady stanowią materiał do kształtowania bryły składowiska. Planowane jest zamknięcie składowiska z końcem 2016 roku i przystosowanie do zagospodarowania jako stoku narciarskiego.

### 3. Bilans wodny składowiska

Bilans wodny składowiska tworzony jest na potrzeby racjonalnej gospodarki wodno-ściekowej oraz do odpowiedniego zaprojektowania systemu odprowadzenia odcieków. Odcieki ze składowisk stanowią silnie zanieczyszczoną chemicznie i biologicznie ciecz, z charakterystyczną zmiennością składu, co ma również znaczenie przy opracowywaniu systemu ich ujęcia i zagospodarowania. W celu zaprojektowania i eksploatacji systemu odprowadzenia odcieków ze składowiska Radiowo opracowano szczegółowy bilans wodny terenu składowiska i kompostowni (Tabela 1).

Tabela 1. Bilans wodny dla składowiska w Radiowie [5]

Table 1. Water balance of Radiowo landfill [5]

Lp.	Wyszczególnienie	Symbol	Jednostki	Wielkość
<u>Przychód</u>				
1	Opad na powierzchni 14 ha	P	m <sup>3</sup>	74340
2	Dopływ z pompowni Σ(P1+P2)	H <sub>2</sub>	m <sup>3</sup>	13500
	Sumowy przychód	P + H <sub>2</sub>	m <sup>3</sup>	87840
<u>Rozchód</u>				
3	Parowanie z intensywnie nawadnianych powierzchni 14 ha	E <sub>r</sub>	m <sup>3</sup>	91000
4	Zdolność retencyjna	ΔR	m <sup>3</sup>	108800
	Sumowy rozchód	E <sub>r</sub> + ΔR		199800

Po uwzględnieniu zrealizowanego odizolowania obszaru składowiska przesłoną przeciwfiltracyjną, można przyjąć, że równanie bilansu ma postać:

$$P + H_2 = E_r + \Delta R \quad (1)$$

Uzyskana z bilansu ilość odcieków była podstawą opracowania projektu odwodnienia składowiska. Bilans wodny składowiska zweryfikowano na podstawie pomiarów prowadzonych w ramach rozruchu technologicznego systemu recyrkulacji.

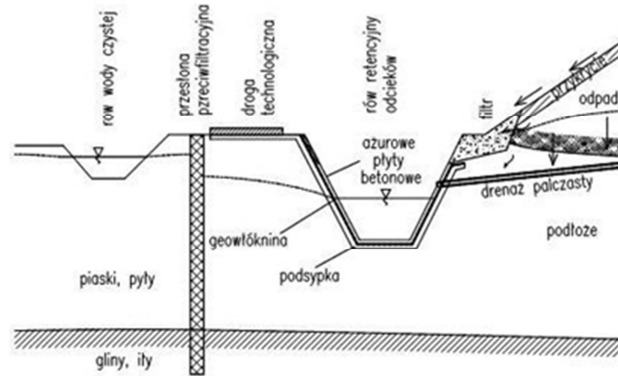
System zagospodarowania odcieków w ramach recyrkulacji, był eksploatowany na składowisku przez ponad 12 lat i nie wystąpiła potrzeba wywożenia odcieków do miejskich punktów zlewnych. Z uwagi na małą wilgotność odpadów balastowych (poniżej 20%), składowisko posiadało znaczne zdolności retencyjne w korpusie odpadów, co sprzyjało zagospodarowaniu w ramach recyrkulacji.

## 4. System ujęcia odcieków

### 4.1. Przed przebudową

W latach 1997-98 opracowano projekty budowlane rekultywacji składowiska. W okresie tym w rejonie składowiska i kompostowni nie było jeszcze kanalizacji. Ocieki ze składowiska ujmowane były systemem drenażowym i kierowane do rowów retencyjnych (A i B od strony zachodniej oraz C i D od strony wschodniej i południowej). Z rowów retencyjnych ocieki tłoczono dwiema pompowniami (P1 i P2) do zbiornika szczelnego na koronie składowiska, skąd były rozsączone na koronie i skarpach.

W ramach systemu recyrkulacji wykonano zbiornik retencyjny za kompostownią, pompownię podziemną (P3) z automatycznym sterowaniem oraz rurociąg tłoczny z pompowni do zbiornika podziemnego przy zachodniej skarpie składowiska, z którego ocieki te były tłoczone na koronę i rozprowadzane na skarpy składowiska. Do systemu zagospodarowania odcieków w 2001 roku włączono również podczyszczone wody opadowe z terenu kompostowni, odprowadzane wcześniej do Kanału Zaborowskiego [7]. Schemat pasa rekultywacyjnego przedstawiono na rysunku 1. Zrealizowany układ miał na celu ujęcie odcieków ze składowiska i nadmiaru wód opadowych z oczyszczalni na terenie kompostowni w ilości ok. 20000 m<sup>3</sup>/rok [5], a następnie rozprowadzenie na powierzchni w celu infiltracji do korpusu i odparowania nadmiaru.



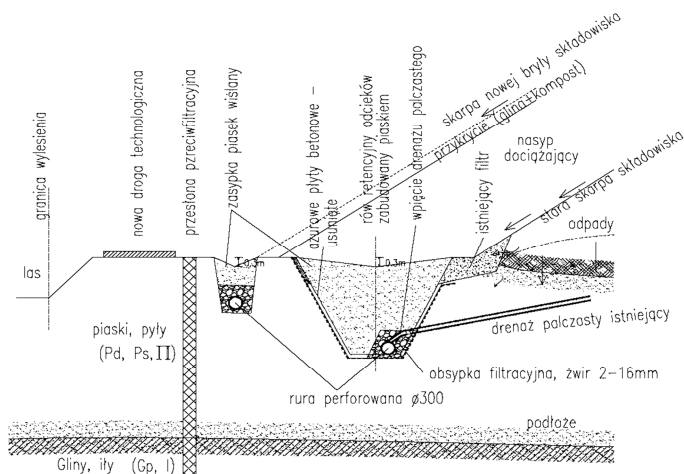
Rys. 1. Pas rekultywacyjny zabezpieczający składowisko przed przebudową [7]

Fig. 1. Leachate drainage system before the re-build [7]

#### 4.2. Po przebudowie

W 2011 roku przebudowano system ujęcia i odprowadzenia odcieków, ponieważ pojawiła się możliwość odprowadzenia ich do miejskiej sieci kanalizacyjnej. Istniejące rowy retencyjne wypełnione odciekami, lokalnie o głębokości ponad 2 m, stanowiły zagrożenie dla zwierząt, wydzielaly odory, a także stanowiły szpecący element środowiskowy w sąsiedztwie Parku Leśnego „Bemowo”. Z tego powodu prace rekultywacyjne polegały na zasypaniu istniejących rowów retencyjno - odparowywalnych A i B od strony zachodniej oraz C i D od strony wschodniej i na zastąpieniu ich zamkniętymi rurociągami drenażowymi o średnicy  $\varnothing 0,3$  m w obsypce filtracyjnej (Rys. 2). Do rurociągów zostały podłączone wyloty istniejących drenaży palczastych, które wyprowadzają odcieki z podstawy nasypów dociągających skarpy składowiska. Zastosowanie drenaży palczastych miało na celu obniżenie położenia krzywej depresji odcieków w składowisku, ważne z uwagi na stateczność skarp i bezpieczeństwo geotechniczne [6].

Drenaże w miejsce rowów retencyjnych C i D zostały wykonane w postaci podwójnych rurociągów i doprowadzone do istniejącej pompowni P2 od strony wschodniej, skąd odprowadzają odcieki do zbiornika podziemnego pod pompownią P1 przy skarpie zachodniej, a dalej poprzez zbiornik retencyjny i pompownię tłoczone do kanału ogólnospławnego  $\varnothing 0,8$  m wzdłuż ul. Arkuszowej, odprowadzającego ścieki do rozbudowanej oczyszczalni ścieków Czajka. Przewód tłoczny między pompownią wschodnią i zachodnią poprowadzono wokół składowiska od strony południowej [6]. Przebudowa systemu ujęcia odcieków stworzyła możliwości zmiany ukształtowania bryły składowiska z kierunkiem rekultywacji jako stok narciarski.



Rys. 2. System ujęcia odcieków po przebudowie

Fig. 2. Leachate drainage system after the re-build

### 4.3. Filtry w systemie ujęcia odcieków

Podczas prac związanych z projektem zamiennym ukształtowania bryły składowiska z 2011 roku [6], pobrano próbki geowłókniny o masie powierzchniowej  $500 \text{ g/m}^2$ . Geowłókniny były stosowane jako filtr na skarpach rowów retencyjnych od 1998 roku, jednak na niektórych skarpach nastąpiło zakłócenie geowłókniny, które było przyczyną „klawiszowania” płyt umacniających skarpe rowu. Przeprowadzone badania zmiany przepuszczalności zgodnie z normą EN ISO 10776: 2012 [1] i PN-EN ISO 11058:2010 [9], wykazały zmniejszenie przepuszczalności tych materiałów. Zmianę współczynnika przepuszczalności poprzecznej  $k_g$  od naporu hydraulicznego 50 mm dla próbek geowłókniny nowej i po 15 latach eksploatacji przedstawiono w tabeli 2 [11].

Tabela 2. Wielkości przepuszczalności badanych próbek geowłókniny [11]

Table 2. The values of permeability coefficient of tested nonwoven geotextiles samples [11]

Obciążenie (kPa)	Współczynnik przepuszczalności poprzecznej $k_g$ (m/s)		Zmiana współczynnika przepuszczalności $k_g$ (%)	
	Geowłóknina			
	Nowa	Po 15 latach eksploatacji	Nowa	Po 15 latach eksploatacji
0	$7,9 \cdot 10^{-3}$	$1,3 \cdot 10^{-3}$	100	83
2	$3,4 \cdot 10^{-3}$	$6,0 \cdot 10^{-4}$	100	82
20	$3,0 \cdot 10^{-3}$	$5,0 \cdot 10^{-4}$	100	83
200	$2,1 \cdot 10^{-3}$	$3,0 \cdot 10^{-4}$	100	86

Jak wynika z przeprowadzonych badań po 15 latach eksploatacji przepuszczalność poprzeczna zastosowanych geowłóknin zmniejszyła się 6-krotnie. Znaczne zmiany właściwości filtracyjnych badanych geowłóknin spowodowały, że zrezygnowano z ich stosowania w przebudowanym systemie ujęcia i odprowadzenia odcieków. Zamiast filtru z geowłókniny, zastosowano filtr mineralny ze żwiru i piasku. Uznano że filtry mineralne dają gwarancję długotrwałego działania systemu bez zagrożenia zamuleniem. Zamulenie filtru może prowadzić do spadku efektywności drenażu, podniesienia poziomu krzywej depresji odcieków w bryle składowiska i pogorszenia warunków stateczności [5].

## 5. Wnioski

1. Budowa skutecznego systemu drenażowego odcieków na starym składowisku powinna być poprzedzona zebraniem niezbędnych danych konstrukcyjnych i materiałowych dotyczących obiektu, w tym składu i ilości odcieków (bilans wodny składowiska).
2. Właściwy dobór materiałów filtracyjnych w systemie ujęcia odcieków stanowi ważny element zapewniający długotrwałe działanie drenażu i zarazem zapewnienia bezpieczeństwa geotechnicznego składowiska odpadów.
3. Przebudowa systemu drenażu odcieków na składowisku Radiowo umożliwiła zmianę ukształtowania bryły i przystosowanie morfologii odpadów zdeponowanych do użytkowania jako stoku narciarskiego, po zamknięciu i rekultywacji składowiska, zapewniając bezpieczeństwo geotechniczne.

## Literatura

- [1] EN ISO 10776:2012 Geotextiles and geotextile- related products. Determination of water permeability characteristics normal to the plane, under load.
- [2] Jessberger H.J.: Geotechnics of Landfills Design and Remedial Works – Technical Recommendations GLR, Ernst&Sohn, Berlin 1993.
- [3] Jones-Lee A., Lee F. G.: Appropriate Use of MSW Leachate Recycling in Municipal Solid Waste Landfilling, California, 2000.
- [4] Koda E.: Remediation of the old embankment sanitary landfills. Geoenvironmental Engineering: Ground Contamination. Thomas Telford ed., London, 1999, pp. 29-38.
- [5] Koda E.: Stateczność rekultywowanych składowisk odpadów i migracja zanieczyszczeń przy wykorzystaniu metody obserwacyjnej, Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 2011.
- [6] Koda E., Laskowski M., Paprocki P., Fołtyn P.: Projekt zamienny ujęcia i zagospodarowania odcieków - Projekt budowlany rekultywacji składowiska odsiewów balastowych w Radiowie. Geoteko Sp. z o.o., Warszawa, 2011.
- [7] Koda E., Paprocki P.: Durability of leachate drainage systems of old sanitary landfills. Proc. of the 3<sup>rd</sup> Intern. Conf. on Geofilters in Geotechnical and Environmental Engineering, 2000, pp. 215-222.

- [8] Lipniacka-Piaskowska A.: Funkcjonowanie składowiska odpadów z recyrkulacją odcieków. Praca doktorska, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny, Szczecin 2010.
- [9] PN-EN ISO 11058:2010 Geotekstylija i wyroby pokrewne - Wyznaczanie charakterystyk przepuszczalności w kierunku prostopadłym do powierzchni wyrobu.
- [10] Renou S., Givaudana J.G., Poulain S., Dirassouyan F., Moulin P.: Landfill leachate treatment: Review and opportunity, *Journal of Hazardous Materials*, No. 150, 2008, pp. 468-493.
- [11] Stępień S., Osiński P., Koda E.: Laboratoryjne badania wodoprzepuszczalności poprzecznej pod obciążeniem geowłókniny eksploatowanej na składowisku odpadów, *Acta Scientiarum Polonorum - Architectura*, nr 11(4), 2012, s. 41-50.
- [12] Zadroga B.: Drenaże wodne w nowoczesnych składowiskach odpadów, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, Nr 1, 1996, s. 65-70.

## COMPLEX DRAINAGE SYSTEM IN THE OLD SANITARY LANDFILL AS AN ELEMENT OF GEOTECHNICAL SAFETY

### Summary

Leachate in the landfill occurs mainly as a result of infiltration of rainwater through the wastes. In the case of old sanitary landfills without sealing of complex drainage system is required. Drainage systems should be adjusted to landfill slope, communication route and leachate management. Drainage system should meet the hydraulic requirements in all time of biochemical landfill activity, at least 50 years. In that reason adequate protection of the drainage filter layer, mineral or nonwoven geotextile is significant. The paper presents leachate drainage system in the old landfill Radiowo. Leachate balance and composition of leachate as well as results of analyses obtained from laboratory tests of water permeability of exploited nonwoven geotextile samples collected from Radiowo landfill are also presented. The obtained results allowed affirm that properly choice of materials in leachate drainage system is one of the most important elements in designing. Properly designed and performed leachate drainage system is also important in ensuring geotechnical safety due to the position of leachate depression curve has an influence on stability of the landfill slope.

**Keywords:** sanitary landfill, recultivation, leachate, drainage, geotechnical safety

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/tb.2016.62



Mirosław J. LIPIŃSKI<sup>1</sup>  
Jerzy SZCZYPIOR<sup>2</sup>  
Małgorzata WDOWSKA<sup>3</sup>

## PRZYKŁAD OKREŚLANIA ZWIĄZKÓW REGIONALNYCH NA POTRZEBY INTERPRETACJI SONDOWAŃ DMT W MOCNYCH GRUNTACH SPOISTYCH

Streszczenie. Szeroko rozpowszechnione wykorzystanie badań DMT w różnorodnych warunkach geologicznych wymaga weryfikacji lub dostosowania istniejących formuł do określania parametrów geotechnicznych. Złodowacenia jakie miały miejsce na terenie Polski w przeszłości spowodowały występowanie silnie prekonsolidowanych gruntów oraz powstanie złożonych warunków geologicznych. Artykuł opisuje przykład korelacji wyników badań DMT z parametrami wytrzymałościowymi i odkształceniowymi określonymi na podstawie badań trójosiowych TXCIU przeprowadzonych na silnie prekonsolidowanych ilach o średniej i wysokiej plastyczności. Na podkreślenie zasługuje fakt, że wyprowadzone wzory dotyczące sztywności pozwalają na określenie modułu odkształcenia E dla różnych odkształceń z zakresu 0,01-1,0%.

Słowa kluczowe: DMT, nowe formuły, silnie prekonsolidowane grunty spoiste, wytrzymałość, sztywność, zakres odkształcenia

### 1. Wstęp

Wiele awarii i katastrof budowlanych powstało w wyniku nieodpowiedniego scharakteryzowania warunków w podłożu posadowienia. Podstawowe narzędzia dostępne dla projektanta do rozpoznania geotechnicznych warunków posadowienia to badania terenowe i laboratoryjne. W przypadku obiektów dużych i niestandardowych oraz tam gdzie konieczna jest prognoza zachowania się gruntu w różnych warunkach obciążenia, nacisk jest położony na wysokiej ja-

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/ corresponding author: Mirosław Lipiński, Katedra Geoinżynierii SGGW, ul. Nowoursynowska 159, bud. 33, pok. 29, 02-787 Warszawa, 22 5935228, miroslaw\_lipinski@sggw.pl

<sup>2</sup> Jerzy Szczyplik, GEOTEKO Projekty i Konsultacje Geotechniczne Sp. z o.o.

<sup>3</sup> Małgorzata Wdowska, Katedra Geoinżynierii SGGW

kości badania laboratoryjne, pozwalające określić zmiany sztywności i wytrzymałości badanego gruntu. W pozostałych przypadkach, które stanowią zdecydowaną większość w praktyce inżynierskiej, charakterystyka podłoża opiera się na badaniach terenowych i prostych badaniach laboratoryjnych w celu określenia istotnych ale podstawowych właściwości fizycznych. Do lat 50-tych ubiegłego stulecia, rozpoznanie podłoża opierało się prawie wyłącznie na otworach oraz wykopach badawczych. Od drugiej połowy XX wieku coraz częściej w badaniach terenowych wykorzystywano sondowania. W początkowym okresie były to głównie mechaniczne sondowania dynamiczne (otworowe i bezotworowe). Następnym etapem były sondowania statyczne, które chociaż pojawiły się już w latach 30-tych to jednak elektryczne sondy CPTu, przypominające dzisiejsze stożki są stosowane od początku lat siedemdziesiątych. Powtarzalność wyników sondowania CPT sprawiała, że w latach siedemdziesiątych ten rodzaj sondowania statycznego zyskiwał coraz większą popularność i zdominował rynek sondowań geotechnicznych. Pod koniec lat siedemdziesiątych, włoski geotechnik z Uniwersytetu L'Aquila profesor Silvano Marchetti opatentował rodzaj sondy statycznej, która obecnie znana jest pod nazwą „płaski dylatometr Marchettiego” i oznaczana jest akronimem DMT. Procedura tego badania jest bardzo prosta i w wersji podstawowej polega na wyznaczeniu na danej głębokości sondowania dwóch wartości ciśnień  $p_0$  i  $p_1$  odpowiadającym różnym położeniom membrany końcówki dylatometru. Procedura badania jest szczegółowo omówiona w wielu publikacjach, również w tych przedstawionych w spisie literatury do niniejszego artykułu [3,4,5,7]. Pomierzone wartości  $p_0$  i  $p_1$  oraz znajomość położenia zwierciadła wody w profilu są wystarczającymi danymi do opracowania wyników badania w formie podstawowej tj. dokumentującej wykonanie badania. Na tę formę składają się trzy podstawowe wskaźniki dylatometryczne tj. wskaźnik rodzaju gruntu  $I_D$ , moduł dylatometryczny  $E_D$  i wskaźnik naprężenia poziomego  $K_D$ . W latach osiemdziesiątych, ten rodzaj sondowania zyskiwał coraz większą popularność nie tylko we Włoszech i całej Europie ale również na innych kontynentach. W roku 1986 [7] procedura wykonania badania została objęta standardem amerykańskim ASTM a w roku 2015 odbyła się trzecia międzynarodowa konferencja poświęcona tylko temu rodzajowi sondowania.

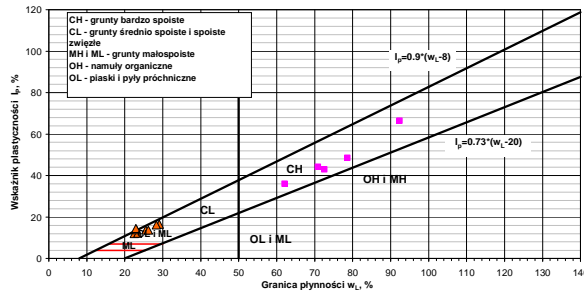
W Polsce badanie płaskim dylatometrem po raz pierwszy zostało wykonane w 1989 roku na składowisku odpadów poflotacyjnych (obecna nazwa to Obiekt Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych Żelazny Most). W latach następnym urządzenie to było wykorzystywane w wielu pracach Katedry Geotechniki SGGW i firmy GEOTEKO Projekty i Konsultacje Geotechniczne Sp. z o.o. dotyczących np. I linii metra w Warszawie, składowiska Żelazny Most czy zapory wodnej w Czorsztynie [3]. Obecnie ten rodzaj sondowania jest prawdopodobnie drugim (po sondzie CPT) najbardziej popularnym rodzajem sondowania statycznego. Przyczyny tej popularności wynikają z relatywnie prostej budowy urządzenia, powtarzalności wyników oraz szerokich możliwości zastosowań. Warto zwrócić uwagę na jeszcze jedno ważne kryterium, według którego ustalana jest

wiarygodność związków korelacyjnych danego rodzaju sondowania. Im więcej jest udokumentowanych zastosowań sondy skorelowanych z konkretną (weryfikowalną) sytuacją terenową, czyli tzw. *case history* (np. upłynnienie wywołane trzęsieniem ziemi, utrata stateczności, wielkość osiadania), tym większe zaufanie do związków empirycznych wyprowadzonych dla sondowania. W odniesieniu do tego kryterium, liczba udokumentowanych opracowań dotyczących zastosowań DMT w zagranicznej literaturze geotechnicznej jest duża i to przesądza o popularności urządzenia, opartej na wiarygodności wyników. Niestety w Polsce najczęściej wykorzystuje się formuły opracowane za granicą dla innych rodzajów gruntów i bezkrytycznie stosuje się je do podłoża rodzimych. Dotyczy to zarówno gruntów spoistych jak i niespoistych. Badania referencyjne dla sondowań dylatometrycznych były wykonywane np. dla piasków w komorze kalibracyjnej [1] a dla gruntów spoistych na podstawie wysokiej jakości badań laboratoryjnych dla dobrze rozpoznanych poligonów badawczych np. il Augusta oraz il pylasty Taranto [2]. Tego rodzaju porównań dla gruntów najczęściej występujących w Polsce brakuje. Dotyczy to przede wszystkim silnie prekonsolidowanych mineralnych gruntów spoistych. W artykule przedstawione zostanie podejście do wyprowadzenia formuł opartych na kalibracji wyników badania dylatometrycznego z wynikami badań na próbkach o nienaruszonej strukturze uzyskanych w aparacie trójosiowym. Korelacje, które są przedmiotem analiz dotyczą wytrzymałości w warunkach bez odpływu oraz modułu odkształcenia dla różnych zakresów odkształcenia.

## 2. Charakterystyki z badań laboratoryjnych

W przypadku ustalania formuł do wyznaczania parametrów geotechnicznych na podstawie płaskiego dylatomtru, jedną z podstawowych metod jest kalibracja z wynikami badań laboratoryjnych wykonywanych na próbkach pobranych w miejscach wykonania sondowania DMT. O ile w przypadku gruntów słabych rezultaty badania dylatometrycznego mogą być skorelowane z wynikami sondowań FVT lub badaniami w komorze kalibracyjnej, to w przypadku mocnych gruntów spoistych podłoża, korelacja z badaniami laboratoryjnymi wykonanymi na próbkach o wystarczająco dobrej jakości, stanowi główny punkt odniesienia.

Celem artykułu jest przedstawienie takiego podejścia na przykładzie badań wykonywanych dla II linii metra w Warszawie [8]. Przedstawiane korelacje dotyczą dwóch grup gruntów tj. mocno prekonsolidowanych gruntów spoistych o średniej i wysokiej plastyczności. Używając „przeurokodowej” nomenklatury klasyfikacyjnej, której nadal używa większość projektantów, są to po prostu gliny i ily. Nomogram Casagrandego dla badanych gruntów przedstawiono na rysunku 1. Stan badanych gruntów o mniejszej plastyczności oscyluje wokół granicy pomiędzy stanem twardoplastycznym i półzwardym. Wszystkie grunty o dużej plastyczności (ily) są w stanie półzwardym. Konsystencja zwarta i stan co najmniej twardoplastyczny upoważnia do określenia badanych gruntów jako silnie prekonsolidowanych.



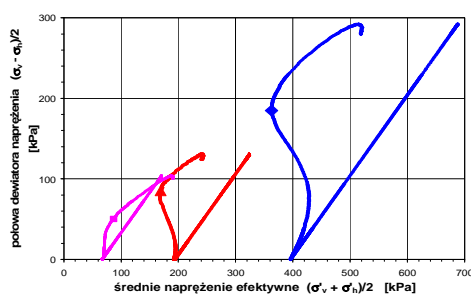
Rys. 1. Nomogram Casagrandego badanych gruntów

Fig. 1. Casagrande chart for tested soils

Jako podstawę odniesienia dla sondowań DMT przyjęto wyniki badań trójosiowych w których próbki były konsolidowane izotropowo a następnie ściskane w warunkach bez odplywu. Takie warunki konsolidacji i ścinania podczas badania trójosiowego odpowiadają warunkom badania podczas wykonywania pomiarów dylatometrycznych  $p_0$  i  $p_1$ .

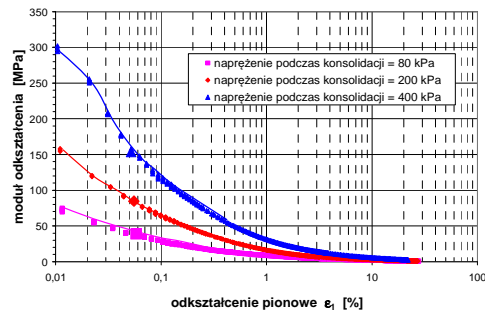
Podstawowe parametry jakie określone były na podstawie badań trójosiowych to wytrzymałość w warunkach bez odplywu oraz moduł odkształcenia. Na rysunku 2 przedstawiono przykładowe ścieżki otrzymane z badań, które były podstawą do określania wytrzymałości bez odplywu. Wartość wytrzymałości odczytana ze ścieżki naprężenia efektywnego odpowiadała tzw. punktowi „phase transformation” w otoczeniu którego ścieżka wpisuje się w obwiednię zniszczenia.

Drugim parametrem jaki otrzymano z badań trójosiowych był moduł odkształcenia  $E$  reprezentujący sztywność gruntu. Podobnie jak dla parametrów wytrzymałościowych na rysunku 3 pokazano przykładowe wyniki badań. Wykresy przedstawiają rozkłady modułu otrzymanych z badań w zależności od odkształcenia pionowego. Warto w tym miejscu podkreślić, że dzięki wykorzystaniu do badań zmodyfikowanych komór aparatu trójosiowego o wewnętrznych prętach łączących, możliwe było określenie wartości modułów w szerokim zakre-



Rys. 2. Przykładowe charakterystyki wytrzymałościowe z badań – ścieżki naprężenia efektywnego

Fig. 2. Examples of shear strength characteristics – effective stress paths and undrained shear strength



Rys. 3. Przykładowe charakterystyki odkształceniowe z badań

Fig. 3. Examples of stiffness characteristics – distribution of deformation moduli  $E$

sie odkształcenia pionowego tj. 0,01-1,0%. Pomimo, że zakres ten nie obejmuje odkształceń mniejszych niż  $10^{-2}$  % to jednak z praktycznego punktu widzenia odpowiada on warunkom pracy konstrukcji jakie występują w większości praktycznych zagadnień inżynierskich.

### 3. Korelacje wyników sondowania z badaniami laboratoryjnymi

#### 3.1. Wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu

Wskaźnik naprężenia poziomego  $K_D$  wykorzystuje tylko jeden z pomiarów dylatometrycznych odpowiadający progowej wartości ciśnienia spoczynkowego  $p_0$  (*lift off pressure*). Już sama budowa formuły określającej wskaźnik  $K_D$ , podobna do definicji współczynnika parcia bocznego w spoczynku świadczy o tym, że wskaźnik naprężenia bocznego jest wielkością odzwierciedlającą stan gruntu, w tym historię stanu naprężenia. Z kolei wielkości określające stan gruntu wykazują dobrą korelację z wytrzymałością, zwłaszcza gruntów spoistych odniesioną do warunków bez odpływu. W związku z powyższym, wskaźnik  $K_D$  jest podstawą wzorów do obliczania wskaźnika prekonsolidacji OCR, współczynnika parcia bocznego w spoczynku  $K_0$  oraz wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu oznaczaną  $\tau_{fu}$  lub  $c_u$ .

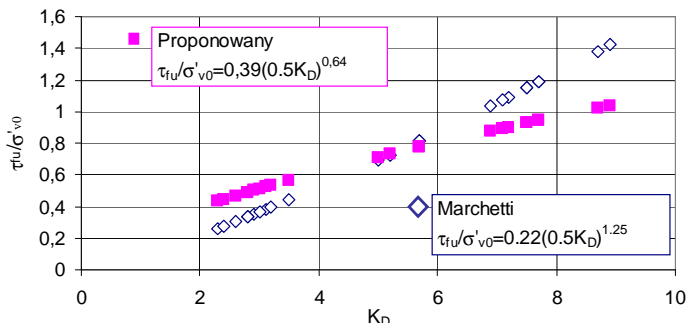
Oryginalna formuła przedstawiona przez Marchettiego [5] określająca znormalizowaną (ze względu na pionową składową naprężenia efektywnego) wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu ma następującą postać:

$$\frac{\tau_{fu}}{\sigma'_{v0}} = 0,22(0,5K_D)^{1,25} \quad (1)$$

Korelacja wyników badań laboratoryjnych z wynikami pomiarów dylatometrycznych dla analogicznych wartości pionowej składowej naprężenia efektywnego przeprowadzona w ramach niniejszej pracy pozwoliła na wyprowadzenie analogicznej formuły w postaci:

$$\frac{\tau_{fu}}{\sigma'_{v0}} = 0,39(0,5K_D)^{0,64} \quad (2)$$

Porównując dwa wzory należy zauważyć, że proponowana formuła zawęża zakres zmienności znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie dla danego zakresu zmienności wskaźnika naprężenia bocznego  $K_D$ . W zakresie wartości wskaźnika  $K_D < 5,5$  proponowany wzór dostarcza wyższych wartości wytrzymałości, natomiast dla wyższych wartości wskaźnika naprężenia bocznego,  $c_u/\sigma'_{v0}$  jest mniejsze niż wyliczone z formuły Marchettiego. Efekt ten jest spowodowany faktem, że badane grunty były silnie prekonsolidowane. Porównanie dwóch zależności przedstawiono na rysunku 4.

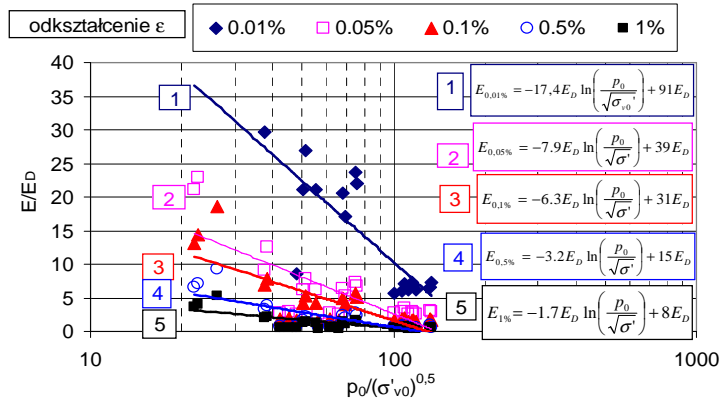


Rys. 4. Proponowana zależność znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu od wskaźnika naprężenia bocznego

Fig. 4. The new correlation proposed between normalized undrained shear strength and horizontal stress index

### 3.2. Moduł odkształcenia

Wartości modułu odkształcenia  $E$  w badaniach trójosiowych były odczytywane dla kilku charakterystycznych wartości odkształcenia pionowego tj. 0,01; 0,05; 0,1; 0,5 oraz 1,0 %. Wyznaczenie wartości modułów odkształcenia dla różnych wartości naprężenia na koniec konsolidacji, w warunkach zadawania których materiał był ścinany, umożliwia skorelowanie tych modułów z wynikami badań dylatometrycznych. Według [6] szacowany zakres odkształceń postaciowych do których należy odnieść wyniki badań dylatometrycznych wynosi 0,05-0,1%, a zatem jest bardzo zbliżony do najczęściej spotykanych warunków pracy konstrukcji inżynierskich. Ze względu na fakt, że na wartość modułu największy wpływ ma stan naprężenia, rodzaj materiału i konsystencja w związku z tym do korelacji należy wykorzystać te wielkości mierzone podczas badania dylatometrycznego, które najbardziej odzwierciedlają wymienione wielkości i cechy. W tym przypadku należy sporządzić wykres na którym oś rzędnych będzie reprezentował stosunek modułu odkształcenia dla danego zakresu odkształcenia np.  $E_{0,1\%}$  do określonego z badania DMT modułu dylatometrycznego  $E_D$ . Na osi odciętej natomiast należy odłożyć pomierzoną wartość  $p_0$  odniesioną do składowej naprężenia pionowego od nadkładu dla jakiej został wykonany ten pomiar. Ze względu na fakt, że wpływ naprężenia pionowego uwzględnia się wykorzystując funkcję potęgową, oś pozioma wykresu powinna mieć wymiar  $p_0 / \sqrt{\sigma'_{v0}}$ . Wykres taki, wykonany na podstawie analizy wyników badań trójosiowych i dylatometrycznych badanych gruntów przedstawiono na rysunku 5. Dla każdego zakresu odkształcenia przedstawiono linię która określa konserwatywną (mniejszą) wartość modułu odkształcenia  $E$ . Przyjęcie dolnego zakresu jako miarodajnego dla reprezentowania uzyskanych wyników ma tym silniejsze uzasadnienie im mniejszy jest zakres odkształcenia do którego odniesiony jest moduł. Przykładowo dla odkształcenia 10<sup>-2</sup>% wartości modułów mierzone co prawda w komorze z we-



Rys. 5. Proponowane relacje pomiędzy wynikami sondowania DMT a modulem odkształcenia  $E$  dla różnych zakresów odkształcenia

Fig. 5. Proposed relations between DMT results and deformation modulus  $E$  for various strain range

wewnętrznymi prętami łączącymi ale bez wewnątrzkomorowych czujników przemieszczeń nie są tak miarodajne jak dla większych zakresów odkształcenia. Formuły określające wartości modułów odkształcenia dla poszczególnych zakresów odkształcenia przedstawiono na rys. 5.

#### 4. Podsumowanie i wnioski

Artykuł przedstawia przykład opracowania korelacji pomiędzy wynikami sondowań płaskim dylatometrem Marchettiego a wynikami badań trójosiowych przeprowadzonych na próbkach NNS silnie prekonsolidowanych gruntów spoistych o zróżnicowanej plastyczności. Najważniejsze ustalenia dokonane na podstawie badań są następujące:

- Ustalone korelacje pomiędzy badaniami trójosiowymi a sondowaniami płaskim dylatometrem Marchettiego dotyczą silnie prekonsolidowanych gruntów spoistych o zróżnicowanej plastyczności pobranych z podłoża II linii warszawskiego metra. Geneza, plastyczność i stan tych gruntów tworzą typowe warunki posadowienia jakie można spotkać na terenie Polski. Badane grunty to ility o zróżnicowanej plastyczności, które można podzielić na dwie grupy według wskaźnika plastyczności  $I_p$  :
 

$12,0 < I_p < 16,6\%$	$-0,11 < I_L < 0,09$	średnia $I_L = 0,02$
$36,1 < I_p < 66,5\%$	$-0,19 < I_L < -0,03$	średnia $I_L = -0,116$ .
- Formuła określająca wytrzymałość w warunkach bez odplywu określona dla badanych gruntów dostarcza wyższych (w stosunku do wzoru Marchettiego) wartości znormalizowanej wytrzymałości  $c_u / \sigma'_{v0}$  w zakresie wskaźnika naprężenia bocznego  $K_D < 5,5$ . Dla wyższych wartości  $K_D$ , proponowany wzór określa niższe wartości niż formuła z 1980 roku.

- Przeprowadzone badania pozwoliły na wyprowadzenie formuł określających moduł odkształcenia  $E$  odpowiadający następującym zakresom odkształcenia pionowego 0,01; 0,05; 0,1; 0,5 oraz 1,0 %. Należy wyraźnie podkreślić, że proponowane wzory należy stosować tylko w zakresie parametrów sondowania dla jakich zostały wyznaczone. Dotyczy to w największym stopniu wartości modułu  $E$  odpowiadającego odkształceniu 0,01%.

### Literatura

- [1] Baldi G., Bellotti R., Ghionna V.N., Jamiolkowski M., and Lo Presti D.C.: Modulus of Sands from CPT's and DMT's, Paper to the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1989, pp. 165-170.
- [2] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellota R., and Pasqualini E.: New correlations of penetrations tests for design practice, Proceedings of the 1st international Symposium on Penetration testing, ISOPT-1, Orlando Florida, Vol. 1, 1988, pp. 263-296.
- [3] Lipiński M.J.: Wykorzystanie dylatometu do wyznaczenia parametrów gruntowych dla potrzeb projektowania, X Krajowa konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, tom II, 1993, 163-169.
- [4] Lipiński M.J.: Wdrożenie do bieżącej eksploatacji ruchowej dylatometu Marchettiego. Raport GEOTEKO Projekty i Konsultacje Geotechniczne Sp. z o.o., 1993.
- [5] Marchetti S., Crapps D.K.: Flat Dilatometer Manual. Internal report of GPE Inc., distributed to purchasers of the DMT equipment, 1981.
- [6] Marchetti S., Monaco P., Totani G., Marchetti D.: In situ tests by seismic dilatometer (SDMT). Proceedings from research to practice in geotechnical engineering. Geotechnical Special publication No. 180:292-311 (book honoring J.H. Schmertmann), 2008.
- [7] Schmertmann J.H.: Suggested method for performing the Flat Dilatometer Test. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 9, No. 2, 1986, 93-101.
- [8] Szczypior J.: Określanie wybranych parametrów geotechnicznych gruntów spoistych na podstawie sondowań statycznych. Praca magisterska pod kierunkiem M. Lipińskiego. Katedra Geoinżynierii SGGW, 2004.

### DMT BASED NEW FORMULAE FOR SHEAR STRENGTH AND STIFFNESS EVALUATION IN HEAVY OVERCONSOLIDATED COHESIVE SOILS

#### Summary

Wide use of Marchetti flat dilatometer tests in various geological conditions requires verification or adjustment of formulae for evaluation of geotechnical parameters. In area of Poland, due to past glaciation, complex geological conditions are encountered, very often with heavy overconsolidated soils. The paper describes example of correlations of DMT results with shear strength and stiffness parameters determined on the basis of triaxial tests TXCIU carried out on heavy overconsolidated low and high plasticity clays. It is worth to emphasize that derived formulae for stiffness determination make possible to evaluate deformation moduli  $E$  for various strain range 0.01-1%.

**Keywords:** DMT, new formulae, heavy overconsolidated cohesive soils, shear strength, stiffness, strain range

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/tb.2016.63



Stanisław MAJER<sup>1</sup>  
Bartosz BUDZIŃSKI<sup>2</sup>

## ANALIZA WZMOCNIENIA PODŁOŻA POD KONSTRUKCJE NAWIERZCHNI DRÓG OBCIĄŻONYCH RUCHEM LEKKIM I ŚREDNIM WEDŁUG KTKNPIP

W roku 2015 roku uprawomocniło się rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (WT). Rozporządzenie to usunęło załącznik 4 i 5 do WT, dotyczący określenia warunków gruntowo-wodnych podłoża nawierzchni oraz typowych konstrukcji nawierzchni. Zmiany te wynikały przede wszystkim z opracowania na zlecenie GDDKiA nowego katalogu typowych nawierzchni: podatnych i półsztywnych (KTKNPIP) przez zespół prof. Judyckiego i nawierzchni sztywnych przez zespół prof. Szydło i wprowadzenia ich do obowiązkowego stosowania na drogach krajowych w 2014 roku. W artykule autorzy przeliczają zaproponowane typowe rozwiązania ulepszonego podłoża i dolnych warstw konstrukcji nawierzchni obciążonych ruchem KR1÷KR2 (ruch lekki) i KR3÷KR4 (ruch średni) oraz przedstawiają autorskie równoważne rozwiązania.

**Słowa kluczowe:** podłoże gruntowe, ulepszone podłoże, wzmocnienie podłoża, konstrukcja nawierzchni

### 1. Dotychczasowa praktyka

Nazwy opisowe kategorii ruchu występowały tylko w katalogu z roku 1977 i jego nowelizacji z 1983 [2], mimo to do dnia dzisiejszego stosuje się budownictwie drogowym określenia takie jak: ruch lekki, średni i ciężki. W ramach niniejszego artykułu pod pojęciem ruch lekki rozumie się kategorie ruchu KR1÷KR2, natomiast pod pojęciem ruch średni kategorie ruchu KR3÷KR4. Przyjęte przedziały są zgodne z aktualnymi przepisami dotyczących dróg m.in. WT-1 2014, WT-2 2014, katalogi [6, 7].

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Architektury, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, stanislaw.majer@zut.edu.pl

<sup>2</sup> Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Architektury, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, bartosz.budzinski@zut.edu.pl

Od końca lat 70-tych XX wieku katalog typowych konstrukcji jezdni podatnych [2] wymagał aby podłoże pod konstrukcje charakteryzowało się nośnością  $G1$  tj.

- grunt był niewrażliwy na działanie mrozu,
- nośność  $w_{nos} \geq 10$  (po 4 dobach nasycenia wodą),
- zagęszczeniem zgodnym z wymaganiami normy PN-S 02205:1998.

Podłoże wg katalogu 1997 pod konstrukcje nawierzchni powinno być niewysadzinowe o grupie nośności  $G1$  które charakteryzowało się zagęszczeniem i nośnością w zależności od kategorii ruchu:

- $KR1 \div KR2$  - wtórny moduł  $E_2 \geq 100$  MPa i wskaźnik zagęszczenia  $I_s \geq 1,00$ ,
- $KR3 \div KR6$  - wtórny moduł  $E_2 \geq 120$  MPa i wskaźnik zagęszczenia  $I_s \geq 1,03$ .

W przypadku występowania w podłożu gruntów innej grupy nośności niż  $G1$  podłoże należy wzmocnić. Podstawową metodą wzmocniania od roku 1977 do 2014 było wykonanie warstw stabilizacji. Drugą metodą była wymiana warstwy gruntu podłoża nawierzchni na warstwę gruntu lub materiału niewysadzinowego.

## 2. Nowy katalog

Nowy katalog nawierzchni podartych i pólsztywnych został opracowany przez zespół prof. Judyckiego z Politechniki Gdańskiej. Autorzy przy pracach nad nowym katalogiem w stosunku do z roku 1997 uwzględniali [6]:

- postęp technologiczny w budowie dróg,
- wprowadzenie nowych norm i wymagań technicznych dostosowanych do normalizacji europejskiej,
- zmianę wymagań dotyczących materiałów stosowanych w konstrukcjach nawierzchni,
- znaczący wzrost natężenia ruchu pojazdów ciężarowych, zwiększony został dopuszczalny ciężar osi pojedynczych i wielokrotnych,
- wykonanie obliczeń konstrukcji nawierzchni w oparciu o nowe kryteria zmęczenia z metod mechanistyczno-empirycznych.

W katalogu 2014 zwrócono dużą uwagę na usystematyzowanie nazewnictwa oraz określenie ścisłej granicy pomiędzy spodem konstrukcji nawierzchni a poziomem robót ziemnych. Poziom niwelety robót ziemnych jest to poziom górnej powierzchni gruntu nasypowego w nasypie, lub poziom górnej powierzchni gruntu rodzimego w wykopie, ewentualnie poziom górnej powierzchni warstwy ulepszanego podłoża, o ile taka warstwa występuje [6].

Kolejną znaczącą różnicą w stosunku do katalogu 1997 to wprowadzenie wymaganej nośności na powierzchni dolnych warstw konstrukcji nawierzchni wynoszącej odpowiednio dla kategorii ruchu  $KR1 \div KR2$   $E_2 \geq 80$  MPa, ruchu  $KR3 \div KR4$   $E_2 \geq 100$  MPa i dla ruchu  $KR5 \div KR7$   $E_2 \geq 120$  MPa. Pozostawiono podział na 4 grupy nośności w zależności od wartości CBR uzupełniając go jednak

Tabela 1. Klasyfikacja grup nośności podłoża gruntowego nawierzchni  $G_i$ Table 1. The classification groups load capacity of subgrade  $G_i$ 

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

Przy określaniu  $CBR$  jak i  $E_2$  postępować zgodnie z zaleceniami normy PN-S 02205:1998

o wartości modułu  $E_2$  (tabela 1). Pozostawiono możliwość określenia grupy nośności na podstawie wysadzinowości gruntów oraz warunków wodnych, zmieniono jednak w kilku przypadkach grupy nośności na bezpieczniejsze w stosunku do wcześniejszych wymagań.

### 3. Wzmocnienie podłoża wg katalogu 2014 na ruch lekki i średni

Dolne warstwy konstrukcji nawierzchni mogą składać się z następujących warstw (pojedynczo lub w układach z 2 warstw):

- podbudowy pomocniczej (PP) wykonanej z mieszanek lub gruntów związanych spoiwem hydraulicznym  $C_{3/4}$  przewidzianej do zastosowania konstrukcji nawierzchni dla kategorii ruchu  $KR3 \div KR4$ ,
- warstwy mrozoochronnej (WM) wykonanej z mieszanek lub gruntów stabilizowanej spoiwem hydraulicznym  $C_{1,5/2}$ , mieszanek niezwiązanych i gruntów niewysadzinowych.

W tabeli 2 przedstawiono wyniki obliczeń modułu zastępczego wykonane dla całego pakietu warstw podanych w opracowaniu [4]. W dwóch przypadkach uzyskano wartości mniejsze modułu niż wymagane, w pierwszym  $E_{zast} = 95$  MPa ale w przypadku wykonania obliczeń z uwzględnieniem modułu

Tabela 2. Wyniki obliczeń modułów zastępczych dla całego pakietu warstw, na podstawie [4]

Table 2. The results of the modules substitute calculation for the total package of layers, based on [4]

Kategoria ruchu	Grupa nośności $G_i$	Wartości obliczonego modułu zastępczego [MPa]				
		Typ 5	Typ 6	Typ 7	Typ 8	Typ 9
KR3 – KR4	G4	131	103	95*	102	101
	G3	146	114	106	113	111
	G2	149	116	100	111	114
	G1	145	145	122	130	125
KR1 – KR2		Typ 10	Typ 11	Typ 12	Typ 13	Typ 14
	G4	80	77	95	108	83
	G3	90	84	101	109	84
	G2	84	84	100	100	83

na warstwie ulepszanego podłoża wynosi on 100 MPa, w drugim różnica pomiędzy wymaganą wartością wynosi jedynie 3 MPa.

#### 4. Propozycje nowych pakietów warstw konstrukcji nawierzchni i ulepszanego podłoża

Znakomitą większość dróg publicznych w Polsce stanowią drogi gminne i powiatowe. Na koniec 2013 roku długość sieć dróg publicznych w Polsce wyniosła 415132,6 km [1]. Z tego drogi krajowe stanowiły 4,6%, drogi wojewódzkie 6,9%. W przypadku dróg krajowych długość dróg klasy G wynosiła 4446 km, a średnio dobowy ruch roczny (SSDR) pojazdów ciężkich na podstawie GPR 2015 wynosił 757 poj./dobę, co odpowiada kategorii ruchu *KR4* [5]. Można więc bez popelnienia znaczącego błędu stwierdzić, że 90% ogółu dróg publicznych w Polsce jest obciążone ruchem kategorii *KR1÷KR4*. Z uwagi na niewystarczające zasoby finansowe gmin i powiatów, każda możliwa oszczędność wynikająca np. z mniejszej głębokości korytowania, zastosowania kruszyw z recyklingu, jest pożądana. Dlatego też, autorzy wykonali obliczenia dolnych warstw konstrukcji nawierzchni i ulepszanego podłoża składających się z gruntów i mieszanek stabilizowanych spoiwami hydraulicznymi oraz mieszanki niezwiązanej z betonem przekruszonego o  $CBR \geq 60\%$ , spełniającej wymagania WT-4 2010.







Wymagane grubości dolnych warstw konstrukcji nawierzchni oraz ulepszanego podłoża wyznaczono analogicznie jak katalogu 2014. Moduły zastępczy wyznaczono na podstawie wzoru Boussinesq'a [4], również stałe materiałowe przyjęto do obliczeń identyczne jak w przypadku katalogu [4].

Propozycje dolnych warstw konstrukcji nawierzchni dla kategorii ruchu *KR1÷KR2* przedstawiono w tabeli 3 dla kategorii ruchu *KR3÷KR4* w tabeli 4. Dla warstw wykonywanych podczas procesu mieszania, ulepszania gruntu na miejscu przyjęto, że maksymalna grubość takiej warstwy po zagęszczeniu może wynieść 35 cm. Również przyjęto odmienne w stosunku do autorów katalogu 2014 założenia, co do stosowania mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym  $C_{3/4}$ . W zaproponowanych rozwiązaniach uwzględniono jej zastosowanie również w przypadku kategorii ruchu *KR1÷KR2*. Rozwiązanie takie umożliwia bowiem znaczną redukcję grubości. W tabeli 5 i 6 podano grubości typowych rozwiązań wg katalogu i propozycji autorów.

Zaproponowane układy dolnych warstw konstrukcji nawierzchni spełniają warunek mrozoodporności głębokości przemarzania  $h_z=0,8$  m dla typowych konstrukcji górnych warstw nawierzchni TYP A1 (podbudowa zasadnicza z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie  $C_{90/3}$ ). Natomiast w przypadku głębokości przemarzania  $h_z=1,0$  m zaproponowane układy dolnych warstw konstrukcji nawierzchni spełniają warunek mrozoodporności dla kategorii ruchu *KR1÷KR2* dla grupy nośności *G2*, dla kategorii ruchu *KR3÷KR4* wymagania spełnia typ III, typ IV oraz typ V natomiast TYP VI nie spełnia dla

Tabela 3. Propozycja rozwiązań warstw dolnych konstrukcji nawierzchni i warstwy ulepszonego podłoża dla kategorii ruchu *KR1 ÷ KR2*

Table 3. The offer solutions to lower layers of pavement structure and the improved subgrade layers for traffic *KR1 ÷ KR2*

		TYP I	TYP II
GRUPA NOŚNOŚCI PODŁOŻA	G4	PP 20  80 MPa 25 MPa	PP 25  80 MPa 25 MPa
	G3	PP 15  80 MPa 35 MPa	PP 20  80 MPa 35 MPa
	G2	PP 15  80 MPa 50 MPa	PP 15  80 MPa 50 MPa


























 Podbudowa pomocnicza z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym  $C_{3/4}$   
 Podbudowa z destruktu betonowego  $C_{50/30}$  o CBR  $\geq 60\%$   
 Podbudowa pomocnicza z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym lub z gruntu stabilizowanego spoiwem  $C_{1,5/2}$   
 Warstwa ulepszonego podłoża z gruntu stabilizowanego spoiwem  $C_{0,4/0,5}$

Tabela 4. Propozycja rozwiązań warstw dolnych konstrukcji nawierzchni i warstwy ulepszonego podłoża dla kategorii ruchu *KR3 ÷ KR4*

Table 4. The offer solutions to lower layers of the pavement structure and the improved subgrade layers for traffic *KR3 ÷ KR4*

		TYP III	TYP IV	TYP V	TYP VI	TYP VII
GRUPA NOŚNOŚCI PODŁOŻA	G4	PP 15  100 MPa WUP 20  25 MPa	-	PP 35  100 MPa 25 MPa	PP 15  100 MPa PP 15  25 MPa	PP 15  100 MPa PP 18  25 MPa
	G3	PP 15  100 MPa WUP 15  35 MPa	PP 35  100 MPa 35 MPa	PP 30  100 MPa 35 MPa	PP 15  100 MPa PP 15  35 MPa	PP 22  100 MPa 35 MPa
	G2	PP 15  100 MPa 50 MPa	PP 25  100 MPa 50 MPa	PP 20  100 MPa 50 MPa	PP 15  100 MPa 50 MPa	PP 15  100 MPa 50 MPa
	G1	Stosować typ IV	PP 15  100 MPa 80 MPa	PP 15  100 MPa 80 MPa	Stosować typ IV	Stosować typ IV

\* ze względu na znaczną grubość rozwiązania (> 45cm) należy stosować inny typ





 Podbudowa pomocnicza z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym  $C_{3/4}$   
 Podbudowa z destruktu betonowego  $C_{50/30}$  o CBR  $\geq 60\%$   
 Podbudowa pomocnicza z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym lub z gruntu stabilizowanego spoiwem  $C_{1,5/2}$   
 Warstwa ulepszonego podłoża z gruntu stabilizowanego spoiwem  $C_{0,4/0,5}$

Tabela 5. Porównanie grubości w cm warstw dolnych konstrukcji nawierzchni i warstwy ulepszonego podłoża dla kategorii ruchu  $KR1 \div KR2$

Table 5. The comparison of thicknesses of lower layers of the pavement structure and the layers of improved subgrade for the traffic category  $KR1 \div KR2$

$G_i$	$KR1 \div KR2$					średnia
	TYP 10	TYP 11	TYP 12	TYP 13	TYP 14	
G4	30	45	46	55	65	48,2
G3	22	37	37	40	45	36,2
G2	15	15	22	22	25	19,8
G1	-	-	-	-	-	-
$G_i$	TYP I		TYP II		średnia	
G4	20		25		22,5	
G3	15		20		17,5	
G2	15		15		15	
G1	-		-		-	

Tabela 6. Porównanie grubości w cm warstw dolnych konstrukcji nawierzchni i warstwy ulepszonego podłoża dla kategorii ruchu  $KR3 \div KR4$

Table 6. The comparison of thicknesses of lower layers of the pavement structure and the layers of improved subgrade for the traffic category  $KR3 \div KR4$

$G_i$	KR3 - KR4					średnia
	TYP 5	TYP 6	TYP 7	TYP 8	TYP 9	
G4	60	58	47	53	64	56,4
G3	55	43	42	48	49	47,4
G2	35	18	22	28	24	25,4
G1	15	15	18	22	15	17
$G_i$	TYP III	TYP IV	TYP V	TYP VI	TYP VII	średnia
G4	35	-	35	30	33	33,3
G3	30	35	30	30	22	29,4
G2	15	25	20	15	15	18,0
G1	15	15	15	15	15	15,0

grupy nośności G4 a typ VII dla grupy nośności G3 i G4. Wówczas należy pogubić dolne warwy konstrukcji nawierzchni albo zastosować typową konstrukcję górnych warstw nawierzchni i większej grubości np. TYP A2 lub TYP A3. Należy zaznaczyć, że głębokość przemarzania  $h_z=0,8$  m obejmuje znaczną część terenu Polski (całe województwo lubuskie i zachodnio-pomorskie, dużą część województwa wielkopolskiego i dolnośląskiego oraz fragmenty województwa pomorskiego i kujawsko-pomorskiego) co stanowi duży potencjalny obszar stosowania proponowanych rozwiązań i niesie możliwość poczynienia znacznych oszczędności przy zmniejszeniu grubości dolnych warstw konstrukcji przy jednoczesnym wykorzystaniu materiałów pochodzących z recyklingu.

## 5. Podsumowanie

1. Zaproponowano alternatywne układy dolnych warstw konstrukcji nawierzchni i ulepszonego podłoża w stosunku do katalogu.
2. Nowe siedem typów dolnych warstw konstrukcji nawierzchni i ulepszonego podłoża spełnia wymagania nośności dla kategorii ruchu  $KR1 \div KR2$  (80 MPa) i  $KR3 \div KR4$  – 100 MPa obliczone zgodnie z metodologią zastosowaną w ramach obliczeń konstrukcji zaproponowanych w katalogu 2014.
3. Grubości nowych układów dolnych warstw konstrukcji nawierzchni i WUP są znacząco cieńsze dla typowych rozwiązań z katalogu 2014 w przypadku grupy nośności G3, G4.
4. Zaproponowane rozwiązania spełniają warunek mrozoodporności głębokości przemarzania  $h_z=0,8$  m oraz częściowo dla głębokości przemarzania  $h_z=1,0$  m.
5. W zaproponowanych układach przewidziano zastosowanie mieszanki niezwiązanej z betonem przekruszonego (recykling betonowy), a więc materiału dostępnego – miejscowego, w związku z tym z reguły zdecydowanie tańszego od innych materiałów.

W publikacji przedstawiono propozycję pewnych rozwiązań, jednak niewątpliwie przydane byłoby szersze opracowanie rozwiązań uwzględniających różne materiały budowlane, które przede wszystkim byłyby tanie i zarazem akceptowalne przez inwestorów. Materiały te stanowiłyby też wielkie ułatwienie dla projektantów, którzy w przypadku dróg lokalnych korzystają głównie z rozwiązań typowych i katalogowych.

## Literatura

- [1] Główny Urząd Statystyczny, Transport drogowy w Polsce w latach 2012 i 2013. Zakład Wydawnictw Statystycznych, Warszawa 2015.
- [2] IBDiM, Katalog typowych konstrukcji jezdnii podatnych, (wydanie I), (wydanie II znowelizowane). Warszawa 1977/1983.
- [3] IBDiM, Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. Warszawa 1997.
- [4] Judycki J. i inni., Analizy i projektowanie konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych, WKŁ, Warszawa 2012.
- [5] Opoczyńskie K., Synteza wyników GPR 2015 dla dróg krajowych. Transprojekt-warszawa Sp. z o.o. Warszawa 2016 ([http://www.gddkia.gov.pl/userfiles/articles/g/generalny-pomiar-ruchu-w-2015\\_15598//SYNTEZA/Synteza\\_GPR2015.pdf](http://www.gddkia.gov.pl/userfiles/articles/g/generalny-pomiar-ruchu-w-2015_15598//SYNTEZA/Synteza_GPR2015.pdf)), Warszawa 2015.
- [6] Politechnika Gdańska, Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych, GDDKiA, Załącznik do zarządzenia Nr 31 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 16.06.2014 r., Warszawa 2014.
- [7] Politechnika Wrocławska, Katalog typowych konstrukcji nawierzchni sztywnych, GDDKiA, , Załącznik do zarządzenia Nr 30 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 16.06.2014 r., Warszawa 2014.

---

**ANALYSIS STRENGTHEN THE SUBSOIL FOR THE CONSTRUCTION OF ROADS TRAFFICKED BY LIGHT AND MODERATE CATALOGUE OF TYPICAL FLEXIBLE AND SEMI-RIGID PAVEMENT STRUCTURES 2014****S u m m a r y**

In 2015 The Ministry of Infrastructure and Development passed a new ordinance about Road technical conditions. In the ordinance appendixes 4 and 5 was removed. The Appendixes affected ground-water conditions for pavement subgrade and typical road pavement constructions. These changes resulted from new Catalogue of typical flexible and semi-rigid pavement structures and new Catalogue of typical rigid pavement structures, which were evolved to order General Directorate for National Roads and Motorways. Those Catalogues were created by the teams of professors Judycki and Szydło. The Catalogues have been in force for every National Roads since 2014. The authors have analyzed typical solutions of an improved subgrade and a subbase for light and average traffic (KR1-KR4), and they have presented the own solutions.

**Keywords:** subgrade, improved subgrade, pavement construction

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.64



Katarzyna MARKOWSKA-LECH<sup>1</sup>

Wojciech SAS<sup>2</sup>

Katarzyna GABRYŚ<sup>3</sup>

Mariusz LECH<sup>4</sup>

Emil SOBÓL<sup>5</sup>

## WYZNACZANIE WSPÓŁCZYNNIKA POISSON'A NA PODSTAWIE POMIARU PRĘDKOŚCI FAL AKUSTYCZNYCH

Współczynnik Poisson'a określany na podstawie prędkości fali podłużnej i poprzecznej jest stosowany w geofizyce jako jeden z parametrów charakteryzujących odkształcenie materiału. W laboratoriach geotechnicznych również prowadzone są badania z wykorzystaniem prędkości fal sejsmicznych, dlatego Autorzy podjęli próbę przeniesienia zależności znanych z teorii sprężystości na ośrodki gruntowe w celu wyznaczenia współczynnika Poisson'a. Praca zawiera wartości współczynnika Poisson'a otrzymane z badań naturalnych gruntów spoistych dwiema różnymi technikami: w aparacie trójosiowym wyposażonym w piezoelementy typu bender oraz w kolumnie rezonansowej.

**Słowa kluczowe:** piezoelementy, prędkość fali poprzecznej, prędkość fali podłużnej, kolumna rezonansowa, współczynnik Poisson'a, grunty spoiste

### 1. Wprowadzenie

Współczynnik Poisson'a jest ważnym parametrem wykorzystywanym do przewidywania zachowania się ośrodka oraz w modelowaniu numerycznym [1]. W ostatnich latach w laboratoriach geotechnicznych zyskały na popularności badania z wykorzystaniem prędkości fal sejsmicznych w gruntach, dlatego Autorzy podjęli próbę wyznaczenia współczynnika Poisson'a na podstawie zależności znanych z teorii sprężystości. Tradycyjnie rozróżnia się dwie metody okre-

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Katarzyna Markowska-Lech, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska SGGW, Laboratorium – Centrum Wodne, ul. Ciszewskiego 6, 02-776 Warszawa, tel. 22-59-35-227, katarzyna\_markowska\_lech@sggw.pl

<sup>2</sup> Wojciech Sas, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska SGGW, Laboratorium – Centrum Wodne

<sup>3</sup> Katarzyna Gabryś, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska SGGW, Laboratorium – Centrum Wodne

<sup>4</sup> Mariusz Lech, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska SGGW, Katedra Geoinżynierii

<sup>5</sup> Emil Soból, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska SGGW, Katedra Geoinżynierii

ślania tego parametru: "statyczny" współczynnik Poisson'a ( $\nu$ ) określany jako stosunek odkształceń bocznego (radialnego) i osiowego powstałych pod wpływem przyłożonego obciążenia:

$$\nu = \frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1} \quad (1)$$

gdzie:  $\varepsilon_1$  – odkształcenie osiowe próbki,

$\varepsilon_3$  – odkształcenie boczne próbki,

oraz „dynamiczny” współczynnik Poisson'a ( $\nu_{\text{dyn}}$ ) obliczany na podstawie pomiarów prędkości fal sejsmicznych ze wzoru [1]:

$$\nu_{\text{dyn}} = \frac{0,5 \cdot \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1} \quad (2)$$

gdzie:  $\rho$  – gęstość objętościowa gruntu,

$V_s$  – prędkość fali poprzecznej,

$V_p$  – prędkość fali podłużnej.

Niniejsza praca dotyczy określania „dynamicznego” współczynnika Poisson'a ( $\nu_{\text{dyn}}$ ) na podstawie badań w aparacie trójosiowym z piezoelementami typu bender i kolumny rezonansowej. Pomiar prędkości fal, zaliczane do badań „nieinwazyjnych” i „nieniszczących”, wykonywane są w trakcie innych konwencjonalnych badań, co zmniejsza koszty oraz przyspiesza badania [2, 3]. Na podstawie pomiarów rzeczywistych prędkości fal sejsmicznych można ocenić błąd popełniany przy szacowaniu wartości początkowego modułu odkształcenia (modułu Younga,  $E_0$ ) przy założeniu współczynnika Poisson'a równego 0,5.

Do opisu odkształcenia gruntu używane są wskaźniki ściśliwości lub moduły odkształcenia. Dla bardzo małych odkształceń stosuje się początkowy moduł odkształcenia ( $E_0$  lub  $E_{\text{max}}$ ) lub moduł odkształcenia postaciowego ( $G_0$  lub  $G_{\text{max}}$ ). Wielkości te, przy znajomości współczynnika Poisson'a, można określić na podstawie pomiaru prędkości fal poprzecznej ( $V_s$ ) i podłużnej ( $V_p$ ) ze wzorów:

$$E_0 = 2 \cdot \rho \cdot V_s^2 (1 + \nu) \quad (3)$$

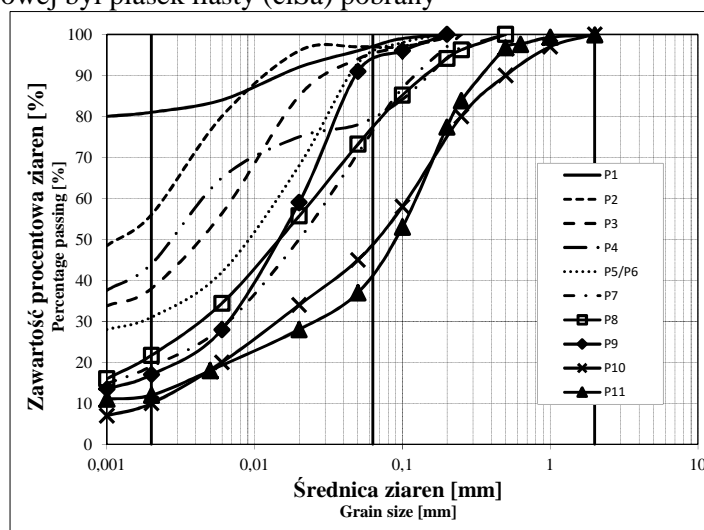
$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (4)$$

Ze względu na bardzo małe odkształcenia wywoływane w gruncie przez fale akustyczne wyznaczane moduły traktowane są jako sprężyste parametry gruntu. Konsekwencją tych założeń oraz techniki wykonywania badań (ośrodek w pełni nasycony, warunki bez odpływu, brak nadwyżki ciśnienia wody w porach) jest przyjmowanie w obliczeniach początkowych wartości modułu odkształcenia współczynnika Poisson'a równego 0,5 - jak dla materiału nieściśliwego.

## 2. Materiał badawczy

Badania zaprezentowane w niniejszym artykule wykonane zostały w aparacie trójosiowym oraz kolumnie rezonansowej, na próbkach różnych gruntów naturalnych o nienaruszonej strukturze (NNS). Badania w aparacie trójosiowym przeprowadzono na prekonsolidowanych gruntach spoistych zalegających na terenie Warszawy (próbki P1-P10). Materiałem wykorzystanym w badaniach w kolumnie rezonansowej był piasek ilasty (clSa) pobrany

z poletka doświadczalnego zlokalizowanego w okolicy zrealizowanej trasy ekspresowej S2, między węzłami „Konotopa-Lotnisko” (próbka P11). Na rysunku 1 i w tabeli 1 zaprezentowano krzywe uziarnienia oraz właściwości fizyczne badanych gruntów.



Rysunek 1. Krzywe uziarnienia badanych gruntów

Figure 1. Grain size distribution of tested soils

Tabela 1. Właściwości fizyczne badanych gruntów

Table 1. Index properties of tested soils

	Głębokość	Nazwa	cl	w <sub>n</sub>	w <sub>L</sub>	w <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>	I <sub>L</sub>	p'	Δe
	[m]	gruntu								
P1	17-17,4	Cl	81	27,7	88,1	27,5	60,6	0,003	450	0,72-0,702
P2	13-13,7	Cl	56	32,5	77,2	30,1	47,1	0,05	300	0,713-0,635
P3	18-18,35	siCl	38	21,7	61,1	20,1	41	0,04	300	0,552-0,471
P4	14-14,4	saCl	44	30,3	66,8	31,6	35,2	-0,04	300	0,82-0,75
P5	12-12,6	siCl	31	36,8	85,8	32,2	33,6	0,09	300	0,796-0,59
P6	12-12,6	siCl	31	36,8	85,8	32,2	33,6	0,09	250	0,81-0,75
P7	2-2,4	sasiCl	19	26,3	36,4	18	18,4	0,45	300	0,98-0,86
P8	17-17,5	sasiCl	22	22,1	36,9	18,6	18,3	0,2	500	0,697-0,439
P9	14-14,5	siCl	17	22,5	36,9	18,6	18,3	0,21	330	0,65-0,61
P10	3-3,7	sasiCl	10	12,05	26,5	9,9	16,6	0,13	350	0,37-0,34
P11	2,0	clSa	12	14,0	33,51	14,5	19,1	-0,03	100	0,38

### 3. Metodyka badań w aparacie trójosiowym

Badanie obejmowało trzy podstawowe etapy: nasączenie, konsolidację i ścinanie. Konsolidacja prowadzona była etapowo w warunkach izotropowych. Na każdym etapie badania kontrolowano zmianę wysokości próbki oraz wykonywano pomiary prędkości fali poprzecznej ( $V_s$ ) i fali podłużnej ( $V_p$ ). Pomiar prędkości fal sejsmicznych umożliwiały przetworniki typu bender, zbudowane z piezoceramicznego materiału, który zamienia energię mechaniczną (drżania) na energię elektryczną (impuls) i na odwrót. Wysłane przez generator fal impulsy elektryczne, powodowały drżania nadajnika, które przenoszone dzięki sprężystym właściwościom gruntu, docierały do odbiornika gdzie były zamieniane na impuls elektryczny. Pomiar prędkości fal prowadzony był dla różnych wartości naprężenia efektywnego. Podczas każdego pomiaru analizowany był zarówno wysyłany jak i odbierany sygnał; porównywano częstotliwości i amplitudy tych sygnałów. Szczegółowy opis aparatury i metodyki badań można znaleźć w pracach [4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11].

Prędkość fal rozchodzących się w gruncie obliczana była z zależności:

$$V = \frac{h}{t} \quad (5)$$

gdzie:  $h$  – odległość pomiędzy nadajnikiem i odbiornikiem czyli wysokość próbki pomniejszona o głębokość wciśnięcia piezoelementów w grunt [4, 7],

$t$  – czas przejścia fali przez badany grunt.

Dynamiczny współczynnik Poisson'a ( $\nu_{dyn}$ ) wyznaczono dla kilku próbek, przy różnym naprężeniu efektywnym, z wykorzystaniem prędkości fal poprzecznej i podłużnej wg wzoru (2) a wyniki obliczeń zostały zamieszczone w tabeli 3.

### 4. Metodyka badań w kolumnie rezonansowej

Dynamiczny współczynnik Poisson'a można wyznaczyć z badań w kolumnie rezonansowej. Badanie w tym aparacie jest uznawane za metodę referencyjną określania sztywności gruntu w zakresie małych oraz średnich odkształceń [8]. Opis aparatury i metodyki badań można znaleźć w pracach [12, 13, 14, 15]. Ostateczna formuła na określenie współczynnika Poisson'a ( $\nu_{dyn}$ ) na podstawie badania w kolumnie rezonansowej jest następująca [12, 13]:

$$\nu = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{rod}^2}{V_s^2} - 1 \quad (6)$$

gdzie:  $V_{rod}$  – prędkość fali podłużnej w ograniczonym medium.  
 $V_{rod}$  można wyrazić przy pomocy zależności:

$$V_{rod} = \sqrt{\frac{E_{flex}}{\rho}} \quad (7)$$

gdzie:  $E_{flex}$  – moduł odkształcenia wyznaczany z drgań zginających podczas wykonywania kalibracji urządzenia,  
 $\rho$  - gęstość objętościowa gruntu.

Prędkość fali poprzecznej ( $V_s$ ) w kolumnie rezonansowej obliczana jest z równania:

$$V_s = \frac{2\pi \cdot f \cdot l}{\beta} \quad (8)$$

gdzie:  $f$  – częstotliwość rezonansowa układu otrzymana z badania rezonansowego,

$l$  – długość badanej próbki gruntu,

$\beta$  – parametr zależny od relacji pomiędzy polarnym momentem bezwładności próbki ( $I$ ), a polarnym momentem bezwładności układu napędowego urządzenia ( $I_0$ ).

Do wyznaczenia i analizy współczynnika Poisson'a z badania w kolumnie rezonansowej wykorzystano trzy próbki tego samego gruntu P11, oznaczone dodatkowo literami A, B i C. Po nasączeniu próbek i ich skonsolidowaniu przystąpiono do zasadniczych badań dynamicznych. Wykonane badania realizowane były przy różnym napięciu przykładanym na cewki układu elektromagnetycznego, zmieniającym się w zakresie od 0,1V do 0,9V. W kolejnych seriach badań otrzymywano zmienne wartości częstotliwości rezonansowej ( $f_r$ ). Różnicowano także wartość średniego naprężenia efektywnego ( $p'$ ). Szczegółowe zestawienie parametrów badań zamieszczono tabeli 2.

Tabela 2. Parametry badań wykonanych w kolumnie rezonansowej

Table 2. Parameters of tests performed in resonant column

	$p'$	$V_{rod}$	napięcie	$f_r$
	[kPa]	[m/s]	[V]	[Hz]
P11A	45	$8,25 \cdot 10^{-5}$	0,1–0,8	202–180
P11B	85	$8,25 \cdot 10^{-5}$	0,1–0,9	200–182
P11C	100	$8,25 \cdot 10^{-5}$	0,1–0,6	205–185

## 5. Analiza wyników badań

W tabeli 3 zestawiono wyniki obliczeń początkowych modułów Younga ( $E_0$ ) i odkształcenia postaciowego ( $G_0$ ) według wzorów (3) i (4) uzyskane w badaniach trójosiowych. W kolumnie „ $E_{0obl}$ ” znajdują się wartości początkowego modułu odkształcenia ( $E_0$ ) obliczone na podstawie wzorów (3) i (2) z pomiarów rzeczywistych prędkości fal podłużnych i poprzecznych; w kolumnie „ $E_{0zał}$ ” wartości uzyskane przez podstawienie do wzoru (3) współczynnika Poisson’a równego 0,5. Obliczony został również błąd względny dla początkowego modułu odkształcenia  $E_0$ , który nie przekracza 1% (z wyjątkiem próbki P10). Wynika z tego, że przy pełnym nasyceniu porów gruntowych wodą, w warunkach bez odpływu, można przyjmować współczynnik Poisson’a jak dla ośrodka nieściśliwego.

Tabela 3. Zestawienie wyników obliczeń współczynnika Poisson’a i modułów odkształcenia uzyskane z badań w aparacie trójosiowym

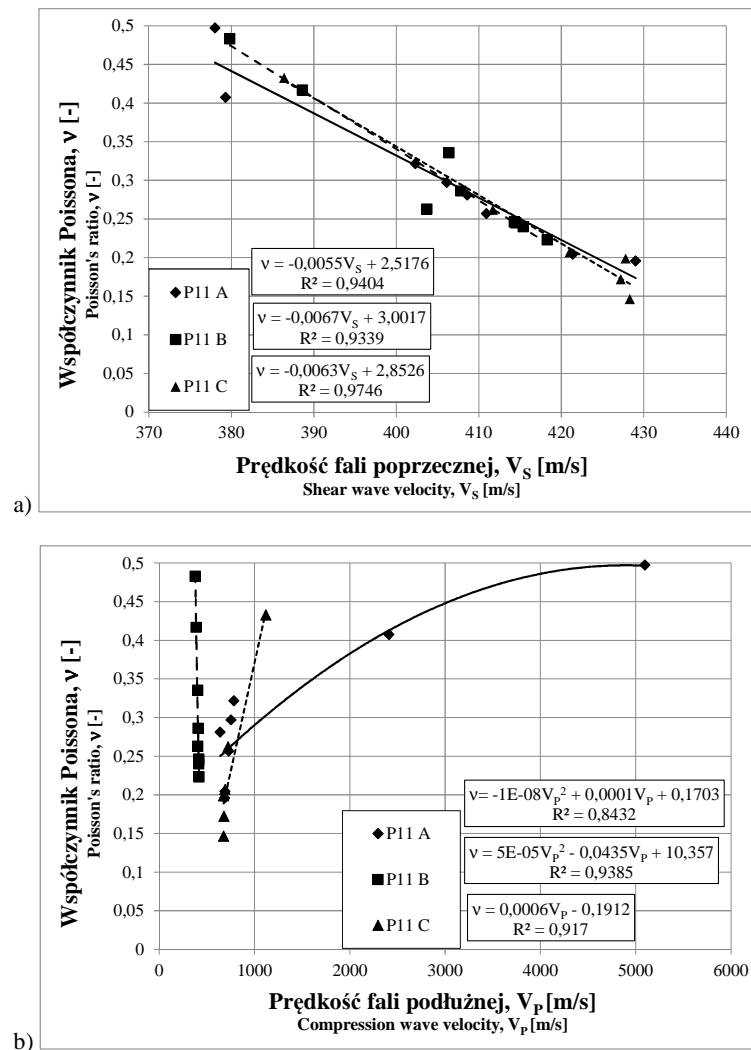
Table 3. The calculation results of the Poisson’s ratio and deformation modulus from triaxial tests

	$p'$	$V_s$	$V_p$	$\nu$	$G_0$	$E_0 \text{ obl}$	$E_0 \text{ zał}$	$\Delta E_0$	Błąd względny
	[kPa]	[m/s]	[m/s]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]
P1	100	178	1588	0,49	62,73	187,40	188,20	0,80	0,43
P1	300	193	1494	0,49	73,75	220,01	221,26	1,25	0,57
P2	200	171	1607	0,49	58,19	173,90	174,57	0,67	0,38
P3	30	173	1380	0,49	61,06	182,19	183,17	0,97	0,54
P3	100	191	1386	0,49	74,42	221,82	223,26	1,44	0,65
P3	200	205	1391	0,49	85,73	255,29	257,19	1,90	0,75
P4	300	214	1622	0,49	88,84	264,96	266,53	1,57	0,59
P5	100	147	1569	0,50	42,14	126,04	126,41	0,37	0,30
P6	70	139	1539	0,50	37,48	112,14	112,45	0,31	0,27
P6	250	167	1559	0,49	54,10	161,69	162,31	0,63	0,39
P7	200	211	1687	0,49	82,81	247,11	248,43	1,32	0,53
P8	500	272	1661	0,49	147,97	439,83	443,90	4,08	0,93
P9	330	253	1635	0,49	129,94	386,63	389,81	3,19	0,82
P10	150	299	1740	0,49	200,26	594,68	600,77	6,09	1,02

W literaturze spotyka się wartości współczynnika Poisson’a znacznie poniżej tych uzyskanych w badaniach w aparacie trójosiowym, ale odnoszą się one do różnego stopnia nasycenia gruntu wodą. Wartości współczynnika Poisson’a wzrastają wraz z stopniem nasycenia i zmniejszaniem się porowatości gruntu [16, 17, 18].

Z badań w kolumnie rezonansowej otrzymano znacznie mniejsze wartości współczynnika Poisson’a w porównaniu z wynikami badań w aparacie trójosiowym z pomiarem prędkości fal. Różnice te wynikają z różnej metodyki badań:

w aparacie trójosiowym prędkości fal sejsmicznych uzyskiwane są bezpośrednio w badaniu, natomiast w kolumnie rezonansowej wyliczane są pośrednio na podstawie drgań układu. Mimo zachowanych podobnych warunków badania (pełne nasycenie próbki, warunki bez odpływu) wartości współczynnika Poisson'a uzyskane z badań w kolumnie rezonansowej mogą być nawet o 50% mniejsze od tych uzyskanych w aparacie trójosiowym.



Rysunek 2. Zależność współczynnika Poisson'a i prędkości fal a) poprzecznej, b) podłużnej uzyskany w badaniach w kolumnie rezonansowej

Figure 2. The correlation between the Poisson's ratio and a) shear, b) compression wave velocity from the resonant column tests

Prędkości fali poprzecznej ( $V_s$ ) obliczone z badań w kolumnie rezonansowej są większe niż te uzyskane z pomiarów z zastosowaniem piezoelementów. Podobnie, prędkości fali podłużnej w ograniczonym medium ( $V_{rod}$ ) z kolumny rezonansowej wydają się zbyt duże, w porównaniu z prędkościami fal podłużnych ( $V_p$ ) uzyskiwanymi z badań sejsmicznych w gruntach [19]. Może to być jednak spowodowane innym rodzajem badanego materiału (np. większą zawartością frakcji piaskowej w gruncie badanym w kolumnie rezonansowej).

Wartości współczynnika Poisson'a ( $\nu_{dyn}$ ) maleją liniowo z wzrostem prędkości fali poprzecznej ( $V_s$ ); w przypadku fali podłużnej ( $V_p$ ) takiej zależności nie zaobserwowano (rys. 2).

## 6. Podsumowanie i wnioski

Z przeprowadzonych badań wyływają następujące wnioski:

- z badań w aparacie trójosiowym otrzymuje się większe wartości współczynnika Poisson'a niż z badań w kolumnie rezonansowej (przy takich samych warunkach badania: ośrodek całkowicie nasycony wodą, brak możliwości odpływu wody z porów gruntowych, stałe ciśnienie wody w porach i w komorze, niezmiennie warunki badania);
- wartości współczynnika Poisson'a z badań w aparacie trójosiowym są zbliżone do wartości właściwych ośrodkom nieściśliwym; wynika to z warunków samego badania; ewentualne oddziaływania w takich warunkach przejmowane są przez wodę w postaci wygenerowanej nadwyżki ciśnienia wody w porach;
- na potrzeby szacowania sztywności początkowej gruntu przy pełnym nasyceniu porów gruntowych wodą, w warunkach bez odpływu, można przyjmować współczynnik Poisson'a równy 0,5 jak dla ośrodka nieściśliwego,
- wartości współczynnika Poisson'a maleją ze wzrostem prędkości fali, zarówno poprzecznej ( $V_s$ ) jak i podłużnej ( $V_p$ ), przy czym trend dla prędkości fali poprzecznej jest bardziej wyraźny;
- ze względu na pośredni charakter otrzymywania prędkości fal z kolumny rezonansowej wydaje się, że do szacowania wartości dynamicznego współczynnika Poisson'a ( $\nu_{dyn}$ ) korzystniejsze jest stosowanie w obliczeniach prędkości fal podłużnych i poprzecznych uzyskanych z bezpośrednich pomiarów.

Należy również pamiętać, że istnieją różnice w wartościach współczynnika Poisson'a wyznaczanych jako „statyczne” i „dynamiczne” [2]. Kolejnym krokiem powinno być zatem poszukiwanie zależności pomiędzy „statycznym” i „dynamicznym” współczynnikiem Poisson'a w gruntach oraz ustalenie wpływu stopnia nasycenia gruntu na wartości współczynnika Poisson'a.

Badania zaprezentowane w pracy zostały częściowo sfinansowane z projektu NCN (nr um. 0467/B/T02/2011/40).



## Literatura

- [1] Essien U.E., Akankpo A.O., Igboekwe M.U. 2014. Poisson's Ratio of Surface Soils and Shallow Sediments Determined from Seismic Compressional and Shear Wave Velocities. *International Journal of Geosciences*, 5, 1540-1546.
- [2] Zhang J.J., Bentley L.R. 2005. Factors determining Poisson's ratio. CREWES Research Report — Volume 17 2005.
- [3] Sas W., Gabryś K., Soból E., Szymański A. 2016. Dynamic Characterization of Cohesive Material Based on Wave Velocity Measurements. *Applied Sciences*, 6(2), 49; doi:10.3390/app6020049.
- [4] Viggiani G., Atkinson J.H. 1995. Interpretation of bender element tests. *Geotechnique* 45, No. 1, 149 – 154, Technical Note.
- [5] Markowska-Lech K., Lech M., Bajda M., Szymański A. 2013 Small strain stiffness in overconsolidated Pliocene clays. *Annals of Warsaw University of Life Sciences – SGGW Land Reclamation* No 45 (2), 2013: 169–181.
- [6] Markowska-Lech K., Lech M., Bajda M., Szymański A. 2008. The use of seismic tests for determination of shear modulus in cohesive soils. *EJPAU* 11(2), #20.
- [7] Tymiński, W., Markowska-Lech, K. 2005. Kryteria pomiaru prędkości fali poprzecznej w gruntach spoistych. *Materiały konferencyjne*, 51 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica, t. IV, 65-72.
- [8] Pineda J.A., Colmenares J.E., Hoyos L.R. 2014. Effect of fabric and Weathering Intensity on Dynamic properties of Residual and Saprolitic Soils via Resonant Column Testing. *Geotechnical Testing Journal*, 37, 5, 800-816.
- [9] Markowska-Lech K. 2008. The determination of shear modulus in overconsolidated cohesive soils. *Foundations of Civil and Environmental Engineering*, Poznan University of Technology, 12, 61-71.
- [10] Hasan, A.M., Wheeler, S.J. 2015. Measuring travel time in bender/extender element tests. In *Proceedings of the 16th ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*, Edinburg, UK, 13–17 September 2015; 3171–3176.
- [11] Styler, M.A., Howie, J.A. 2014. Continuous Monitoring of Bender Element Shear Wave Velocities During Triaxial Testing. *Geotechnical Testing Journal*. 37, 218–230.
- [12] Soból E., Sas W. i Szymański A. 2015. Zastosowanie kolumny rezonansowej do określenia reakcji gruntów drobnoziarnistych obciążonych dynamicznie. *Przegląd Naukowy – Inżynieria i Kształtowanie Środowiska*, 68, 133-144.
- [13] Gabryś K., Sas W. i Szymański A. 2013. Kolumna rezonansowa jako urządzenie do badań dynamicznych gruntów spoistych. *Przegląd Naukowy - Inżynieria i Kształtowanie Środowiska*, 59, 3-13.
- [14] Sas W. i Gabryś K. 2012. Laboratory measurement of shear stiffness in resonant column apparatus. *Acta Scientiarum Polonorum, series Architectura*, 11(4), 29-39.
- [15] Sas W., Gabryś K. i Szymański A. 2013. Determination of Poisson's ratio by means of resonant column tests. *Electronic Journal of Polish Agricultural Universities: EJPAU*, 16, 3, Topic: Civil Engineering.

- [16] Sawangsuriya A., Fall M., Fratta D. 2008. Wave-Based Techniques for Evaluating Elastic Modulus and Poisson's Ratio of Laboratory Compacted Lateritic Soils. *Geotech Geol Eng* (2008) 26:567–578.
- [17] Di Benedetto H., Geoffroy H., Duttine A., Sauzéat C., Chau B. Comportement anisotrope des sols et caractérisation d'un site à partir d'essais de propagation d'ondes.
- [18] Amaral M.F., Viana da Fonseca A. i Carvalho J. 2011. Dynamic Poisson ratio analysis. *Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. A. Anagnostopoulos et al. (Eds.) IOS Press. 1, 115-120.
- [19] Mayne P.W. 2001. Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. *Proceedings of International Conference on In-Situ Measurement of soil Properties&Case Histories, Bali, Indonesia*, 27-48.

## THE ESTIMATION OF POISSON'S RATIO BASED ON SEISMIC WAVE VELOCITY

### Summary

Poisson's ratio as one of the parameters characterizing the material deformation is widely used in geophysics and it is based on shear and compressional wave velocities. On the other hand, in the geotechnical laboratories a lot of tests using mechanical waves velocities on soils are performed, so Authors have attempted to transfer the elasticity theory on soils and determine the Poisson's ratio. The paper presents the values of Poisson's ratio obtained for natural cohesive soils with two different techniques: the triaxial tests using bender elements (BE) and resonant column (RC).

**Keywords:** piezoelements, shear wave velocity, compressional wave velocity, resonant column, Poisson's ratio, cohesive soils

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.65

Grzegorz SZMECHEL<sup>1</sup>  
Zygmunt MEYER<sup>2</sup>

## WYKORZYSTANIE WYNIKÓW SONDOWANIA STATYCZNEGO DO OKREŚLENIA NOŚNOŚCI POBOCZNICZY PAŁA

Praca jest kontynuacją badań Autorów nad modelem krzywej Meyera Kowalowa[8] opisującej zachowanie pała pod obciążeniem. W artykule podano propozycję opisu parametrów modelu krzywej MK w nawiązaniu do wyników sondowania CPT. W części obliczeniowej przedstawiono analizę zachowania pali przemieszczeniowych SDP pod próbnym obciążeniem statycznym, posiłkując się badaniami literaturowymi i własnymi. Autorzy proponują metodę określania nośności poboczniczy pała, którego podstawa jest zagłębiona w zagęszczone grunty niespoiste na podstawie wyników badań sondowania statycznego CPT, jednocześnie porównując wyniki otrzymane w analizie do wyników badań literaturowych i własnych. Zróżnicowane metody określania nośności podstawy pała na podstawie sondowania CPT prowadzą do otrzymania szeregu krzywych obrazujących nośność poboczniczy. Cechą wspólną tych krzywych jest występowanie maksimum dla oporu poboczniczy.

**Słowa kluczowe:** nośność pali, próbne obciążenia statyczne, badania terenowe, obciążenie-osiadanie pała

### 1. Wprowadzenie

#### 1.1. Uwagi ogólne dotyczące wykorzystania badań podłoża

Projektowanie fundamentów palowych na bazie geotechnicznych właściwości podłoża jest jedną z zalecanych w Eurokodzie 7 a zarazem najpopularniejszych metod projektowania pali [16]. Obecnie prowadzone badania geotechniczne rzadko, składają się wyłącznie z samych odwiertów. Trendy dominujące w geotechnice wskazują, że podstawowymi badaniami będą badania in situ z wykorzystaniem sond statycznych, dylatometru Marchettiego czy statycznych sondowań sejsmicznych.

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Grzegorz Szmeczel, ZUT w Szczecinie, al. Piastów 17, 70-310 Szczecin, gszmeczel@zut.edu.pl

<sup>2</sup> Meyer Zygmunt, ZUT w Szczecinie, meyer@zut.edu.pl

Doświadczenia światowe obejmują obecnie przeszło 60 lat badań nad rozwojem metod projektowania pali z użyciem sondy statycznej. Analiza literatury z zakresu obliczania nośności pali na podstawie testu statycznego pozwala na wyodrębnienie dwóch podstawowych typów metod określania nośności pali przy wykorzystaniu parametrów uzyskanych podczas sondowania statycznego:

- metody bezpośrednie, wśród których rozróżniamy metody empiryczne, pozwalające, na określenie oporu jednostkowego pobocznic  $f_p$  i podstawy  $q_b$  na podstawie parametrów sondowania i metody półempiryczne wykorzystujące w analizie także inne parametry takie jak wartość całkowitych naprężeń pierwotnych, średnica, i długość pala, kąt tarcia na styku pal ośrodek gruntowy. Popularnymi metodami z tej grupy są: Metoda Meyerhofa [13,14,15], Metoda Francuska [1,2] czy metoda Niemiecka (2010)[5],
- metody pośrednie (tzw. metody wymierne), wśród których możemy z kolei wyodrębnić metody opisujące nośność pala w warunkach naprężeń całkowitych. W odniesieniu do oporów pobocznic nazywane metodami  $\alpha$ , np. metodę Tomlinsona (1957), Randolpha (1983), Jamiołkowskiego (2003) czy Karlsruđa (2012). Drugą grupą metod bezpośrednich są metody bazujące na przyjęciu w gruncie naprężeń efektywnych (w odniesieniu do oporów pobocznic pala zwane metodami  $\beta$ ) wśród nich np. metodę Fleminga (1992) lub ICP-05 (2005) [5].

## 2. Praca pala w gruncie

### 2.1. Propozycja opisu

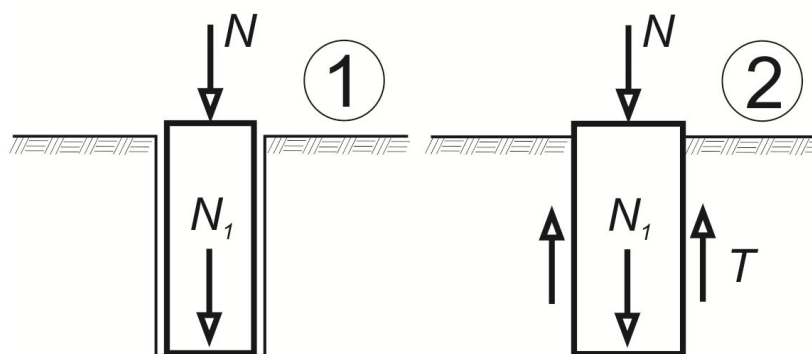
Wiadomo iż nośność pala jest wynikiem przenoszenia naprężeń zarówno przez pobocznice jak i podstawę pala. Dotychczasowe badania prowadzone w Katedrze Geotechniki przez zespół prof. Meyera wskazują, iż jest możliwe rozgraniczenie pracy pala w ośrodku gruntowym na dwa stany: stan pierwszy, w którym pracuje tylko podstawa pala, oraz stan drugi, w którym pracuje zarówno jego podstawa jak i pobocznica. Zagadnienie to opisano już w literaturze [7,8,9 11,17] Biorąc pod uwagę różnice wyników, jakie uzyskuje się wykorzystując do obliczenia nośności podstaw pali różne metody obliczeniowe, w pracy postanowiono sprawdzić, jaki wpływ różnice te będą miały na przebieg krzywej obciążenie-osiadanie pala w stanie 1 i 2. Idea wykorzystania dwóch stanów pracy pala dla określania oporu pobocznic pala, jako różnicy oporów pomiędzy stanem pierwszym i drugim została szerzej opisana w pracach Meyera [6], Meyera i Szmecchela [7] oraz Meyera i Źarkiewicza [11]. Schematycznie sytuację pokazano na rys. 1

W niniejszej pracy podejście to wykorzystane zostanie do analizy wpływu metody obliczania nośności podstawy pala bezpośrednio z parametrów sondowania statycznego wg propozycji literaturowych: Metody Meyerhofa [13,14,15], Metody Lee i Salgado [4] oraz Bustamante i Gianasellego [1,2], a także wg propozycji Autorów uwzględniającej współpracę podstawy pala z otaczającą tę podstawę przestrzenią gruntową.

Nośność pała w klasycznym ujęciu jest rozumiana, jako nośność podstawy i poboczniczy wg wzoru [16]:

$$Q_t = Q_s + Q_b = \sum f_{pi} \cdot A_{si} + q_b \cdot A_b \quad (1)$$

gdzie:  $f_{pi}$  – jednostkowy opór poboczniczy w  $i$ -tej warstwie gruntu,  
 $A_{si}$  – pole poboczniczy w tej warstwie,  
 $q_b$  – jednostkowy opór podstawy pała,  
 $A_b$  – pole podstawy pała.



Rys. 1. Schemat pracy pała w dwóch stanach 1 i 2 [7]

Fig. 1. Schematic pile work in two different stages 1 and 2 [7]

Różnice w nośnościach podstaw pałi uzyskane zostaną dzięki zastosowaniu 4 różnych metod określania odporu podstawy pała  $q_b$ . Natomiast opór poboczniczy traktuje się, jako różnicę pomiędzy siłą w stanie 1 i 2:

$$T = N(s_2) - N(s_1) \quad (2)$$

$$T(s) = N_{gr} \cdot \left[ 1 - \left( 1 + \frac{\kappa_2 \cdot s}{C_2 N_{gr}} \right)^{-\frac{1}{\kappa_2}} \right] - N_1 \cdot \left[ 1 - \left( 1 + \frac{\kappa_1 \cdot s}{C_1 N_1} \right)^{-\frac{1}{\kappa_1}} \right] \quad (3)$$

Parametry  $C_1$  oraz  $\kappa_1$  równania stanu pierwszego opisują empiryczne zależności:

$$C_1 = \frac{1}{\pi \cdot d \cdot 3q_c} \text{ [mm/kN]} \quad (4)$$

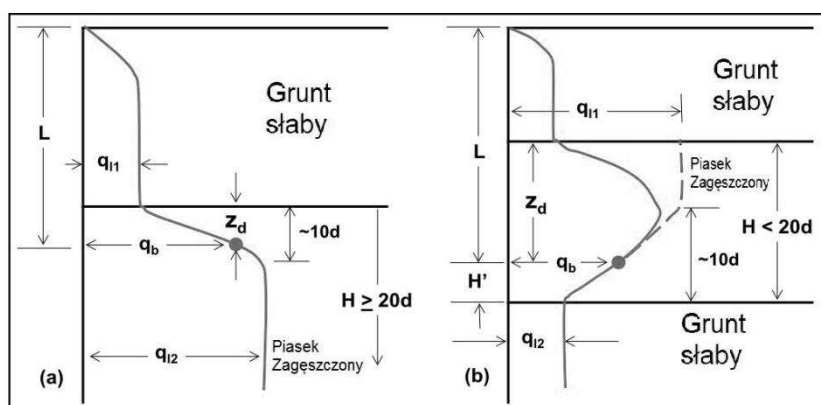
gdzie:  $q_c$  – uśredniony wg [16] opór stożka pod podstawą pała [MPa],  
 $d$  – średnica pała [m],

$$\kappa_1 = \frac{2}{3} \kappa_2^{2/3} \quad (5)$$

## 2.2. Nośność podstawy pala - wybrane metody literaturowe

### Metoda Meyerhofa (1956,1976,1983)

Może być stosowana dla pali przemieszczeniowych i wierconych w gruntach piaszczystych. Jednostkowy opór podstawy Meyerhof uzależnia od głębokości osadzenia pala w gruncie nośnym, długości samych pali, oraz układu warstw gruntu nośnego i nienośnego. Układ warstw gruntu i poszczególne oznaczenia pokazano na rysunku 2:



Rys. 2. Odpór podstawy pala w zależności od układu warstw nośnych: (a) znaczna miąższość warstwy piasków, (b) warstwa nośna naprzemiennie z warstwami słabszymi, na podstawie [14]

Fig. 2. Base resistance depended on soil layers arrangement (a) thick sand layer, (b) bearing layer alternate with soft soils, based on [14]

Dla warstw gruntu nośnego znacznej grubości zalegającego pod palem  $H > 20d$ :

$$q_b = q_{11} + (q_{12} - q_{11}) \cdot z_d / (10d) \leq q_{12} \text{ [MPa]} \quad (6)$$

gdzie:  $z_d$  – zagłębienie pala w warstwie nośnej [m],  
 $d$  – średnica pala [m]

### Metoda Lee i Salgado (1999)

Kolejna z metod bezpośrednich wykorzystanych w niniejszej pracy to metoda Lee i Salgado zaprezentowana w 1999r. Metoda ta może być stosowana do wszystkich typów pali w gruntach piaszczystych. Autorzy nie podają procedury określania jednostkowego oporu pobocznic a jedynie jednostkowy opór podstawy pala  $q_b$  oraz opór podstawy pala odpowiadający przemieszczeniom  $0,1d$  [4].

$$q_b = q_t / [1,90 + 0,62 / (s_b / d)] \text{ [MPa]} \quad (7)$$

gdzie:  $q_t$  – skorygowany opór stożka [MPa],

$$q_t = q_c \cdot (1 - a_n) \quad (8)$$

gdzie:  $a_n$  – współczynnik wielkości stożka zależny od rodzaju sondy i stożka CPTu,

$u_2$  – ciśnienie porowe mierzone za stożkiem  $q_c$  – opór stożka [MPa]

Według badań Mayne'a [5] w gruntach niespoistych można przyjmować  $q_c \approx q_t$  gdyż ciśnienie porowe  $u_2$  równe jest ciśnieniu hydrostatycznemu.

#### *Metoda Francuska LPCP (tzw. metoda Bustamante (1982,1997))*

Metoda zaproponowana w 1982 r. przez Bustamante i Gianasellego w 1982 r. na podstawie 197 badań statycznych pali różnych typów w różnych warunkach gruntowych. Poulos w 1989 r. zaproponował graficzne podejście do obliczania jednostkowych oporów poboczniczy pala i podstawy pala oraz metod uśredniania wartości  $q_c$  pod podstawą pala. Dokładne informacje dotyczące tych badań znaleźć można w pracy Poulosa [17]. W 1997 r. metoda została uproszczona przez Bustamante i Franka [1] na podstawie kolejnych badań. Jako jedna z niewielu metod różnicując tzw. „górne” i „dolne” wartości współczynników w zależności od wrażliwości konstrukcji.

Opór podstawy pala wg metody LPCP wyrażony jest równaniem:

$$q_b = q_{eq(tip)} \cdot k_b \quad (9)$$

gdzie:  $k_b$  – współczynnik nośności podstawy dla piasków  $k_b=0,15$  pale wiercone i  $k_b=0,375$  pale przemieszczeniowe,

$q_{eq(tip)}$  – równoważny średni opór stożka liczony na długości  $1,5d$  poniżej i  $1,5d$  powyżej podstawy pala (wg Bustamante i Gianeselli 1982).

#### *Propozycja Autorów*

Studia literaturowe i badania własne wskazują, że podstawa pala w stanie granicznym współpracuje z pewną przestrzenią gruntu znajdującą się w jej bezpośrednim sąsiedztwie wg schematu zaprezentowanego na rysunku 3.

Nośność podstawy pala wyrazić można wg następujących zależności:

$$N_1 = 0,25 \cdot \pi \cdot d^{*2} \cdot (q_c) \quad (10)$$

gdzie: oznaczenia jak we wzorze (4)

$d^*$  – średnica równoważna gruntu który w stanie granicznym współpracuje z palem,

$$d^* = \theta \cdot d \quad (11)$$

gdzie:  $\theta$  – współczynnik poszerzenia podstawy zależny od rodzaju pali, i gruntu, w jakim zagłębiona jest podstawa pala. Dla pali przemieszczeniowych i gruntu niespoistego  $\theta = (2q_c)^{1/6}$ .

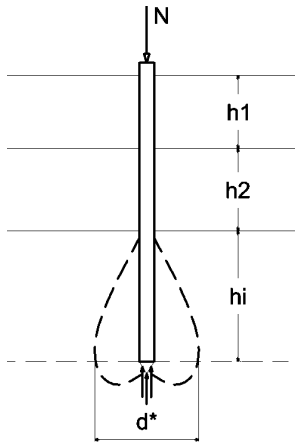
Drugim podejściem, jakie można zastosować przy określeniu nośności podstawy pala jest określenie nośności podstawy pala, jako różnicy pomiędzy nośnością graniczną. Wyznaczoną z metody MK a nośnością poboczniczy pala także w stanie granicznym. Wiadomo, że istnieje pewna graniczna wartość oporu poboczniczy dla  $s=\infty$  odpowiadająca  $T_\infty$ . Dla celów inżynierskich obliczeń można ją wyrazić wzorem [7]:

$$T_\infty = \pi d \sum h_i f_{si} \text{ lub } T_\infty = \pi d \int_0^L f_s dL \text{ [kN]} \quad (12)$$

gdzie:  $f_{si}$  – opór tulei ciernej sondy statycznej w i-tej warstwie gruntu [kPa],  
 $h_i$  – miąższość warstwy gruntu [m],  
 $d$  – patrz str. poprzedz.

Wówczas graniczna nośność podstawy pala może być wyrażona za pomocą zależności (5) lub jako różnica pomiędzy:

$$N_1 = N_{gr} - \pi d \sum h_i f_{si} \quad (13)$$



Rys. 3. Grunt współpracujący z podstawą pala w stanie granicznym

Fig. 3. Soil mass interacted with pile base in ultimate limit state

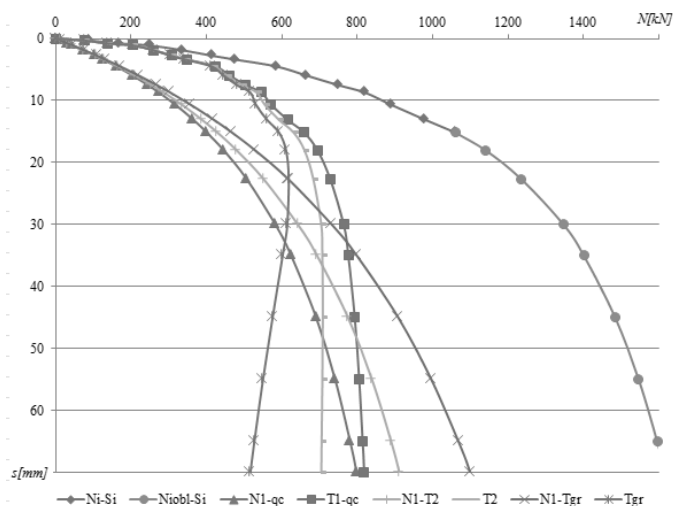


### 3. Przykład obliczeniowy

#### 3.1. Badania literaturowe

Jako przykład badań statycznych pali przemieszczeniowych dostępnych w literaturze wykorzystano cztery z wielu zaprezentowanych w monografii Krasieńskiego [3]. Do analizy wykorzystano pale przebadane na poletku doświadczalnym „Obwodnica Pruszcza Gdańskiego” Oznaczone w pracy, jako SDC-b1 do SDC-b4. Pale te wykonane zostały jako przemieszczeniowe pale SDP o średnicy 360 mm, i długościach od 7 do 9 m. W ramach badań Krasieńskiego przeprowadzono pomiar próbnego obciążenia statycznego z pomiarem siły osiowej wzdłuż pali przy wykorzystaniu czujników ekstensometrycznych [3]. Warunki gruntowe poletka scharakteryzowano wykorzystując szeroko opisane badania CPTu, przykładowe wyniki badań przedstawiono na rysunku 4.

W odniesieniu do wyników próbnych obciążeń statycznych pali SDC-b1 do b4 zastosowano procedurę Meyera Kowalowa określenia nośności granicznej  $N_{gr}$ , a następnie podjęto własną próbę określenia oporu pobocznic poza zakresem przeprowadzonego próbnego obciążenia, wykorzystując wyżej opisane metody analityczne. Jako zmienną potraktowano tutaj nośność podstawy pala  $N_I$  z uwagi na możliwość wykorzystania oporu stożka  $q_c$  przy średnicy normalnej odpowiadającej średnicy pala, średnicy gruntu współpracującego z palem w stanie granicznym a także nośność podstawy będąca wynikiem zastosowania



Rys. 4. Wyniki analiz dla pala SDC-b1. Objasnienia:  $N_I-S_I$ - wartości pomierzone,  $N_{iobl}-S_I$ - wartości ekstrapolowane metodą MK,  $N_I, T_I$  nośność podstawy i opór pobocznic pala odpowiednio dla wartości  $q_c(N_I-q_c)$ ,  $q_c$  przy średnicy  $d^*(N_I-T_2)$  oraz  $T_{gr}$  wg wzoru (12)( $N_I-T_{gr}$ )

Fig. 4. Analysis results for SDC-b1 pile. Symbols used:  $N_I-S_I$ - measured values,  $N_{iobl}-S_I$ - MK extrapolation,  $N_I, T_I$  base and shaft resistance for  $q_c(N_I-q_c)$ ,  $q_c$  with larger dimension  $d^*(N_I-T_2)$  and  $T_{gr}$  according to formula (12)( $N_I-T_{gr}$ )

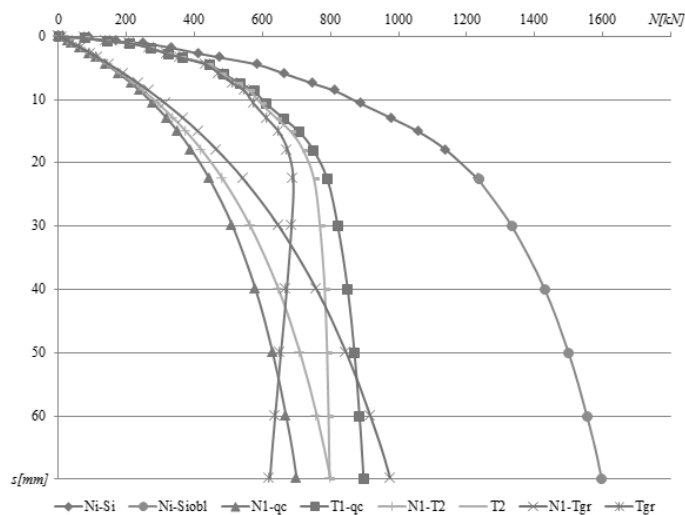
zależności (13) przy wykorzystaniu wykresu  $f_s$  dla  $T_{gr}$ . Otrzymane wielkości oporu podstawy dla odpowiadającego im osiadania porównano z wielkościami z badań Krasińskiego [3]:

Wyniki analizy zestawiono w Tabeli 1, oraz pokazano na rysunkach 4-5.

### 3.2. Badania własne

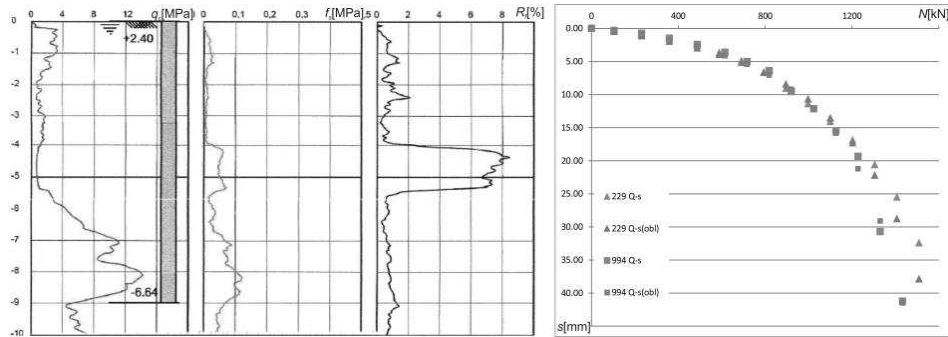
Przykładowe obliczenia wykonano dla 2 pali SDP formowanych w gruncie wykonanych podczas budowy budynku biurowego na terenie województwa Zachodniopomorskiego, warunki gruntowe w formie wyników sondowań CPT przedstawiono na rysunku 7 wraz z krzywymi obciążenie-osiadanie uzyskanymi podczas próbnych obciążeń. Parametry uzyskane z modelu MK wynoszą: dla pala 299:  $C_2=0,0041$  kN/mm,  $N_{gr2}=2557$  kN, oraz  $\kappa_2=2,65$  dla pala 994:  $C_2=0,0038$  kN/mm,  $N_{gr2}=2043$  kN, oraz  $\kappa_2=2,05$ .

Średnica pali SDP wynosiła 400 mm, długość obu pali ok. 9,0m. Pale te zagłębione były w warstwie wierzchniej do około 3.0 m p.p.t. w nasypy niekontrolowane słabe, pod nasypami, do głębokości około 5.0 m p.p.t. znajdowały się grunty słabonośne w postaci namułów i torfów. Podłoże pod torfami zbudowane jest z piasków drobnych i średnich w stanie średnio zagęszczonym oraz zagęszczonym. W piaskach występują soczewki gruntów pylastych (piaski pylaste, glina pylasta). Ustabilizowane zwierciadło wody gruntowej podczas badań znajdowało się na głębokości od około 0.2 do około 0.8 m p.p.t. tj. na poziomie od około 1.7 do 2.2 m n.p.m.



Rys. 5. Wyniki analiz dla pala SDC-b3 (oznaczenia jak w rysunku 4)

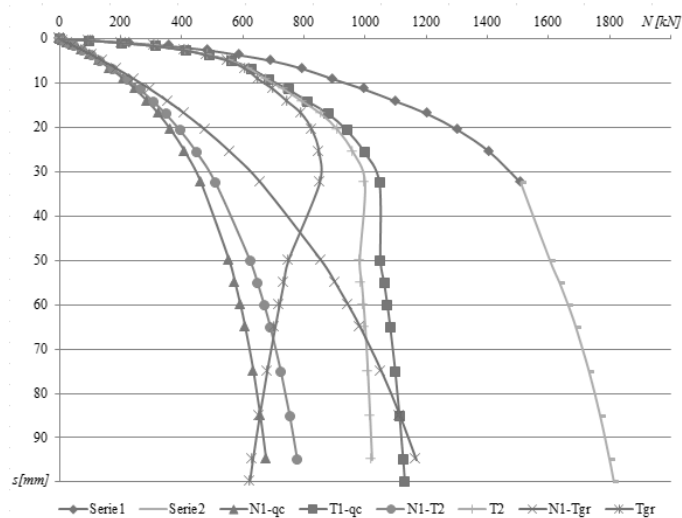
Fig. 5. Analysis results for SDC-b3 pile (used symbols as in Fig. 4)



Rys. 6. Wyniki badań CPT i krzywe próbnego obciążenia (określone analitycznie i podczas próbnych obciążeń statycznych) dla pali SDP D=400mm

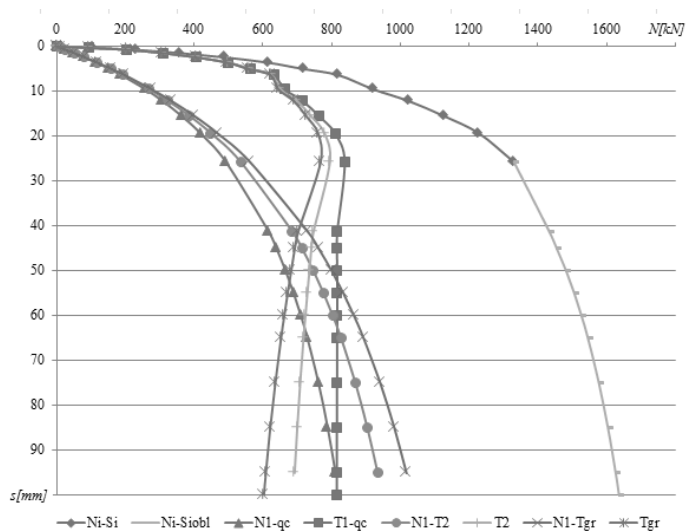
Fig. 6. CPT test results for SDP piles; SPT curves results and MK interpolation

Następnie wykorzystując wcześniej podane zależności (2), (3), (4), (5), (10) i (13) obliczono parametry stanu pierwszego tj. wówczas, gdy pal pracuje tylko podstawą. W ten sposób uzyskano współczynniki  $C_1$ ,  $N_{gr1}$ , oraz  $\kappa_1$ .



Rys. 7. Zmiana nośności poboczniczy pala dla różnych wartości nośności podstawy dla pala SDP 299, d=400mm (oznaczenia jak w rysunku 4)

Fig. 7. Shaft capacity changes, for different pile base capacities for SDP 299 pile, d=400mm (used symbols as in Fig. 4)



Rys. 8. Zmiana nośności poboczniczy pala dla różnych wartości nośności podstawy dla pala SDP 994,  $d=400\text{mm}$

Fig. 8. Shaft capacity changes, for different pile base capacities for SDP 994 pile,  $d=400\text{mm}$  (used symbols as in Fig. 4)

Jako uzupełnienie analizy, wykonano obliczenia nośności podstaw pali metodami Meyerhofa, LPCP (met. Bustamante) oraz Lee i Salgado opisanych wcześniej. Wyniki porównania przedstawia tabela:

Tabela 1. Wyniki analizy

Table 1. Analysis results

Nr Pala	$Q_b$ [kN]	$S(Q_b)$ [mm]	Opór podstawy pala wg. Autorów			Opór podstawy pala wg		
			$N_1(q_c)$ [kN]	$N_1(q_c)d^{*2}$ [kN]	$N_1(T_{gr})$ [kN]	Meyerhofa [kN]	LPCP (Bustamante) [kN]	Lee i Salgado [kN]
SDCb1	385	18,0	446	480	539	460	365	292
SDCb2	310	14,3	402	429	444	475	391	308
SDCb3	320	15,1	352	376	412	407	326	254
SDCb4	279	11,7	288	305	323	391	313	244
SDP299	-	20,6	365	394	478	375	304	246
SDP 994	-	19,3	418	449	468	435	352	270

#### 4. Podsumowanie

W pracy przedstawiono analizę krzywych obciążenie-osiadanie dla pali przemieszczeniowych SDP z badań literaturowych i własnych. Przeanalizowano

łącznie 6 pali przemieszczeniowych zagłębionych w zbliżonych warunkach gruntowych i wodnych, o podobnych długościach i średnicach. Analizując przedstawione wyniki, można zauważyć, iż nośności podstaw pali określone w sposób proponowany przez Autorów w odniesieniu do nośności podstawy pala podanej wg wzoru (10) mieszczą się w zakresie wartości otrzymanych wg metody Meyerhofa, oraz są niewiele większe od pomierzonych w badaniach rzeczywistych [3]. Inne metody literaturowe jak metoda Bustamante [1,2] oraz Lee i Salgado [4] zawierają szereg współczynników redukujących nośność podstawy pala, tak, aby nadać jej pewną bezpieczną wartość charakterystyczną. Zdaniem autorów współczynniki takie nie mogą mieć zastosowania przy analizie pracy pala w stanie granicznym, tj. w momencie, gdy nośność graniczna traktowana jest, jako asymptota pionowa krzywej  $N_i-s_i$ .

Główną intencją Autorów referatu, było wskazanie, iż bez względu na sposób określania nośności podstawy pala krzywa obrazująca nośność poboczniczy charakteryzowana jest przez pewne ekstremum. Miejsce występowania tego ekstremum niezależnie od przyjętej metody odpowiada praktycznie pewnemu osiadaniu krytycznemu, którego to osiadania obciążony pal nie powinien przekraczać. W pracy przedstawiono także propozycję obliczania oporu poboczniczy pali przemieszczeniowych w stanie granicznym, na podstawie danych uzyskanych z próbnego obciążenia statycznego pali i wykonanego w jego sąsiedztwie sondowania statycznego wg wzoru (13), należy jednak pamiętać o tym, że aby wykorzystać w praktyce inżynierskiej zachowanie pala w stanie granicznym, należy zastosować odpowiednio duży współczynnik bezpieczeństwa.

Dalszej walidacji i weryfikacji w badaniach terenowych lub laboratoryjnych wymaga przebadanie zależności pomiędzy parametrami pracy pala w stanie pierwszym i drugim, a zwłaszcza parametrem kappa dla obu stanów. Prezentowane obliczenia, pomimo iż zawierają szereg założeń i zależności empirycznych wydają się dawać rezultaty oczekiwane i obserwowane w praktyce inżynierskiej.

## Literatura

- [1] Bustamante M, Frank R (1997) Design of axially loaded piles—French practice. In: Design of axially loaded piles – European practice, Proceedings of the ERTC3 seminar, Brussels, Belgium, Balkema, Rotterdam, The Netherlands: 161–175.
- [2] Bustamante M, Gianselli L.: (1982) Pile bearing capacity predictions by means of static penetrometer CPT. In: Proceedings of 2nd European symposium on penetration testing (ESOPT-II), Amsterdam, pp 493–500.
- [3] Krasieński A.: (2013) Pale przemieszczeniowe wkręcane. Współpraca z niespoistym podłożem gruntowym. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk.
- [4] Lee JH, Salgado R.: (1999) Determination of pile base resistance in sands. J Geotech Geoenviron Eng 125(8):673–683.
- [5] Mayne P.W.: (2007) Cone penetration testing – a synthesis of highway practice. NCHRP Synthesis 368, Transportation Research Board, Washington, DC, 117 p.
- [6] Meyer Z, Kowalów M, i in.: (2015) Optymalizacja warunków posadowienia dużej hali produkcyjnej na przykładzie budowy fabryki samochodów marki Volkswagen we Wrześni. XXVII Konferencja Naukowo Techniczna Awary Budowlane, Szczecin– Międzyzdroje.

- [7] Meyer Z., Szmeczel G.: (2015) Określenie nośności pobocznicy pala na podstawie próbnych obciążeń statycznych. XXVII Konferencja Naukowo Techniczna Awary Budowlane, Szczecin– Międzyzdroje.
- [8] Meyer Z., Kowalów M.: (2010) Model krzywej aproksymującej wyniki próbnych obciążeń pali. Inżynieria Morska i Geotechnika Nr 3/2010.
- [9] Meyer Z., Szmeczel G.: (2012) Metoda interpretacji próbnych obciążeń pali prefabrykowanych. Materiały na 58, KN Krynica. Zeszyty Politechniki Rzeszowskiej.
- [10] Meyer Z., Żarkiewicz K.: (2014) Wykorzystanie wzoru na osiadanie płyty statycznej do określenia naprężenia pod podstawą kolumny betonowej. Inżynieria Morska i Geotechnika, 01/2014, s. 30-35.
- [11] Meyer Z., Żarkiewicz K.: (2015) Analiza współpracy pala z gruntem w dużym zakresie osiadania. XXVII Konferencja Naukowo Techniczna Awary Budowlane, Szczecin– Międzyzdroje.
- [12] Meyer Z.: (2010) Analiza naprężeń na pobocznicy oraz pod podstawą pojedynczego pala w oparciu o liniową teorię Boussinesqa. XVIII Seminarium Naukowe z cyklu Regionalne problemy inżynierii środowiska. Szczecin.
- [13] Meyerhof G.G.: (1956) Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. ASCE J Soil Mech Found Div 82, pp 866–1019.
- [14] Meyerhof G.G.: (1976) Bearing capacity and settlement of pile foundations. J Geotech Eng Div 102:195–228.
- [15] Meyerhof G.G.: (1983) Scale effects of ultimate pile capacity. J Geotech Eng 109:797–806.
- [16] PN-EN 1997-1. Eurokod 7 Projektowanie Geotechniczne, cz.1 Zasady ogólne.
- [17] Poulos H.G.: (1989) Pile behavior: theory and applications. Rankine Lecture, Géotechnique 39(3):363-415.
- [18] Szmeczel G.: (2014) Określenie nośności granicznej pali na podstawie próbnych obciążeń statycznych w ograniczonym zakresie. Praca doktorska. Wydział Budownictwa i Architektury ZUT w Szczecinie.

## CONE PENETRATION TEST USED TO ESTIMATE PILE SHAFT RESISTANCE

### Summary

Paper presents the proposal of modelling the shaft of pile resistance, by using of Meyer Kowalow method. Meyer Kowalow method is known as a method of static pile load test interpretation. It was well presented in literature by Meyer and Kowalow[8], Meyer and Szmeczel (2011), Meyer (2013), Szmeczel[18]. Meyer Kowalow method is mainly used to predict ultimate bearing of the pile. During the analysis of pile load settlement curve we get also additional coefficients like  $C$ , and  $\kappa$ . It's probable that those additional coefficients are directly bounded with soil properties. According to this, parts of MK coefficients are taken directly from cone penetration test results as a proposal.

Authors want to use of MK method to predict changes of shaft of the pile resistance, in case when the pile base is recessed in very dense noncohesive ground. For this case it is possible to assume that pile works separately in two different cases. In case one only base of the pile takes part of the pile resistance and when the case two is realized both shaft and base works together.

Paper presents six different cases of pile behavior under static pile load test, their settlement and shaft base-resistance analysis for practical cases of pile foundation.

**Keywords:** pile capacity, SPLT, in situ tests, load settlement curve

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.66

Małgorzata WDOWSKA<sup>1</sup>  
Marzena LENDO-SIWICKA<sup>2</sup>  
Kazimierz GARBULEWSKI<sup>3</sup>  
Krzysztof MICHALCZUK<sup>4</sup>

## WPŁYW METODY BADANIA NA WYZNACZONE CIŚNIENIE PĘCZNIENIA NA PRZYKŁADZIE IŁÓW KRAKOWIECKICH

Projektowanie obiektów budowlanych posadowionych w iłach stanowi trudne zadanie inżynierskie ze względu na możliwość zwiększenia (pęcznienie) lub zmniejszenia (skurcz) ich objętości [8] pod wpływem zmian wilgotności naturalnej, dlatego też obiekty posadowione na iłach często ulegają awariom. Nietypowy charakter zachowania się iłów wynika przede wszystkim z obecności minerałów hydrofitowych (m.in. montmorylonit, beidelit i inne). Na etapie projektowania i wymiarowania budowli posadowionej w iłach podstawowym parametrem jaki należy wziąć pod uwagę jest ciśnienie pęcznienia, które wyznacza się w badaniach laboratoryjnych stosując metody różniące się warunkami badań prezentowanymi w dalszej części artykułu. Jak wykazały dotychczasowe analizy, wybór metody określania ciśnienia pęcznienia ma kluczowe znaczenie w określaniu wiarygodnych wartości tego parametru. W artykule zaprezentowano wyniki badań ciśnienia pęcznienia mioceńskich iłów krakowieckich występujących w zapadlisku przedkarpackim przy zastosowaniu trzech najczęściej stosowanych metod badawczych. Na podstawie prezentowanych w artykule wyników badań stwierdzono, że ciśnienie pęcznienia badanych iłów zmieniają się w szerokim zakresie wartości (od 11,6 kPa do 270 kPa) zależnie od wskaźnika plastyczności IP i metody badań.

**Słowa kluczowe:** grunty ekspansywne, iły krakowieckie, potencjał pęcznienia, metody badań

### 1. Wstęp

W projektowaniu geotechnicznym budowli posadowionej w iłach, które zaliczane są do gruntów potencjalnie ekspansywnych, należy uwzględnić dodatkowe oddziaływanie występujące podczas pęcznienia i zaprojektować odpo-

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/ corresponding author: Małgorzata Wdowska, Katedra Geoinżynierii SGGW, ul. Nowoursynowska 159, bud. 33, pok. 33, 02-787 Warszawa, tel. 22 5935204, malgorzata\_wdowska@sggw.pl

<sup>2</sup> Marzena Lendo-Siwicka, Katedra Geoinżynierii SGGW

<sup>3</sup> Kazimierz Garbulewski, Katedra Geoinżynierii SGGW

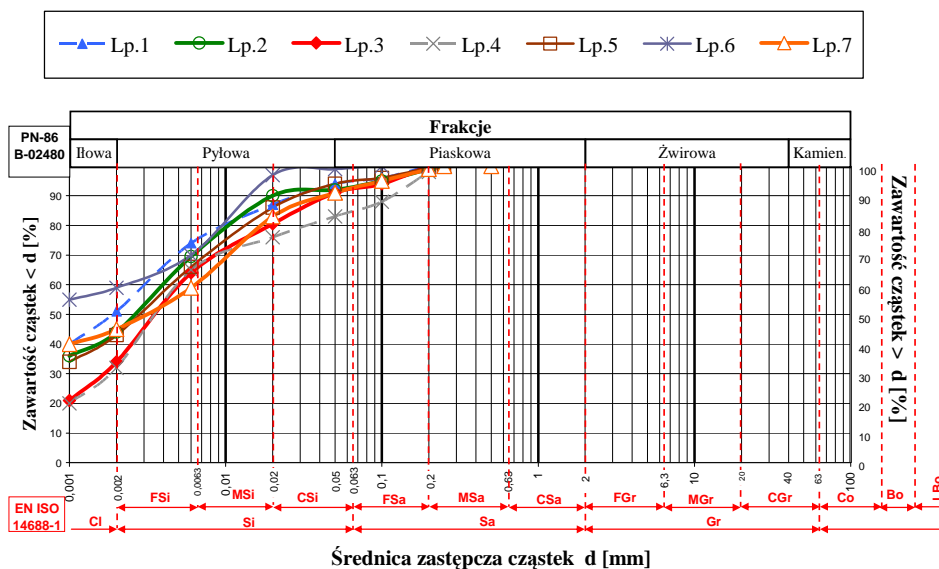
<sup>4</sup> Krzysztof Michalczuk, Katedra Geoinżynierii SGGW

wiednie zabezpieczenia, co stanowi zazwyczaj trudne zadanie inżynierskie. Do oddziaływań, które niezbędne jest w wymiarowaniu budowli i projekcie zabezpieczeń zalicza się ciśnienie pęcznienia iłłów. Do wyznaczania tego oddziaływania stosuje się badania laboratoryjne, w których wyróżnia się następujące metody: metoda stałej objętości gruntu, metoda serii próbek, metoda badania próbki po swobodnym spęcznieniu [3], [4], [5]. W zasadzie, tylko warunki badań metodą stałej objętości gruntu są w pełni zgodne z definicją ciśnienia pęcznienia. Pozostałe metody, wprowadzone do praktyki w celu uproszczenia badań i przyspieszenia określania ciśnienia pęcznienia, są umowne i mogą powodować duże różnice w wyznaczonej na podstawie badań laboratoryjnych wartości ciśnienia pęcznienia.

## 2. Właściwości badanych gruntów

Badania ciśnienia pęcznienia przeprowadzono na próbkach gruntu pobranych z rejonu Krakowa i Raciborza. Zestawienie wybranych właściwości fizycznych badanych próbek zestawiono w tabeli 1 a krzywe uziarnienia badanych gruntów przedstawiono na rys. 1. Badane grunty naniesiono także na kartę Casagrandego (rys. 2).

Badane grunty to ły o wysokiej plastyczności w stanie twaroplastycznym i półzwartym na pograniczu stanu zwartego, charakteryzujące się zawartością frakcji ıłłowej od 32% do 60%. Należy również zauważyć, że badane grunty (w szczególności nr 6 i 7) wykazują bardzo wysokie wartości aktywności koloidalnej  $A$  i granicy płynności  $w_L$ .



Rys. 1. Krzywe uziarnienia badanych ıłłłów

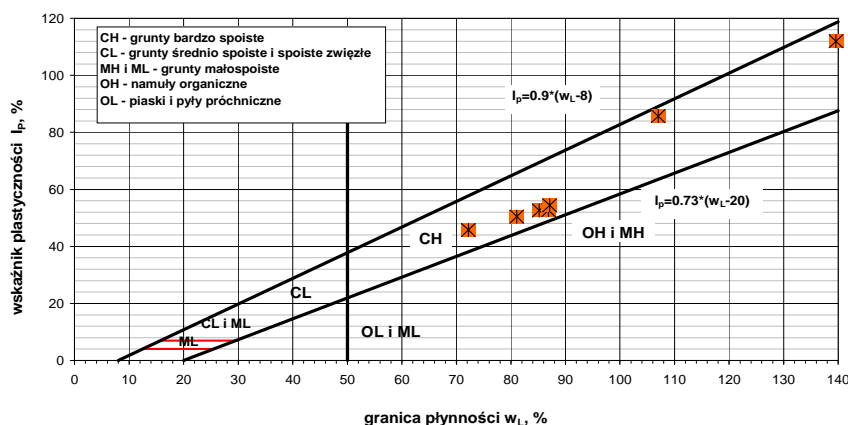
Fig. 1. Grain size distributions of tested clay



Tabela 1. Wyniki badań właściwości fizycznych

Table 1. Physical properties of tested soils

Lp.	głębokość próby [m]	Zawartość frakcji wg PN-EN ISO 14688 (%)				rodzaj gruntu	$w_n$ [%]	$e$ [-]	Właściwości plastyczne					$\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\rho_d$ [t/m <sup>3</sup> ]	A [-]
		Gr	Sa	Si	Cl				$w_p$ [%]	$w_L$ [%]	$I_p$ [%]	$I_L$ [-]	$I_C$ [-]			
1	6,0-6,6	-	5	44	51	Cl	33,9	0,95	32,6	85,2	52,6	0,02	0,98	1,86	1,39	1,1
2	18,0-18,6	-	7	49	44	Cl	33,8	1,01	34,2	86,9	52,7	-0,01	1,01	1,85	1,38	1,2
3	4,5-5,1	-	6	60	34	siCl	34,2	0,89	30,6	81,08	50,5	0,07	0,93	1,87	1,39	1,5
4	7,0-7,6	-	16	52	32	siCl	31,2	0,92	26,4	72,2	45,8	0,11	0,89	1,81	1,38	1,4
5	6,0-6,6	-	5	52	43	Cl	33,8	0,96	33,6	88,1	54,5	0,00	1,00	1,88	1,41	1,3
6	13,5-14,0	-	1	40	59	Cl	21,5	0,79	27,7	139,6	112,0	-0,06	1,06	1,9	1,56	1,9
7	17,7-18,2	-	7	48	45	Cl	17,8	0,73	21,6	107,3	85,7	-0,04	1,04	1,88	1,60	1,9



Rys. 2. Plastyczne właściwości badanych iłów

Fig. 2. Plastic behavior of tested clays

Z nomogramów do oceny ekspansywności gruntów Van der Merwego [10] i Seeda in. [9], przedstawionych w [7] wynika jednoznacznie, że część z badanych gruntów leży poza zakresem najczęściej występujących w podłożu materiałów. Z tego względu wartości zakresów wskaźnika plastyczności i granicy płynności na wspomnianych nomogramach należało ekstrapolować tak aby pokazać miejsce badanego materiału na tle najczęściej stosowanych klasyfikacji. Wstępne oszacowanie podatności badanych gruntów na pęcznienie wskazuje, że badany materiał jest bardzo podatny na pęcznienie, a stosując terminologię niektórych klasyfikacji nawet ekstremalnie wysoką ekspansywność. Należy jednakże

podkreślić, że wspomniane nomogramy stanowią jedynie przesłankę dla wykonania badań laboratoryjnych na próbkach o nienaruszonej strukturze.

### 3. Metodyka badań

Ciśnienie pęcznienia badanych gruntów zostało wyznaczone w standardowych edometrach następującymi metodami – metodą stałej objętości, metodą stopniowego obciążania oraz metodą serii próbek i w konsolidometrze metodą stałej objętości. Badania zostały przeprowadzone na próbkach gruntu o nienaruszonej strukturze (NNS). Badane próbki gruntu miały wymiary: średnica 50 mm, wysokość 20 mm.

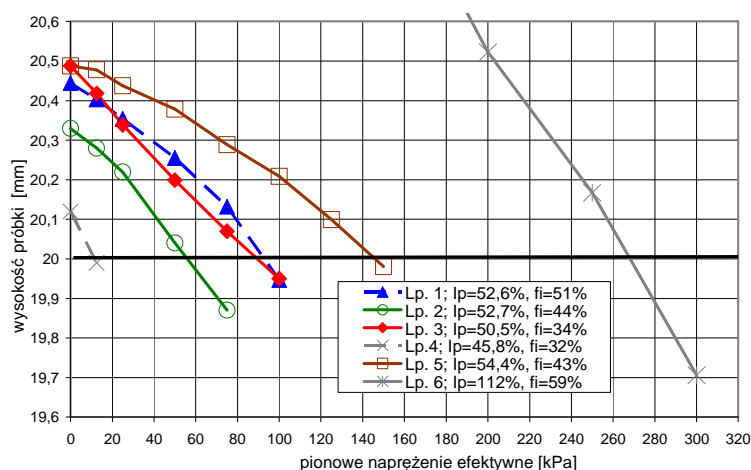
Wykonano 5 badań edometrycznych służących wyznaczeniu ciśnienia pęcznienia metodą **stopniowego obciążania spęczniałej próbki** zgodnie z normą ASTM 4546 [1]. Powyższa metoda została zaproponowana przez Holtza i Gibbsa w 1956r. [6], polega na obciążaniu maksymalnie spęczniałej próbki i doprowadzeniu jej do wysokości odpowiadającej stanowi początkowemu (przed spęcznieniem). Wartość ciśnienia pęcznienia odczytano z wykresu zależności wysokości (lub odkształcenia) próbki od pionowego naprężenia efektywnego, w miejscu przecięcia się krzywej z początkową wartością wysokości badanej próbki gruntu (rys. 3).

Wykonano 4 serie (po 4 próbki w serii) badań edometrycznych służących wyznaczeniu ciśnienia pęcznienia metodą **serii próbek**; zgodnie z normą PN-88/B-04481 [2]. Próbki obciążono różnymi wartościami naprężenia pionowego w każdej serii badawczej. Po zadaniu obciążenia doprowadzono do próbek wodę i obserwowano zmianę wysokości próbek. Po ustabilizowaniu się zmian wysokości próbki pomiary zakończono. Na podstawie zmian wysokości próbek w jednej serii badawczej określono wartość ciśnienia pęcznienia. Wyniki badań ciśnienia pęcznienia metodą serii próbek przedstawiono na rysunku 4.

Ciśnienia pęcznienia wyznaczone metodą **stałej objętości** mierzono podczas nasączania gruntu wodą w warunkach uniemożliwiających odkształcenie (pęcznienie) próbki gruntu, co zgodne jest z definicją ciśnienia pęcznienia. Badania wykonywano dla pojedynczych próbek gruntu w standardowych edometrach oraz na stanowisku pomiarowym, które składało się z edometru i mechanizmu napędowego aparatu trójosiowego ściskania. Po umieszczeniu próbki gruntu w edometrze, jego tłok blokowano ramą aparatu trójosiowego ściskania. Po między tłokiem i ramą znajdował się tensometryczny przetwornik siły. W czasie nasączania próbki kontrolowano przetwornikiem przemieszczeń stałe położenie tłoka edometru, a tym samym stałą objętość próbki gruntu. Powstające w czasie nasączania ciśnienie pęcznienia mierzono przetwornikiem siły do czasu uzyskania maksymalnych wartości ciśnienia. Wyniki przeprowadzonych badań przedstawiono na rysunku 5. Badanie próbki prowadzono zgodnie z normą PN-88/B-04481 [2].

#### 4. Wyniki badań i ich analiza

Wyniki badań iłów o różnym stopniu plastyczności badanych metodą swobodnego pęcznienia przedstawiono na rysunku 3 natomiast na rysunku 4 przedstawiono wyniki badań przeprowadzonych metodą serii próbek. Ciśnienia pęcznienia wyznaczone na podstawie badania metodą swobodnego pęcznienia wynoszą od około 11 kPa do 270 kPa, natomiast z badań metodą serii próbek od 80 kPa do 120 kPa. Próbki oznaczone numerami od 1 do 4 charakteryzują się wskaźnikiem plastyczności od 45 do 50 % badane metodą swobodnego pęcznienia wykazują ciśnienia pęcznienia mniejsze niż 100 kPa, natomiast w próbce nr 6, której wskaźnik plastyczności wynosi 112% ciśnienie pęcznienia wynosi 270 kPa.

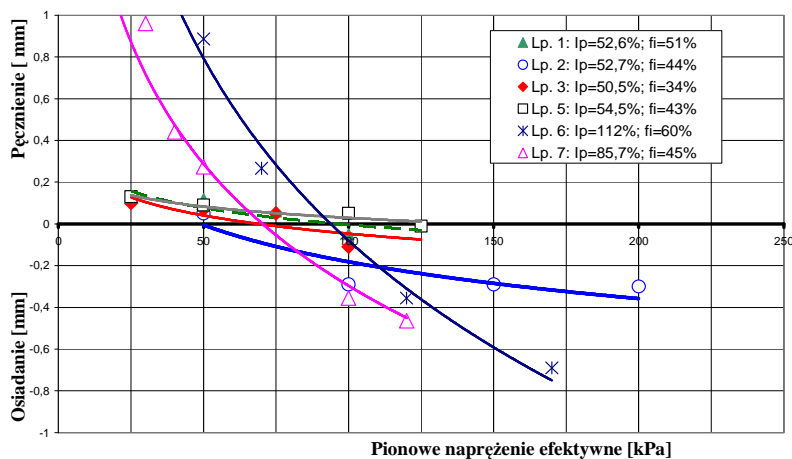


Rys. 3. Wysokość próbki podczas badania pęcznienia metodą swobodnego pęcznienia

Fig. 3. Height of the sample during the swelling test by free swelling method

Z uwagi na całkowicie odmienny wynik badania próbki nr 6, a mianowicie bardzo duże przyrosty wysokości próbki przy małych wartościach naprężenia efektywnego, wyniki zaprezentowano tylko dla większych wartości naprężeń.

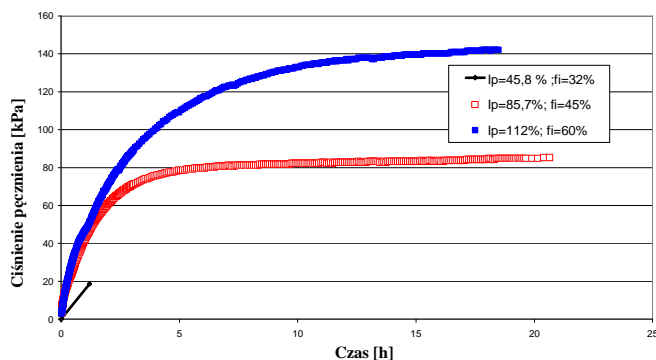
Z wyników badań przedstawionych na rysunku 4 wyraźnie widać, że grunty o wyższych wartościach wskaźnika plastyczności wykazują bardzo duże wartości pęcznienia przy małych wartościach naprężenia efektywnego.



Rys. 4. Wyniki badań ciśnienia pęcznienia metodą serii próbek

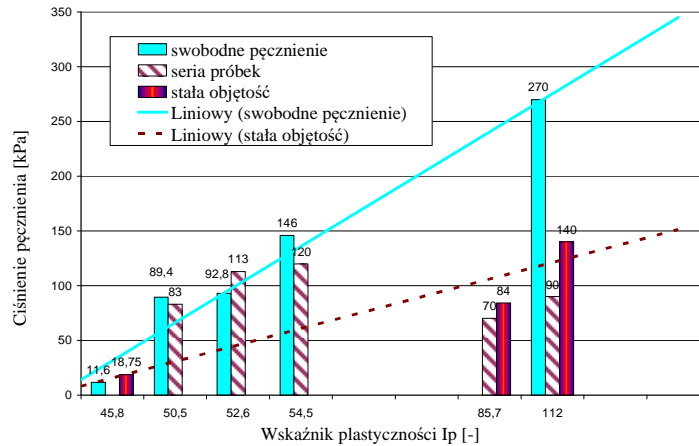
Fig. 4. Results of swelling pressure during the swelling test by the series of samples

Na rysunku 5 przedstawiono wyniki badań ciśnienia pęcznienia metodą stałej objętości próbki. Próbki o wyższych wskaźnikach plastyczności badano mierząc przetwornikiem siły powstające w czasie ciśnienie pęcznienia do czasu uzyskania maksymalnych wartości ciśnienia. Natomiast próbkę o najniższym wskaźniku plastyczności badano w standardowym edometrze zwiększając naprężenie efektywne, tak aby uniemożliwić próbce spęcznienie. Z prezentowanych wyników wyraźnie widać (rys.6), że wraz ze wzrostem wskaźnika plastyczności wartość ciśnienia pęcznienia wyznaczanego metodą stałej objętości i metodą swobodnego pęcznienia wzrasta.



Rys. 5. Wyniki badań ciśnienia pęcznienia metodą stałej objętości

Fig. 5. Results of swelling pressure during the test using a constant volume swelling



Rys. 6. Zależność pomiędzy ciśnieniem pęcznienia a metodą badania ciśnienia pęcznienia

Fig. 6. The relationship between the pressure of the swelling and the swelling pressure test method

## 5. Podsumowanie i wnioski

Ekspansywność gruntów ilastych jest częstą przyczyną uszkodzeń konstrukcji inżynierskich w wyniku nadmiernych odkształceń podłoża i przemieszczeń budowli. Brak informacji o zakresie odkształceń iłów utrudnia proces projektowania oraz powoduje wysokie wymagania jakości wykonawstwa robót budowlanych. Znajomość wartości ciśnienia pęcznienia iłów w zależności od sytuacji środowiskowej kiedy to pęcznienie może wystąpić jest niezwykle istotna również dla użytkownika. Przy projektowaniu płyty fundamentowej na podłożu ilastym, w którym może nastąpić spęcznienie gruntu należy uwzględnić ciśnienie pęcznienia wyznaczone z metody stałej objętości próbki, gdyż takie będą warunki gruntowe w jakich to ciśnienie będzie powstawało. Natomiast w przypadku gdy w podłożu planowanego wykopu znajdują się gruntu ilaste i możliwa jest zmiana stanu nasycenia tych gruntów badania ciśnienia pęcznienia należy prowadzić metodą swobodnego pęcznienia. Na podstawie przeprowadzonych badań największe wartości ciśnienia pęcznienia uzyskano stosując metodę swobodnego pęcznienia natomiast najmniejsze wartości otrzymano z metody stałej objętości, która może być uznawana jako referencyjna.

## Literatura

- [1] ASTM D 4546-90. Standard tests methods for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils.
- [2] PN-88/B-04481. Grunty budowlane. Badanie próbek gruntu.
- [3] Chen F.N. Foundations on expansive soils. American Elsevier Science Publ.,1988, New York.

- [4] Garbulewski K.: Ocena pęcznienia gruntów. IX krajowa konferencja mechaniki gruntów i fundamentowania. 1990, s. 181-188.
- [5] Grabowska-Olszewska B.: Geologia stosowana. Właściwości gruntów nienasyconych. 1998, Wyd. Nauk. PWN, Warszawa.
- [6] Holtz W.G., Gibbs H.J.: Engineering properties of expansive clays. ASCE Transactions Paper No 2814, 1956, Vol. 121.
- [7] Lendo-Siwicka M. Niedźwiedzka K. Wdowska M.: Ocena ekspansywności wybranych iltów neogeńskich rejonu Raciborza. Wybrane zagadnienia konstrukcji i materiałów budowlanych oraz geotechniki. WU UTP w Bydgoszczy, 2015, s. 279-287.
- [8] Niedzielski A., Kumor M.K.: Geotechniczne problemy posadowień na gruntach ekspansywnych w Polsce. Inżynieria Morska i Geotechnika, Nr 3, 1990, s.180–190.
- [9] Seed H.B., Woodward R.J., Lundgren R.: Prediction of swelling potential for compacted clays. J. of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE 88 Tom. 3, 1962, s. 53–87.
- [10] Van Der Merwe D.H.: The prediction of heave from the plasticity index and percentage clay fraction of soils. Trans. South Africa Inst. Civ. Engrs. Nr 6,1964, s. 103–107.

## **INFLUENCE OF LABORATORY PROCEDURE OF SWELLING PRESSURE DETERMINATION ON EXAMPLE OF HIGH PLASTICITY CLAYS FROM REGION OF CRACAW**

### **S u m m a r y**

In the geotechnical design of structures in expansive clays the additional actions occurring during volume changes, especially during swelling, should be taken into account for design appropriate safeguards which is usually difficult task for engineers. The most important action that must be taken into account in the design of structures in clays and directly applicable in dimensioning structures is swelling pressure, which is determined in the laboratory using methods with different test conditions. The previous tests results show that the choice of method for determining the swelling pressure is a key problem in determining reliable values of swelling pressure. This paper presents the results of laboratory tests carried out to determine the swelling pressure of Miocene clays occurring in Carpathian Fore-Deep using the following three methods: free swelling in accordance with ASTM 4546, a series of sampling as well as methods of constant volume in accordance with PN-88 / B- 0448. The clay samples tested are characterized by clay fraction in the range of 32 to 60%, values of liquid limit in the range of 72.2 ÷ 139.6% and the plastic index  $I_p$  from 45.8% to 112 %. Clays tested are of high colloidal activity soils expressed by the ratio of plasticity index to the content of clay fraction (A ratio acc. to Skempton) in the range of 1.1 ÷ 1.9, which justifies their classification to clays with high potential swelling. Based on the research presented in the paper it was found that the swelling pressures of clays are in the broad range of from 11.6 kPa to 270 kPa, depending on the plasticity index  $I_p$  and test method. The highest swelling pressure values obtained using the method of free clay swelling, the smallest from the method of the zero volumetric strain.

**Keywords:** expansive soils, clays, potential swelling, test methods

*Przestano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.67

Grzegorz WRZESIŃSKI<sup>1</sup>  
Zbigniew LECHOWICZ<sup>2</sup>  
Maria Jolanta SULEWSKA<sup>3</sup>

## WPŁYW ŚCIEŻKI NAPRĘŻENIA NA WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCINANIE BEZ ODPLYWU GRUNTÓW SPOISTYCH

Artykuł prezentuje wyniki badań wytrzymałości na ścinanie bez odpływu przy zastosowaniu dwóch różnych ścieżek naprężenia całkowitego podczas ścinania gruntu w aparacie trójosiowym. Wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu wyznaczono dla rekonstruowanego gruntu spoistego o wskaźnikach: plastyczności  $I_p = 34,7\%$  i prekonsolidacji  $OCR = 2,7$ . Badania wykonano z konsolidacją anizotropową oraz izotropową w warunkach bez odpływu. Uzyskane wyniki umożliwiły stwierdzenie, że przebieg ścieżki naprężenia całkowitego ma istotny wpływ na wytrzymałość na ścinanie bez odpływu.

**Słowa kluczowe:** wytrzymałość na ścinanie bez odpływu, grunt spoisty, ścieżka naprężenia, aparat trójosiowy

### 1. Wprowadzenie

Wytrzymałość na ścinanie jest podstawową cechą mechaniczną każdego gruntu spoistego i określa graniczny opór jaki grunt stawia naprężeniom stycznym. Na wartość wytrzymałości na ścinanie wpływają czynniki warunkujące zależność naprężenie-odkształcenie podczas ścinania, czyli: rodzaj i konsystencja gruntu, jego struktura, stan i historia naprężenia oraz warunki obciążenia i odpływu [1, 2, 6]. Szczególnym przypadkiem wytrzymałości na ścinanie gruntu jest wytrzymałość na ścinanie bez odpływu, która określa wartość zmobilizo-

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Grzegorz Wrzesiński, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, tel. 22 5935210, grzegorz\_wrzesinski@sggw.pl

<sup>2</sup> Zbigniew Lechowicz, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, tel. 22 5935220, zbigniew\_lechowicz@sggw.pl

<sup>3</sup> Maria Jolanta Sulewska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok, tel. 85 7469596, m.sulewska@pb.edu.pl

waną bez rozproszenia nadwyżki ciśnienia wody w porach. Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu jest więc parametrem opisującym reakcję gruntu obciążonego w warunkach bez odpływu, czyli przy uniemożliwionym odkształceniu objętościowym [3]. Z punktu widzenia inżynierskiego jest to jeden z podstawowych parametrów charakteryzujących właściwości mechaniczne gruntu spoistego, wykorzystywany do projektowania różnego typu konstrukcji geotechnicznych.

W warunkach laboratoryjnych wytrzymałość na ścinanie bez odpływu wyznacza się za pomocą różnych urządzeń; najczęściej wykorzystuje się aparat trójosiowy [4]. Nowoczesny aparat trójosiowy, dzięki odpowiedniej budowie oraz hydraulicznemu sposobowi zadawania obciążenia, pozwala na kontrolowanie naprężeń i warunków brzegowych, co umożliwi poprawne modelowanie zmian obciążenia w warunkach naturalnych. Cechy te sprawiają, że aparat trójosiowy ma przewagę nad pozostałymi urządzeniami laboratoryjnymi do badań wytrzymałościowych gruntu.

Podczas ścinania próbki gruntu w badaniach trójosiowych przy ściskaniu (*TC*) powszechnie wykorzystywana jest ścieżka naprężenia całkowitego polegająca na zwiększaniu naprężenia pionowego przy stałym naprężeniu poziomym. W takim przypadku ścieżka naprężenia całkowitego charakteryzuje się przyrostem dewiatora naprężenia  $q = \sigma_1 - \sigma_3$  oraz średniego naprężenia całkowitego  $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$  przy nachyleniu 3:1. W rzeczywistych warunkach występują jednak różne schematy obciążania podłoża. W związku z powyższym w badaniach laboratoryjnych prowadzonych w aparacie trójosiowym powinno stosować się ścieżkę naprężenia, która możliwie najwierniej odzwierciedli rzeczywiste warunki obciążenia podłoża.

Celem artykułu jest przedstawienie wpływu dwóch wybranych ścieżek naprężenia całkowitego, realizowanych podczas ścinania próbek gruntu spoistego w badaniach przy ściskaniu w aparacie trójosiowym, na wartość wytrzymałości na ścinanie bez odpływu.

## 2. Badany grunt

Badania przeprowadzono na próbkach gruntu rekonstruowanego, przygotowanych z materiału pobranego z wykopu z głębokości 13,0 m p.p.t., podczas budowy II linii metra w Warszawie, stacji Centrum Nauki Kopernik.

Na podstawie badania składu granulometrycznego analizowanego materiału gruntowego określono zawartości poszczególnych frakcji (tabela 1) i dokonano klasyfikacji gruntu według norm PN-EN ISO 14688-2:2006 i PN-EN ISO 14688-2:2006/Ap2:2012 [10] oraz PN-86/B-02480:1986 [8]. Badania wykonano zgodnie z zasadami metody Casagrandego w modyfikacji Prószyńskiego, określając skład granulometryczny metodą sedymentacyjną poprzedzoną metodą sitową. Uzyskane wyniki wskazują, że analizowanym gruntem spoistym według



Tabela 1. Zestawienie wybranych właściwości fizycznych badanego gruntu [7]

Table 1. Index properties of tested soil [7]

$w_n$ [%]	$w_L$ [%]	$w_P$ [%]	$I_P$ [%]	$I_L$ [-]	$I_C$ [-]	Zawartość frakcji wg PN-EN ISO 14688:2006 [%]				Zawartość frakcji wg PN-86/B-02480 [%]			
						$gr$	$sa$	$si$	$cl$	$f_z$	$f_p$	$f_\pi$	$f_i$
28,7	59,0	24,3	34,7	0,13	0,87	0	21	50	29	0	25	46	29

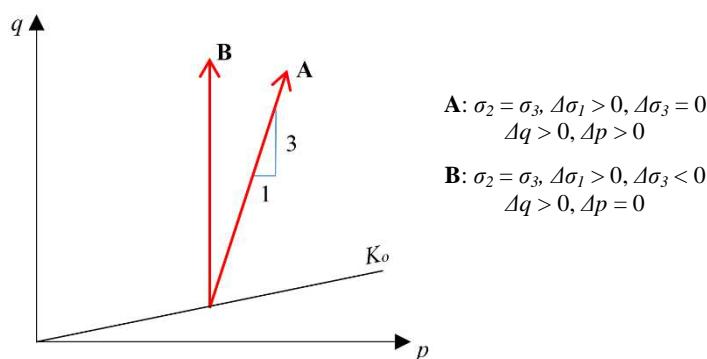
Objaśnienia:  $w_n$  – wilgotność naturalna;  $w_L$  – granica płynności;  $w_P$  – granica plastyczności;  $I_P$  – wskaźnik plastyczności;  $I_L$  – stopień plastyczności;  $I_C$  – wskaźnik konsystencji;  $f_z$ ,  $gr$  – frakcja zwirowa;  $f_p$ ,  $sa$  – frakcja piaskowa;  $f_\pi$ ,  $si$  – frakcja pyłowa;  $f_i$ ,  $cl$  – frakcja łąwa.

PN-EN ISO 14688-2:2006 oraz PN-EN ISO 14688-2:2006/Ap2:2012 był ił z pyłem i piaskiem (*sasiCl*), natomiast według PN-86/B-02480:1986 grunt określono jako glinę zwięzłą ( $G_z$ ). Wilgotność naturalną gruntu pobranego z wykopu oraz granice Atterberga  $w_L$  i  $w_P$  zbadano według PN-88/B-04481:1988 [9].

### 3. Metoda badań

Badania rozpoczynano od przygotowania próbek gruntu rekonstruowanego o parametrach zestawionych w tabeli 1. Metodę przygotowania próbek rekonstruowanych w kształcie walca o wysokości 100 mm i średnicy 50 mm szczegółowo przedstawiono w rozprawie doktorskiej [7]. Badania zasadnicze w aparacie trójosiowym przeprowadzono w Laboratorium Centrum Wodne SGGW w Warszawie. Proces badawczy każdej próbki gruntu składał się z kilku kolejnych etapów: wstępne nasączenie czyli tzw. *flushing*, właściwe nasączenie, konsolidacja, odprężenie oraz ścinanie próbki. Wstępne nasączenie polegało na przepuszczeniu wody przez próbkę przy otwartym zaworze wody połączonym przewodem z górną częścią próbki. Na tym etapie próbka obciążana była izotropowo naprężeniem równym 80 kPa, przy ciśnieniu wyrównawczym wynoszącym 50 kPa, będącym czynnikiem wymuszającym przepływ wody przez próbkę. Proces ten prowadzono do momentu usunięcia większych pęcherzyków powietrza z przewodów ciśnieniowych. Następnie wykonywano właściwe nasączenie próbki gruntu metodą ciśnienia wyrównawczego, tzw. *back pressure* [5]. Podczas tego etapu badania próbka była obciążana izotropowo przy stałej wartości naprężenia efektywnego wynoszącej 30 kPa. Etap ten składał się z kilku faz, podczas których ciśnienie w komorze oraz ciśnienie wyrównawcze zwiększano równocześnie w taki sposób, aby naprężenie efektywne w próbce było stałe. Na koniec każdej fazy sprawdzano wartość parametru Skemptona  $B$  jako reakcję próbki na zmianę przyłożonego obciążenia. Etap nasączenia kończono, gdy parametr Skemptona  $B$  osiągał wartość powyżej 0,95. Po zakończonym etapie nasączenia przeprowadzano konsolidację, która trwała do całkowitego rozproszenia nadwyżki ciśnienia wody w porach. Konsolidację przeprowadzano w warunkach  $K_o$  przy naprężeniach efektywnych 2,7 razy większych od wartości

pionowego naprężenia efektywnego występującego w warunkach *in situ*, tzn. przy  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = 594$  kPa. Wartości te były zdefiniowane przez istniejące w warunkach *in situ* wskaźnik prekonsolidacji  $OCR = 2,7$ . Po zakończeniu etapu konsolidacji następowało odprężenie próbki gruntu do wartości naprężeń efektywnych  $\sigma'_1 = 220$  kPa i  $\sigma'_3 = 183$  kPa w badaniach *TXCAU* (z konsolidacją anizotropową i ścinaniem w warunkach bez odpływu) oraz wartości naprężeń efektywnych  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = 220$  kPa w badaniach *TXCIU* (z konsolidacją izotropową i ścinaniem w warunkach bez odpływu). Etap ten trwał do ustabilizowania się dopływu wody do próbki. Kolejny etap polegał na ścinaniu próbek z prędkością 1,2 mm/h przy uniemożliwionym odpływie wody. W badaniach *TXCAU* próbkę ścinano stosując dwie różne ścieżki naprężenia całkowitego: podstawową zaznaczoną jako *A* na rysunku 1, charakteryzującą się przyrostem dewiatora naprężenia  $q$  i średniego naprężenia całkowitego  $p$  przy nachyleniu 3:1 oraz ścieżkę zaznaczoną jako *B* na rysunku 1, polegającą na przyroście dewiatora naprężenia  $q$  przy stałym średnim naprężeniu całkowitym  $p = const$ . W badaniu *TXCIU* przyjęto wyłącznie podstawową ścieżkę naprężenia całkowitego *A*.



Rys. 1. Schematy *A* i *B* ścieżek naprężenia całkowitego stosowanych przy ścinaniu próbek gruntu w aparacie trójosiowym

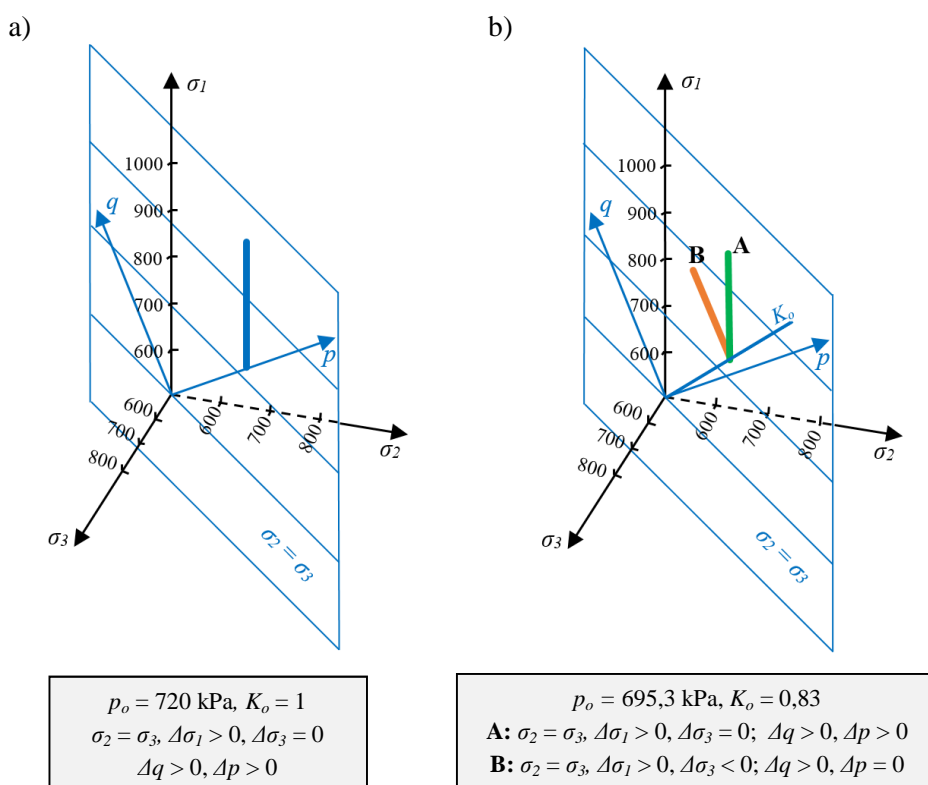
Fig. 1. Scheme *A* and *B* of total stress paths applied during shearing of the soil samples in triaxial tests

#### 4. Wyniki badań

Badania wykonane w aparacie trójosiowym umożliwiły uzyskanie charakterystyk naprężenie-odkształcenie, które posłużyły do określenia wytrzymałości gruntu na ścinanie bez odpływu. Wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu wyznaczono, przyjmując dwa kryteria zniszczenia: maksymalną wartość dewiatora naprężenia oraz maksymalną wartość stosunku efektywnych naprężeń głównych. Ścieżki naprężenia całkowitego przedstawione w przestrzeni naprężeń głównych ( $\sigma_1$ - $\sigma_2$ - $\sigma_3$ ) przy początkowej wartości średniego naprężenia całkowitego  $p_o$  przedstawiono na rysunku 2, natomiast ścieżki naprężenia efektywne-

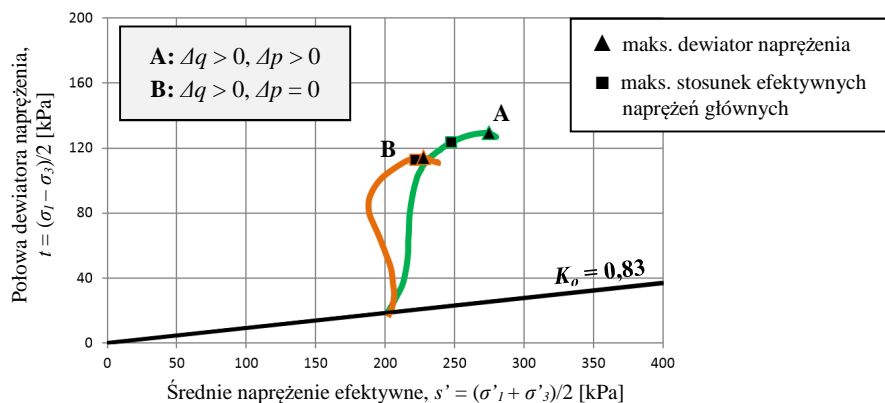
go pokazano na płaszczyźnie połowa dewiatora naprężenia-średnie naprężenie efektywne ( $t-s'$ ) na rysunku 3. W tabeli 2 zestawiono otrzymane wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu oraz wartości znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu przy przyjęciu poszczególnych kryteriów zniszczenia dla badań typu *TXCIU* oraz *TXCAU*.

Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że na wartość wytrzymałości na ścinanie bez odpływu wpływają warunki konsolidacji oraz przyjęta ścieżka naprężenia całkowitego podczas ścinania gruntu. Największą wartość wytrzymałości na ścinanie bez odpływu otrzymano w badaniu, w którym przeprowadzono izotropową konsolidację i ścinano próbki stosując podstawową ścieżkę naprężenia całkowitego *A*, charakteryzującą się przyrostem dewiatora naprężenia  $q$  i średniego naprężenia całkowitego  $p$  przy nachyleniu 3:1 dla oby-



Rys. 2. Ścieżki naprężenia całkowitego w odniesieniu do przestrzeni naprężeń głównych ( $\sigma_1$ - $\sigma_2$ - $\sigma_3$ ) dla rekonstruowanego iltu z pyłem i piaskiem (*sasiCl*) w badaniach typu: a) *TXCIU*, b) *TXCAU* [7]

Fig. 2. Total stress paths in principal stress space ( $\sigma_1$ - $\sigma_2$ - $\sigma_3$ ) for reconstituted sandy silty clay (*sasiCl*): a) *TXCIU* test, b) *TXCAU* tests [7]



Rys. 3. Ścieżki naprężenia efektywnego na płaszczyźnie połowa dewiatora naprężenia-średnie naprężenie efektywne ( $t-s'$ ) dla rekonstruowanego iltu z pyłem i piaskiem (*sasiCl*) w badaniach typu *TXCAU* [7]

Fig. 3. Effective stress paths in half of deviator stress-effective mean stress plane ( $t-s'$ ) for reconstituted sandy silty clay (*sasiCl*) in *TXCAU* tests [7]

Tabela 2. Wyniki badań przeprowadzonych w aparacie trójosiowym rekonstruowanego iltu z pyłem i piaskiem (*sasiCl*) [7]

Table 2. Triaxial test results for reconstituted sandy silty clay (*sasiCl*) [7]

Kryterium zniszczenia	Typ konsolidacji	Ścieżka naprężenia całkowitego podczas ścinania	Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu $\tau_{fu}$ [kPa]	Znormalizowana wytrzymałość na ścinanie bez odpływu $\tau_{fu}/\sigma'_{vo}$ [-]
Maksymalny dewiator naprężenia $q$	Izotropowa $\sigma'_1 = \sigma'_3 = 220$ kPa	$\Delta q > 0, \Delta p > 0$	132,6	0,603
	Anizotropowa $\sigma'_1 = 220$ kPa $\sigma'_3 = 183$ kPa	$\Delta q > 0, \Delta p > 0$	129,2	0,587
		$\Delta q > 0, \Delta p = 0$	113,9	0,518
Maksymalny stosunek efektywnych naprężeń głównych $\sigma'_1/\sigma'_3$	Izotropowa $\sigma'_1 = \sigma'_3 = 220$ kPa	$\Delta q > 0, \Delta p > 0$	128,3	0,583
	Anizotropowa $\sigma'_1 = 220$ kPa $\sigma'_3 = 183$ kPa	$\Delta q > 0, \Delta p > 0$	123,1	0,560
		$\Delta q > 0, \Delta p = 0$	111,4	0,506

dwu przyjętych kryteriów zniszczenia. W badaniu z zastosowaniem tej samej ścieżki naprężenia całkowitego przy ścinaniu próbki, ale przy konsolidacji anizotropowej, otrzymano wytrzymałość na ścinanie bez odpływu mniejszą o około 3% stosując maksymalną wartość dewiatora naprężenia jako kryterium znisz-

czenia (Tabela 2). W przypadku badania z anizotropową konsolidacją, ale z zastosowaniem ścieżki naprężenia całkowitego  $B$  polegającej na przyroście dewiatora naprężenia  $q$  przy stałym średnim naprężeniu całkowitym  $p$  otrzymano wartość analizowanego parametru o prawie 15% mniejszą w porównaniu z badaniem w warunkach konsolidacji izotropowej przy zastosowaniu maksymalnej wartości dewiatora naprężenia jako kryterium zniszczenia. Większych różnic w wartościach wytrzymałości na ścinanie bez odpływu w porównaniu z otrzymanymi należy spodziewać się przy wartościach współczynnika parcia bocznego w spoczynku mniejszych niż  $K_o = 0,83$ .

## 5. Podsumowanie

Ocenę wpływu ścieżki naprężenia całkowitego na wytrzymałość na ścinanie bez odpływu przeprowadzono na przykładzie badań trójosiowych wykonanych na rekonstruowanym gruncie spoistym o wskaźnikach: plastyczności  $I_p = 34,7\%$  oraz prekonsolidacji  $OCR = 2,7$ . Badania wykazały, że przebieg ścieżki naprężenia podczas ścinania próbki oraz warunki konsolidacji wpływają istotnie na wartość wytrzymałości na ścinanie bez odpływu. Największą wartość wytrzymałości na ścinanie gruntu otrzymano w badaniu, w którym przeprowadzono izotropową konsolidację i ścinano próbki stosując ścieżkę naprężenia całkowitego charakteryzującą się przyrostem dewiatora naprężenia  $q$  i średniego naprężenia całkowitego  $p$  przy nachyleniu 3:1. Najmniejszą wartość wytrzymałości na ścinanie otrzymano w badaniu z anizotropową konsolidacją i ścinaniem próbki przy ścieżce naprężenia polegającej na przyroście dewiatora naprężenia  $q$  przy stałym średnim naprężeniu całkowitym  $p$ .

Otrzymane wyniki badań wskazują, że wykonując badania wytrzymałości na ścinanie bez odpływu w aparacie trójosiowym, wskazane jest stosowanie ścieżki naprężenia całkowitego odzwierciedlającej schemat obciążenia gruntu w warunkach terenowych. Umożliwia to w warunkach laboratoryjnych odtworzenie rzeczywistego zachowania się gruntu.

Badania wytrzymałości na ścinanie bez odpływu należy rozszerzyć o inne ścieżki naprężenia całkowitego, możliwe do zrealizowania w aparacie trójosiowym. W celu określenia wpływu naturalnej struktury gruntów spoistych na wytrzymałość na ścinanie bez odpływu przy zastosowaniu poszczególnych ścieżek naprężenia, należy wykonać badania w aparacie trójosiowym na próbkach o nienaruszonej strukturze ( $NNS$ ) charakteryzujących się różnymi wartościami następujących parametrów: wskaźnika prekonsolidacji  $OCR$ , współczynnika parcia bocznego w spoczynku  $K_o$  oraz wskaźnika plastyczności  $I_p$ .

## Literatura

- [1] Jardine R.J.: One perspective of the pre-failure deformation characteristics of some geomaterials. Pre-failure Deformation of Geomaterials, Balkema, Rotterdam, 1995, pp. 855-885.
- [2] Lechowicz Z.: Badania doświadczalne, Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 4, 2003, s. 111-118.
- [3] Lipiński M.J.: Wybrane kryteria określania parametrów geotechnicznych, Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 4, 2012, s. 267-277.
- [4] Lipiński M.J.: Kryteria wyznaczania parametrów geotechnicznych, Wydawnictwo SGGW, Warszawa 2013.
- [5] Lipiński M.J., Wdowska M.: Saturation criteria for heavy overconsolidated cohesive soils, Annals of Warsaw University of Life Sciences - SGGW, No. 42 (2), 2010, pp. 295-302.
- [6] Tymiński W., Kiełczewski T.: Wpływ wskaźnika plastyczności na parametry wytrzymałościowe gruntów, Acta Scientiarum Polonorum Architectura, nr 12 (2), 2013, s. 73-82.
- [7] Wrzeński G.: Analiza stateczności nasypu z uwzględnieniem zmiany kierunków składowych głównych naprężenia na wytrzymałość na ścinanie podłoża gruntowego, Praca doktorska, SGGW, Warszawa 2016 [maszynopis].
- [8] PN-86/B-02480:1986 - Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.
- [9] PN-88/B-04481:1988 - Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.
- [10] PN-EN ISO 14688-2:2006 - Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania. + PN-EN ISO 14688-2:2006/Ap2:2012.

*Badania zostały zrealizowane w ramach prac nr S/WBiŚ/6/2013 oraz nr 505200052800 M00434-99 i sfinansowane ze środków na naukę MNiSW*

## INFLUENCE OF STRESS PATH ON UNDRAINED SHEAR STRENGTH IN COHESIVE SOILS

### Summary

The paper presents triaxial test results of undrained shear strength applying two selected stress paths during shearing of the cohesive soil. The undrained shear strength  $\tau_{fu}$  was determined for reconstituted sandy silty clay (*sasiCl*) characterized by overconsolidation ratio  $OCR = 2.7$  and plasticity index  $I_p = 34.7\%$ . Anisotropic and isotropic consolidation in consolidated-undrained triaxial compression tests were performed. The test results allow to assess influence of the stress path and consolidation condition on the undrained shear strength in the triaxial compression tests.

**Keywords:** undrained shear strength, cohesive soil, stress path, triaxial apparatus

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.68

Marcin BILSKI<sup>1</sup>  
Mieczysław SŁOWIK<sup>2</sup>  
Marta MIELCZAREK<sup>3</sup>

## BADANIE ZJAWISKA RELAKSACJI NAPRĘŻEŃ ZACHODZĄCEGO W ASFALTACH DROGOWYCH PODDANYCH ROZCIĄGANIU W NISKIEJ TEMPERATURZE

W artykule przedstawiono rezultaty badań oraz analizę metody badawczej opracowanej przez autorów pracy do obserwacji zjawiska relaksacji naprężeń w lepiszczach asfaltowych w niskiej temperaturze. W badaniach wykorzystano asfalty drogowe 20/30, 35/50 i 50/70. Obserwacji zjawiska relaksacji naprężeń dokonano w warunkach stałego odkształcenia próbki spowodowanego oddziaływaniem siły normalnej (rozciągającej). W badaniach wykorzystano duktylometr wyposażony w siłomierz oraz łaźnię wodną wypełnioną cieczą o temperaturze  $-16^{\circ}\text{C}$ . W celu określenia dokładności metody pomiarowej opracowanej przez autorów pracy przeprowadzono analizę statystyczną uzyskanych wyników, na podstawie której stwierdzono, że zastosowana metoda może być wykorzystywana do obserwacji zjawiska relaksacji naprężeń w niskiej temperaturze. Wartości naprężeń obliczono na podstawie oznaczonych wartości siły rozciągającej. Zaobserwowano, że asfalty o większych wartościach penetracji odznaczają się w niskiej temperaturze lepszą zdolnością do relaksacji naprężeń, a proces ten przy stałym odkształceniu następuje szybciej. Dodatkowo przeprowadzono analizę porównawczą wyników oznaczeń modułu sztywności w temperaturze  $-16^{\circ}\text{C}$  uzyskanych na podstawie opracowanej metody badawczej z wykorzystaniem duktylometru oraz oznaczeń przeprowadzonych w reometrze zginanej belki (BBR) i reometrze dynamicznego ścinania (DSR). Wartości modułu sztywności w duktylometrze oznaczono na podstawie testu rozciągania, podczas którego występuje zbliżona do liniowej zależność naprężeń w funkcji odkształceń. Stwierdzono rozbieżności pomiędzy wynikami oznaczania modułu sztywności z użyciem trzech metod pomiarowych opisanych w niniejszej pracy.

**Słowa kluczowe:** lepiszcze asfaltowe, relaksacja w niskiej temperaturze, próba rozciągania, naprężenie, odkształcenie

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Marcin Bilski, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, ul. Piotrowo 5, 61-138 Poznań, 61-665-3485, marcin.bilski@put.poznan.pl

<sup>2</sup> Mieczysław Słowik, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, ul. Piotrowo 5, 61-138 Poznań, 61-665-2478, mieczyslaw.slowik@put.poznan.pl

<sup>3</sup> Marta Mielczarek, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, ul. Piotrowo 5, 61-138 Poznań, 61-665-3487, marta.mielczarek@put.poznan.pl

## 1. Wprowadzenie

Opisu właściwości reologicznych lepiszczy asfaltowych można dokonać m. in. na podstawie wyników badania zjawiska relaksacji naprężeń. O zjawisku relaksacji naprężeń mówimy w sytuacji, kiedy w próbce materiału został wywołany stan odkształcenia (np. w wyniku rozciągania), a naprężenia zmniejszają się w czasie przy stałym odkształceniu. Czynnikiem wpływającym na intensywność opisywanego zjawiska jest temperatura. Lepiszczce asfaltowe podczas ochładzania ulega usztywnieniu, co w bardzo niskiej temperaturze skutkuje jego podatnością na pękanie. W celu zminimalizowania negatywnego wpływu niskiej temperatury na stan nawierzchni drogowej należy dobierać lepiszcze asfaltowe z uwzględnieniem warstwy, w której ma być zastosowane oraz strefy klimatycznej, w jakiej ma pracować nawierzchnia. Z punktu widzenia odporności asfaltowej nawierzchni drogowej na powstawanie spękań niskotemperaturowych pożądaną cechą lepiszcza asfaltowego jest zdolność do szybkiej relaksacji naprężeń. Lepiszczca asfaltowe odznaczające się małą zdolnością do relaksacji są bardziej podatne na pękanie w niskiej temperaturze ze względu na powstawanie naprężeń rozciągających indukowanych termicznie [4, 5, 6].

W Stanach Zjednoczonych w ramach programu SHRP opracowano m. in. metodykę oznaczania właściwości lepiszczy asfaltowych w ujemnych temperaturach – Bending Beam Rheometer oraz Direct Tension Test. Pierwszym z urządzeń jest reometr zginanej belki (BBR) wykorzystywany do oceny usztywnienia próbki lepiszcza asfaltowego (oznaczania modułu sztywności) oraz do badania zjawiska pełzania przy obciążeniu statycznym i nawrotu po odciążeniu. Drugim z urządzeń jest aparat bezpośredniego rozciągania (DTT), w którym określana jest zdolność lepiszcza do wydłużenia tzn. oznacza się odkształcenie będące stosunkiem wydłużenia próbki w chwili zerwania do jej długości początkowej. Natomiast reometr dynamicznego ścinania (DSR – Dynamic Shear Rheometer) jest wykorzystywany przede wszystkim do oznaczania złożonych właściwości reologicznych lepiszcza asfaltowego (m. in. zespolonego modułu ścinania i kąta przesunięcia fazowego) w różnych zakresach częstotliwości i temperatury. Bardzo duża uniwersalność reometru DSR pozwala na jego wykorzystanie do oceny właściwości niskotemperaturowych lepiszczy asfaltowych. Parametry reologiczne takie, jak moduł sztywności czy parametr „m” oznaczane w reometrze BBR można poprzez modelowanie matematyczne skorelować z wynikami uzyskiwanymi w reometrze DSR [1, 2, 3, 5].

## 2. Cel badań

Autorzy pracy opierając się na założeniach metody Direct Tension Test (DTT) wykorzystali duktylometr umożliwiający pomiar siły rozciągającej do oceny właściwości niskotemperaturowych asfaltów drogowych. Celem badań było poznanie zjawiska relaksacji naprężeń jakie zachodzi w asfaltach drogo-



wych w wyniku wywołania stanu odkształcenia poprzez ich rozciągnięcie w niskiej temperaturze. Wyznaczono również wartości modułu sztywności w temperaturze  $-16^{\circ}\text{C}$ , które porównano z wynikami uzyskanymi z zastosowaniem reometrów BBR i DSR.

### 3. Metoda badawcza

W metodzie badawczej opracowanej przez autorów pracy wykorzystano aparaturę pomiarową stosowaną w teście rozciągania próbek asfaltowych wg PN-EN 13589:2011 *Asfalty i lepiszcza asfaltowe - Oznaczenie siły rozciągania asfaltów modyfikowanych, metoda z duktylometrem*. Badaniom poddano trzy asfalty drogowe: 20/30, 35/50 i 50/70. Zastosowano następujące warunki pomiaru:

- temperatura:  $-16^{\circ}\text{C}\pm 0,2^{\circ}\text{C}$ ,
- czas termostatowania próbek asfaltowych w łaźni duktylometru: 30 min,
- prędkość rozciągania: 1 mm/min,
- zakończenie procedury rozciągania: w chwili osiągnięcia wartości siły rozciągającej równej 50 N,
- czas zapisu siły rozciągającej w warunkach stałego odkształcenia: 20 min.

Badanie realizowano w dwóch etapach: w pierwszym oznaczano moduł sztywności na podstawie zależności naprężenia od odkształcenia, natomiast w drugim obserwowano zjawisko relaksacji naprężeń.

### 4. Wyniki badań

W tabeli 1 zestawiono podstawowe właściwości asfaltów drogowych wykorzystanych w przeprowadzonych badaniach, tj. temperatura mięknięcia wg PN-EN 1427:2015-08, penetracja w temperaturze  $25^{\circ}\text{C}$  i indeks penetracji wyznaczone wg PN-EN 1426:2015-08.

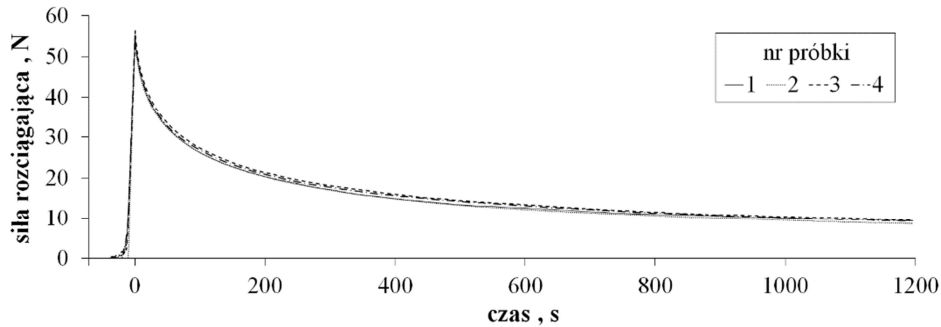
Tabela 1. Podstawowe właściwości badanych asfaltów

Table 1. The basic properties of the investigated road bitumens

Asfalt	20/30	35/50	50/70
Temperatura mięknięcia, $^{\circ}\text{C}$	$63,6\pm 0,2$	$55,9\pm 0,5$	$51,6\pm 0,2$
Penetracja w $25^{\circ}\text{C}$ , mm/10	$25,6\pm 0,5$	$40,8\pm 0,3$	$55,9\pm 0,7$
Indeks Penetracji	$0,21\pm 0,04$	$-0,30\pm 0,09$	$-0,56\pm 0,04$

Na rysunku 1 przedstawiono przykładowe wyniki oznaczania siły rozciągającej w funkcji czasu w temperaturze  $-16^{\circ}\text{C}$  pomierzonej podczas rozciągania próbek wykonanych z asfaltu 35/50 aż do osiągnięcia wartości siły równej 50 N. Następnie, po zatrzymaniu napędu duktylometru kontynuowano pomiar siły przez 20 min. Wykonano niezależne badania na czterech próbkach każdego

z zastosowanych asfaltów. W tabeli 2 przedstawiono wartości parametrów statystycznych obliczonych na podstawie pomiaru siły rozciągającej w warunkach stałego odkształcenia: na początku ( $t = 0$  s – zakończenie procedury rozciągania), a także w połowie ( $t = 600$  s) i na końcu ( $t = 1200$  s) okresu obserwacji zjawiska relaksacji zachodzącego w badanych asfaltach drogowych.



Rys. 1. Wartości siły rozciągającej w funkcji czasu dla próbek asfaltu 35/50 w temperaturze  $-16^{\circ}\text{C}$   
 Fig. 1. Values of tensile force as a function of time determined for 35/50 penetration grade bitumen specimens at  $-16^{\circ}\text{C}$

Tabela 2. Parametry statystyczne siły rozciągającej występującej w próbkach badanych asfaltów w temperaturze  $-16^{\circ}\text{C}$

Table 2. Statistical parameters of the tensile force occurring in tested asphalt binders at  $-16^{\circ}\text{C}$

Czas	$t = 0$ s			$t = 600$ s			$t = 1200$ s		
	20/30	35/50	50/70	20/30	35/50	50/70	20/30	35/50	50/70
$\bar{F}$ , N	55,40	55,03	54,14	22,07	12,71	12,12	17,19	9,08	8,70
$s_x$ , N	0,479	0,894	0,553	0,365	0,530	0,081	0,517	0,374	0,181
$v$ , %	0,9	1,6	1,0	1,7	4,2	0,7	3,0	4,1	2,1
$U(x)$ , N	0,56	1,05	0,65	0,43	0,62	0,10	0,61	0,44	0,21
$\frac{U(x) \cdot 100}{\bar{F}}$ , %	1,0	1,9	1,2	1,9	4,9	0,8	3,5	4,8	2,4

gdzie:  $\bar{F}$  – wartość średnia,  $s_x$  – odchylenie standardowe,  $v$  – współczynnik zmienności,  $U(x)$  – niepewność rozszerzona dla  $\alpha = 0,05$ .

Wykorzystując średnie wartości siły rozciągającej wyznaczono średnie wartości naprężeń rozciągających w badanych asfaltach według wzoru 1.

$$\sigma = \frac{\bar{F}}{A}, \text{ Pa} \quad (1)$$

gdzie:  $\bar{F}$  – średnia wartość siły rozciągającej, N,  
 $A$  – pole powierzchni przekroju próbki,  $\text{m}^2$ .

Ze względu na małe odkształcenia próbek przyjęto założenie dotyczące niezmienności przekroju poprzecznego, stąd  $A = 10^{-4} \text{ m}^2$  (wysokość i szerokość równa 1 cm). Wykorzystując zbliżoną do liniowej zależność naprężenia w funkcji odkształcenia podczas rozciągania próbki asfaltu obliczono wartości modułu sztywności dla badanych lepiszczy wg wzoru 2.

$$S = \frac{\sigma_{\max}}{\varepsilon_{\max}}, \text{ Pa} \quad (2)$$

gdzie:  $\sigma_{\max}$  – maksymalna wartość naprężeń rozciągających, Pa,

$\varepsilon_{\max}$  – maksymalna wartość odkształcenia względnego obliczona wg wzoru 3.

$$\varepsilon_{\max} = \frac{\Delta l_{\max}}{l} \quad (3)$$

gdzie:  $\Delta l_{\max}$  – maksymalna wartość wydłużenia próbki w chwili osiągnięcia siły równej 50 N, mm,

$l$  – początkowa długość próbki równa 30 mm.

Wartość  $\Delta l_{\max}$  wyznaczono z uwzględnieniem nachylenia prostoliniowej części wykresu zależności naprężenia w funkcji odkształcenia podczas rozciągania próbek, pomijając część nieliniową, która występuje w pierwszej fazie procesu rozciągania.

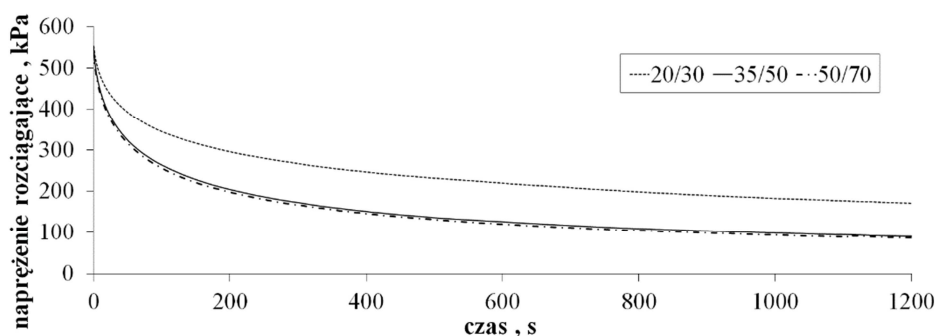
W tabeli 3 przedstawiono wartości maksymalnego wydłużenia próbki, dla którego obliczono wartości maksymalnego odkształcenia oraz podano wartości maksymalnych naprężeń. Zamieszczono również wartości parametrów charakteryzujących właściwości badanych asfaltów w temperaturze  $-16^\circ\text{C}$  takich jak moduł sztywności  $S$  oznaczony w teście rozciągania w duktylometrze oraz w reometrze BBR dla czasu obciążenia równego 0,5 s i 60 s, a także zespolony moduł ścinania  $|G^*|$  oznaczony w reometrze DSR przy prędkości kątowej  $\omega = 10 \text{ rad/s}$ .

Tabela 3. Zestawienie wyników badań asfaltów uzyskanych w teście rozciągania oraz w reometrach BBR i DSR w temperaturze  $-16^\circ\text{C}$

Table 3. Test results of bitumens obtained from the tensile test, BBR and DSR rheometers at  $-16^\circ\text{C}$

Asfalt	Test rozciągania w duktylometrze				Reometr BBR		Reometr DSR
	$\Delta l_{\max}$ , mm	$\varepsilon_{\max}$	$\sigma_{\max}$ , kPa	$S$ , MPa	$S_{(0,5s)}$ , MPa	$S_{(60s)}$ , MPa	$ G^* $ dla $\omega = 10 \text{ rad/s}$ , MPa
20/30	0,196	0,0065	554,0	852,3	683,1	207,4	402,6
35/50	0,203	0,0068	550,3	809,3	582,1	149,7	366,7
50/70	0,217	0,0072	541,4	751,4	558,3	127,6	323,0

Na rysunku 2 przedstawiono krzywe relaksacji naprężeń rozciągających (obliczonych według wzoru 1) w warunkach stałego odkształcenia próbek asfaltów drogowych 20/30, 35/50 i 50/70 w temperaturze  $-16^{\circ}\text{C}$ .



Rys. 2. Krzywe relaksacji naprężeń w warunkach stałego odkształcenia próbek asfaltów drogowych badanych w temperaturze  $-16^{\circ}\text{C}$

Fig. 2. Relaxation curves obtained under constant strain conditions for specimens of road bitumen investigated at  $-16^{\circ}\text{C}$

## 5. Dyskusja

W celu określenia dokładności autorskiej metody pomiarowej opisanej w pracy wykonano analizę statystyczną (tabela 2) dla wartości naprężeń w warunkach stałego odkształcenia próbek asfaltów w temperaturze  $-16^{\circ}\text{C}$  w chwili  $t$  okresu obserwacji zjawiska relaksacji naprężeń równej 0 s, 600 s i 1200 s. Największe zróżnicowanie w wartościach siły rozciągającej badanych asfaltów stwierdzono w połowie okresu obserwacji zjawiska relaksacji naprężeń (wartości współczynnika zmienności wynoszą od 0,7% do 4,2%). Wartości niepewności rozszerzonej  $U(x)$  obliczono z uwzględnieniem wartości niepewności standardowej  $u(x)$ , wzorcowania  $u_d(x)$  i eksperymentatora  $u_e(x)$ , a współczynnik rozszerzenia  $k$  przyjęto dla poziomu istotności równego  $\alpha = 0,05$  i trzech stopni swobody. Niepewność pomiaru dla badanych asfaltów wynosi od 0,10 N do 1,05 N, co świadczy o zadowalającej dokładności opracowanej metody, tzn. oznaczana wartość siły rozciągającej zawiera się z 95% prawdopodobieństwem w przedziale  $\pm 1$  N od wartości średniej. W przypadku oznaczania wartości maksymalnej siły rozciągającej przyjmuje się za akceptowalną wartość niepewności rozszerzonej  $U(x)$  równą maksymalnie 10% wartości średniej. W opracowanej przez autorów pracy metodzie badania zjawiska relaksacji naprężeń wartość niepewności  $U(x)$  stanowi maksymalnie 4,9% średniej wartości siły rozciągającej. Na podstawie wyników przedstawionych w tabeli 2 stwierdzono, że metoda badawcza opracowana przez autorów pracy może być wykorzystywana do obserwacji zjawiska relaksacji naprężeń w ujemnej temperaturze.

W tabeli 3 zestawiono wartości modułu sztywności oznaczone dla badanych asfaltów w teście rozciągania w duktylometrze oraz w reometrach BBR i DSR w temperaturze  $-16^{\circ}\text{C}$ . Standardowo moduł sztywności w reometrze BBR oznacza się na podstawie ugięcia asfaltowej belki pomierzonego po 60 s obciążania pionową siłą statyczną. Założono, że w chwili  $t = 0,5$  s występują jedynie odkształcenia sprężyste, a dla  $t > 0,5$  s wartości odkształceń są związane ze zjawiskiem pełzania lepiszcza asfaltowego pod obciążeniem statycznym. W celu porównania uzyskanych wyników z różnych metod badawczych wartości modułu sztywności oznaczono w reometrze BBR również po czasie obciążenia równym 0,5 s. Wartości zespolonego modułu ścinania  $|G^*|$  oznaczonego w reometrze DSR w temperaturze  $-16^{\circ}\text{C}$  stanowią stosunek maksymalnych naprężeń ścinających do największych odkształceń. Stwierdzono rozbieżności pomiędzy wartościami modułu sztywności oznaczonymi w duktylometrze i reometrach BBR i DSR. Rozbieżności w wartościach modułu sztywności są związane z faktem ich wyznaczania z użyciem różnych metod badawczych, tzn. w teście rozciągania w duktylometrze występują naprężenia normalne (rozciągające), w reometrze BBR naprężenia rozciągające przy zginaniu a w reometrze DSR naprężenia styczne (ścinające).

Analizując rysunek 2 można zaobserwować, że im asfalt jest twardszy (ma mniejszą wartość penetracji w  $25^{\circ}\text{C}$ ) tym wolniej zachodzi zjawisko relaksacji naprężeń w próbce, a jego intensywność jest mniejsza. Nie zanotowano wyraźnych różnic w zdolności do relaksacji naprężeń dla asfaltów 35/50 i 50/70 co można tłumaczyć faktem, że są to lepiszcza o podobnym typie reologicznym (koloidalnym) i porównywalnej zawartości części olejowej, różniących te asfalty od asfaltu 20/30. Analizując uzyskane wyniki stwierdzono, że potwierdzają one powszechnie znaną cechę asfaltów, tzn. im twardszy asfalt (mniejsza wartość penetracji w  $25^{\circ}\text{C}$ ) tym większa jego sztywność w niskiej temperaturze. Stwierdzono również, że relaksacja naprężeń w takim lepiszczu zachodzi wolniej, co skutkuje jego większą podatnością na spękania niskotemperaturowe.

## 6. Wnioski

- Opracowana przez autorów pracy metoda badawcza może być wykorzystywana do analizy zjawiska relaksacji naprężeń w warunkach stałego odkształcenia w próbkach asfaltowych w ujemnych temperaturach.
- Niepewność pomiarowa obliczona z 95% prawdopodobieństwem dla opracowanej metody wynosi  $\pm 1$  N, co można uznać za korzystne z punktu widzenia precyzji pomiarów.
- W każdej z trzech metod oznaczania modułu sztywności poddanych analizie w pracy, stan naprężenia w próbce lepiszcza asfaltowego jest wywoływany w inny sposób, co może być powodem rozbieżności uzyskanych wyników.
- Asfalty o większej wartości penetracji w temperaturze  $25^{\circ}\text{C}$  odznaczają się zdolnością do szybszej relaksacji naprężeń w niskiej temperaturze, a więc można je uznać za bardziej odporne na powstawanie spękań indukowanych termicznie.

## Literatura

- [1] Błażejowski K., Olszacki J., Peciakowski H.: Poradnik asfaltowy, ORLEN Asfalt, Płock 2014.
- [2] Farrar M., Sui C., Salmans S., Qin Q.: Determining the Low-Temperature Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR), Western Research Institute, Laramie 2015.
- [3] Ho S., Zanzotto L.: The low temperature properties of conventional and modified asphalt binders evaluated by the failure energy and secant modulus from direct tension tests, *Materials and Structures* 38 (275), 2005, pp. 137-143.
- [4] Pszczoła M., 2006. Spękania niskotemperaturowe warstw asfaltowych nawierzchni, *Drogi i Mosty* 3/2006, s. 76-110.
- [5] Słowik M.: Wybrane zagadnienia lepkosprężystości drogowych asfaltów modyfikowanych zawierających elastomer SBS, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2013.
- [6] Sybilski D.: Nawierzchnie asfaltowe w trudnych warunkach naturalnych, I Lubelska Konferencja Techniki Drogowej, Konferencja PKD, Lublin 2014.

## INVESTIGATION OF RELAXATION PHENOMENON OCCURRED IN ROAD BITUMEN SUBJECTED TO STRETCH AT LOW TEMPERATURE

### Summary

Results of investigation and analysis of the testing method discovered by authors of the paper to observe the relaxation phenomenon occurred in road bitumen subjected to stretch at low temperature in the article are presented. In research program were used 20/30, 35/50 and 50/70 penetration grade road bitumens. The relaxation phenomenon of the asphalt binder specimens was observed under constant strain conditions which was caused by the tensile force. In the study a ductilometer equipped in force sensors and water bath filled by liquid of  $-16^{\circ}\text{C}$  were used. In order to determine the accuracy of the test method discovered by the authors of the paper a statistical analysis was conducted. The results showed that the applied test method can be used to observe the relaxation phenomenon at low temperatures. Values of stress were calculated on the basis of the determined values of tensile force. It was observed that asphalt binders with a high penetration values have more ability to relaxation and that process occurs more rapidly. In addition, a comparative analysis of determined values of the stiffness modulus at  $-16^{\circ}\text{C}$  was done for applied test method using ductilometer, Bending Beam Rheometer (BBR) and Dynamic Shear Rheometer (DSR). During the tensile test in ductilometer the stress-strain curve was similar to linear which allowed to determine values of stiffness modulus. Divergence between the results of the determination of stiffness modulus using three measurement methods were found in this paper.

**Keywords:** asphalt binder, relaxation at low-temperature, tensile test, stress, strain

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.69

Przemysław BUCZYŃSKI<sup>1</sup>

## CHARAKTERYSTYKA TRWAŁOŚCI ZMĘCZENIOWEJ RECYKLOWANEJ PODBUDOWY

W artykule przedstawiono ocenę trwałości zmęczeniowej recyklowanej podbudowy wykonanej w technologii recyklingu głębokiego na zimno z emulsją asfaltową (MCE). W składzie recyklowanej podbudowy zastosowano trzy spoiwa tj. cement CEM I 32,5R, wapno hydratyzowane  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  oraz mieszaninę cementu i wapna hydratyzowanego w proporcjach 50% CEM do 50%  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Udział spoiwa w mieszance recyklowanej podbudowy ustalono na 2,5%. Jako lepiszcze zastosowano kationową emulsję wolnorozpadową C60B10 ZM/R w ilości 3%. W celu określenia jakości recyklowanej podbudowy wykonano podstawowe badanie właściwości fizycznych oraz mechanicznych tj. zawartość wolnej przestrzeni  $V_m$ , wytrzymałość na pośrednie rozciąganie  $\text{ITS}_{\text{DRY}}$ , odporność na działanie wody TSR oraz moduł sztywności w pośrednim rozciąganiu  $S_m$  w temperaturze 2°C, 10°C oraz 20°C. Ocenę trwałości zmęczeniowej recyklowanej podbudowy określono w teście pośredniego rozciągania (Indirect Tensil – Fatigue Test) zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 12697-26 zał. E. Badanie przeprowadzono w trybie kontrolowanego naprężenia tj. 250 kPa, 400 kPa oraz 500kPa. Badanie zmęczenia recyklowanej podbudowy pozwoliło określić wpływ rodzaju spoiwa na zmianę trwałości przy cyklicznym obciążeniu oraz zmiennym poziomie naprężenia. W oparciu o założenia planu badań możliwe było wytypowanie, spoiwa które zapewni uzyskanie wymaganej trwałości zmęczeniowej.

**Słowa kluczowe:** recyklowana podbudowa, emulsja asfaltowa, mieszanka mineralno cementowo-emulsyjna, trwałość zmęczeniowa, spoiwo drogowe

### 1. Wstęp

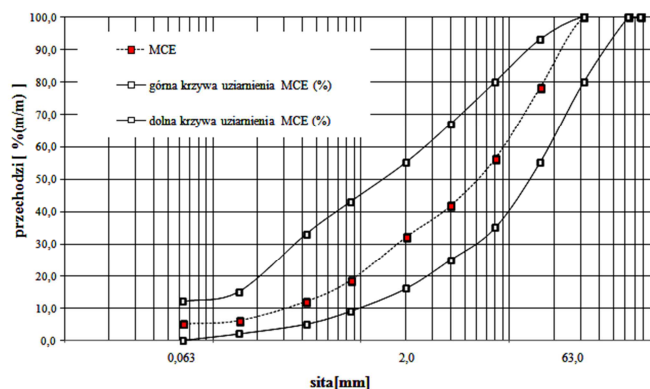
Projektowanie konstrukcji nawierzchni drogowych [9, 11, 13] wykorzystuje znajomość modułów sztywności warstw konstrukcyjnych oraz wartości współczynnika Poissona [9], które ulegają zmianie w zależności od temperatur oraz czasu obciążenia. Prawidłowe wykorzystanie parametrów [13] pozwala zaprojektować nośną konstrukcję nawierzchni drogową spełniającą założenia.

<sup>1</sup> Przemysław Buczyński, Politechnika Świętokrzyska, Wydział Budownictwa i Architektury, Katedra Inżynierii Komunikacyjnej, Al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, 25-314, 509-470-553, p.buczynski@tu.kielce.pl

Przekroczenie granicznych wartości powoduje utratę trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowej i rozpoczęcie się procesu destrukcji np. pęknięcie warstw asfaltowych spowodowane przekroczeniem granicznych odkształceń poziomych na spodzie warstw asfaltowych [9, 14]. Zmęczenie mieszanek mineralno-asfaltowych jest jednym z najważniejszych kryteriów projektowania konstrukcji nawierzchni drogowej. Pęknięcie zmęczeniowe jest jedną z głównych przyczyn obniżonej trwałości. Oddziaływanie sił wywołanych od poruszających się pojazdów generuje różny poziom naprężeń wewnątrz warstw konstrukcyjnych. Przekroczenie trwałości warstw konstrukcyjnych inicjuje powstanie pęknięcia, a dalszy ruch pojazdów powoduje pogłębianie się tego zjawiska [4]. Zależność pomiędzy sztywnością i trwałość zmęczeniową jest związana z poziomem odkształcenia warstw konstrukcyjnych nawierzchni drogowej [3]. Dostępność metod badawczych określonych w PN-EN 12697-26 umożliwiła badaczom ocenę trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralnych zawierających w swoim składzie lepiszcze asfaltowe [2, 10]. Rozpoznanie poziomu naprężeń niszczących występujących w recyklowanej podbudowie pozwoli na prawidłowe modelowanie konstrukcji nawierzchni drogowej.

## 2. Przedmiot badań

Projekt recyklowanej mieszanki przeznaczonej na warstwę podbudowy zakładał uzyskanie ciągłości uziarnienia [8] zgodnie z wymaganiami wytycznych [6, 15]. Przebieg projektowanej krzywej przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Projektowana krzywa uziarnienia recyklowanej podbudowy MCE

Fig. 1. Design grading curve of the recycled base MCE

W składzie recyklowanej podbudowy zastosowano: kruszywo naturalne 0/2, kruszywo o ciągłym uziarnieniu 0/32 oraz destrukta asfaltowy (RAP). Spoiwo w składzie podbudowy stanowiło 2,5%. W celu określenia zróżnicowania



wpływu spoiwa [7] zastosowano jego trzy rodzaje: pierwsze jako 100% cement portlandzki CEM I 32,5R, drugie 50% wapno hydratyzowane  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  oraz 50% cement portlandzki CEM I 32,5R oraz trzecie spoiwo w postaci 100% wapna hydratyzowanego  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Jako lepiszcze asfaltowe zastosowano kationową emulsję asfaltową wolnorozpadową C60B10 R/ZM zgodną z wymaganiami normy PN-EN 13808:2013-10.

### 3. Program i wyniki badań

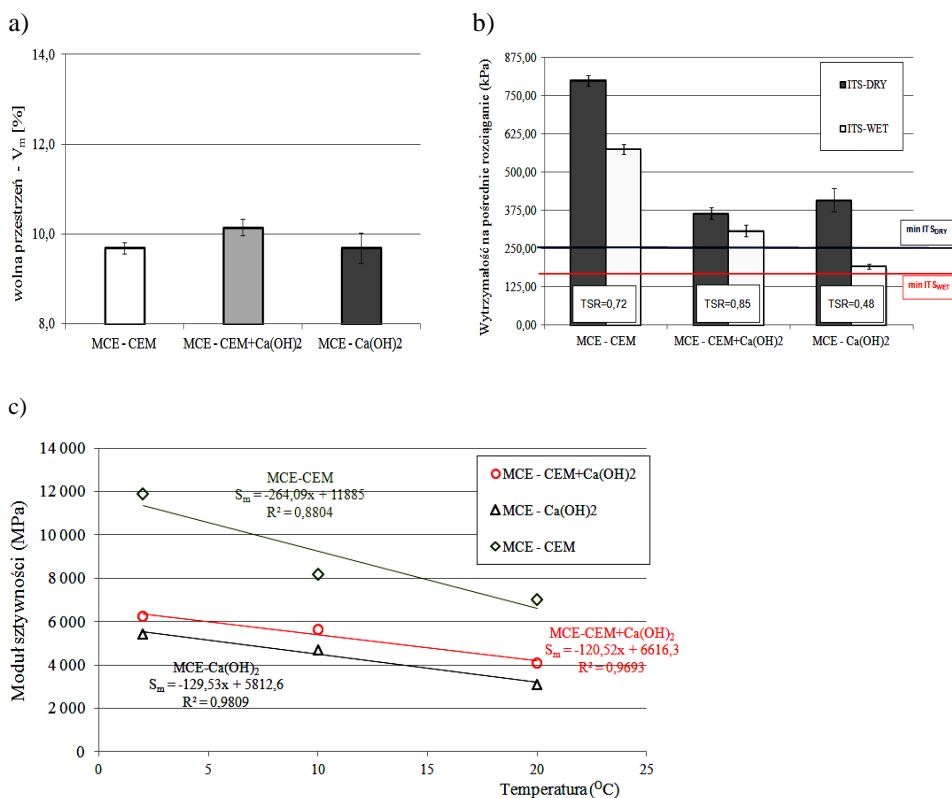
Program badań recyklowanej podbudowy obejmował dwa etapy. W etapie I określono podstawowe parametry recyklowanej podbudowy w odniesieniu do wymagań [6, 15] tj.: zawartość wolnej przestrzeni  $V_m$ , wytrzymałość na pośrednie rozciąganie  $\text{ITS}_{\text{DRY}}$  oraz  $\text{ITS}_{\text{WET}}$ , odporność na działanie wody TSR oraz moduł sztywności w pośrednim rozciąganiu zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 12697-26 zał. C (IT-CY) dla temperatur  $2^\circ\text{C}$ ,  $10^\circ\text{C}$  oraz  $20^\circ\text{C}$ , które ustalono w odniesieniu do pracy podbudowy w różnych porach roku [9]. Wartość średnią określono dla sześciu prób zagęszczonych w laboratorium. W drugim etapie badań przeprowadzono ocenę zmęczenia podbudowy dla trzech poziomów naprężenia 250 kPa, 400 kPa oraz 500 kPa. W badaniu zmęczenia próbki Marshalla poddawano półsinusoidalnemu obciążeniu o czasie obciążenia 10Hz [12]. Ocenę trwałości przeprowadzono na trzech próbkach dla każdego poziomu naprężenia. Za utratę trwałości przyjęto moment kiedy odkształcenie określone po 100 cyklu zwiększa się dwukrotnie.

#### 3.1. Wyniki badań właściwości fizycznych i mechanicznych

Wyniki badań podstawowych właściwości fizycznych i mechanicznych z etapu pierwszego przedstawiono na rysunku 2.

Brak istotnej zmienności parametru wolnej przestrzeni ( $V_m$ ) pozwala na porównywanie uzyskanych parametrów recyklowanej podbudowy z wykluczeniem wpływu zmiennej nośności.

Ocena parametrów mechanicznych recyklowanej podbudowy wykazuje znaczący wpływ cementu na ich zmienność. Recyklowana podbudowa zawierająca w swoim składzie spoiwo w postaci cementu portlandzkiego (MCE-CEM) charakteryzuje się największą wytrzymałością na pośrednie rozciąganie  $\text{ITS}_{\text{DRY}}$ ,  $\text{ITS}_{\text{WET}}$  oraz niezależnie od temperatury badania największym modułem sztywności w pośrednim rozciąganiu ( $S_m$ ). Stwierdzono pozytywny wpływ wapna hydratyzowanego na działanie wody TSR. Dodatek  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  w składzie spoiwa umożliwił na uzyskanie podbudowy o większej trwałości w aspekcie oddziaływania czynników atmosferycznych w porównaniu do podbudowy ze spoiwem cementowym. Zaobserwowano wzrost wskaźnika TSR o 18%.

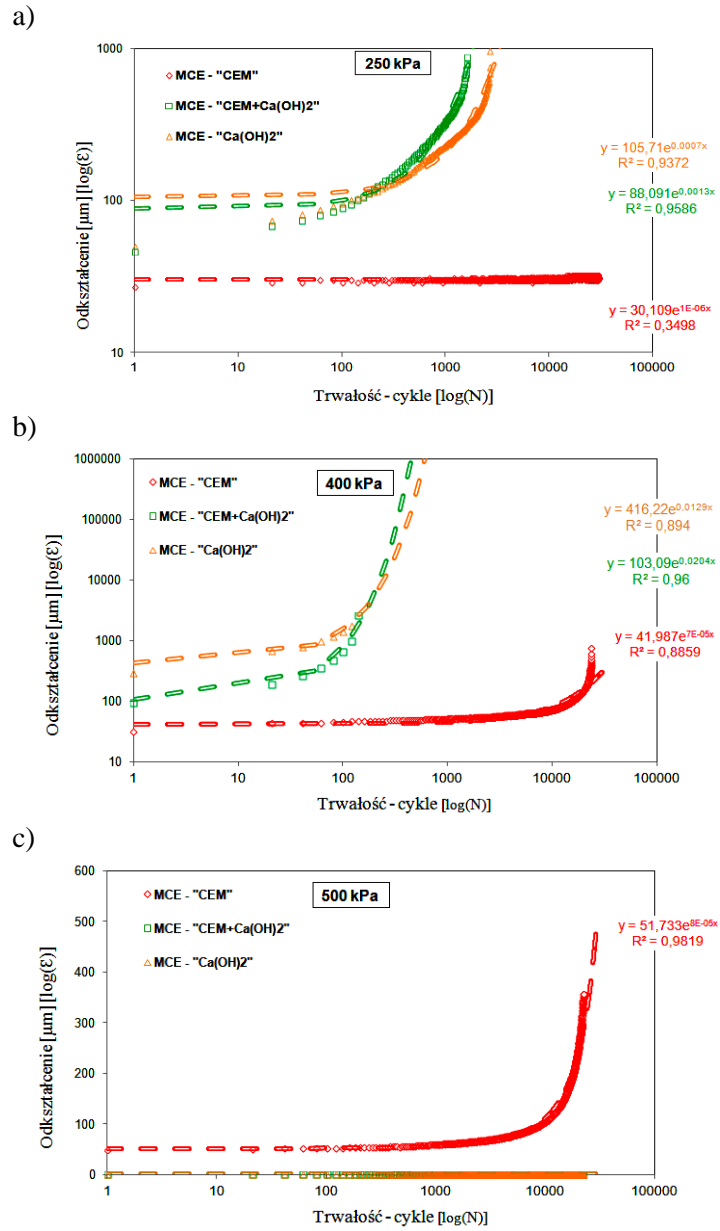


Rys. 2. Właściwości fizyczne i mechaniczne recyklowanej podbudowy MCE

Fig. 2. The physical and mechanical properties of a cold recycled MCE MCE

### 3.2. Wyniki badań zmęczenia ITT (Indirect Tensile Test)

Badanie zmęczenia wykonano zgodnie z PN-EN 12697-24 zał. E. Analiza literatury [2, 5] wykazuje możliwość wydzielenia trzech faz w cyklu badawczym. W fazie I następuje znaczny przyrost odkształcenia [1]. W fazie II przyrost odkształcenia następuje stopniowo, występuje liniowy trend zmęczenia. W fazie III następuje gwałtowna degradacja próbki i znaczny przyrost odkształcenia związany z propagacją pęknięcia, aż do zniszczenia materiału. W badaniu zastosowano kontrolowane naprężenie 250kPa, 400kPa oraz 500kPa. Czas obciążenia odpowiadał częstotliwości 10Hz. Wyniki badań zmęczenia w aspekcie kontrolowanego naprężenia oraz rodzaju zastosowanego spoiwa przedstawiono na rysunku 3.



Rys. 3. Charakterystyki zmęczeniowe recyklowanej podbudowy przy kontrolowanym naprężeniu: a) 250kPa, b) 400kPa, c) 500kPa

Fig. 3. Characteristic the fatigue of the recycled base layer with respect to the binder type and normal stress: a) 250kPa; b) 400kPa; c) 500kPa

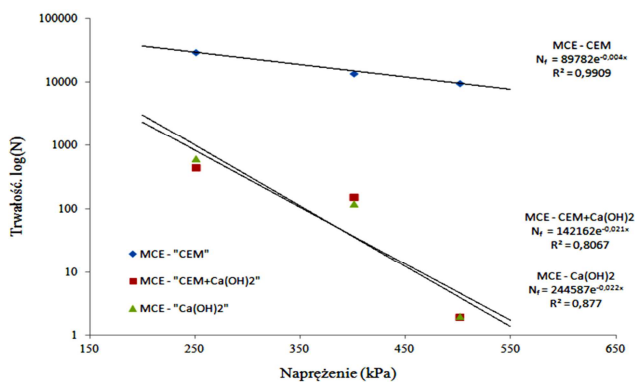
Dokonując analizy charakterystyki zmęczenia można stwierdzić, że wzrost poziomu naprężenia generuje wzrost odkształceń w różnym stopniu. Analizując trwałości recyklowanych podbudów przy naprężeniu 250kPa można stwierdzić, że najniższy poziom odkształcenia początkowego po 100-tnym równy 30  $\mu\text{m}$  uzyskała, podbudowa (MCE-CEM). Najwyższą wartość odkształcenia równą 105  $\mu\text{m}$  uzyskała podbudowa MCE - CEM+Ca(OH)<sub>2</sub>. Podobne charakterystykami zmęczeniowe wykazują mieszanki MCE -CEM+Ca(OH)<sub>2</sub> oraz MCE-Ca(OH)<sub>2</sub>. Odkształcenie początkowe w przypadku podbudowy ze spoiwem mieszanymi było mniejsza o 17  $\mu\text{m}$ , natomiast ilość cykli obciążeniowych potrzebnych do zniszczenia była mniejsza o 1100 cykli. Należy również dodać, że przy zadanym naprężeniu 250kPa, jedynie mieszanka referencyjna MCE-CEM osiągnęła minimalną ilość cykli 30 tys. zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 12697-26 zał. E.

Analizując charakterystyki zmęczeniowe dla naprężenia 400kPa pozwala stwierdzić, że przebieg jest podobny do określonych przy naprężeniu 250kPa. Jedynie wartości początkowych odkształceń i ilość cykli potrzebnych do zniszczenia próbki są nieznacznie większe.

Odmienne zachowanie recyklowanej podbudowy zaobserwowano dla naprężenia równego 500kPa. W przypadku mieszanek MCE-CEM+Ca(OH)<sub>2</sub> i MCE-Ca(OH)<sub>2</sub> nie możliwe było określenie początkowych wartości odkształceń ze względu na zniszczenie prób przed osiągnięciem 100-tnego obciążenia. Dodatkowo podbudowa z cementem (MCE-CEM) wykazała znaczący przyrost odkształcenia już po 10 tys. cykli.

### 3.3. Ocena trwałości zmęczeniowej

Ocenę trwałości zmęczeniowej (rys. 4) przeprowadzono zgodnie z założeniami metody konwencjonalnej [2].



Rys. 4. Krzywa regresji trwałości zmęczeniowej ( $\log N_f$  - stress  $\sigma$ )

Fig. 4. Regression curve of fatigue life ( $\log N_f$  - stress  $\sigma$ )

Analiza trwałości zmęczeniowej recyklowanej podbudowy wykazała, że podbudowa MCE - CEM charakteryzowała się niewielkim spadkiem trwałości w zakresie przyrostu naprężenia. Dodatek wapna hydratyzowanego w składzie spoiwa powodował spadek trwałości zmęczeniowej. Przy najwyższym poziomie naprężenia równym 500kPa dodatek wapna hydratyzowanego powodował całkowity brak trwałości zmęczeniowej.

#### 4. Wnioski

Na podstawie analizy wyników badań recyklowanej podbudowy z emulsją asfaltową można sformułować następujące wnioski:

1. Dodatek  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  w składzie spoiwa umożliwił na uzyskanie podbudowy o większej trwałości w aspekcie oddziaływania czynników atmosferycznych w porównaniu do podbudowy ze spoiwem cementowym.
2. Wzrost poziomu naprężeń generuje wzrost odkształceń w różnym stopniu zależnie od rodzaju spoiwa zastosowanego w składzie recyklowanej podbudowie MCE.
3. Przekroczenie naprężeń 400kPa w przypadku podbudów recyklowanych może być niszczące i powodować utratę trwałości zmęczeniowej.
4. Przy poziomie naprężeń równym 500kPa dodatek wapna hydratyzowanego w składzie spoiwa powodował całkowity spadek trwałości.

#### Literatura

- [1] Kavussi A., Modarres A.: Laboratory fatigue models for recycled MCEs with bitumen emulsion and cement, *Construction and Building Materials*, nr 24, 2010, s. 1920–1927.
- [2] Bańkowski W.: Analiza trwałości zmęczeniowej kompozytów mineralno-asfaltowych metodą konwencjonalną oraz metodą energii rozproszonej, IBDiM, Warszawa 2008.
- [3] Brown F.S., Needham D.: A study of cement modified bitumen emulsion mixtures, In: *Proceedings of association of asphalt paving technologists*, Reno, USA, 69/2000.
- [4] De Beer M.: Aspects of the design and behavior of road structures incorporating lightly cementitious layers. PhD thesis, University of Pretoria, 1990.
- [5] Di Benedetto H., Asheyer Soltani A., Chaverot P.: Fatigue damage for bituminous mixtures. The Fifth International Rilem Symposium MTBM Lyon 1997.
- [6] Dołżycki B.: Instrukcja projektowania i wbudowywania mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MCE). GDDKiA, Gdańsk 2014.
- [7] Iwański M., Buczyński P.: Properties of the Recycled Base Course with Respect to the Road Binder Type, 9th International Conference Environmental Engineering, Vilnius, Lithuania, 2014.
- [8] Iwański M., Chomicz-Kowalska A.: The effects of using foamed bitumen and bitumen emulsion in the cold recycling technology, 8th International Conference. Environmental Engineering, Vilnius, Lithuania, 2011, s. 1089-1096.

- [9] Judycki J.: Analiza i projektowanie konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych, WKŁ, Warszawa 2014.
- [10] Kukiełka J.: Trwałość podbudów z mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MMCE). Budownictwo i Architektura, nr 1, 2007, s. 45-56.
- [11] Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe, WKŁ, Warszawa 2010.
- [12] Stefańczyk B., Mieczkowski P.: Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności. Warszawa 2008.
- [13] Sybilski D.: Katalog Przebudów w i Remontów Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych KPRNPP-2013. GDDKiA. Warszawa 2013.
- [14] Wasilewska M., Plewa A., Gardziejczyk W.: Wybrane problemy konstruowania nawierzchni drogowych, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, 2/2011, s. 183-189.
- [15] Wirtgen Group, Cold Recycling Technology. 1th edition, Wirtgen GmbH, Windhagen, Germany, 2012.

## THE CHARACTERISTIC FATIGUE LIFE OF RECYCLED COLD MIX MCE

### Summary

In the article has been presented an evaluation of the fatigue resistance of the base layer in the deep cold recycling technology with bitumen emulsion (MCE). Three-component binder has been used. It consisted of cement CEM I 32.5R, hydrated lime  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  and their blend where ratio was 50% to 50%. The proportion of performed binder, added to the recycled mixture, was 2.5% by mass of the recycled mixture. As a binder was used slow-setting cationic bituminous emulsion C60B10 ZM/R in the amount of 3%. For the purpose of determining quality of recycled base layer the selected properties were considered: void content  $V_m$ , indirect tensile strength ITS<sub>DRY</sub>, water resistance TSR and stiffness modulus  $S_m$  according to IT-CY methodology at temperature 2°C, 10°C and 20°C. Additionally the evaluation of the fatigue resistance was performed according to IT-FT under PN-EN 12697-26 annex E. The test was conducted under the stress controlled mode at the level of 250 kPa, 400 kPa and 500kPa. The fatigue test of recycled base layer allowed to determine the influence of the binder kind on the durability under cyclic load. Basing on the experiment plan it was possible to find the optimal composition of the binder which guarantees a failure-free service life of the base under a specific cyclic load.

**Keywords:** recycled cold base, bitumen emulsion, bitumen emulsion recycled cold MCE, fatigue life, road binder

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.70

Marcin BUDZYŃSKI<sup>1</sup>  
Kazimierz JAMROZ<sup>2</sup>  
Stanisław GACA<sup>3</sup>  
Wojciech KUSTRA<sup>4</sup>  
Lech MICHALSKI<sup>5</sup>

## NARZĘDZIA ZARZĄDZANIA BEZPIECZEŃSTWEM INFRASTRUKTURY DROGOWEJ W POLSCE

Zarządzanie bezpieczeństwem infrastruktury drogowej jest to stosowanie w planowaniu, projektowaniu, budowie i użytkowaniu dróg procedur polegających na systematycznej identyfikacji zagrożeń na drodze, szacowaniu ich ewentualnych skutków dla uczestników ruchu drogowego oraz stosowaniu działań eliminujących zidentyfikowane zagrożenia lub zmniejszających skutki ich występowania mierzone liczbą wypadków, liczbą ofiar rannych i śmiertelnych w wypadkach oraz kosztów wypadków drogowych. Istnieje wiele podejść i metod i narzędzi do zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego. Dyrektywa UE 2008/96/WE porządkuje i proponuje listę narzędzi do zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej. Realizujące zalecenia Dyrektywy narzędzia zarządzania brd bazują na dwóch kryteriach: przebiegu cyklu życia obiektu drogowego i procesie zarządzania ryzykiem. Celem zarządzania ryzykiem jest ograniczenie rozmiarów szkód, które może ono spowodować poprzez stosowanie zaproponowanych interwencji w racjonalnym zakresie. Narzędzia zarządzania ryzykiem dotyczą dwóch etapów: oceny ryzyka (analiza i wartościowanie ryzyka) i reagowania na ryzyko (postępowanie wobec ryzyka, monitorowanie ryzyka i komunikowanie o ryzyku). Zadaniem tej metody jest ułatwienie, osobom zarządzającym siecią dróg, podejmowania racjonalnych decyzji dotyczących: bezpieczeństwa ruchu drogowego, bezpieczeństwa infrastruktury drogowej i innych strat ponoszonych w poszczególnych fazach życia obiektu drogowego. W referacie skupiono się na elementach wsparcia naukowego do budowy poszczególnych narzędzi – oceny wpływu na brd nowej drogi, audycie dokumentacji projektowej, inspekcji istniejącej sieci drogowej oraz klasyfikacji odcinków niebezpiecznych.

**Słowa kluczowe:** ryzyko, infrastruktura drogowa

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Marcin Budzyński, Politechnika Gdańska, ul. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk, mbudz@pg.gda.pl

<sup>2</sup> Kazimierz Jamroz, Politechnika Gdańska, ul. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk, kjamroz@pg.gda.pl

<sup>3</sup> Stanisław Gaca, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, sgaca@pk.edu.pl

<sup>4</sup> Wojciech Kustra, Politechnika Gdańska, ul. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk, castrol@pg.gda.pl

<sup>5</sup> Lech Michalski, Politechnika Gdańska, ul. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk, michal@pg.gda.pl

## 1. Wstęp

Pod względem liczby ofiar śmiertelnych wypadków drogowych Polska ciągle jeszcze znajduje się na najgorszych miejscach w Unii Europejskiej. W 2015 roku na polskich drogach zginęło 2938 uczestników ruchu drogowego, a 39,8 tys. było rannych. Działania priorytetowe zawarte w krajowych i wojewódzkich programach bezpieczeństwa ruchu drogowego (brd) [4] przyczyniają się do systematycznego zmniejszania liczby ofiar śmiertelnych w Polsce, ale uzyskiwane efekty są jeszcze dalekie od oczekiwań. Poprawa bezpieczeństwa ruchu będzie możliwa do osiągnięcia między innymi poprzez wdrażanie zasad zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej na europejskiej sieci drogowej przyjętych w ramach Dyrektywy [2]. W powyższym dokumencie zaleca się krajom członkowskim zastosowanie sprawdzonych narzędzi do zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego takich, jak: ocena brd (RIA), audyt brd (RSA), klasyfikacja brd (RSM) i kontrola brd (RSI). Wychodząc naprzeciw potrzebom poszczególnych zarządów drogowych (krajowych, regionalnych i lokalnych) Politechnika Gdańska (Katedra Inżynierii Drogowej) we współpracy z Politechniką Krakowską (Katedra Budowy Dróg i Inżynierii Ruchu Drogowego) opracowały kilka podstawowych narzędzi do zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej w Polsce. Narzędzia zarządzania bezpieczeństwem ruchu na sieci dróg zostały również opracowane przez zespół Uniwersytetu Technologiczno - Przyrodniczego w Bydgoszczy [7].

Z wstępnych analiz wykonanych przez autorów wynika, że skuteczność wprowadzania poszczególnych narzędzi zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej w postaci zmniejszenia liczby ofiar wypadków, wynosi szacunkowo: ocena wpływu na brd: 10 – 25%, audyt brd (łącznie wszystkie etapy): 5 – 20%, kontrola infrastruktury (systematyczna): 1 – 20%. Wyższe wartości liczbowe skuteczności uzyskuje się na drogach, dla których nie były wykonywane procedury zarządzania BRD na wcześniejszych etapach.

## 2. Podstawy metodologiczne

Zadaniem przyjętej metody jest ułatwienie, osobom zarządzającym siecią dróg, podejmowania racjonalnych decyzji dotyczących: bezpieczeństwa ruchu drogowego, bezpieczeństwa infrastruktury drogowej i innych strat ponoszonych w poszczególnych fazach życia obiektu drogowego [4]. Przystępując do budowy poszczególnych elementów systemu zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej w Polsce przyjęto następujące założenia:

- a) system zarządzania i poszczególne jego elementy obejmą wszystkie etapy cyklu życia obiektu drogowego (planowanie, projektowanie, budowę, eksploatację i likwidację),
- b) zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej oparto na metodzie zarządzania ryzykiem,
- c) zastosowane będą różne metody identyfikacji zagrożeń i źródeł zagrożeń.

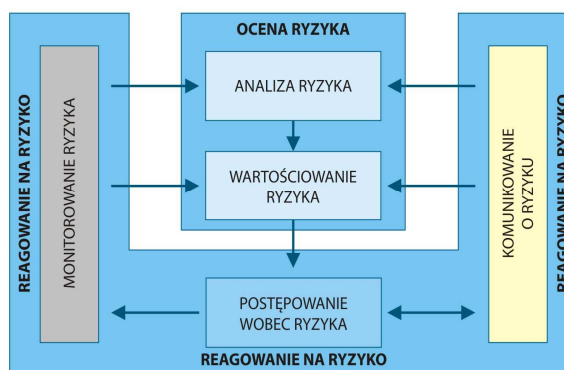


**Metoda zarządzania ryzykiem** to powtarzalny sposób postępowania w celu skutecznej i efektywnej redukcji ryzyka w ruchu drogowym, ze szczególnym uwzględnieniem interwencji i działań związanych z infrastrukturą drogową, prowadzonych w racjonalnych granicach. W zaproponowanej metodzie zarządzania ryzykiem wyróżniono dwie istotne fazy (rys. 1):

- a) fazę oceny ryzyka, proces analizowania i wyznaczania dopuszczalnego ryzyka z uwzględnieniem przyjętych standardów jego akceptacji,
- b) fazę reagowania na ryzyko - obejmuje trzy istotne fazy: postępowanie wobec ryzyka, monitorowanie ryzyka i komunikowanie o ryzyku.

**Metody identyfikacji zagrożeń i źródeł zagrożeń.** W praktyce działań usprawniających bezpieczeństwo ruchu drogowego, podobnie jak w praktyce lekarskiej, stosować można dwa rodzaje terapii: objawową lub przyczynową.

- a) Terapia objawową polega na identyfikacji ryzyka zagrożeń i ich źródeł na podstawie analizy zaistniałych wypadków drogowych oraz ich skutków.
- b) Terapia przyczynową polega na identyfikacji zagrożeń i źródeł zagrożeń na podstawie inspekcji w terenie (istniejąca droga) lub audytu projektów (planowana lub projektowana droga) i analizy przewidywanych (prognozowanych) wypadków drogowych oraz ich skutków.



Rys. 1. Schemat metody zarządzania ryzykiem

Fig. 1. Scheme of risk management methods

### 3. Metoda oceny wpływu

Ocena wpływu planowanej drogi na bezpieczeństwo ruchu drogowego jest to strategiczna analiza wpływu wariantów planowanej drogi na poziom bezpieczeństwa ruchu drogowego w sieci dróg publicznych znajdujących się w obszarze oddziaływania planowanej drogi [5]. Celem wykonywania Oceny wpływu na BRD (Road Impact Assessment RIA) jest ustalenie rankingu wariantów planowanej drogi uwzględniającego ich wpływ na bezpieczeństwo ruchu w sieci dróg współpracujących znajdujących się na obszarze wpływu planowanej drogi. Wy-

niki tej analizy powinny być uwzględnione w ramach analizy wielokryterialnej (wraz z innymi kryteriami: technicznymi, ekonomicznymi i środowiskowymi) przy ocenie wariantów analizowanej drogi. Ocena wpływu na BRD powinna także stanowić podstawę do odrzucenia, z dalszych stadiów projektowych, wariantów planowanej drogi nie spełniających podstawowych standardów bezpieczeństwa ruchu drogowego. Problemem badawczym było opracowanie metody prognozowania miar bezpieczeństwa ruchu, tj.: gęstości wypadków AD, gęstości ofiar rannych ID i gęstości ofiar śmiertelnych KD zwanymi też miarami ryzyka społecznego. Miary ryzyka społecznego oblicza się za pomocą następujących zależności (przykład dla gęstości wypadków AD) (1):

$$AD_{i,j,v,k} = \beta_{1,A,1} \cdot Q_{i,j,v}^{\beta_{2,A,k}} \cdot \exp(\beta_{3,A,k} \cdot Q_{i,j,v} + \beta_{4,A,k} \cdot PHV_{i,j,v}) \cdot f_{TP} \cdot f_{RL} \cdot f_{AE} \cdot f_{DI} \quad (1)$$

gdzie:

$Q_{i,j,v}$  – średnioroczne natężenie dobowe na analizowanym odcinku drogi j, dla danego roku prognozy i, wariantu v (tys. poj./ 24h),

$PHV_{i,j,v}$  – udział ruchu pojazdów ciężkich (ciężarowych i autobusów) na analizowanym odcinku drogi j w danym roku prognozy i, dla wariantu v (%),

$\beta_1, \dots, \beta_n$  – współczynniki równań,

$k$  – liczba jezdni,  $k=1$  jedna jezdnia,  $k=2$  dwie jezdnie.

$f_{TP}$  – współczynnik wpływu roku prognozy, uwzględniający poziom rozwoju społeczno-gospodarczego kraju i podejmowanych działań systemowych na rzecz poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego,

$f_{RL}$  – współczynnik wpływu lokalizacji drogi (krętość, falistość, region kraju),

$f_{AE}$  – współczynnik wpływu rodzaju otoczenia drogi (miejski, przemysłowy, zamiejski, leśny), przez który przebiega analizowany odcinek drogi,

$f_{DI}$  – współczynnik wpływu gęstości skrzyżowań lub węzłów drogowych DI.

Powyższy wzór obowiązuje dla natężeń do 30000 poj./dobę dla przekroju jednojezdniowego, 100 tys. poj./dobę dla przekroju dwujezdniowego, dla zakresu prognozy do roku 2050 oraz dla skrzyżowań z drogami krajowymi i wojewódzkimi.

#### 4. Audyt bezpieczeństwa ruchu drogowego

Ponad dziesięcioletni okres doświadczeń wdrażania audytu w Polsce [5] dał podstawy do identyfikacji dwóch grup problemów związanych z:

- a) procesem projektowania dróg i stosowaniem standardów bezpieczeństwa,
- b) powszechnością, poprawnością i skutecznością stosowania procedur audytu.

W pierwszej grupie problemów, audyt brd wskazuje na statystycznie częste pojawianie się tych samych błędów w projektowaniu przekroju poprzecznego i podłużnego drogi, planu sytuacyjnego, skrzyżowań i węzłów:

- a) stosowanie przekrojów 1x4, 1x6 bez pasa dzielącego,

- b) umieszczanie urządzeń (słupy, bariery) na wąskim chodniku (1.5-2.0 m),
- c) brak skutecznej segregacji ruchu rowerowego i pieszego w przekroju ulicy,
- d) stosowanie stromych skarp nasypów w miejscach niebezpiecznych,
- e) niewystarczające odległości widoczności na łukach poziomych i pionowych,
- f) zbyt małe odległości między skrzyżowaniami; kwalifikowanie w projekcie skrzyżowań jako zjazdów,
- g) nieprawidłowe odwodnienie powierzchniowe jezdni,
- h) niewłaściwy dobór typu skrzyżowania,
- i) niedostosowanie rozwiązań węzłów do parametrów ruchu.

Powstawanie tych i wielu innych błędów jest procesem złożonym. Szczegółowa analiza uwag audytorskich wskazuje, że w polskiej praktyce planistycznej przyczynami są:

- a) niewłaściwe z punktu widzenia brd zapisy lub brak zapisów dotyczących brd w podstawowych przepisach technicznych,
- b) niewłaściwa interpretacja lub braki w wiedzy projektanta, brak materiałów pomocniczych, podręczników dobrej praktyki itp.,
- c) ignorowanie „niewygodnych” przepisów lub nadmierne stosowanie odstępstw od warunków technicznych,
- d) traktowanie brd przez inwestorów i projektantów jako kryterium drugorzędne.

Druga grupa problemów wynika z trudności zapewnienia:

- a) profesjonalnych kadr i niezależności formułowania uwag audytorskich,
- b) obiektywności w ocenach przyjętych w projekcie rozwiązań pod względem bezpieczeństwa i racjonalnych rekomendacji.

Na obecnym etapie rozwoju audytu brd w Polsce mankamenty identyfikowane przez audytora brd dzielą się na błędy i usterki projektu drogi. Należy jednak zaznaczyć, że kryteria te, jak i ocena korzyści wynikających z stosowania procedur audytu brd wymagają dalszych szczegółowych badań krajowych i wymiany doświadczeń w skali międzynarodowej.

## 5. Klasyfikacja miejsc niebezpiecznych

Głównym celem Klasyfikacji BRD (RSM) jest wybór odcinków o największym ryzyku indywidualnym tj. o największym prawdopodobieństwie uczestniczenia w wypadku śmiertelnym przez użytkownika drogi z jednej strony oraz odcinków o największym ryzyku społecznym i największym potencjale zmniejszenia kosztów wypadków przez działania prowadzone przez zarządcę drogi z drugiej strony [1]. Pośrednimi celami RSM są:

- a) systematyczna ocena bezpieczeństwa na istniejącej sieci dróg,
- b) identyfikacja i uszeregowanie odcinków o największym ryzyku,
- c) identyfikacja i uszeregowanie odcinków o największej gęstości kosztów wypadków i odcinków o największym potencjale redukcji kosztów wypadków drogowych,

d) stworzenie podstaw do wyboru odcinków, gdzie należy podjąć działania cechujące się najwyższą efektywnością.

W przyjętej klasyfikacji poziomu bezpieczeństwa ruchu proponuje się pięć klas potencjału redukcji kosztów wypadków na odcinkach dróg (A, B, C, D, E) [3]. Pomimo, że klasyfikacja odcinków niebezpiecznych dotyczy obligatoryjnie tylko dróg krajowych, w roku 2015 opracowano na zlecenie Krajowej Rady BRD, klasyfikację odcinków niebezpiecznych dla dróg wojewódzkich [6]. Na rys. 2 przedstawiono, jako przykład takiej klasyfikacji, ryzyko społeczne (gęstość kosztów wypadków) dla wypadków typu wypadnięcie z drogi.



Rys. 2. Mapa odcinków dróg woj., ryzyko społeczne, wypadnięcia z jezdni

Fig. 2. Map of regional roads sections, social risk, run-of-road accidents

## 6. Inspekcja brd

Jako ostatnie narzędzie opracowano i wdrożono zasady prowadzenia inspekcji brd (RSI) na drogach krajowych w Polsce. Wyróżniono trzy rodzaje inspekcji – ogólna (IO), szczegółowa (ID) i specjalna (IS). Inspekcje ogólne są przeprowadzane cyklicznie, natomiast szczegółowe i specjalne na odcinkach dróg o poziomie ryzyka E lub wg potrzeb [1]. Inspekcja brd dotyczy wszystkich ważnych dla bezpieczeństwa obiektów i zjawisk występujących na drogach i w strefie bezpieczeństwa, a w szczególności dotyczących geometrii, organizacji ruchu, otoczenia, widoczności, dostosowania parametrów drogi i otoczenia do wymaganej prędkości (rys. 3). Po dokonaniu oceny zagrożenia należy określić czy zidentyfikowane zagrożenie zostanie usunięte, czy zostanie ograniczone, tak aby zmniejszyć potencjalne ryzyko czy też zostaną wprowadzone środki ochrony przed zagrożeniem. Na tej podstawie należy podjąć działania zmierzające do rozwiązania problemu. Po weryfikacji metody (2 lata od jej wdrożenia) przyjęto trzy klasy defektów (A – małe zagrożenie, B – średnie zagrożenie,

C – duże zagrożenie). Obecnie trwają prace nad przyjęciem obiektywnych miar oceny zagrożenia na drogach, konieczne jest określenie wpływu prędkości i natężenia ruchu drogowego na klasę zagrożenia. Efektem prowadzonych badań będzie narzędzie umożliwiające obiektywne klasyfikowanie identyfikowanych podczas kontroli zagrożeń na drodze i w jej otoczeniu.



Rys. 3. Przykłady zagrożeń na sieci istniejących dróg

Fig. 3. Examples of hazards on existing roads

## 7. Podsumowanie

Zaprezentowane powyżej narzędzia zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej wymagają dalszych badań i rozszerzenia zakresu stosowania. Rozbudowa modeli wpływu wybranych czynników na miary brd (co pozwoli na skuteczniejszy dobór środków naprawczych), opracowanie metody zarządzania bezpieczeństwem na poziomie operacyjnym oraz objęcie procedurami Dyrektywy [2] sieci dróg wojewódzkich, przyniesie dalszą poprawę bezpieczeństwa ruchu drogowego w Polsce.

## Literatura

- [1] Budzyński M., Jamroz K., Kustra W., Gaca S., Michalski L., Instrukcja klasyfikacji odcinków niebezpiecznych na drogach krajowych - Opracowanie na zlecenie GDDKiA, Politechnika Gdańska, Politechnika Krakowska, 2013.

- [2] Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady z 19 listopada 2008 roku w sprawie zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej 2008/96/WE (Dz.U. UE L.319/59).
- [3] EuroRAP: Atlas Ryzyka na Drogach Krajowych w Polsce w latach 2009 - 2011. [www.eurorap.pl](http://www.eurorap.pl) {dostęp 7-05-2016}.
- [4] Jamroz K.: Metoda zarządzania ryzykiem w inżynierii drogowej. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej. Gdańsk 2011.
- [5] Jamroz K., Gaca S., Kustra W., Michalski L., Instrukcja dla audytorów bezpieczeństwa ruchu drogowego - Część I Ocena wpływu na bezpieczeństwo ruchu drogowego projektów infrastruktury drogowej, Część II Audyt bezpieczeństwa ruchu drogowego – Opracowanie na zlecenie GDDKiA, Politechnika Krakowska, Politechnika Gdańska, 2011.
- [6] Jamroz K., Kustra W., Wachnicka J., Berkowski M., Metodologia klasyfikacji ryzyka dla wybranych rodzajów wypadków drogowych na drogach wojewódzkich oraz dla obszarów województw i powiatów wraz z dokonaniem klasyfikacji i przedstawieniem wyników na mapach, Ministerstwo Infrastruktury i Rozwoju Sekretariat Krajowej Rady Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego, 2015.
- [7] Szczuraszek T., Kempa J., Bebyn G., Chmielewski J. i inni, GAMBIT Kujawsko – Pomorski, Tom II Program poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego, Diamond Books, Bydgoszcz 2012.

## TOOLS FOR ROAD INFRASTRUCTURE SAFETY MANAGEMENT IN POLAND

### Summary

The objective of road safety infrastructure management is to ensure that when roads are planned, designed, built and used road risks can be identified, assessed and mitigated. There are a number of approaches, methods and tools for road safety infrastructure management. European Union Directive 2008/96/EC regulates and proposes a list of tools for managing road infrastructure safety. Road safety tools look at two criteria: the life cycle of a road structure and the process of risk management. Risk can be minimized through the application of the proposed interventions during design process as reasonable. The proposed tools relate to two stages: risk assessment and risk response occurring within the analyzed road structure (road network, road stretch, road section, junction, etc.). The objective of the methods is to help road authorities to take rational decisions in the area of road safety and road infrastructure safety and understand the consequences occurring in the particular phases of road life cycle. To help with assessing the impact of a road project on the safety of related roads, a method was developed for long-term forecasts of accidents and accident cost estimation as well as a risk classification to identify risks that are not acceptable risks. With regard to road safety audits and road safety inspection, a set of principles was developed to identify risks and the basic classification of mistakes and omissions.

**Keywords:** risk management, road infrastructure

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.71

Jacek CHMIELEWSKI<sup>1</sup>

## GUIDELINES FOR THE CONSTRUCTION OF THE IT ROAD SAFETY MANAGEMENT SYSTEM

The article presents the role, need and idea of implementing an IT system to manage road safety, which is a proposal of the practical implementation of the Gambit programme elements prepared for the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship. The usefulness of constructing the system has been presented, together with its users, the proposed content and possibility of its funding. The whole article has been summarised by outlining the opportunities and threats that may occur in the course of system implementation.

**Keywords:** traffic engineering, IT system, road safety

### 1. Sources of Road and Traffic Safety Data

Both in Poland and abroad, issues of road safety deals with a number of institutions and organizations, among which first of all local and central government units (including city councils and road authorities), the police and the design and research offices should be mentioned. The basis for the work and research related to traffic, especially on the road safety, should be widely available and reliable databases. In the era of universal access to high-speed internet network, either from the computer stations and mobile devices, the most common and simplest form of presentation of data collected in databases are web portals, which, thanks to the readability of this content and intuitive user interface, enable easy access to information almost for all user. Nowadays widely available and free databases typically enable to obtain overall statistics in the field of transport, road infrastructure or road safety. They concern worldwide, as presented in the IRTAD web database [1], the European Union, as well as the country's internet portals, among others, The National Road Safety Council, Polish Road Safety Observatory, the Police Headquarters. Data presented in these sources are aggregated, showing statistical information in the field of infrastructure and road traffic (ex. the length of the national road network), traffic incidents recorded in the given period and the selected area (ex. in the year, monthly), and also the nature and observed trends in

---

<sup>1</sup> Jacek Chmielewski, University of Science and Technology, Department of Road and Transport Engineering, jacek-ch@utp.edu.pl

recent years. In some of such databases it is also possibility to find a number of articles on new standards and transportations solutions, as well as good practices in the implementation of new design solutions or traffic organization. From the point of view of measures to improve road safety, as well as research on these issues data presented this way are far too poor. They are missing for a number of details about the circumstances of the registered individual road incidents, their precise location and participants. Therefore, some road authorities [2] build their own databases in the field of transport infrastructure, road signing and marking or/and data on traffic incidents – accidents and, in selected cases, collisions. These databases usually are databases with restricted access (usually for a selected group of employees of a road authorities), and their use is often limited to legal actions related to the obligatory roads registry and annual statistics transmitted to the General Directorate for National Roads and Motorways [3]. At the same time in Article 7 of the Directive of the European Parliament and of the Council [4], the European Commission prescribes road authorities should run reports on each case of fatal accident and conducting calculations social costs of both the case of fatal and serious road accident, so it is necessary to collect data about these accidents. This indicates, therefore, that data on road accidents (or more - on all traffic incidents) should be stored by all road authorities.

Selected research offices and institutions engaged in road safety improvement activities work in a similar way as road authorities. For the purposes of their own analysis and studies they usually collect a number of details data including, among others information about traffic incidents, infrastructure, traffic etc. Data for these databases usually come from a variety of sources (road authorities, police, insurance companies), and getting their consistency requires a lot of work.

At the same time, both in Poland and in the world, there is a lack of common available and free databases covering all above mentioned to-date data in the form of detailed enough to become a credible source of information for research and work in the field of road safety management .

## **2. The Need and Targets of Creating the IT System**

The rapid development of information technologies and IT systems causes fast access to latest data of high quality seems to be indispensable. Therefore, it is necessary to establish IT systems that make it possible to fast collect and process data concerning a series of daily life issues, including the matters related to the broad concept of human safety [5]. Considering the fact that almost all of local residents have to travel by road transport every day, road safety is one of the key element of this safety. In this respect, the basic role of a constructed and maintained IT system is the management of road safety all over the country, in voivodeships, poviats, towns and gminas. The basic target of the presented IT system is possible fast and easy access by individual entities and organizations involved in road safety to:



- a. data necessary in the road safety management process or in all activities related to this process (for example the number of road incidents);
- b. all auxiliary materials within the broad education in road safety, including education at schools, personnel training, courses for drivers, etc. (templates of leaflets, advertisements, programmes that promote safe behaviour in traffic, among the youngest users of road infrastructure, drivers, and the elderly persons);
- c. auxiliary materials within planning, designing, building and maintaining road infrastructure;
- d. results of current road safety analyses, including reports on the road safety status showing the past and present condition of road safety;
- e. results of controls and monitoring of activities for road safety;
- f. results of specialist analyses concerning road safety (as a rule prepared for a specific department of road authorities by road safety experts).

An additional role to be played by such IT system should be the function of fast and simple access to important information in the area of road safety for all non-profit organizations that are not directly involved in road safety and to individuals, especially the local communities. Every citizen who uses road infrastructure and travels along the streets and roads every day, either as a pedestrian, a passenger in a car or by other means of transport or as a driver, is exposed to risk that result from the common conflicts between different users of transport infrastructure, its imperfections, failures of its elements (e.g. lighting, traffic signal etc.) as well as one's own imperfections and sometimes ignorance. Moreover, it is worth remembering that most such risks may cause just some material losses, as a consequence of traffic collisions. However, there are some potential risk to health and life of citizens. Therefore, every resident should have fast access to information related to his own safety as well as the methods and means of its enhancement, methods of preventing hazards in transport, facilitating his family members in safe travels, methods of action in the cases of the incidents occurrence or a requirement to administer emergency first aid.

In view of the above mentioned assumptions, it is necessary the presented IT system will fulfil the following four key characteristics [6]:

- a. its implementation and operation will be cheap;
- b. it will be easily accessible;
- c. its operation will be simple and user-friendly;
- d. it will be always reliable and up-to-date.

In the age of the intense development of IT and the general access to computers and mobile devices, which operate as portable computers (tablets or mobile phones), in view of constantly developing techniques of information sharing in wireless networks and non-stop internet access, fast access to information is becoming something obvious and necessary. People tend to stop buying books and newspapers, instead reading news distributed on Internet portals, often called web portals, several times a day. A modern man who looks for information will first of all use the vast database of internet, where access to such resources is gained usu-

ally with a mobile phone that is available almost to everyone. Therefore, it seems obvious that the IT system of road safety management, being also an information portal on road hazards, should play a similar function. The portal, by eliminating the requirements in the form of purchasing specialist database software, fulfils the first of the assumed characteristics – the low implementation and operational costs. In such a portal the easy use should be guaranteed by the free of charge and quick access to basic information within any and all matters related to the broadly understood safety in transport, especially in the mode of transport that is most common at present, i.e. road transport. A simple, transparent, and intuitive structure of the portal, which should copy solutions proven in the most popular information portals (tvn24.pl, cnn.com) and social media (facebook.com, twitter.com), based on the map system (Google Maps, OpenStreetMap), that enables fast localization in space, provides the easy operation, and thus encourages users to access the database. The above-mentioned elements should be complemented by the fact that information available should be up-to-date and reliable. It is beyond doubt that the most visited websites are those where news are updated often - as a consequence, a portal attracts a group of its users. Another important feature of popular websites is the function of expressing one's opinion by users .

### **3. Administrator and Users of the IT System**

Professional hardware and software accompanied by the top level administrator is necessary to ensure the safety and reliability of the system. Taking into account the supra-local nature of the presented IT solution, it is assumed the system should be located in the independent unit – the Provincial Road Safety Centre. In the very beginning some funds will be necessary to organize the unit, purchase of equipment and software and to create the initial form of database. It is expected, however, that over time the system becomes self-funding, and a primary source of income will be a fee sharing data resources (e.g. related to the design of road infrastructure) and advertising posted on the portal.

It goes without saying that for a specialist internet portal, such as the road safety management system, it is much more difficult to gather permanent users than in the case of news portals or social media (Facebook, Twitter etc.). To obtain permanent users, it is necessary to provide the content that will fulfil the expectations of a specific group of its users. Therefore potential portal users should be identified first. The groups of potential users may include (fig.1):

- a. organizations responsible for road safety in the country, voivodeships, poviats, towns and gminas;
- b. local government authorities – presidents of cities, powiat starosts, mayors and voivodes, councillors, whose basic statutory obligations include the provision of safety to their local communities, being also a tool in political competition and in the presentation of their work;
- c. local residents in specific areas, for whom their own safety and the safety of

- d. social campaigns that take measures to improve the conditions, comfort, and safety of local communities;
- e. media that inform their receivers of the present situation in transport;
- f. pupils and students who learn matters related to transport, including safety in transport, and prepare different thematic projects;
- g. students of driving courses and young drivers who learn how to behave correctly in traffic and avoid errors that lead to road incidents,
- h. planners and designers who want to check the conformity of new design solutions in transport, good practices in designing and planning etc;

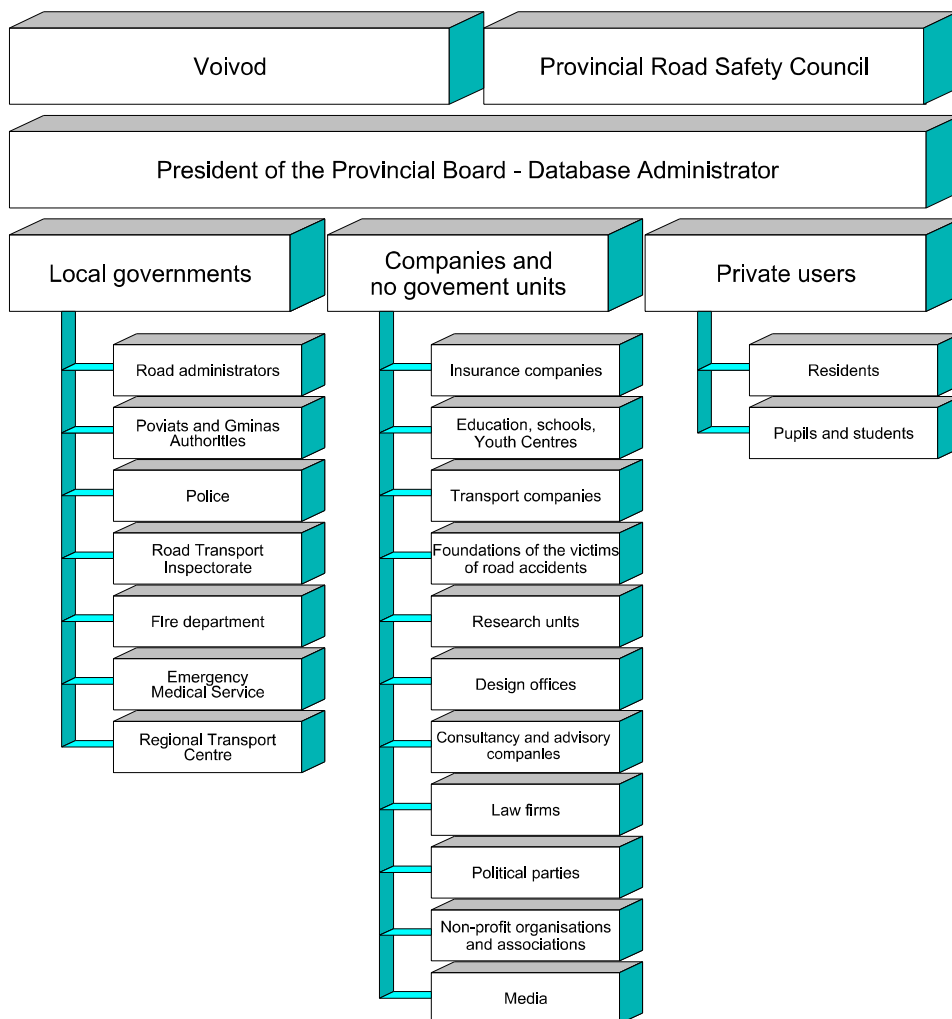


Fig.1 The schema of database groups of users (based on [6])

Rys. 1. Schemat grup użytkowników bazy danych (na podstawie [6])

- i. scientists and researchers who study phenomena among infrastructure and road users, looking for solutions in legislation, organization and infrastructure that would enable to increase the safety level.

Knowledge of expectations among the potential IT system users makes it possible to determine a profile of the portal content. The fact of the continuous changes in the areas of interests and expectations of specific groups of portal users as well as developments in knowledge, technology and IT, enforce the creation of the option to develop the system with new functional areas that cannot be foreseen at the initial phase of the system development. Therefore, the constant monitoring of system user expectations is necessary. Moreover, the planned structure of the system will enable its future development with different elements to guarantee its attractiveness for all users.

#### **4. Content of IT System**

Considering the open architecture of solutions based on web portals [7] and their almost unlimited development potential, the scope of content in the road safety management IT system is unlimited. The actual content of the system will stem from its development based on needs resulting from the ongoing operations as well as the evolution of IT demands with regard to road safety and technique developments. At the initial phase of the system operation, the following thematic blocks have been planned:

1. news on road traffic, including the current disruptions in road traffic and actions carried out by the police and other traffic control authorities;
2. data on devices that support transport and road;
3. data on road incidents, including both accidents and road collisions that have been recorded by the police and/or by insurance;
4. data of the general road safety assessment for the system operation area including information on black spots in the road network, as the source of objective data on road safety for road administrators, traffic administrators, planners, local communities, politicians, and decision-makers;
5. data on the detailed road safety condition assessment for a selected area of the system operation including detailed characteristics of a road safety status, necessary for road and traffic authorities and organizations involved in road safety activity;
6. general data on roads and transport infrastructure, traffic, proposals of network development, as materials available also to local communities;
7. detailed data on roads infrastructure (including a complete record of roads and bridge facilities), as materials available to road authorities, being the tool to collect data on roads according to applicable law [3];
8. materials concerning programmes and campaigns in road safety;
9. data on behaviour of road users as a result of preventive actions taken by the police and other traffic control authorities;
10. materials concerning design solutions used to improve road safety and area development and planning;

11. training materials in road safety for teachers at different levels, necessary to educate children and their parents as well as the elderly, drivers and to educate personnel involved in road safety;
12. legal materials – instructions, laws, standards and other documents;
13. the address database of institutions involved in the problems of road safety, trainings for drivers, courses for teaching personnel, assistance to accident victims, training in first aid etc.;
14. a list of magazines, books, specialist literature and links to other portals that concern similar issues;
15. a discussion forum that enables the exchange of information and comments concerning the matters of road safety and transport.

Furthermore, the system is also to provide that access to the portal road safety database, and thus to the detailed information, will require adequate authorizations [8] that should guarantee the reliability of data included in it. Therefore, depending on the privileges of portal users and their granted authorizations to access information, they will be able to use a different scope of data collected in the system. Owing to this assumption, it will be possible to develop the database by numerous entities involved in the road infrastructure and traffic (including road infrastructure authorities). On the other hand, it will make it possible to develop the possibility of the complete or partial self-financing of the portal. According to the plan, access to some data and materials will be paid, e.g. to certain training or design resources, traffic data and characteristics, detailed assessments of road safety, detail maps of traffic signing and road marking, selected data on road and bridges facilities etc. Moreover, the portal may be supplemented with commercial blocks as the another source of database self-funding.

## 5. Summary

The above guidelines for developing the IT system of road safety management have been proposed as a new concept of systemic solution used to improve road safety in the voivodship within the Gambit Kujawsko-Pomorski Programme. The obvious advantage is the fact that the IT solution is based on a transparent and clear internet portal, which enables its use in an intuitive and user-friendly manner. As an important opportunity for the IT system development, the broad range of its users has to be indicated, from local communities, through administration entities, and scientific centres, to businesses and designers, for whom the knowledge collected in the database, including examples of good practices, may be the source of inspiration in new solutions and may enable to co-finance the maintenance of the presented system. The introduction of the discussion forum module, where local citizens may express their opinions, observations, and suggestions, would facilitate the collaboration among entities responsible for road safety (road and local authorities) in improving the safety of their local communities. However, there are some hazards in the introduction of such IT solutions. The lack of suitable promotion of the proposed system, a low budget planned for its implementation, especially at

the initial phase, negligence in updating content included in the system, as well as the potential technical problems during its implementation, may result in the low popularity of the proposed solution and, consequently, its natural closure. Finally, it has to be emphasized that according to the author, the implementation of the presented system and the care for its validity and development should be among the priorities of local government authorities, as the entity that is responsible for communal safety and health.

### Literature

- [1] OECD/ITF, Road Safety Annual Report 2015.
- [2] <http://bezpieczna-droga-torun.pl/> {data dostępu 05-07-2016}.
- [3] Journal of Laws from 2005, No. 67, Item 582, Regulation by the Minister of Infrastructure of 16 February 2005.
- [4] Directive 2008/96/EC Of The European Parliament And Of The Council of 19 November 2008 on road infrastructure safety management.
- [5] Collective work edited by Szczuraszek T.: Diagnostyka bezpieczeństwa ruchu drogowego. Gambit Kujawsko-Pomorski (T.I). Diamond Books. Bydgoszcz 2010.
- [6] Collective work edited by Szczuraszek T.: Program poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego. Gambit Kujawsko-Pomorski (T.II). Diamond Books. Bydgoszcz 2012.
- [7] Gotlib D., Iwaniak A. Olszewski R., Budowa krajowej infrastruktury danych przestrzennych w Polsce – harmonizacja baz danych referencyjnych, Katedra geodezji i fotogrametrii Akademia Rolnicza we Wrocławiu, Wrocław 2006.
- [8] Kothuri R., Godfrind A., Beinat E.: Pro Oracle Spatial for Oracle Database 11g, Apress, 2007.

## ZAŁOŻENIA DO BUDOWY INFORMATYCZNEGO SYSTEMU ZARZĄDZANIA BEZPIECZEŃSTWEM RUCHU DROGOWEGO

### Streszczenie

W artykule przedstawiono rolę, potrzebę i idee zastosowanie informatycznego systemu do zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego będącego propozycją praktycznej implementacji elementów programu Gambit przygotowanej dla województwa kujawsko-pomorskiego. Przedstawiono celowość budowy takiego systemu, jego potencjalnych użytkowników oraz proponowaną zawartość i możliwość jego samofinansowania. Całość artykułu podsumowano wskazując na szanse oraz zagrożenia przy wdrażaniu omawianego systemu.

**Słowa kluczowe:** inżynieria ruchu drogowego, bezpieczeństwo ruchu drogowego, systemy IT

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.72

Janusz CHODUR<sup>1</sup>  
Krzysztof OSTROWSKI<sup>2</sup>

## BADANIA UKSZTAŁTOWANIA I SPRAWNOŚCI SKRZYŻOWAŃ Z SYGNALIZACJĄ ŚWIETLĄ

Badania prowadzone na miejskich i zlokalizowanych poza terenem zabudowy skrzyżowaniach z sygnalizacją świetlną wykazały specyfikę ukształtowania, obciążenia ruchem, w pewnym zakresie również sterowania jak i funkcjonowania miejskich i zamiejskich skrzyżowań. Skrzyżowania z sygnalizacją świetlną zlokalizowane poza terenem zabudowy mają wiele wyróżniających je cech zarówno w zakresie geometrii, organizacji ruchu jak i sterowania. Jest to konsekwencją wyższych dopuszczalnych prędkości, specyficznych charakterystyk ruchu jak też zagospodarowania otoczenia. Badania identyfikacyjne umożliwiły wyspecyfikowanie zbioru cech charakterystycznych dla takich skrzyżowań. Ponadto prowadzona była analiza odstępów czasu na linii zatrzymań między pojazdami z kolejki (samochody osobowe), która umożliwiła określenie natężeń nasycenia w poszczególnych cyklach sygnalizacyjnych. Scharakteryzowano statystycznie ich zmienność oraz określono różnice pomiędzy skrzyżowaniami miejskimi i zamiejskimi. Natężenia nasycenia na wlotach skrzyżowań zamiejskich przyjmują znacznie niższe wartości, powodując przy zbliżonych natężeniach ruchu znacznie gorsze warunki ruchu niż na skrzyżowaniach miejskich. Wykazano wpływ na natężenie nasycenia liczby i lokalizacji pasów, z których korzystają pojazdy relacji na wprost, intensywności zagospodarowania otoczenia skrzyżowań zamiejskich oraz warunków pogodowych. Opracowano regresyjne modele estymacji natężeń nasycenia. Wyniki badań wskazują potrzebę podjęcia prac umożliwiających aktualizację i uzupełnienie obecnych wytycznych projektowania skrzyżowań i rozporządzeń dotyczących sygnalizacji świetlnej na skrzyżowaniach oraz weryfikacji metody analizy przepustowości i warunków ruchu na skrzyżowaniach z sygnalizacją.

**Słowa kluczowe:** skrzyżowanie z sygnalizacją, cechy skrzyżowania, sprawność skrzyżowania

### 1. Wprowadzenie

Przebudowa i instalowanie sygnalizacji świetlnej na zlokalizowanych poza terenem zabudowy skrzyżowaniach ma na celu poprawę bezpieczeństwa ruchu przy równoczesnym zapewnieniu właściwej sprawności obiektu. Poprawa bezpie-

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Janusz Chodur, Politechnika Krakowska, Instytut Inżynierii Drogowej i Kolejowej, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, 126282355, jchodur@pk.edu.pl

<sup>2</sup> Krzysztof Ostrowski, Politechnika Krakowska, Instytut Inżynierii Drogowej i Kolejowej, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, 126282539, kostrowski@pk.edu.pl

czeństwa ruchu po wprowadzeniu sygnalizacji świetlnej determinowana jest jednak spełnieniem wielu warunków w zakresie geometrycznego ukształtowania skrzyżowania, organizacji ruchu i sposobu sterowania oraz spójności tych elementów rozwiązania. Coraz częstsze stosowanie w Polsce sygnalizacji świetlnej do regulacji ruchu na skrzyżowaniach zamiejskich skłoniło autorów do realizacji w latach 2008 - 2012 badań empirycznych sprawności skrzyżowań zarówno miejskich jak i zamiejskich oraz potencjalnych czynników determinujących ich funkcjonowanie [8]. Badaniami objęto cechy geometryczne skrzyżowań jak również cechy ruchu pojazdów i pieszych.

Skrzyżowania z sygnalizacją świetlną zlokalizowane na drogach poza terenem zabudowy mają swoją specyfikę, która determinowana jest w dużej mierze przez:

- duże prędkości ruchu na drodze głównej, znacznie przekraczające prędkość dopuszczalną na terenie zabudowy,
- dużą dysproporcję obciążenia kierunku głównego (zwykle drogi krajowej) i drogi podporządkowanej,
- nieznaczny ruch pieszych, najczęściej związany z przystankami komunikacji zbiorowej wymagający zapewnienia długości fazy umożliwiającej bezpieczne przejście przez drogę z pierwszeństwem przejazdu, która ma znaczący udział w cyklu sygnalizacyjnym nie zawsze adekwatny do natężeń ruchu na drodze bocznej,
- znaczny udział pojazdów ciężkich w potokach ruchu na drodze głównej, w tym pojazdów członowych,
- brak intensywnego zagospodarowania otaczającego skrzyżowanie i większa dostępność terenu, co pozwala na dopasowanie geometrii wlotów do potrzeb ruchowych i sterowania.

Podobne uwarunkowania wpływają również na kształtowanie i funkcjonowanie skrzyżowań zlokalizowanych w obrębie miast w arteriach o prędkości podwyższonej w stosunku do dopuszczalnej w terenie zabudowy i cechujących się także niewielkim ruchem pieszym (arterie wlotowe).

Do sterowania ruchem na takich skrzyżowaniach wykorzystuje się zaawansowane sygnalizacje akomodacyjne lub acykliczne z detekcją przy pomocy czujników indukcyjnych lub wideodetektorów. Sygnalizacja powinna poprawić bezpieczeństwo ruchu na skrzyżowaniu, a więc oprócz właściwego rozdzielania w czasie kolizyjnych strumieni ruchu, powinna również zapewnić ochronę strefy dylematu na dojeździe do skrzyżowania, której długość zwiększa się ze wzrostem prędkości ruchu na wlotach skrzyżowania, a może skutkować wjazdami na skrzyżowanie pojazdów na sygnale czerwonym. Bezpieczeństwo ruchu i warunki ruchu pojazdów z kierunków bocznych najczęściej poprawiają się po wprowadzeniu sterowania ruchem za pomocą sygnalizacji, ale powstają nowe, nie do końca poznane zagrożenia związane z przejazdem z dużą prędkością pojazdów z kierunku głównego.

Ze względu na złożoność sytuacji ruchowej istotne jest umiejętne przygotowanie algorytmu sterowania preferującego płynność ruchu na drodze nadrzędnej (która często jest drogą krajową lub wojewódzką) i zapewniającego przepustowość dla potoków z wlotów drogi bocznej. Podejście projektowe powinno obejmować proces optymalizacji, którego efektem końcowym jest wybór najlepszego



rozwiązania z punktu widzenia potrzeb bezpieczeństwa i uczestników ruchu drogowego, którzy oczekują od skrzyżowania utrzymania wysokich standardów obsługi. Istotne jest zatem w ocenie sprawności skrzyżowań poprawne szacowanie przepustowości wlotów, a jego podstawę w przypadku skrzyżowań z sygnalizacją stanowi właściwe określenie natężeń nasycenia. Charakterystykę tej ważnej cechy, a zwłaszcza jest zróżnicowanie w zależności od lokalizacji skrzyżowania i warunków pogodowych przedstawiono w niniejszym artykule.

Stosunkowo do niedawna skrzyżowania z sygnalizacją świetlną stosowane były wyłącznie w miastach. Dotyczyło to nie tylko Polski, ale i wielu innych wysoko rozwiniętych państw. Głównie do tego stanu dostosowane są krajowe przepisy oraz procedury projektowe [21, 27]. Dla skrzyżowań drogowych zlokalizowanych poza terenem zabudowy przewidziane są rozwiązania z ruchem regulowanym za pomocą znaków drogowych. Rozwiązania te tak w zakresie geometrii jak i organizacji ruchu różnią się istotnie od skrzyżowań z sygnalizacją. W literaturze krajowej brak jest specjalistycznej wiedzy w tym zakresie. Brak jest również ważnych uregulowań w zakresie sterowania. Pewne zasady i wzorce rozwiązań skrzyżowań, w tym z sygnalizacją można czerpać z wytycznych niemieckich [22, 23, 24] oraz amerykańskich [1, 26]. W literaturze zagranicznej, głównie z USA, pojawiły się w ostatnich latach wyniki badań bezpieczeństwa ruchu na skrzyżowaniach z wysokimi prędkościami pojazdów oraz wpływu pewnych cech sterowania i detekcji ruchu na bezpieczeństwo jego przebiegu na skrzyżowaniu [9]. Często badane są wjazdy pojazdów na sygnale czerwonym i analizowane możliwości rozwiązań z zakresu nadzoru ruchu dla redukcji liczby tych niebezpiecznych wjazdów [19]. Wypracowana w wyniku tych badań metodyka działań może być adaptowana do warunków polskich, lecz należy zidentyfikować specyfikę zachowań lokalnych kierowców i dostosować parametry modeli sterowania.

## 2. Specyfika geometrii skrzyżowań

Skrzyżowania drogowe zlokalizowane na terenach zabudowy i poza nimi projektuje się nieco inaczej, kładąc większy nacisk na względy dynamiki ruchu w przypadku skrzyżowań poza terenem zabudowy, a na sprawność obsługi różnych uczestników ruchu w przypadku skrzyżowań na terenie zabudowy. Zakres robót budowy skrzyżowania zależy od klas i funkcji krzyżujących się dróg, prędkości miarodajnej, natężeń ruchu oraz przyjętego sposobu sterowania ruchem. W przypadku skrzyżowań z sygnalizacją świetlną istnieje ścisły związek pomiędzy rozwiązaniem geometrycznym skrzyżowania i sterowaniem ruchem za pomocą sygnalizacji świetlnej. W projektowaniu takich skrzyżowań należy rozróżnić dwa przypadki; projektowanie skrzyżowania z sygnalizacją oraz projektowanie sygnalizacji na istniejącym skrzyżowaniu, często bez zmiany jego geometrii. W pierwszym przypadku celowe i możliwe jest wzajemne dostosowanie cech geometrii skrzyżowania, organizacji ruchu oraz rozwiązania sygnalizacji dla uzyskania optymalnego efektu z uwzględnieniem różnych kryteriów. W drugim przypadku projektowanie przebiega z ograniczeniami narzuconymi przez istniejące rozwiązanie skrzyżowa-

nia. Możliwy jest też wariant pośredni, w którym wprowadza się częściowe (ograniczone) dostosowanie geometrii skrzyżowania do potrzeb sterowania.

Podstawowe, wynikające z przepisów [8, 21, 27] różnice projektowe w zakresie rozwiązań skrzyżowań z sygnalizacją na terenach zabudowy i poza nimi zestawiono w tab. 1.

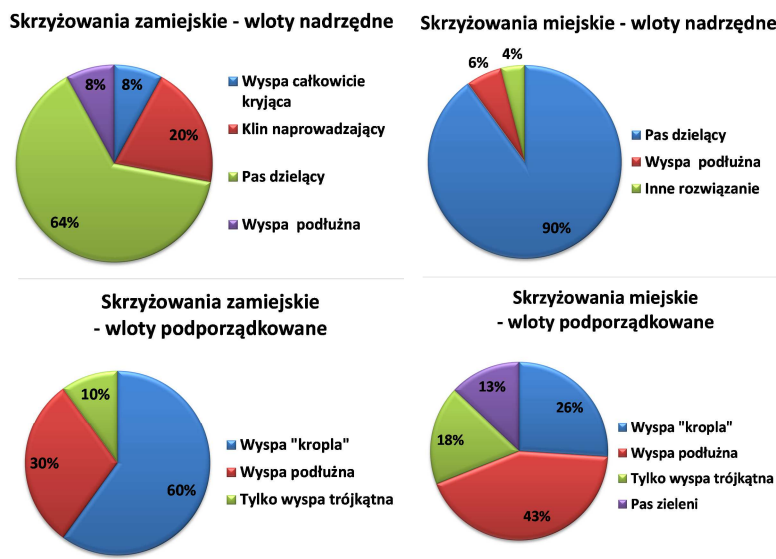
Tabela 1. Porównanie wymagań i parametrów projektowych skrzyżowań z sygnalizacją na i poza terenem zabudowy, na podstawie [8, 21, 27]

Table 1. Comparison of requirements and design parameters for signalised intersections in rural areas and in urban areas, based on [8, 21, 27]

Wymagania i parametry projektowe	Skrzyżowania z sygnalizacją		Komentarz
	teren zabudowy	poza terenem zabudowy	
Prędkość miarodajna [km/h]	mniejsza $v_m = 40 - 90$	większa $v_m = 60 - 100$	Redukcja prędkości stosowana jest poza terenem zabudowy (najczęściej do 70 km/h)
Minimalna odległość widoczności na krzywoliniowym odcinku wlotu [m]	mniejsza 20 – 120	większa 35 – 180	Zależy od prędkości miarodajnej
Minimalna zalecana odległość pomiędzy sąsiednimi skrzyżowaniami [m]	mniejsza 300 – 3000	większa 500 – 5000	Zależy także od klasy technicznej drogi
Skos załamania w planie krawędzi jezdni drogi na skrzyżowaniu skanalizowanym	większy 1:10 (1:5) – 1:20 (1:15)	mniejszy 1:10 – 1:40 (1:30)	Zależy od prędkości miarodajnej
Maksymalne zalecane pochylenie podłużne wlotów	mniejsze 3% – 4%	większe 4% – 6%	Zależy od klasy technicznej drogi
Przejścia dla pieszych na skrzyżowaniu z sygnalizacją	stosuje się	stosuje się w mniejszym zakresie	Sposób prowadzenia pieszych zależy od potrzeb ruchu pieszego oraz organizacji ruchu na skrzyżowaniu
Szerokość przejść dla pieszych	różnie	różnie, częściej min. szerokość 4 m	Zależy od natężenia ruchu pieszych, prędkości pieszych, czasu trwania cyklu, długości sygnału zielonego
Dodatkowe pasy ruchu dla skrętu w prawo lub w lewo	krótsze strefy zmiany pasa ruchu i zwalniania	dłuższe strefy zmiany pasa ruchu i zwalniania	Oprócz poprawy przepustowości i bezpieczeństwa stosuje się poza terenem zabudowy również dla poprawy dostrzeżalności skrzyżowania. Długość zależy od prędkości miarodajnej i od pochylenia podłużnego wlotu
Wyspy typu „kropła”	nie stosuje się	stosuje się na wlotach podporządk.	Zastosowanie, ukształtowanie i kompozycja zależą od natężeń i organizacji ruchu oraz geometrii skrzyżowania. Inne są funkcje wysp na terenie zabudowy i poza nim
Wyspa trójkątna	stosuje się	stosuje się częściej	
Sposób sterowania	różna liczba faz	zazwyczaj 3 fazowe	Poza terenem zabudowy dominuje długość fazy na kierunku głównym, przy braku wzbudzeń obowiązuje strategia „preferencje”
Wymagany minimalny poziom swobody ruchu PSR na skrzyżowaniu	niższy PSR III – IV	wyższy PSR II – III	Zależy od klasy drogi i rodzaju wlotu (z pierwszeństwem, podporządkowany)

W latach 2008 – 2012 prowadzone były badania identyfikacyjne na terenie kilku województw w Polsce (40 skrzyżowań zlokalizowanych poza terenem zabudowy oraz 31 miejskich) w celu określenia rzeczywistych różnic rozwiązań miejskich i wiejskich skrzyżowań z sygnalizacją, mogących wpływać na zachowania uczestników ruchu [8]. Poniżej przedstawiono porównania w zakresie kilku wybranych cech skrzyżowań:

- W zakresie kąta przecięcia się osi dróg, na skrzyżowaniach poza terenem zabudowy częściej niż w miastach występują odchyłki większe niż  $10^\circ$  od kąta prostego.
- Kanalizacja skrzyżowań. Wszystkie analizowane skrzyżowania były skanalizowane, przy czym znacznie częściej kanalizacja dotyczyła wlotów nadrzędnych (rys. 1). Jest to szczególnie ważne w przypadku skrzyżowań wiejskich z uwagi na dostrzegalność skrzyżowania. W kanalizacji wlotów podporządkowanych dominuje na skrzyżowaniach poza terenem zabudowy wyspa typu kropla (60% przypadków).
- Dodatkowy pas do skrętu w lewo na wlotach drogi z pierwszeństwem przejazdu występuje równie często na skrzyżowaniach na terenie zabudowy jak i poza nim. Poza terenem zabudowy jeden pas na wlocie podporządkowanym jest typowym rozwiązaniem dla skrzyżowań bez sygnalizacji. Rozwiązanie takie istniejące przed zainstalowaniem sygnalizacji na skrzyżowaniu zazwyczaj pozostaje po jej zainstalowaniu.
- Odcinki składowe dodatkowych pasów. Na skrzyżowaniach zlokalizowanych poza terenem zabudowy, z uwagi na wyższą prędkość miarodajną dłuższy jest



Rys. 1. Udział elementów kanalizujących ruch na wlotach nadrzędnych i podporządkowanych skrzyżowań miejskich i wiejskich [8]

Fig. 1. Share of elements channelling traffic at main and subordinate entries to urban and rural intersections [8]

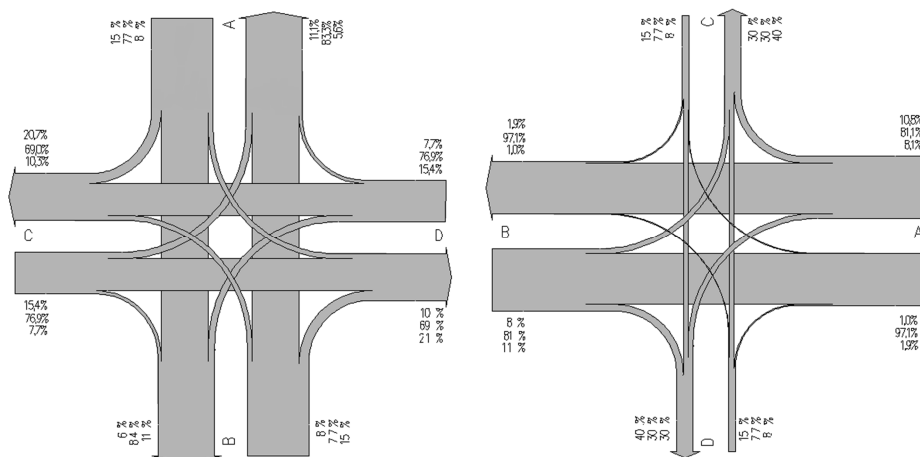
- odcinek zwalniania, a na terenie zabudowy, z uwagi na dłuższe kolejki – odcinek akumulacji.
- Chodniki na wlotach nadrzędnych na skrzyżowaniach poza terenem zabudowy związane są, w większości przypadków z lokalizacją przystanku autobusowego, który zazwyczaj znajduje się na wylotach drogi nadrzędnej.
- Na wlotach nadrzędnych skrzyżowań poza terenem zabudowy dominuje jedno przejście dla pieszych, a na wlotach podporządkowanych równie częsty jest brak przejścia jak i występowanie jednego przejścia.
- Mniejsze powierzchnie skrzyżowań poza terenem zabudowy wynikają głównie z braku rozbudowy wlotów podporządkowanych. Nie występuje na nich natomiast przybliżanie linii zatrzymania związane z brakiem przejść dla pieszych ze względu na zapewnienie dostrzegalności sygnalizatorów.
- Na skrzyżowaniach zamiejskich wymagana jest widoczność na zatrzymanie przed końcem kolejki oraz widoczność sygnalizatora przy dojeździe do skrzyżowania [20, 25].

### 3. Parametry ruchu drogowego i zachowania uczestników ruchu

Podstawową charakterystykę ruchu na skrzyżowaniu tworzą przede wszystkim natężenia ruchu, struktura kierunkowa i rodzajowa oraz zmienność w czasie, a ponadto prędkość na dojeździe do skrzyżowania. W badaniach prowadzonych na skrzyżowaniach zamiejskich [8] zidentyfikowano znaczne zróżnicowanie natężenia ruchu. Sumaryczne natężenia na skrzyżowaniach wynosiły od bardzo małego niecałe 500 P/h do znacznego ok. 3000 P/h. Z uwagi na proporcje obciążenia ruchem badane skrzyżowania można podzielić na dwa typy, pierwszym jest połączenie dróg o dużym natężeniu ruchu na obu kierunkach (rys. 2a), drugim typem jest skrzyżowanie ze znacznym zróżnicowaniem natężeń na obu kierunkach (rys. 2b). W tym drugim przypadku dość częstą jest sytuacja, w której natężenie na wlotach bocznych nie przekracza 10% ruchu na skrzyżowaniu. Można zaobserwować wyraźne różnice w geometrii skrzyżowań tych dwóch typów pod względem liczby pasów ruchu oraz rodzaju wysp kanalizujących ruch na tarczy skrzyżowania.

Powszechnie stosowaną charakterystyką, opisującą zakres zmienności natężenia ruchu w godzinie, opartą na 15-min. wartościach natężenia, jest wskaźnik nierównomierności ruchu  $k_{15}$ . Dla analizowanych skrzyżowań wskaźnik ten przyjmował wartości powyżej 0,90, a jego średnia wartość wyniosła 0,95. W praktycznych analizach, przy braku danych o zmienności ruchu w godzinie, można przyjmować do wyznaczenia natężenia obliczeniowego ( $Q_{obl}=Q/k_{15}$ ) dla skrzyżowań poza terenem zabudowy wartości  $k_{15}$  z przedziału 0,92 – 0,98 [8].

Udział pojazdów ciężkich  $u_c$  w ruchu na wlotach skrzyżowań zamiejskich wahał się od 7,7% do 31,0%. Średnia wartość  $u_c$  wyniosła ok. 21%. Znaczne jest zróżnicowanie udziału pojazdów ciężkich na poszczególnych pasach przekrojów dwujezdniowych. Na lewym pasie rzadko  $u_c$  przekraczało 15%, podczas gdy na pasie prawym przekraczało i 50%. Przeciętnie na pasie lewym  $u_c$  wynosiło 11,4% a na pasie prawym 40,1% [8].



Rys. 2. Proporcje natężeń ruchu na skrzyżowaniu dwóch dróg: a) o dużym obciążeniu ruchem na obu kierunkach, b) o dużym zróżnicowaniu natężeń na obu kierunkach [8]

Fig. 2. Proportions of demand flow at the intersection of two roads: a) heavy traffic in both directions, b) large variations of demand flow between two directions [8]

#### 4. Sterowanie ruchem

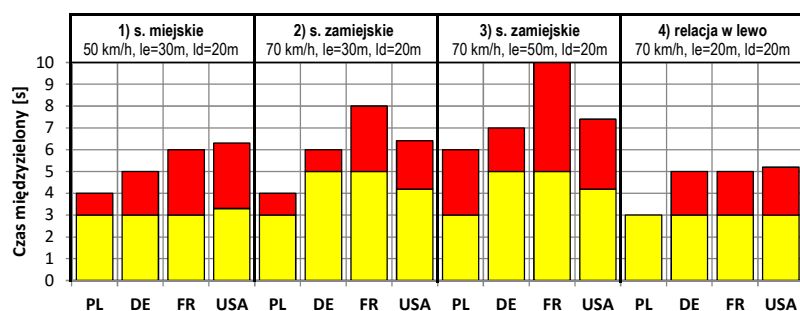
O celowości zastosowania sygnalizacji na skrzyżowaniu poza terenem zabudowy najczęściej przesadzają względy bezpieczeństwa; rzadziej względy sprawności ruchu. Przeprowadzone analizy dla badanych skrzyżowań [8] wykazały, że mimo nieznacznych natężeń na wlotach bocznych, na skrzyżowaniach z intensywnym ruchem nadrzędnym (zwłaszcza na drodze wielopasowej) instalacja sygnalizacji świetlnej jest zasadna ze względów zarówno bezpieczeństwa, jak i sprawności ruchu. Bez sygnalizacji przejazd przez skrzyżowanie pojazdów z wlotów bocznych wiązałby się z nieakceptowanymi przez kierujących stratami czasu. Na części skrzyżowań, wg przeprowadzonych obliczeń warunki ruchu dla wlotów podporządkowanych określono jako bardzo dobre lub dobre (straty czasu nie przekraczały 15 lub 30 s/P), a stopień wykorzystania przepustowości był nieznaczny (2% - 40% [8]). Skrzyżowania te w aspekcie sprawności mogłyby z powodzeniem funkcjonować bez sygnalizacji świetlnej.

Ustalenie programu sygnalizacji – układu faz podstawowych (realizowanych w stanie ciągłych wzbudzeń detektorów) jest złożonym zagadnieniem, którego celem jest zapewnienie przepustowości i akceptowalnych warunków ruchu. Przy wysokich prędkościach na dojeździe do skrzyżowania istotny jest problem konfiguracji systemu detekcji w kontekście bezpieczeństwa jak i warunków ruchu. Na skrzyżowaniach, które objęte były badaniami autorów, w większości przypadków funkcjonowała sygnalizacja z trzema fazami podstawowymi (77% skrzyżowań), z dopuszczeniem kolizyjnego przebiegu strumieni w fazie obsługującej kierunek drugorzędny. Oprócz układu faz podstawowych, stosowane są fazy możliwe, rea-

lizowane w zależności od zgłoszeń pojazdów na poszczególnych pasach ruchu oraz pieszych na przejściach.

Parametry programu sygnalizacji świetlnej – długości cyklu i sygnałów zielonych ustala się głównie pod kątem zapewnienia odpowiednich warunków ruchu pojazdów. Na skrzyżowaniach zlokalizowanych poza terenem zabudowy istotne jest znalezienie kompromisu między uprzywilejowaniem ruchu w ciągu drogi krajowej, a potrzebami obsługi pieszych przekraczających drogę krajową (wymagają oni często długiego sygnału zielonego) oraz niewydłużenia czasu oczekiwania na sygnał zielony dla pojazdów obsługiwanych w pozostałych fazach ruchu. Program maksymalny przygotowujemy jest dla sytuacji, kiedy wystąpią ciągle zgłoszenia uczestników ruchu na detektorach we wszystkich grupach sygnałowych.

Porównanie obliczeń czasów międzyzielonych na skrzyżowaniach poza terenem zabudowy pokazuje, że metoda obliczeniowa wymagana w Polsce prowadzi do przyjmowania krótszych czasów międzyzielonych niż w USA, Niemczech i Francji [3] (rys. 3). W szczególności zauważalne są różnice w długości sygnału żółtego. Stała, 3 s długość sygnału żółtego jest niedostosowana do wyższych prędkości pojazdów. Typowe ograniczenie prędkości na dojeździe do skrzyżowania do 70 km/h nie gwarantuje bezpiecznego zatrzymania się pojazdu w ciągu 3 s sygnału żółtego. Prowadzi to do wjazdów podczas sygnału czerwonego na tarczę skrzyżowania. Jak wykazały analizy symulacyjne, uwzględniające występowanie sprzężenia zwrotnego między długością sygnału żółtego a zachowaniem kierujących, wydłużenie sygnału żółtego do 4 s pozwoliłoby zredukować liczbę wjazdów na skrzyżowanie podczas sygnału czerwonego o 33% [29, 4]. Dodatkowe instalowanie fotoradarów w pobliżu niebezpiecznych skrzyżowań zamiejskich z sygnalizacją pozwala skutecznie obniżyć prędkości na dojeździe i przy wydłużonym sygnale żółtym zwiększyć kontrolę strefy dylematu, a nawet eliminować jej obecność.



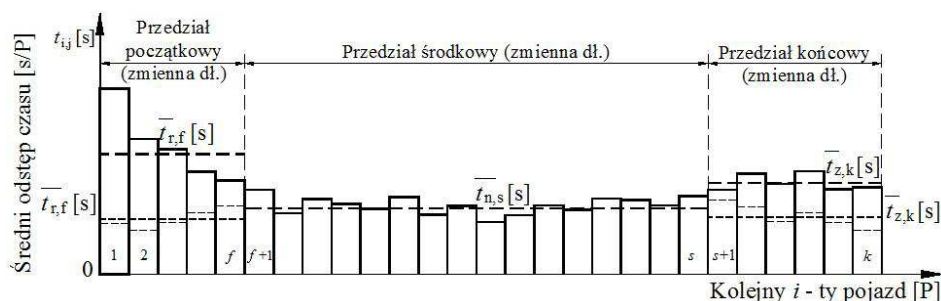
Rys. 3. Porównanie czasów międzyzielonych obliczonych wg wytycznych w różnych krajach, na podstawie [3]

Fig. 3. Comparison of intergreen times calculated according to different countries' guidelines, based on [3]

## 5. Badania natężeń nasycenia bezkolizyjnych relacji

Podstawowym parametrem rzutującym na przepustowość pasów ruchu na wlotach skrzyżowań z sygnalizacją jest natężenie nasycenia. Według metody polskiej [7] natężenie nasycenia  $S$  to maksymalne natężenie strumienia pojazdów, które mogą przejechać linię zatrzymań danego pasa lub obliczeniowej grupy pasów ruchu, przy danych warunkach ruchowych i drogowych w okresie godzinny efektywnego sygnału zielonego. Przyjmuje się w warunkach polskich, że wyjściowa wartość natężenia nasycenia relacji bezkolizyjnej na pasie, na którym nie występuje inna relacja kolizyjna wynosi 1900 so/hz, oraz 1700 so/hz jeżeli z pasa korzysta również relacja o kolizyjnym przebiegu. Wartości uznane za wyjściowe są sprowadzane do warunków rzeczywistych po uwzględnieniu szeregu wpływów, w tym szerokości pasa ruchu, promienia skrzywienia, udziału pojazdów ciężkich, pochyleń podłużnego oraz lokalizacji pasa.

Chwilowa wartość natężenia nasycenia odpowiada maksymalnemu możliwemu odpływowi pojazdów z kolejki na pasie ruchu w czasie sygnału zielonego [10]. Najnowsze badania [6, 8, 14] wartości wyjściowych natężeń nasycenia odnoszą się do analiz zmienności intensywności odpływu w przedziale środkowym sygnału zielonego par pojazdów osobowych. Natężenie nasycenia w pojedynczym cyklu sygnalizacyjnym wyznaczyć można z ilorazu  $3600/\overline{t_{ns}}$ , gdzie  $\overline{t_{ns}}$  oznacza średni odstęp nasycenia par pojazdów osobowych (rys. 4).



Rys. 4. Modelowy proces obsługi pojazdów w cyklu sygnalizacyjnym [6, 8, 14]

Fig. 4. Service process model during a signal cycle [6, 8, 14]

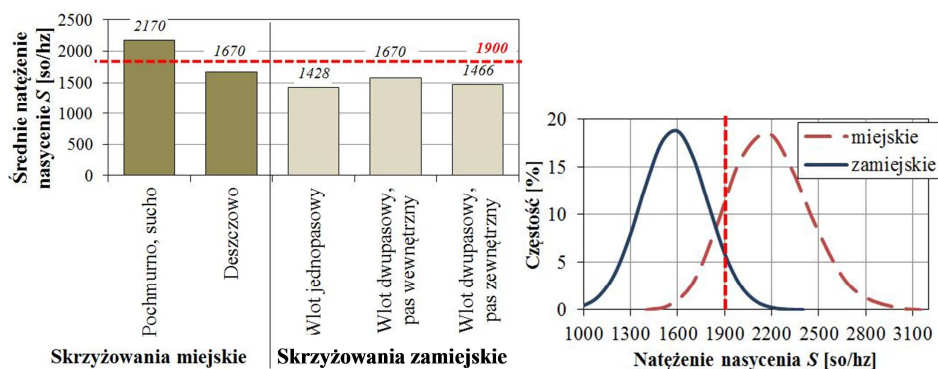
W pracach [6, 28] wprowadzono zmienną liczbę odrzuconych  $f$  odstępów między pojazdami w przedziale początkowym sygnału zielonego oraz w przedziale końcowym (rys. 4) z uwzględnieniem warunków pogodowych. Początek i koniec przedziału środkowego ustalony został na podstawie analiz porównawczych sąsiadujących ze sobą odstępów czasu między kolejnymi pojazdami przejeżdżającymi linię zatrzymań z wykorzystaniem testu parametrycznego  $t$ -Studenta na poziomie istotności  $\alpha = 0,05$ . Odrzucano od 2 do 8 początkowych odstępów między pojazdami. Badania empiryczne zmienności odstępów czasu między po-

jazdami i natężen nasycenia prowadzone były zarówno w miastach [6, 14] jak i poza miastami [8]. Badania wykazały, że przeciętne odstępy czasu między pojazdami z kolejki przejeżdżającymi linię zatrzymań są wyraźnie większe na wlotach skrzyżowań zamiejskich, natomiast rozrzut ich wartości chwilowych jest zbliżony na skrzyżowaniach miejskich i zamiejskich.

Przeliczając średnie odstępy między pojazdami na natężenia nasycenia uzyskano stosunkowo niskie ich wartości w niekorzystnych warunkach pogodowych w miastach oraz w korzystnych warunkach pogodowych poza miastami na skrzyżowaniach zlokalizowanych na drogach krajowych. Wartości średnie różnią się od zaleceń podawanych w metodzie polskiej [7], które to głównie odnoszą się do warunków miejskich i przeciętnych warunków atmosferycznych. Zauważono, że:

- dla skrzyżowań miejskich średnia wartość wyjściowa natężenia nasycenia  $S_w$  kształtuje się w zakresie od 1670 so/hz przy opadach śniegu i w długotrwałym deszczu do 2170 so/hz przy korzystnych warunkach pogodowych (pogoda pochmurna i sucha nawierzchnia),
- dla skrzyżowań zamiejskich wartość średnia natężenia nasycenia  $S$  wynosi: dla jednego pasa – 1428 so/hz, dla dwóch pasów z relacją na wprost, odpowiednio 1582 so/hz dla pasa wewnętrznego i 1466 so/hz dla pasa zewnętrznego.

Analizy zmienności natężenia nasycenia przeprowadzone zostały również w miastach poniżej 200 tys. mieszkańców. Z analiz wynika, że w Polsce, podobnie jak w Kanadzie [17], występuje znaczące dla analiz zróżnicowanie wartości wyjściowych natężeń nasycenia. W badaniach uzyskano znacznie niższą średnią wartość wyjściowego natężenia nasycenia wynoszącą 1750 so/hz niż przyjmowana obecnie w metodzie [7] (1900 so/hz) i występująca w dużych miastach [6, 28]. Poniżej na rys. 5 zestawiono i porównano wartości natężeń nasycenia dla skrzyżowań miejskich i zamiejskich.



Rys. 5. Porównanie empirycznych wartości natężeń nasycenia wyznaczonych dla warunków miejskich i zamiejskich, dla wlotów z jednym i dwoma pasami z relacją na wprost [6, 8]

Fig. 5. Comparison of empirical values of saturation flows determined for urban and rural conditions at entries with one and two lanes for through traffic [6, 8]



Niższe wartości natężeń nasycenia relacji na wprost na pasach ruchu skrzyżowań zamiejskich spowodowane są mniej agresywną jazdą kierujących pojazdami i utrzymywaniem większych odstępów między pojazdami oraz znacznie mniejszą gęstością skrzyżowań. Rozrzut chwilowych wartości natężenia nasycenia jest podobny na skrzyżowaniach w obu rozważanych lokalizacjach. Powoduje on, podobnie jak i wahania natężenia dopływu, zmienne warunki ruchu w kolejnych cyklach sygnalizacyjnych.

## 6. Modele matematyczne wyjściowych wartości natężeń nasycenia

W metodzie polskiej [7] oraz innych metodach zagranicznych [2, 11, 12, 17] bazuje się na stałej wartości wyjściowej natężenia nasycenia, która następnie dostosowywana jest do warunków lokalnych poprzez wprowadzenie współczynników korygujących. Z powyższych analiz wynika, że wyjściowa wartość natężenia nie jest stała, a jej zmienność ma charakter deterministyczny i losowy. Modele matematyczne natężeń nasycenia bazujące na wynikach analiz empirycznych można odnaleźć również w pracy [18] dla miast o różnej wielkości. Poniżej w tabelicy 2 zestawiono własne modele dla skrzyżowań miejskich i zamiejskich.

Tabela 2. Modele regresyjne natężeń nasycenia  $S$  (so/hz) pasów ruchu z relacją na wprost [8, 15]

Table 2. Regression models for basic saturation flow  $S$  (pcu/h) in through traffic lanes [8, 15]

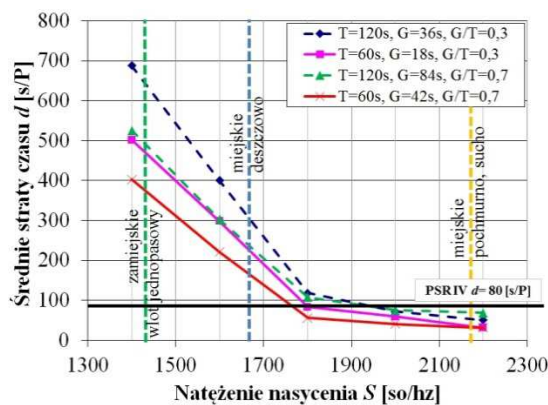
Lp.	$f_4$ [%]	Skrzyżowania miejskie	Dla
1 pas	$\leq 10\%$	$1689 + 82 \cdot f_1 + 5 \cdot f_2 - 175 \cdot \delta_2 - 243 \cdot \delta_4$	-
2 pasy	$\leq 10\%$	$1249 + 91 \cdot f_1 + 20 \cdot f_2 - 138 \cdot \delta_2 + 85 \cdot \delta_7$	-
	$\leq 10\%$ (pas L) $> 10\%$ (pas P)	$1810 + 68 \cdot f_1 + 2 \cdot f_3 - 502 \cdot f_4 - 113 \cdot \delta_2 - 213 \cdot \delta_3$	-
3 pasy	$\leq 10\%$ (pas L) $\leq 10\%$ (pas S) $\leq 10\%$ (pas P)	$1577 + 83 \cdot f_1 + 9 \cdot f_3 - 196 \cdot \delta_2 - 73 \cdot \delta_1 - 84 \cdot \delta_5 + 165 \cdot \delta_8$	-
Lp.	$f_4$ [%]	Skrzyżowania zamiejskie	Dla
1 pas	-	$1258.98 - 0.74 \cdot G \cdot \delta_9 + 159.63 \cdot f_1 - 222.44 \cdot f_4 \cdot f_5$ $1482.32 - 1.08 \cdot G \cdot \delta_9 + 144.53 \cdot f_1 - 126.38 \cdot f_4 \cdot f_5$	$f_5 > 0, f_1 > 0$ $f_5 < 0, f_1 > 0$
2 pasy	$< 10$	$1211.77 + 61.67 \cdot f_1 + 83.55 \cdot \delta_7$ $1700.62 + 49.16 \cdot f_1 + 49.42 \cdot \delta_7$	1* 2&3*
	10÷25	$1440.75 + 198.95 \cdot \delta_7 - 1001.84 \cdot f_4 \cdot f_5$ $1812.46 + 123.06 \cdot f_1 + 220.25 \cdot \delta_7 - 1666.63 \cdot f_4 \cdot f_5$	1*, $f_5 > 0$ 2&3*, $f_5 > 0$
	$\geq 25$	$1237.09 + 164.57 \cdot f_1 - 117.16 \cdot f_4 \cdot f_5$ $1563.62 + 139.92 \cdot f_1 - 765.86 \cdot f_4 \cdot f_5$	$f_5 > 0$ $f_5 < 0$

**Oznaczenia użyte w tabeli 2:**  $f_1$  – czas tracony w przedziale początkowym,  $f_2$  – kolejka pojazdów na początku sygnału zielonego,  $f_3$  – natężenie dopływające,  $f_4$  – udział pojazdów ciężkich w ruchu.  $\delta_1$  (0 lub 1):  $\delta_1$  – obecność deszczu krótkotrwałego,  $\delta_2$  – długotrwałego oraz  $\delta_3$  – śniegu,  $\delta_4$  – mała powierzchnia skrzyżowania  $< 1200 \text{ m}^2$ ,  $\delta_5$  – średnia ( $1200 \text{ m}^2$ ;  $2400 \text{ m}^2$ ),  $\delta_6$  – duża  $> 2400 \text{ m}^2$ ,  $\delta_7$  – pas wewnętrzny,  $\delta_8$  – szczyt popołudniowy, \*stopień zurbanizowania otoczenia skrzyżowania [8]

Z przeprowadzonych analiz wynika, że na wartość natężenia nasycenia w sposób znaczący mają wpływ: czas tracony w przedziale początkowym  $f_1$ , długość sygnału zielonego  $G$ , występowanie cykli nasyconych  $\delta_9$ , pochylenie podłużne  $f_5$ , położenie pasa ruchu  $\delta_7$  oraz „ukryty” (nieujęty we współczynniku ekwiwalentnym) udział pojazdów ciężkich w ruchu  $f_4$ . Generalnie im większy jest udział pojazdów ciężkich w ruchu, tym wartości średnie natężeń nasycenia przyjmują mniejsze wartości. Dla powyższych modeli regresji wielorakiej, segmentowej uzyskano wysokie współczynniki determinacji  $R^2$ , tj. od 0,68 do 0,86. Poszczególne modele predykcji natężenia nasycenia podzielono również względem pochylenia podłużnego ( $i < 0$  lub  $i > 0$ ) oraz stopni zurbanizowania (1 lub 2 i 3). Zaobserwowano, że przy większych odstępach, w jakich przejeżdżają linię zatrzymań pojazdy z kolejki (m.in. wloty skrzyżowań zamiejskich, niekorzystne warunki pogodowe) liczba odrzucanych początkowych odstępów przy wyznaczaniu natężenia nasycenia będzie mniejsza. Średni czas tracony w fazie sygnalizacyjnej przyjmuje zbliżone wartości, ale rozrzut czasu traconego jest znacznie większy w korzystnych warunkach pogodowych niż w niekorzystnych oraz dla skrzyżowań zamiejskich. Ustalenia mogą być wykorzystywane przy prowadzeniu badań natężenia nasycenia, poprzez racjonalne określanie środkowego, nasyconego przedziału sygnału zielonego.

## 7. Wpływ natężeń nasycenia na warunki ruchu na miejskich i zamiejskich skrzyżowaniach z sygnalizacją

Natężenie nasycenia stanowi punkt wyjścia przy doborze parametrów sterowania i obliczeń przepustowości pasa lub grupy pasów ruchu [7]. Niewłaściwe ustalenie natężenia nasycenia powoduje, szczególnie w przypadku natężeń ruchu bliskich lub większych od przepustowości grup analizowanych pasów, znaczne niedoszacowanie strat czasu pojazdów (rys. 6). W celu pokazania zależności średnich strat czasu od natężeń nasycenia przeprowadzono badania symulacyjne [14] przy ustalonym natężeniu potoku dopływającego i zmiennym natężeniu nasycenia oraz przy różnych parametrach sterowania. Przyjęto, że wartość natężenia potoku dopływającego wynika z założenia, że dla natężenia nasycenia  $S = 1800$  so/hz natężenie potoku dopływającego zbliżone będzie do przepustowości pasa ruchu ( $X = Q/C \approx 1,0$ ). Wyróżniono pięć przeciętnych wartości natężeń nasycenia  $S$  [so/hz]: 1400, 1600, 1800, 2000 i 2200. Przyjęte wartości wynikają z empirycznie ustalonego zakresu zmienności natężeń nasycenia i obrazują wpływ warunków pogodowych oraz lokalizacji skrzyżowania. W przypadku natężeń nasycenia odpowiadających standardowym wartościom, straty czasu pojazdów nie przekraczają zdefiniowanych w [7] akceptowanych poziomów swobody ruchu. W sytuacji, gdyby skrzyżowanie dla tych samych warunków ruchowych byłoby zlokalizowane poza terenem zabudowy, straty czasu wzrosłyby wielokrotnie z uwagi na przekroczenie przepustowości (rys. 6).



Rys. 6. Związek między średnią stratą czasu i natężeniem nasycenia dla wybranych parametrów sterowania ( $G/T = 0.3$  i  $0.7$ ,  $T = 60$  s i  $120$  s) [6, 8]

Fig. 6. Relationship between average delay and saturation flow for selected control parameters ( $G/T = 0.3$  and  $0.7$ ,  $T = 60$  s and  $120$  s) [6, 8]

Natężenia nasycenia w kolejnych cyklach są zmienną losową (liczba pojazdów, która może być obsłużona na sygnale zielonym w danym cyklu podlega wyraźnym wahaniom). Właściwe odwzorowanie niedeterministycznego charakteru rozładowania kolejek na wlotach skrzyżowania z sygnalizacją umożliwia ocenę skrzyżowania w aspekcie niezawodnościowym (utrata i możliwego odzyskania sprawności). Badania i analizy w tematyce wiążącej niezawodność z przepustowością i analizami warunków ruchu przedstawione zostały w pracach [13, 15, 16, 28].

## 8. Podsumowanie

Przeprowadzone badania wykazały, że skrzyżowania z sygnalizacją zlokalizowane na drogach z wysokimi prędkościami (poza obszarami zabudowy oraz w arteriach wlotowych dużych miast) cechuje specyfika zarówno w zakresie geometrii, organizacji ruchu jak i zachowań uczestników ruchu. Częściej niż w warunkach miejskich elementy geometryczne skrzyżowań, jak np. dodatkowe pasy ruchu i kanalizacja, wiążą się z funkcją drogi, dostrzegalnością skrzyżowania, płynnością i bezpieczeństwem ruchu niż z potrzebami ruchowymi. Instalacja sygnalizacji wynika z bardzo długich czasów oczekiwania pojazdów z dróg bocznych (powodowanych przez wysoką prędkość i duże natężenie potoku nadrzędnego), a w efekcie nierzadko wymuszeń i wypadków. Jak wynika z wykonanych analiz, na zdecydowanej większości skrzyżowań udział natężeń ruchu na wlotach głównych jest znacznie większy niż na wlotach podporządkowanych (sięga nawet 90%). Rozkład ruchu na pasy w przypadku przekrojów wielopasowych determinowany jest innymi względami niż w warunkach miejskich i wymaga szczególnie uwzględnienia struktury rodzajowej ruchu. Program sygnalizacji zwykle jest ustalany z wyraźną preferencją kierunku głównego, co przy potrzebie obsługi

ruchu pieszego wymaga stosowania długich cykli ( $T \geq 100$  s, najczęściej 120 s). System detekcji na skrzyżowaniach poza terenem zabudowy ma zazwyczaj większy zasięg (o 30 do 60 m) niż w przypadku miast, nie znaleziono jednak przesłanek wiążących dany typ stosowanego układu detektorów z innymi czynnikami geometryczno-ruchowymi skrzyżowania.

Z przeprowadzonych badań wynika, że występują znaczące różnice w funkcjonowaniu skrzyżowań zamiejskich, istotne z punktu widzenia potrzeb analiz warunków ruchu i przepustowości. Projektowanie skrzyżowań zamiejskich przy natężeniach nasycenia przyjmowanych dla dużych miast, w sytuacji gdy na wlotach skrzyżowań natężenie ruchu będzie zbliżone do przepustowości powodować będzie powstawanie przeciążeń ruchowych. Średnie wartości natężeń nasycenia dla lokalizacji zamiejskich są niższe o ok. 20 – 30 % od lokalizacji miejskich, co przekłada się na znacznie niższe wartości przepustowości, wzrost strat czasu i kolejek oraz występowanie stanów kongestii przy podobnym poziomie natężeń ruchu.

Biorąc pod uwagę nakreśloną w artykule specyfikę skrzyżowań z sygnalizacją zlokalizowanych poza terenem zabudowy, a ponadto stwierdzone znaczne różnice w natężeniach nasycenia, stanowiących podstawę obliczeń przepustowości, racjonalne byłoby podjęcie szeroko zakrojonych prac umożliwiających aktualizację i uzupełnienie obecnych wytycznych projektowania skrzyżowań i rozporządzeń dotyczących sygnalizacji świetlnej na skrzyżowaniach.

## Literatura

- [1] A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 5 edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. 2004.
- [2] Akçelik R.: Traffic signals - capacity and timing analysis. Australian Road Research Board, Research Report 123, 1989.
- [3] Bąk R.: Sposoby obliczania czasów międzyzielonych na skrzyżowaniach zamiejskich. Technika Transportu Szynowego, nr 9 na CD, 2012.
- [4] Bonneson J., Zimmerman K., Brewer M.: Engineering countermeasures to reduce red light running, Federal Highway Administration, Report No. FHWA/TX-03/4027-2, Washington, D.C. 2002.
- [5] Chodur J.: Charakterystyka natężeń ruchu na zamiejskich skrzyżowaniach z sygnalizacją. Technika Transportu Szynowego, nr 9, s. 4629 – 4638 na CD, 2012.
- [6] Chodur J., Ostrowski K., Tracz M.: Impact of saturation flow changes on performance of traffic lanes at signalized intersections. Proc. of the 6th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service, Procedia-Social and Behavioral Sciences, Elsevier Vol 16: 600 - 611. Stockholm 2011.
- [7] Chodur J., Tracz M., Gaca S., Gondek S., Kieć M., Ostrowski K.: Metoda obliczania przepustowości skrzyżowań z sygnalizacją świetlną. GDDKiA, Warszawa 2004.
- [8] Chodur J., Tracz M., Gondek S., Ostrowski K., Bąk R.: Problemy eksploatacyjne skrzyżowań z sygnalizacją świetlną na zamiejskich drogach z dużymi prędkościami. Projekt Badawczy Własny NCN nr N N509 254037, Kraków 2012.

- [9] Dixon K., Kopper N., Schalkwyk I.: Evaluating safety and operations of high-speed intersections, Oregon State University, Corvallis 2010.
- [10] Gaca S., Suchorzewski W., Tracz M.: Inżynieria ruchu drogowego. WKiŁ, Warszawa 2008.
- [11] HBS 2015. Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Köln.
- [12] Highway Capacity Manual 2010. TRB. Washington D.C., USA.
- [13] Ostrowski K.: Attempt to apply the theory of reliability to assessment of signalised lane operation. Proc. of European Safety and Reliability Conference ESREL, Safety and Reliability, Methodology and applications, CRC Press/Balkema, Taylor and Francis Group, p. 335-341, Wrocław 2014.
- [14] Ostrowski K.: Zmienność natężeń dopływających do skrzyżowania z sygnalizacją w analizach niezawodności ich funkcjonowania, Prace naukowe Politechniki Warszawskiej, Transport z. 95: Inteligentne Systemy Transportowe i Sterowanie Ruchem w Transporcie, s. 391-400, Warsaw 2013.
- [15] Ostrowski K., Chodur J.: Performance and reliability of signalised intersections. Road and Transportation Engineering, Edytor Gaca S., Seria Inżynieria Lądowa, Monografia 483, Politechnika Krakowska, Kraków 2015, s. 33 – 50.
- [16] Ostrowski, K., Tracz, M.: Availability and reliability of a signalised lane. Proc. of the 6th International Symposium on Transportation Network Reliability, Japan 2015.
- [17] Teply S.: Canadian capacity guide for signalized intersections, The Institute of Transportation Engineers, Canada 2008.
- [18] Perez-Cartagena R.I., Tarko A.P.: Calibration of capacity parameters for signalized intersections in Indiana, TRB 2005.
- [19] Ray B et All.: NCHRP Report 613: Guidelines for Selection of Speed Reduction Treatments at High-Speed Intersections, Transportation Research Board, Washington D.C. 2008.
- [20] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 3 lipca 2003 roku w sprawie szczegółowych warunków technicznych dla znaków i sygnałów drogowych oraz urządzeń bezpieczeństwa ruchu drogowego i warunków ich umieszczania na drogach. Dz. U. nr 220, poz. 2181 z dnia 23 grudnia 2003 r. oraz późniejsze zmiany: Dz. U. nr 67, poz. 413 z 2008 r. i Dz. U. nr 126, poz. 813 z 2008.
- [21] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz. U. nr 43, poz. 430 z dnia 2 marca 1999 r.
- [22] Richtlinien für die Anlage von Landstraßen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen Verlag, Köln 2012.
- [23] Richtlinien für die Anlage von Stadtstraßen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen Verlag, Köln 2006.
- [24] Richtlinien für Lichtsignalanlagen – RiLSA. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen Verlag, Köln 2010.
- [25] The Geometric Layout of Signal-Controlled Junctions and Signalised Roundabouts. Design Manual for Roads and Bridges, Volume 6 Road Geometry, Section 2 Junctions,

- The Highways Agency, Scottish Executive, Welsh Assembly Government, The Department For Regional Development Northern Ireland, TD 50/04,2004.
- [26] Traffic Signal Design Guide & Timing Manual. Alabama Department of Transportation, Alabama 2007.
- [27] Tracz M., Chodur J., Gaca S. i inni: Wytuczne projektowania skrzyżowań drogowych, Część I: Skrzyżowania zwykłe i skanalizowane. GDDP, Warszawa 2001.
- [28] Tracz, M., Ostrowski, K.: Impact of capacity variability in different weather conditions on reliability of signalised intersections. Proc. of the 5th International Symposium on Transportation Network Reliability: 901-916, Hong Kong 2012.
- [29] Van der Horst A.R.A., Wilink A.: Drivers' Decision-Making at Signalized Intersections: An Optimization of the Yellow Timing, Traffic Engineering and Control, 27 (12), p. 615÷622, 1986.

## STUDY OF THE CHARACTERISTICS AND PERFORMANCE OF SIGNALISED INTERSECTIONS

### Summary

A study of urban and rural signalised intersections revealed the specificity of their shape, saturation, and, to a certain extent, also of the control and functioning of urban and rural intersections. Urban signalised intersections have many distinguishing features, both in terms of geometry and traffic management and control. It is caused by higher speed limits, the specificity of traffic characteristics and the development of road surroundings. Identification tests facilitated specifying the set of their characteristics. Headway analysis at the stop line between queued vehicles (passenger cars) allowed determining saturation flows in each signal cycle. Their variability was characterised statistically and differences between urban and rural intersections were determined. Saturation flows at entries to rural intersection are much lower than at urban intersections, which results in their much worse performance in similar traffic volumes relative to urban intersections. The study shows the impact on saturation flows of the number and location of lanes for through traffic and the intensity of the development of the surroundings of rural intersections. The authors developed regression models estimating saturation flows. The results of the study indicate that there exists a need to carry out work enabling an update and supplementation of current guidelines for the design of intersections and regulations governing traffic signals at intersections and verification of analysis methods of capacity and traffic performance at signalised intersections.

**Keywords:** signalised intersection, intersection characteristics, intersection efficiency

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.73

Anna CHOMICZ-KOWALSKA<sup>1</sup>  
Władysław GARDZIEJCZYK<sup>2</sup>  
Mateusz M. IWĄŃSKI<sup>3</sup>

## ANALIZA PORÓWNAWCZA WŁAŚCIWOŚCI BETONU ASFALTOWEGO WYTWARZANEGO W TECHNOLOGII NA GORĄCO I NA PÓLCIEPŁO Z ASFALTEM SPIENIONYM

Dotychczas w naszym kraju wdrożono produkcję mieszanek mineralno-asfaltowych (mma) w technologii na ciepło (WMA), których temperatury wytwarzania względem klasycznej technologii na gorąco obniżono o około 20-30°C. Jednak dopiero zastosowanie technologii na półciepło (HWMA) z asfaltem spienionym pozwala znacząco obniżyć temperatury technologiczne mma nawet o około 60°C. W artykule zaprezentowano wyniki badań podstawowych parametrów fizycznych i mechanicznych oraz analizę wrażliwości na oddziaływanie wody i niskich temperatur betonu asfaltowego (AC 8) wytwarzanego w technologii HWMA z asfaltem spienionym. Ponadto w celach porównawczych przedstawiono właściwości referencyjnej mieszanki wytwarzanej w tradycyjnej technologii na gorąco, zagęszczanej w temperaturze 140°C. Przedstawiono korzystny wpływ modyfikacji asfaltu 50/70 (przed procesem spieniania) woskiem syntetycznym Fischera-Tropscha (FT) w ilości 2,5% na wybrane parametry mieszanek AC 8. Ocenie porównawczej poddano zawartość wolnych przestrzeni w próbkach, wodoodporność z jednym cyklem zamrażania (*ITSR*) zgodnie z procedurą zamieszczoną w dokumencie aplikacyjnym WT-2 2010 oraz moduły sztywności ( $S_m$ ) w schemacie pośredniego rozciągania (IT-CY) w temperaturze -10°C, 0°C, +10°C i +25°C. Stwierdzono, że beton asfaltowy zagęszczany w 95°C z asfaltem spienionym modyfikowanym woskiem syntetycznym (FT=2.5%) uzyskał porównywalne parametry do referencyjnej mieszanki zagęszczanej w temperaturze aż o 45°C wyższej.

**Słowa kluczowe:** asfalt spieniony, technologia na gorąco HMA (*Hot Mix Asphalt*), technologia na półciepło HWMA (*Half-Warm Mix Asphalt*)

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Anna Chomicz-Kowalska, Politechnika Świętokrzyska, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, 25-314 Kielce, akowalska@tu.kielce.pl

<sup>2</sup> Władysław Gardziejczyk, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok, w.gardziejczyk@pb.edu.pl

<sup>3</sup> Mateusz M. Iwański, Politechnika Świętokrzyska, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, 25-314 Kielce, matiwanski@tu.kielce.pl

## 1. Wstęp

Ochrona środowiska oraz dążenie do ograniczenia energochłonności materiałów budowlanych powoduje konieczność wdrażania nowych technologii w drogownictwie. Szczególną uwagę zwraca się na obniżenie temperatury wytwarzania mieszanek mineralno-asfaltowych (mma), która w klasycznej metodzie stosowanej obecnie w naszym kraju, tj. na gorąco (HMA – *Hot Mix Asphalt*) wynosi około 160-180°C. Technologia ta jest energochłonna, a w procesie produkcyjnym wydziela się duża ilość gazów cieplarnianych, które negatywnie oddziałują na środowisko naturalne.

Od kilkunastu lat w światowym drogownictwie, w tym od niedawna również i w Polsce [4, 5, 9], stosowane są technologie na ciepło (WMA – *Warm Mix Asphalt*), gdzie temperatura wytwarzania mma wynosi 100°C-140°C. Proces obniżenia temperatury w tej metodzie następuje dzięki zastosowaniu dodatków chemicznych bądź poprzez redukcję lepkości lepiszcza na skutek zastosowania substancji organicznych, np.: wosków syntetycznych uzyskiwanych w procesie syntezy Fischera-Tropscha (FT). Jednakże dopiero produkcja niskotemperaturowych mma w technologii na półciepło (HWMA – *Half-Warm Mix Asphalt*) z asfaltem spienionym umożliwia ich wytwarzanie w temperaturach poniżej 100°C. Technologia spieniania wodą w porównaniu do technologii WMA nie wymaga użycia dodatków chemicznych lub substancji organicznych [10], jednakże zaleca się ich stosowanie w przypadku, gdy lepiszcze słabo się pieni [1], bądź w celu poprawy zagęszczalności i/lub parametrów mechanicznych mma. Technologia ta dodatkowo charakteryzuje się tym, że nie zachodzi potrzeba całkowitego wysuszenia kruszywa, ponieważ woda błonkowa pozostająca na jego powierzchni odgrywa korzystną rolę, wpływając na proces dodatkowego spieniania się asfaltu [3], przez co ogranicza się zużycie energii podczas suszenia kruszywa. Jednakże wytwarzanie mma w tak obniżonych temperaturach stwarza ryzyko niedostatecznego jej zagęszczenia, w efekcie czego warstwa asfaltowa może nie uzyskać wymaganej odporności na oddziaływanie wody i będzie podlegać przyspieszonej destrukcji. Jednym ze sposobów przeciwdziałania tym ewentualnym negatywnym skutkom jest stosowanie asfaltu spienionego o dobrych parametrach jakościowych. Jest on otrzymywany w wyniku modyfikacji asfaltu przed spienieniem za pomocą wosku syntetycznego FT, który korzystnie wpływa na poprawę pienistości asfaltu oraz na właściwości mma [1,2].

## 2. Cel i zakres badań

Celem badań było porównanie wybranych właściwości mieszanek betonu asfaltowego wytwarzanego w technologii HWMA z asfaltem spienionym z właściwościami mieszanek produkowanych w klasycznej metodzie na gorąco.

W badaniach stosowano mma, która zaprojektowana została w oparciu o krajowe wymagania [8] stawiane mieszankom betonu asfaltowego AC 8 do warstwy



Tablica 1. Skład ramowy i uziarnienie betonu asfaltowego AC 8

Table 1. Constitution of AC 8 asphalt concrete mix

Skład ramowy betonu asfaltowego AC 8							
Materiały	Kruszywo wypełniające	Kruszywo drobne 0/2 mm	Kruszywo grube 2/5 mm	Kruszywo grube 4/8 mm	Asfalt 50/70		
	Wapienne		Gabro				
mm (% m/m)	7,0	37,0	16,0	40,0	-		
mma (% m/m)	6,6	34,8	15,1	37,7	5,8		
Uziarnienie betonu asfaltowego AC 8							
Sito	0,063	0,125	2,0	4,0	5,6	8,0	11,2
Uziarnienie	7,9	10,4	42,2	54,2	66,3	96,0	100,0

ścieralnej nawierzchni obciążonej ruchem KR1-KR2. Jej skład ramowy (mieszanki mineralnej (mm) i mma) oraz uziarnienie zamieszczono w tablicy 1.

Do mieszanki AC 8 wytwarzanej w tradycyjnej technologii na gorąco zastosowano asfalt 50/70 (AC8-HMA), natomiast do mieszanek produkowanych w technologii HWMA dozowano pianę asfaltową otrzymaną z lepiszcza 50/70 (AC8-HWMA+FB) oraz z asfalt 50/70 modyfikowanego woskiem FT w ilości 2,5% w stosunku do masy lepiszcza (AC8-HWMA+FB+2,5FT). Optymalna zawartość wody spieniającej, którą dozowano celem wyprodukowania piany asfaltowej wynosiła 2,5% dla asfaltu 50/70 oraz 2,0% dla asfaltu z dodatkiem wosku syntetycznego. Zastosowanie środka redukującego lepkość lepiszcza przed procesem spienienia umożliwiło zmniejszenie jego temperatury wyjściowej oraz ilości dozowania wody spieniającej dla zachowania korzystnych parametrów spieniania (ekspansji i okresu półtrwania) [1]. Zbyt duża jej ilość wpływa negatywnie na obniżenie temperatury powstałej piany asfaltowej i szybką utratę jej stabilności (tj. skrócenie okresu jej półtrwania).

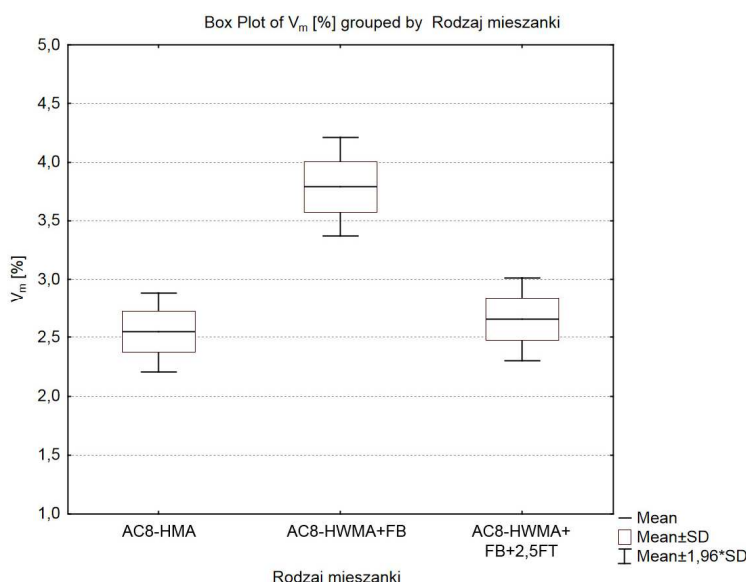
Oceny wpływu technologii wytwarzania betonu asfaltowego dokonano na podstawie oznaczenia następujących parametrów:

- zawartość wolnych przestrzeni ( $V_m$ , %) wg PN-EN 12697-8:2005,
- odporność na działanie wody z jednym cyklem zamrażania zgodnie z WT-2 2010 na podstawie oceny wytrzymałości na pośrednie rozciąganie dla grupy próbek mokrych ( $ITS_w$ ) i suchych ( $ITS_d$ ) oraz wskaźnika  $ITSR$ ,
- moduł sztywności ( $S_m$ ) w schemacie pośredniego rozciągania (IT-CY) w temperaturze -10°C, 0°C, 10°C, 25°C wg PN-EN 12697-26:2012 (załącznik C).

Próbki z mieszanki referencyjnej zagęszczano w temperaturze 140°C, natomiast próbki z mieszanki AC8-HWMA+FB i AC8-HWMA+FB+2,5FT w temperaturze 95°C. Temperatura produkcji mma była wyższa od temperatury ich zagęszczania o 10°C i 20°C odpowiednio dla technologii HWMA i HMA. W technologii na półciepło dynamika spadku temperatury mieszanki względem technologii na gorąco jest mniejsza co jest spowodowane mniejszą różnicą temperatur między mieszanką mineralno-asfaltową i otoczeniem [6]. Wszystkie parametry oznaczano na 9 próbkach zagęszczanych zgodnie z PN-EN 12697-30:2012 przez ubijanie.

### 3. Wyniki badań i ich analiza

Miarą zagęszczenia próbek z mieszanki mineralno-asfaltowej jest zawartość wolnych przestrzeni. Odpowiedni poziom tego parametru w próbkach laboratoryjnych oraz w wykonanej warstwie asfaltowej odgrywa znaczącą rolę w zapewnieniu odporności na działanie czynników ruchowych i klimatycznych. W technologii HWMA z asfaltem spienionym z uwagi na znacząco niższe temperatury technologiczne należy dążyć do uzyskania jak najlepszego zagęszczenia w celu zabezpieczenia warstwy asfaltowej przed destrukcyjnym wnikaniem wody. Na rysunku 1 przedstawiono średnie zawartości wolnych przestrzeni ( $V_m$ ) w próbkach betonu asfaltowego zagęszczanego w temperaturze 140°C i 95°C.



Rys. 1. Zestawienie średnich zawartości wolnych przestrzeni w mieszankach betonu asfaltowego produkowanego w technologii HMA i HWMA z asfaltem spienionym (bez i z dodatkiem wosku FT)

Fig. 1. Mean values of air void content in asphalt concrete mixes produced using the described HMA and HWMA (with foamed bitumen) techniques

Z powyższych danych wynika, że istnieje wyraźna różnica w uzyskanych średnich zawartościach wolnych przestrzeni w mieszankach zagęszczanych w technologii HMA i HWMA. Największą wartość analizowanej cechy ( $V_m=3.79\%$ ) uzyskała mieszanka AC8-HWMA+FB, tj. wytwarzana w technologii HWMA z asfaltem spienionym. Natomiast obecność wosku FT w mieszance AC8-HWMA+FB+2,5FT poprawiła jej urabialność w temperaturze zagęszczania wynoszącej 95°C i pozwoliła na uzyskanie zawartości wolnych przestrzeni na poziomie porównywalnym z wynikami uzyskanymi dla referencyjnej mieszanki AC8-HMA zagęszczanej w temperaturze wyższej o 45°C względem

technologii HWMA. Tylko w mieszance HWMA z asfaltem spienionym bez modyfikacji woskiem FT zawartość wolnych przestrzeni w próbkach nie mieściła się w dopuszczalnych granicach, tj. od 1% do 3%.

Kolejnym parametrem poddanym analizie była odporność na działanie wody mieszanek betonu asfaltowego, która stanowi bardzo ważny parametr w zapewnieniu trwałości warstw asfaltowych w warunkach klimatycznych występujących w Polsce, gdzie nawierzchnia poddawana jest nasączeniu wodą oraz wielokrotnym cyklom zamrażania i rozmrażania. Średnie gęstości objętościowe dla danej serii próbek nie różniły się więcej niż 15 kg/m<sup>3</sup> (zgodnie z WT2 2010), a stopień nasycenia próbek wodą był zgodny z zapisami WT2 2014.

Uzyskane rezultaty badań mma wytwarzanej w klasycznej metodzie na gorąco oraz w technologii półciepło z asfaltem spienionym zamieszczono w tablicy 2.

Tablica 2. Wyniki badań mieszanek AC 8 wytwarzanych w technologii HMA i HWMA

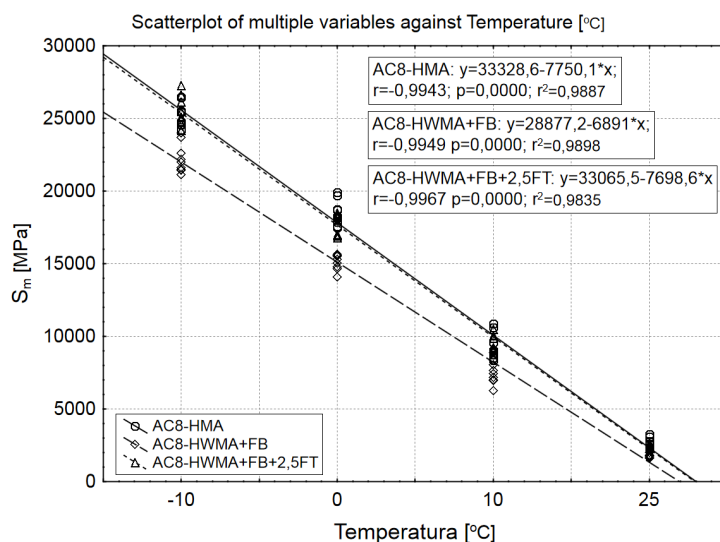
Table 2. Test results of AC 8 asphalt concrete mixes produced using HMA and HWMA techniques

Parametr	Rodzaj mieszanki					
	AC8-HMA		AC8-HWMA+FB		AC8-HWMA+FB+2,5FT	
	Mean	Std.	Mean	Std. Dev.	Mean	Std. Dev.
$ITS_d$ [kPa]	1052	75,578	845	73,023	1145	33,265
$ITS_w$ [kPa]	1024	51,272	728	48,982	1070	36,079
$ITSR$ [%]	97,3		86,1		93,4	

Wyniki oznaczenia wytrzymałości na pośrednie rozciąganie oraz obliczone na ich podstawie wartości wskaźników  $ITSR$  betonu asfaltowego pokazały podobną zależność jak w przypadku cechy  $V_m$ . Największą wytrzymałością w pośrednim rozciąganiu po procesie kondycjonowania w warunkach powietrzno-suchych ( $ITS_d$ ) a także po kondycjonowaniu symulującym oddziaływanie wody z jednym cyklem zamrażania ( $ITS_w$ ) charakteryzował się beton asfaltowy wytwarzany w technologii HWMA z asfaltem spienionym modyfikowanym woskiem syntetycznym. Nieznacznie niższe, średnio o około 6% wartości badanych parametrów mechanicznych zanotowano dla mieszanki produkowanej w technologii HMA.

Największą odporność na oddziaływanie wody ( $ITSR$ ) uzyskała mieszanka AC8-HMA zagęszczana w klasycznej technologii na gorąco. Równie korzystne (> 90%) wartości wskaźnika  $ITSR$  zanotowano dla mieszanki produkowanej w obniżonej temperaturze z asfaltem spienionym poddanym modyfikacji woskiem FT. Mieszanka AC8-HWMA+FB uzyskała wartość  $ITSR$  poniżej wymaganej wartości 90% wg [8] ( $ITSR=86,1\%$ ).

Kolejnym analizowanym parametrem był moduł sztywności ( $S_m$ ) mieszanek betonu asfaltowego, charakteryzujący sztywność mma pod działaniem obciążenia dynamicznego. Rezultaty pomiarów modułu sztywności metodą pośredniego rozciągania mieszanek AC 8 w aspekcie zastosowanej technologii oraz temperatury badania zilustrowano na rysunku 2.



Rys. 2. Zależność zmian cechy  $S_m$  od temperatury badania mieszanek AC 8 produkowanych w technologii HMA i HWMA z asfaltem spienionym (bez i z dodatkiem wosku FT)

Fig. 2. Stiffness modulus of the analyzed asphalt concrete AC 8 mixes in different temperature

Dokonując analizy wyników pomiarów modułu sztywności metodą pośredniego rozciągania można stwierdzić, że sztywność mieszanek AC8-HWMA+FB i AC8-HWMA+FB+2,5FT, które zagęszczane były w tej samej temperaturze (95°C) różniła się istotnie w każdej temperaturze pomiaru. Otrzymane zależności pokazały dużą efektywność działania wosku FT w obniżonych temperaturach produkcji betonu asfaltowego, w pełnym zakresie temperatury pomiaru (od -10°C do +25°C). Ustalone praktycznie identyczne przebiegi funkcji liniowych dla klasycznej mieszanki HMA i zagęszczanej w 95°C z dodatkiem wosku syntetycznego (AC8-HWMA+FB+2,5FT) pozwalają wnioskować o zbliżonym zachowaniu obu mieszanek pod obciążeniem przy zmiennych warunkach temperaturowych. Zatem spodziewać się można, że w wyższych temperaturach (np. jak podczas badania koleinowania w 60°C) właściwości tych mieszanek również będą podobne. Obecność wosku FT w temperaturach technologicznych zmniejsza lepkość lepiszcza poprawiając urabialność i zagęszczalność mma, zaś w temperaturach eksploatacyjnych wpływa istotnie na zmiany w strukturze asfaltu i powstałego materiału, zwiększając sztywność i odporność na powstawanie deformacji trwałych w nawierzchni [7]. Natomiast mieszanka AC8-HWMA+FB, wyprodukowana w technologii HWMA na bazie czystego lepiszcza 50/70 uzyskała istotnie mniejsze wartości modułów sztywności w pełnym zakresie temperatury pomiaru. Zbyt duża w niej zawartość wolnych przestrzeni a więc i zmniejszona sztywność skutkować może podatnością na dogęszczanie w okresie letnim.

## 4. Wnioski

Na podstawie analizy uzyskanych wyników badań laboratoryjnych można sformułować następujące wnioski:

- modyfikacja lepiszcza 50/70 woskiem FT w ilości 2.5% spowodowała korzystne zmiany w mieszance betonu asfaltowego wytwarzanego w technologii HWMA, prowadząc do uzyskania porównywalnych parametrów fizycznych i mechanicznych do referencyjnej mieszanki AC 8 produkowanej w klasycznej technologii na gorąco;
- mieszanka AC 8 wytwarzana w technologii na półciepło bez dodatku wosku FT cechowała się niedostateczną urabialnością i zagęszczalnością, w wyniku czego nie osiągnęła wymaganej wodoodporności w świetle procedury badawczej wg WT-2 2010;
- potwierdzona została duża efektywność działania wosku syntetycznego w poprawie zagęszczalności mma w obniżonych temperaturach, prowadząc do uzyskania prawidłowego zagęszczenia w 95°C, porównywalnego do mieszanki zagęszczanej w temperaturze 140°C.

## Literatura

- [1] Iwański M., Chomicz-Kowalska A., Maciejewski K.: Application of synthetic wax for improvement of foamed bitumen parameters, *CBM*, Vol. 83, 2015, pp. 62-69, DOI:10.1016/j.conbuildmat.2015.02.060.
- [2] Iwański M., Chomicz-Kowalska A., Mrugała J.: Application of the synthetic wax to improve the foamed bitumen parameters used in half-warm bituminous mixtures. 9th International Conference Environmental Engineering. *Procedia Engineering*, Vilnius, Lithuania, 2014, DOI:10.3846/enviro.2014.154.
- [3] Jenkins K.J.: Mix Design Considerations for Cold and Half-Warm Bituminous Mixes with Emphasis on Foamed Bitumen. PhD Dissertation, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Stellenbosch, South Africa, 2000.
- [4] Judycki J., Stienss M.: Badania mieszanek mineralno-asfaltowych o obniżonej temperaturze otaczania, Raport końcowy, GDDKiA, 2011.
- [5] Król J., Radziszewski P., Piłat J., Kowalski K., Matraszek K.: Technologie WMA w aspekcie modyfikacji właściwości lepiszczy asfaltowych. Projekt MMAC – cz.1, *Magazyn Autostrady*, 5/2011, s. 72-76.
- [6] Mieczkowski P.: The effect of weather and climatic factors on temperature drops in built-in asphalt mixtures, *Foundations of civil and environmental engineering*, No 9, 2007, pp. 95-104.
- [7] Silva H., Oliviera J., Peralta J., Zoorob S.: Optimization of warm mix asphalts using different blends of binders and synthetic paraffin wax contents, *CBM* 24, 2010, pp. 1621-1631, DOI:10.1016/j.conbuildmat.2010.02.030.
- [8] WT-2. Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych. Część I. Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania Techniczne. Warszawa 2010.

- [9] Vaitkus A., Čygas D., Laurinavičius A., Perveneckas Z.: Analysis and Evaluation of Possibilities for The Use of Warm Mix Asphalt in Lithuania, *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, Vol IV, No 2, 2009, p. 80-86, DOI: 10.3846/1822-427X.2009.4.80-86.
- [10] Yu X., Wang Y., Luo T.: Impacts of water content on rheological properties and performance-related behaviours of foamed war-mix asphalt, *CBM* 48, 2013, pp. 203-209, DOI:10.1016/j.conbuildmat.2013.06.018.

## COMPARATIVE ANALYSIS OF SELECTED PROPERTIES OF ASPHALT CONCRETE PRODUCED IN HOT MIX AND HALF-WARM MIX TECHNOLOGY WITH FOAMED BITUMEN

### Summary

So far, warm mix asphalt (WMA) techniques have been utilized in Poland to reduce the production temperatures of mineral-bitumen mixtures up to 20°C-30°C when compared to the classic hot mix asphalt (HMA) technology. But it is only the implementation of half-warm mixes (HWMA) with foamed bitumen which enable to significantly reduce the production temperatures of asphalts, even as much as by 60°C. The paper presents the results of some basic analyses of physical and mechanical properties, as well as the analysis of susceptibility to moisture and frost damage of AC 8 asphalt concrete mix produced in HWMA technique with foamed bitumen. A reference mixture produced in HMA technique and compacted at 140°C was also evaluated for comparisons. It was found that the modification of 50/70 bitumen with Fischer-Tropsch synthetic wax prior to foaming (2,5%) had a positive influence on the properties of the mix. The analyzed parameters included air void content in laboratory samples, moisture susceptibility with one freeze-thaw cycle (*ITSR*) in accordance to the WT-2 2010 guidelines and stiffness moduli ( $S_m$ ) in indirect tension (IT-CY) at different temperatures (-10°C, 0°C, 10°C, 25°C). It was concluded that the asphalt concrete with foamed bitumen modified with FT synthetic wax, compacted at 95°C had similar properties to the reference HMA mix.

**Keywords:** Foamed bitumen, HMA (Hot Mix Asphalt), HWMA (Half-Warm Mix Asphalt)

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.74

Anna CHOMICZ-KOWALSKA<sup>1</sup>  
Krzysztof MACIEJEWSKI<sup>2</sup>  
Piotr RAMIĄCZEK<sup>3</sup>

## WPŁYW RODZAJU ASFALTU NA WŁAŚCIWOŚCI LEPKOSPĘŻYSTE MIESZANEK MINERALNO- CEMENTOWYCH Z ASFALTEM SPIENIONYM

Artykuł prezentuje wyniki badań właściwości lepko-sprężystych mieszanek mineralno-cementowych z asfaltem spienionym (MCAS) wytwarzanych laboratoryjnie w technologii recyklingu głębokiego na zimno, z uwzględnieniem klasy penetracji użytego lepiszcza (35/50, 50/70, 70/100). Mieszanki recyklowane zawierały w swoim składzie 50% destruktu asfaltowego, 30% destruktu kamiennego oraz 20% nowego kruszywa doziarniającego. Spoiwem hydraulicznym był cement portlandzki klasy 32,5 który dozowano w ilości 2,0%, a nowe lepiszcze w formie piany asfaltowej dodawano w ilości 2,5%. Próbkę walcową zagęszczano w prasie żyratorowej do zadanej gęstości objętościowej, poddawano oddziaływaniu obciążenia cyklicznego w schemacie ściskania, zgodnie z normą AASHTO TP 62-07 (2009) w każdej z kombinacji temperatur (-10°C, 4°C, 21°C, 37,4°C) oraz częstotliwości (25 Hz, 10 Hz, 5 Hz, 1 Hz, 0,5 Hz, 0,1 Hz). Dla każdej z trzech mieszanek różniących się rodzajem użytego lepiszcza uzyskano wartości zespolonego modułu sztywności oraz odpowiadających im kątów przesunięcia fazowego. Dzięki zastosowaniu zasady superpozycji temperaturowo-czasowej możliwe było przesunięcie w domenie częstotliwości danych eksperymentalnych uzyskanych w różnych temperaturach. Dopasowanie funkcji sigmoidalnych umożliwiło stworzenie krzywych wiodących zespolonego modułu sztywności i kątów przesunięcia fazowego będących funkcją częstotliwości obciążenia. Ujęcie szerokiego spektrum danych eksperymentalnych w postaci krzywych wiodących pozwoliło porównać ze sobą właściwości lepkospężyste badanych mieszanek MCAS. W efekcie stwierdzono niewielkie różnice między mieszankami z nowym lepiszczem o penetracji 50/70 i 70/100, mieszające się w granicy dokładności metody, natomiast dla mieszanki z asfaltem spienionym na bazie lepiszcza 35/50 zanotowano odmienny charakter.

**Słowa kluczowe:** asfalt spieniony, mieszanka mineralno-cementowa z asfaltem spienionym (MCAS), recykling głęboki na zimno, podbudowa, moduł zespolony

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Anna Chomicz-Kowalska, Politechnika Świętokrzyska, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, 25-314 Kielce, akowalska@tu.kielce.pl

<sup>2</sup> Krzysztof Maciejewski, Politechnika Świętokrzyska, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, 25-314 Kielce, kmaciejewski@tu.kielce.pl

<sup>3</sup> Piotr Ramiączek, Politechnika Świętokrzyska, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, 25-314 Kielce, piotr@tu.kielce.pl

## 1. Wstęp

Technologia recyklingu głębokiego na zimno stosowana jest w Polsce od niemal 20 lat pod postacią mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MCE) i sukcesywnie zdobywa coraz większą popularność na terenie całego kraju. Od 2010 roku wdrażane są w budownictwie drogowym również recyklowane podbudowy z mieszanek mineralno-cementowych z asfaltem spienionym (MCAS), w szczególności w województwie świętokrzyskim, gdzie w technologii tej do tychczas przebudowano ponad 40 km dróg, w tym głównie wojewódzkich obciążonych ruchem KR4 [2, 3]. Na przestrzeni lat technologia mieszanek MCAS potwierdziła swoją skuteczność jako szybki i efektywny sposób przebudowy zużytych warstw konstrukcji nawierzchni w nową pełnowartościową podbudowę. Jednakże do chwili obecnej nie badano w szerszym zakresie własności lepkosprężystych tego typu materiału. W Polsce, w początkowym etapie wdrażania mieszanek MCAS stosowano głównie specjalne lepiszcza asfaltowe przeznaczone do spieniania o penetracji z zakresu 70/100 [2], ale w późniejszym okresie, opierając się na pozytywnych wynikach badań laboratoryjnych stosowano już tylko ogólnodostępne tańsze asfalty drogowe klasy 50/70 [2,3]. Badania laboratoryjne wykazały, że w technologii mieszanek MCAS możliwe jest również stosowanie asfaltów klasy 35/50 [2, 3, 7]. Wykonywane na przestrzeni lat odcinki dróg z podbudową z asfaltem spienionym na bazie asfaltu 50/70 i 70/100 ujawniły niewielki wpływ rodzaju użytego lepiszcza na właściwości warstwy podbudowy, jednakże coraz szersze stosowanie tej technologii w naszych warunkach klimatycznych sprawia, że zagadnieniu temu należy poświęcić więcej uwagi.

## 2. Materiały i metoda badawcza

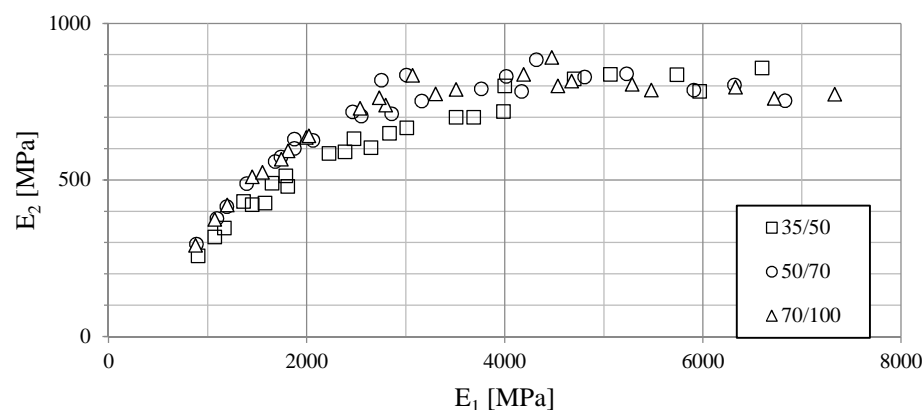
Ocenę właściwości lepkosprężystych mieszanek MCAS w aspekcie rodzaju lepiszcza użytego do technologii spieniania (MCAS<sub>35/50</sub>, MCAS<sub>50/70</sub>, MCAS<sub>70/100</sub>), wykonano w oparciu o wyniki oznaczania zespolonego modułu sztywności, oznaczanego w schemacie bezpośredniego cyklicznego ściskania, zgodnie z normą AASHTO TP 62-07 (2009). Mieszanki wytwarzano w całości w laboratorium, symulując zastosowanie technologii recyklingu głębokiego na zimno, analogicznie jak w [4, 8]. Oznaczenia wykonywano na rdzeniach o średnicy 100 mm i wysokości 150 mm wywierconych z próbek cylindrycznych o wymiarach 150 mm x 200 mm zagęszczanych w prasie żyrotorowej. Zawartość wolnych przestrzeni w próbkach wynosiła 11% ( $\pm 1\%$ ). Dla każdej z mieszanek wykonano po 4 próbki, na których zamontowano po 3 czujniki LVDT. Mieszanki badano w temperaturze:  $-10^{\circ}\text{C}$ ,  $4^{\circ}\text{C}$ ,  $21^{\circ}\text{C}$  i  $37,4^{\circ}\text{C}$  oraz przy częstotliwości 25 Hz, 10 Hz, 5 Hz, 1 Hz, 0,5 Hz, 0,1 Hz.

W składzie badanych mieszanek MCAS o właściwościach podanych w [4, 8] stosowano 50% destruktu asfaltowego, 30% destruktu kamiennego oraz 20% kruszywa doziarniającego. Jako środki wiążące stosowano cement klasy 32,5 w ilości 2% oraz asfalt spieniony w ilości 2,5%.



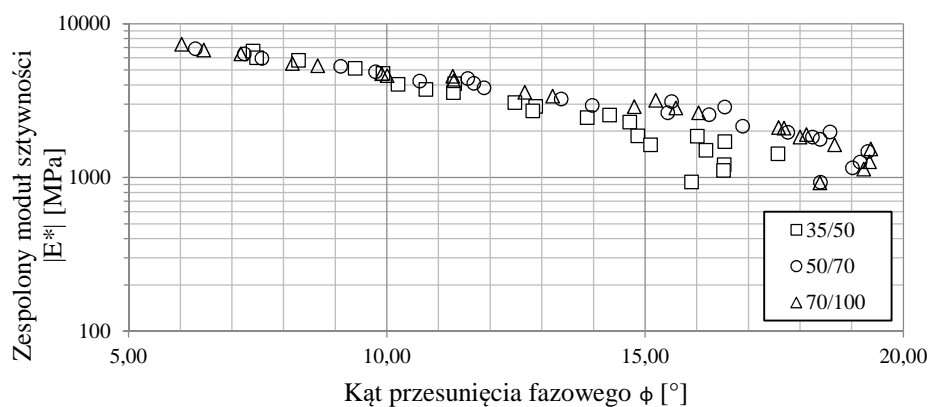
### 3. Zespolony moduł sztywności i krzywe wiodące

W pierwszej kolejności wyniki uzyskane w badaniach przedstawiono w formie wykresów Cole-Cole (rys. 1) i krzywych Blacka (rys. 2). Analiza charakterystyk asfaltów i mieszanek mineralno-asfaltowych (mma) w tych przestrzeniach pozwala wnioskować, czy badany materiał spełnia warunki ciała termoreologicznie prostego [6, 10], w przypadku którego można zastosować zasadę superpozycji temperaturowo-czasowej (time-temperature superposition principle, TTSP).



Rys. 1. Wykres Cole-Cole badanych mieszanek MCAS z asfaltem spienionym o penetracjach 35/50, 50/70 i 70/100

Fig. 1. Cole-Cole complex modulus diagram of cold recycled mixtures (CRM) with 35/50, 50/70 and 70/100 foamed bitumen



Rys. 2. Wykresy Blacka badanych mieszanek MCAS z asfaltem spienionym o penetracjach 35/50, 50/70 i 70/100

Fig. 2. Black diagram of tested CRM mixtures with with 35/50, 50/70 and 70/100 foamed bitumen

Wykres Cole-Cole w opisywanym przypadku przedstawia zależności między częścią rzeczywistą zespolonego modułu sztywności  $E_1$  a częścią urojoną  $E_2$ . Przy większych wartościach modułów  $E_1$  (wysokie częstotliwości lub niskie temperatury) zaobserwować można poziomy przebieg uzyskanych krzywych. W badanym zakresie niskich temperatur i wysokich częstotliwości nie odnotowano charakterystycznego dla mma w technologii na gorąco zmniejszania się wartości modułu  $E_2$ . Obraz charakterystyk badanych recyklowanych mieszanek w przestrzeni Blacka silniej ujawnia różnice między mieszanką MCAS<sub>35/50</sub> a pozostałymi dwoma. Krzywa dla tej mieszanki nie tylko przebiega wyraźnie niżej, ale również w zakresie kąta przesunięcia fazowego 14°-17° (zakres wysokich temperatur) wykazuje znamiona utraty ciągłości. Analiza charakterystyk badanych mieszanek na rysunkach 1 i 2 pozwala uznać (w zakresie niskich i średnich kątów przesunięcia fazowego) że krzywe te są ciągłe, ale dodatkowa ostrożność jest wymagana przy analizowaniu wyników mieszanki MCAS<sub>35/50</sub>.

Klasycznie uznaje się, że zasadę TTSP można stosować w zakresie niewielkich odkształceń, gdzie obserwowana jest liniowa lepkosprężystość lepiszczy i mma (odpowiednio do ok. 1% dla asfaltów i ok. 100  $\mu\text{m/m}$  [1]). Szereg badaczy wykazało jednak słuszność tej zasady w obszarze nieliniowej odpowiedzi mma (nawet w obliczu takich zjawisk jak przyrost odkształceń trwałych czy rozwój pęknięć) [9, 11]. Obserwacje te oraz analiza rysunków 1 i 2 pozwala przewidywać, że zasada TTSP będzie obowiązywała dla badanych mieszanek MCAS. Tym samym, powinno być możliwe przesunięcie uzyskanych wyników z różnych temperatur w domenę częstotliwości i uzyskanie krzywych wiodących w temperaturze referencyjnej 20°C.

Wielkość przesunięcia wyników eksperymentalnych ujmuje współczynnik przesunięcia temperaturowego  $a_T$  definiowany zgodnie z równaniem (1). Jego wartość zależna jest od różnicy logarytmu częstotliwości zredukowanej  $f_{red}$  i rzeczywistej  $f$ . Do obliczenia wartości współczynników  $a_T$  zdecydowano się wykorzystać zależność Williamsa-Landela-Ferry'ego (WLF) zgodnie z równaniem (2), gdzie  $C_I$  i  $C_{II}$  to stałe współczynniki dopasowania,  $T$  to temperatura badania a  $T_{ref}$  to temperatura referencyjna dla której konstruowana jest krzywa wiodąca.

$$\log f_{red} - \log f = \log a_T \quad (1)$$

$$\log a_T = -\frac{C_I(T - T_{ref})}{C_{II} + T - T_{ref}} \quad (2)$$

Do modelowania krzywych wiodących wybrano funkcję sigmoidalną (3):

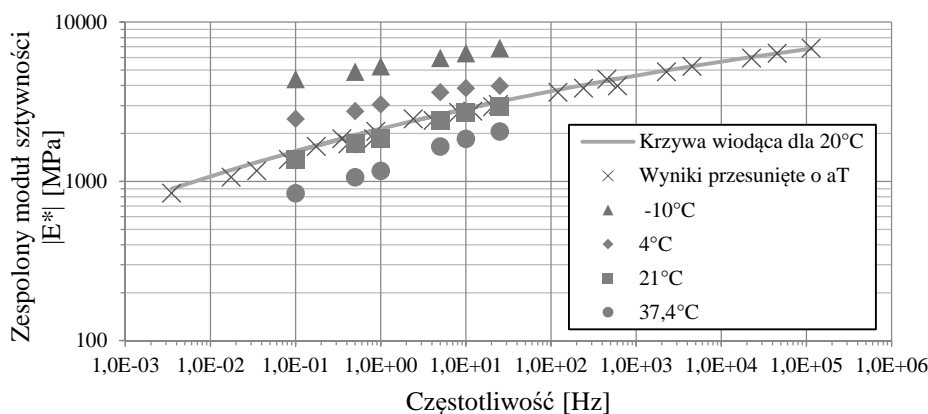
$$\log |E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + \exp(\beta + \gamma \log f_{red})} \quad (3)$$

Jako że parametry ( $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  i  $\delta$ ) tej funkcji nie reprezentują rzeczywistych właściwości badanych mieszanek, konieczne było wykonanie jednoczesnego dopasowania wartości zarówno dwóch stałych  $C_I$  i  $C_{II}$  funkcji WLF, jak również parametrów  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  i  $\delta$  (tabela 1). Do tego celu posłużono się metodą najmniejszych kwadratów, minimalizując sumę kwadratów różnic między przesuniętymi w domenie częstotliwości pomierzonymi wartościami zespolonego modułu sztywności a dopasowywaną krzywą wiodącą (rys. 3).

Tabela 1. Wartości stałych opisujących przebieg krzywych wiodących modułów zespolonych

Table 1. Fitted parameters for constructing complex moduli master curves

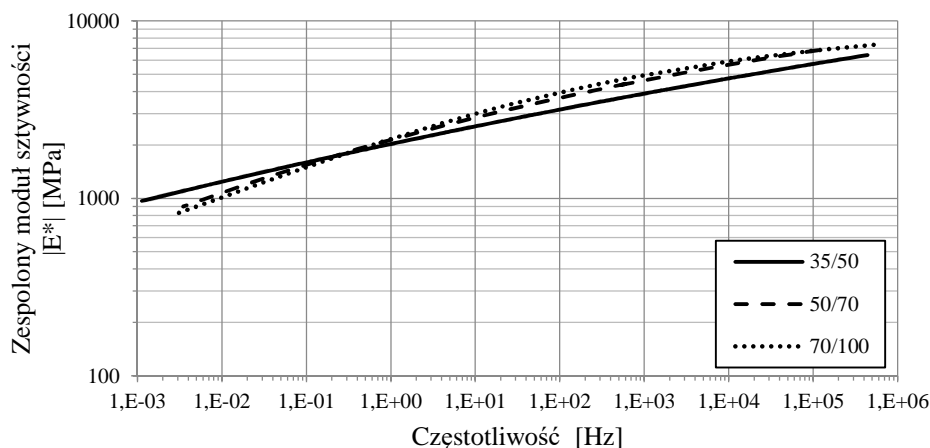
Mieszanka	$C_{I-20^\circ C}$	$C_{II-20^\circ C}$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$
MCAS <sub>35/50</sub>	182,01	1314,98	19,7	-2,21	-0,06	-14,45
MCAS <sub>50/70</sub>	74,75	607,45	47,14	-3,76	-0,13	-42,77
MCAS <sub>70/100</sub>	216,87	1769,59	8,71	-1,85	-0,12	-4,18



Rys. 3. Sposób budowy krzywej wiodącej dla modułu zespolonego na przykładzie mieszanki MCAS50/70

Fig. 3. Master curve of CRM mixes with 50/70 foamed bitumen

Na rysunku 4 przedstawiono krzywe wiodące zespolonych modułów sztywności w temperaturze referencyjnej  $T_{ref} = 20^\circ C$ , odpowiadające trzem mieszankom MCAS zawierających w swoim składzie nowe lepszczce w formie asfaltu spienionego wytworzonego z asfaltów różniących się klasą penetracji. Podobnie jak na wykresach Cole-Cole i krzywych Blacka, zauważyć można odmienne zachowanie mieszanki MCAS<sub>35/50</sub>, szczególnie w zakresie niskich częstotliwości (wysokich temperatur). Przebieg krzywych wiodących wskazuje na mniejszą wrażliwość temperaturową mieszanki z najtwardszym lepszczem, wyrażoną wartością zespolonych modułów sztywności o ok. 200 MPa większą w zakresie najniższych częstotliwości oraz niższą o ok. 1000 MPa w zakresie wysokich częstotliwości.



Rys. 4. Krzywe wiodące modułów zespolonych mieszanek MCAS z asfaltem spienionym o penetracjach 35/50, 50/70 i 70/100 dla temperatury 20°C

Fig. 4. Complex modulus master curves of CRM mixes with 35/50, 50/70, and 70/100 penetration foamed bitumen at 20°C

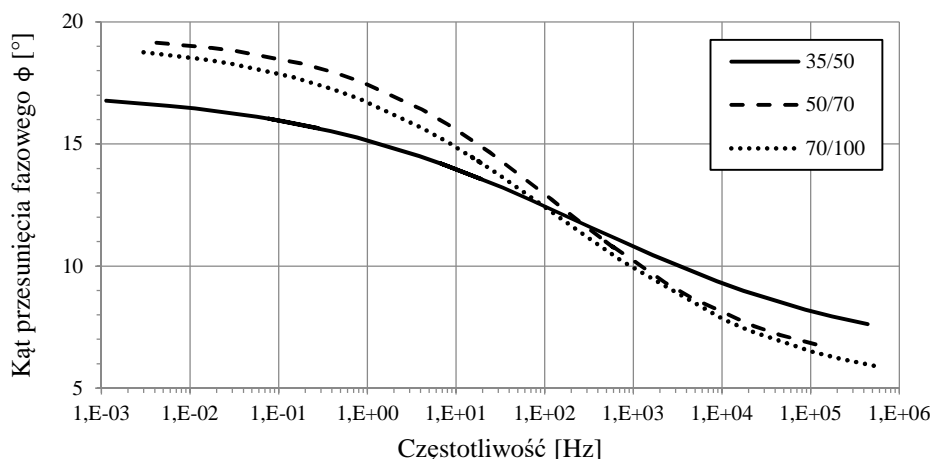
W przypadku mieszanek recyklowanych na zimno, inni badacze (m.in. [5]) wskazują na trudności w spełnieniu założenia TTSP dla kąta przesunięcia fazowego, co uniemożliwia często dopasowanie pojedynczej krzywej wiodącej dla tego parametru. Autorzy w badanych mieszankach MCAS odnotowali zauważalnie gorsze dopasowanie wartości kąta przesunięcia fazowego  $\phi$ , nie na tyle jednak, aby utworzenie krzywych wiodących przy obliczonych wcześniej współczynnikach przesunięcia temperaturowego  $a_T$  było niemożliwe. Przebieg utworzonych krzywych wiodących (rys. 5) jeszcze bardziej niż poprzednie zależności wskazuje na odmienne zachowanie mieszanki  $MCAS_{35/50}$ , która w całym spektrum częstotliwości charakteryzuje się mniejszą zmiennością wartości kąta przesunięcia fazowego.

#### 4. Wnioski

Porównując wyniki uzyskane dla mieszanek  $MCAS_{50/70}$  i  $MCAS_{70/100}$  stwierdzić można, iż rodzaj zastosowanego nowego lepiszcza miał niewielki wpływ na właściwości lepkosprężyste recyklowanej podbudowy. Uzyskane różnice w wartościach modułów dynamicznych i kątów przesunięcia fazowego mieszczą się w granicy ok. 11% dokładności metody oszacowanej zgodnie z AASHTO TP 62-07 (2009).

W przypadku mieszanki  $MCAS_{35/50}$  ocena jest utrudniona, na co wskazują nieciągłości w przestrzeni Blacka, które mogły mieć swoje źródło już na etapie wytwarzania mieszanki. Analizowane zagadnienie wymaga dalszych badań w celu potwierdzenia uzyskanych wyników, badań dotyczących trwałości zmęczeniowej mieszanek MCAS, oraz ich zachowania w zakresie dużych odkształ-

ceń. Przedstawione wyniki badań Autorów stawiają w dobrym świetle zapisy nowego katalogu typowych konstrukcji podatnych i półsztywnych odnoszące się do projektowania konstrukcji nawierzchni z mieszankami MCAS.



Rys. 5. Krzywe wodące kątów przesunięcia fazowego mieszanek MCAS z asfaltem spienionym o penetracjach 35/50, 50/70 i 70/100 dla temperatury 20°C

Fig. 5. Phase angle master curves for CRM mixes with 35/50, 50/70, and 70/100 penetration foamed bitumen at 20°C

## Literatura

- [1] Airey G.D., Rahimzadeh B., Collop A.C., Viscoelastic linearity limits for bituminous materials, *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, Vol. 36 (2003), p. 643-647.
- [2] Chomicz-Kowalska A.: Zastosowanie recyklingu na zimno z asfaltem spienionym w regionie świętokrzyskim – Część 1, *Drogownictwo*, nr 6 (2015), s. 172-176.
- [3] Chomicz-Kowalska A.: Zastosowanie recyklingu na zimno z asfaltem spienionym w regionie świętokrzyskim – Część 2, *Drogownictwo*, nr 2 (2016), s. 46-54.
- [4] Chomicz-Kowalska A., Maciejewski K.: Multivariate optimization of recycled road base cold mixtures with foamed bitumen. *Procedia Engineering* 108 (2015), s. 436-444.
- [5] Godenzoni C., Graziani A., Bocci M.: Influence of reclaimed asphalt content on the complex modulus of cement bitumen treated materials. *Bituminous Mixtures & Pavements VI*, 2015, s 589-596. DOI: 10.1201/b18538-84.
- [6] Godenzoni C., Graziani A., Perraton D.: Complex modulus characterisation of cold-recycled mixtures with foamed bitumen and different contents of reclaimed asphalt, *Road Materials and Pavement Design* (2016), DOI: 10.1080/14680629.2016.1142467.
- [7] Iwański M., Chomicz-Kowalska A., Maciejewski K.: Application of synthetic wax for improvement of foamed bitumen parameters, *Construction and Building Materials*, Vol. 83 (2015), pp. 62-69, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.02.060.

- [8] Iwański M, Chomicz-Kowalska A., Ramiączek P., Maciejewski K., Iwański M. M.: Wpływ laboratoryjnych metod zagęszczania na właściwości fizykomechaniczne recyklowanych mieszanek mineralno-asfaltowych z asfaltem spienionym. *Budownictwo i Architektura*, Vol. 13, nr 1 (2014), s. 53-62.
- [9] Nguyen M.L, Sauze´at C., Di Benedetto H., Tapsoba N.: Validation of the time-temperature superposition principle for crack propagation in bituminous mixtures *Materials and Structures* 7/2013, DOI 10.1617/s11527-012-9954-7.
- [10] Olard F., Di Benedetto H.: General 2S2P1D model and relation between the linear viscoelastic behaviours of bituminous binders and mixes, *Road Materials and Pavement Design*, 4:2, 185-224, DOI: 10.1080/14680629.2003.9689946.
- [11] Zhao Y., Kim R.Y.: The time-temperature superposition for asphalt mixtures with growing damage and permanent deformation in compression. *TRB 2003 Annual Meeting*.

## **INFLUENCE OF BITUMEN TYPE ON VISCO-ELASTIC PROPERTIES OF COLD RECYCLED MIXES WITH FOAMED BITUMEN**

### **S u m m a r y**

The article presents results concerning visco-elastic properties of deep cold recycled mixes with foamed bitumen, in scope of the penetration range of the new added bitumen (in range od 35/50 to 70/100). The recycled mixes contained 50% of reclaimed asphalt and 30% of reclaimed crushed stone mase and 20% of virgin aggregates. Portland cement was used as a biding agent in amount of 2% and 2.5% of foamed bitumen was added. The samples prepared in gyrotory compactor were subjected to cyclic compressive loading in accordance with AASHTO TP 62-07 (2009) in different temperatures (-10°C, 4°C, 21°C, 37,4°C) and at 6 frequency sweeps at each temperature (25 Hz, 10 Hz, 5 Hz, 1 Hz, 0,5 Hz, 0,1 Hz). For all of the three mixes the values of complex moduli and phase angles were obtained. The utilization of time-temperature superposition principle enabled to shift the experimental data in the frequency domain and to fit sigmoidal functions, resulting in a fitting of master curves for complex moduli and phase angles. The construction of master curves as a function of loading frequency made it possible to compare the visco-elastic properties of the produced mixes with foamed bitumen. No significant differences were found between the mixes containing new 50/70 and 70/100 bitumen, whereas the mix with 35/50 was different.

**Keywords:** foamed bitumen, CRM, cold recycled mixes, base course, complex modulus

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/tb.2016.75

Stanisław GACA<sup>1</sup>  
Mariusz KIEĆ<sup>2</sup>

## METODA POŚREDNIEJ OCENY BEZPIECZEŃSTWA PIESZYCH NA PRZEJŚCIACH

W analizach bezpieczeństwa ruchu drogowego coraz większą rolę odgrywają pośrednie miary bezpieczeństwa, w tym prędkość pojazdów. W nawiązaniu do tego trendu badań autorzy przedstawili koncepcję modelu pośredniego szacowania prawdopodobieństwa wypadków najechania na pieszego w obrębie wyznaczonych przejść. Wykorzystując dane o prędkości pojazdów z pomiarów empirycznych na terenach zurbanizowanych, porównano potencjalne zagrożenia bezpieczeństwa pieszych na przejściach o różnych lokalizacjach i rozwiązaniach geometrycznych. W porównaniach tych oceniano możliwości zatrzymania się pojazdu przed pieszym w przypadkach jego wtargnięcia na przejście.

**Słowa kluczowe:** bezpieczeństwo ruchu, pieszy, przejście dla pieszych, prędkość, pośrednia miara bezpieczeństwa

### 1. Wprowadzenie

Piesi należą do najbardziej zagrożonych grup użytkowników dróg w Polsce. W porównaniu do innych krajów Unii Europejskiej w Polsce rejestruje się jeden z największych wskaźników demograficznych ofiar śmiertelnych wypadków drogowych z udziałem pieszych [5]. Duża część tych wypadków ma miejsce na wyznaczonych przejściach dla pieszych, które z założenia powinny zapewniać jak najlepsze warunki bezpieczeństwa ruchu. Wbrew oczekiwaniom, w latach 2013 – 2015 wystąpił wzrost udziału wypadków na przejściach dla pieszych w zbiorze wszystkich wypadków z pieszymi, od 35,8% w roku 2013 do 40,9% w roku 2015 [7]. Na przejściach dla pieszych w latach 2013 – 2015 liczba ofiar śmiertelnych wyniosła ok. 25% ogółu ofiar śmiertelnych wśród pieszych.

Przyczyny niezwykle dużego zagrożenia bezpieczeństwa pieszych na wyznaczonych przejściach nie są łatwe do kwantyfikacji m.in. z powodu złożoności

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Stanisław Gaca, Politechnika Krakowska, Katedra Budowy Dróg i Inżynierii Ruchu, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, 12 6282320, sgaca@pk.edu.pl

<sup>2</sup> Mariusz Kieć, Politechnika Krakowska, Katedra Budowy Dróg i Inżynierii Ruchu, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, 12 6282158, mkiec@pk.edu.pl

czynników determinujących ryzyko wypadków z udziałem pieszych. Można wskazać co najmniej na 5 grup czynników, tj. związane z: kierującymi pojazdami, drogą i jej otoczeniem, pojazdami i ich ruchem, uwarunkowaniami demograficznymi i społeczno-ekonomicznymi oraz charakterystyką pieszych jako uczestników ruchu [5, 8]. Rola tych czynników może ujawniać się w różnym stopniu, w zależności od konfiguracji ich występowania i lokalnych uwarunkowań. Taka złożoność roli wspomnianych czynników, wraz z bardzo dużą liczbą ich charakterystyk opisowych powodują, że w celu kwantyfikacji ich wpływu poszukuje się bardziej efektywnych metod niż często stosowane modele regresyjne. Modele te zwykle w niewystarczającym stopniu uwzględniają lokalne uwarunkowania bezpieczeństwa ruchu oraz nietypowe rozwiązania drogowe.

Nowe możliwości wielostronnej oceny zagrożeń bezpieczeństwa pieszych na wyznaczonych przejściach oferują metody badań wykorzystujące, tzw. miary pośrednie bezpieczeństwa ruchu. Najbardziej znanymi miarami pośrednimi są konflikty w ruchu drogowym, rozumiane jako sytuacje, w których uczestnicy ruchu zbliżają się do siebie w przestrzeni i w czasie w taki sposób, że zdarzenie drogowe jest bardzo prawdopodobne, jeżeli ich sposób poruszania się pozostanie bez zmian. Konflikty mogą być identyfikowane za pomocą parametrów opisujących, np.: odległości pomiędzy uczestnikami ruchu w sytuacjach występowania incydentów; manewry opóźnień lub przyspieszeń wykonywane w celu uniknięcia konfliktu; gwałtowne zmiany toru jazdy itp. [1, 3, 4]. Pośrednią miarą oceny zagrożeń bezpieczeństwa ruchu może być także prędkość pojazdów w sytuacjach potencjalnego wystąpienia incydentów w ruchu.

Pośrednie miary oceny bezpieczeństwa ruchu z reguły są dobierane tak, aby nawiązywały do ogólnego modelu ryzyka opisanego wzorem:

$$RW_i = R_W \cdot P_{Zi} \cdot P_{Ci} \quad (1)$$

gdzie:  $RW_i$  – miara ryzyka wypadków  $i$ -tego rodzaju,

$R_W$  – miara wystawienia na ryzyko, np. natężenie ruchu, liczba incydentów w przyjętej jednostce czasu,

$P_{Zi}$  – prawdopodobieństwo wystąpienia zdarzenia  $i$ -tego rodzaju w odniesieniu do jednostki miary wystawienia na ryzyko,

$P_{Ci}$  – prawdopodobieństwo wystąpienia określonego stopnia ciężkości zdarzenia drogowego (skutku zdarzenia)  $i$ -tego rodzaju.

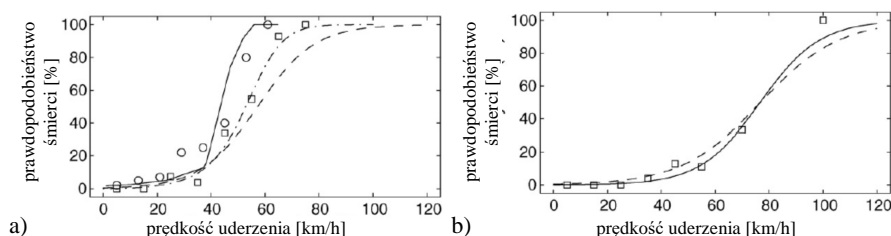
Przy takim opisie ryzyka wypadków łatwo dostrzec, że miary pośrednie, w zależności od ich wyboru, mogą opisywać wystawienie na ryzyko, prawdopodobieństwo zdarzenia drogowego lub jego skutki. W przypadku wyboru prędkości pojazdów jako miary pośredniej, jej charakterystyki mogą się odnosić zarówno do prawdopodobieństwa określonych skutków zdarzenia, jak i prawdopodobieństwa samego wystąpienia określonej sytuacji w ruchu drogowym. Takie ujęcie wpływu prędkości wykorzystano w zbudowanym przez autorów modelu



kinematyczno-probabilistycznym oceny bezpieczeństwa pieszych na wyznaczonych przejściach [2]. Wykorzystując ten model porównano potencjalne zagrożenia bezpieczeństwa pieszych na przejściach o różnych lokalizacjach, przekrojach poprzecznych drogi i rozwiązaniach geometrycznych.

## 2. Model oceny bezpieczeństwa pieszych na przejściach

Podstawowym parametrem wpływającym na prawdopodobieństwo śmierci pieszego w wyniku uderzenia w niego pojazdu jest prędkość. Ilościowe oszacowanie tego prawdopodobieństwa nie jest jednoznaczne, co ilustrują przykłady wyników badań pokazane na rys. 1.



Rys. 1. Prawdopodobieństwo śmierci pieszego w zależności od prędkości uderzenia pojazdu, na podstawie [6]

Fig. 1. Relationship of pedestrian fatality risk and impact speed, based on [6]

Przy podanym zastrzeżeniu można stwierdzić, że korzystając z dostępnych zależności zilustrowanych na rys. 1b i znając dodatkowo prędkości pojazdów na dojeździe do przejścia dla pieszych w sytuacjach konfliktowych (np. wtargnięcie pieszego na przejście), możliwe jest szacowanie prawdopodobieństwa śmierci pieszych w takich sytuacjach. Ryzyko wypadków wyrażone prawdopodobną liczbą ofiar śmiertelnych pieszych  $LW_{PS}$  może być szacowane na podstawie ogólnie zapisanej zależności:

$$LW_{PS} = \sum_i R_{wi}(V_i) \cdot P_i(V_{oi}) \quad (2)$$

gdzie:  $R_{wi}(V_i)$  – wystawienie na ryzyko opisywane liczbą konfliktów „pojazd-pieszcy” w sytuacji dojazdu pojazdu z prędkością  $V_i$ ,

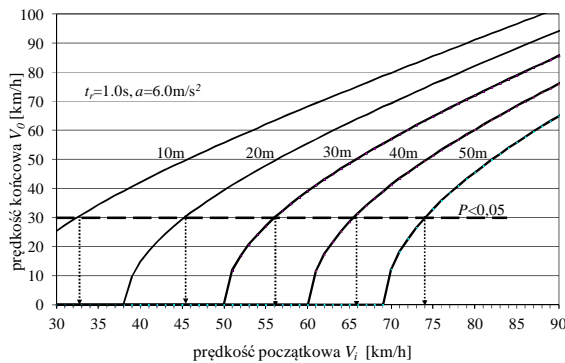
$P_i(V_{oi})$  – prawdopodobieństwo śmierci pieszego w wyniku uderzenia w niego przez pojazd z prędkością  $V_o$  wynikającą z prędkości dojazdu  $V_i$ .

Pełną interpretację zależności opisaną wzorem (2) wraz z jej uszczegółowieniem zamieszczono w [2]. W artykule autorzy pragną zwrócić uwagę na istotną rolę prędkości uderzenia pojazdu w pieszego  $V_o$ , która może być obliczona ze wzoru:

$$V_0 = \sqrt{2 \cdot a \cdot (V_i \cdot t_r - L) + V_i^2} \quad [\text{m/s}] \quad (3)$$

gdzie:  $a$  – opóźnienie w czasie hamowania [ $\text{m/s}^2$ ],  
 $t_r$  – czas reakcji kierującego pojazdem [s],  
 $L$  – odległość, z której kierujący pojazdem zauważa pieszego [m],  
 $V_0, V_i$  – jak we wzorze (2) [m/s].

Korzystając ze wzoru (3) wyznaczono potencjalne wartości prędkości uderzenia w pieszego w zależności od prędkości pojazdu w różnych odległościach od przejścia w zakresie od 10 do 50m (rys. 2).



Rys. 2. Zależność potencjalnej prędkości zderzenia z pieszym od odległości podjęcia manewru hamowania i prędkości początkowej pojazdu

Fig. 2. Relationship between vehicle speed during collision with pedestrian and distance where driver noticed pedestrian

Na podstawie rys. 2 można szacować występującą we wzorze (2) prędkość  $V_{0i}$  przy dowolnej wartości prędkości  $V_i$  przed przejściem. Jako szczególny przypadek wyróżniono sytuacje, w których kierujący pojazdem może się zatrzymać przed pieszym ( $V_{0i} = 0$ ) - brak zdarzenia drogowego. Dysponując dystrybucją rozkładu prędkości przed przejściem można szacować udział kierujących pojazdami, którzy mogą się zatrzymać przed pieszymi w sytuacjach konfliktowych –  $F(V_{0i}=0)$ . Analizując różne przypadki zachowywania się kierujących pojazdami (np. różne przejścia, różne odległości dostrzegania pieszych) wyznacza się iloraz  $HR$  (wzór 4) przypisanych tym sytuacjom wartości  $F(V_0)$ . Wartość tego ilorazu jest relatywną, pośrednią oceną szczególnego przypadku porównania bezpieczeństwa pieszych na przejściach w różnych sytuacjach. Poszerzony zakres takich porównań wraz z walidacją modelu opisano w [2].

$$HR = \frac{F(V_0)_A}{F(V_0)_B} \quad [-] \quad (4)$$

gdzie:  $F(V_0)_A$  i  $F(V_0)_B$  – wartości dystrybuanty prędkości dla danego prawdopodobieństwa śmierci pieszego w sytuacjach A i B (B - referencyjna).

Do oceny zmian poziomu bezpieczeństwa na przejściu dla pieszych w opisywanym przypadku wykorzystano iloraz prawdopodobieństwa wystąpienia sytuacji gdy pojazd zatrzyma się przed przejściem ( $V_0 = 0$  km/h) lub osiąga relatywnie bezpieczną prędkość (30 km/h, co oznacza  $P_i < 0,05$  wg rys. 1b i 2).

### 3. Empiryczne pomiary prędkości przed przejściami

Pomiary prędkości pojazdów były realizowane z wykorzystaniem rejestracji obrazu z kamer wideo, o dużej rozdzielczości, umieszczonych na maszcie o zmiennej wysokości od 5 do 7m. Rejestracji podlegał ruch pojazdów na odcinku drogi na dojeździe do przejścia dla pieszych oraz zachowania pieszych w sąsiedztwie przejścia. W zależności od poligonu badawczego do rejestracji obrazu wykorzystywano jedną lub dwie kamery wideo zamocowane do masztu ustawionego w odległości około 10-15m za przejściem dla pieszych.

Pomiarami objęto pojazdy jadące w kierunku przejścia dla pieszych. Maksymalny zasięg rejestracji obrazu wynosił 100m. W trakcie realizacji pomiaru w terenie wyznaczono przekroje pomiarowe co 20m, stanowiące bazę pomiarową do oceny prędkości średniej. Długość bazy pomiarowej dobrano tak, aby minimalny czas przejazdu odcinka wynosił ok. 1 sekundy, co pozwoliło zminimalizować błędy obserwatorów rejestrujących zdarzenia w trakcie analizy obrazu wideo. Prędkość w przekrojach pośrednich wyznaczono jako wartość średnią, zakładając ruch jednostajny pojazdów pomiędzy przekrojami.

W pomiarach prędkości uwzględniono wyłącznie pojazdy poruszające się w ruchu swobodnym na odcinku 100m przed przejściem. Analizowano tylko sytuacje braku występowania pieszego na przejściu zakładając, że w przypadku jego występowania zwiększa się stopień koncentracji kierującego pojazdem, co skutkuje zmianą jego zachowania i skróceniem czasu reakcji. Na podstawie wykonanych pomiarów uzyskano dane o dystrybuantach rozkładów prędkości pojazdów na dojazdach do 5 różnych typów przejść dla pieszych.

### 4. Dyskusja wyników

Przedstawiona metodyka pośredniej oceny bezpieczeństwa ruchu została zastosowana do porównań potencjalnych skutków wypadków w sytuacjach potencjalnego wtargnięcia pieszego na jezdnię. Analizowano następujące przypadki:

- różne lokalizacje przejść (duże miasto, mała miejscowość),
- różne przekroje poprzeczne drogi (przekrój dwujezdniowy dwupasowy 2x2, przekrój jednojezdniowy dwupasowy 1x2),
- występowanie wyspy azylu dla pieszych,
- zmiany prędkości wraz ze zbliżaniem się pojazdów do przejścia.

W tabeli nr 1 zestawiono wartości dystrybuanty prędkości  $F(V_0)$  odpowiadające prawdopodobieństwu śmierci pieszego  $P_i=0$  (pojazd się zatrzyma) i  $P_i<0,05$ , przy zmieniającej się prędkości w odległościach 50m, 40m, 30m, 20m i 10m od przejścia. Wartości zestawione w tabeli 1 wskazują jaki procent kierujących pojazdami jest w stanie zatrzymać się przed przejściem lub najechać na pieszego z prędkością nie większą niż 30 km/h. Na podstawie tych wyników obliczono wartość relatywnego wskaźnika  $HR$  względem przejścia referencyjnego (ulica 1x2, przejście z wyspą azylu) uznawanego za potencjalnie najbezpieczniejsze spośród analizowanych.

Tabela 1. Zestawienie wartości dystrybuanty prędkości  $F(V_0)$  na różnych poligonach

Table 1. Values of speed distribution  $F(V_0)$  for various measurement sites

Lokalizacja	Przekrój	Odległość od przejścia dla pieszych				
		10m	20m	30m	40m	50m
$P_i = 0$ (pojazd zatrzyma się przed przejściem)						
Miasto	1x2M azyl	-*	0,283	0,913	1,000	1,000
	1x2M	-*	0,310	0,913	0,984	1,000
	2x2M pas L	-*	0,020	0,163	0,624	0,870
	2x2M pas P	-*	0,072	0,278	0,767	0,937
Miejscowość	1x2P	-*	0,000	0,189	0,554	0,876
	1x2P azyl	-*	0,026	0,057	0,247	0,692
$P_i = 0,05$ (pojazd uderzy w pieszego z prędkością poniżej 30 km/h)						
Miasto	1x2M azyl	0,174	0,739	1,000	1,000	1,000
	1x2M	0,084	0,668	0,979	0,996	1,000
	2x2M pas L	0,015	0,103	0,407	0,811	0,946
	2x2M pas P	0,049	0,228	0,613	0,908	0,971
Miejscowość	1x2P	0,000	0,092	0,411	0,792	0,892
	1x2P azyl	0,007	0,051	0,152	0,516	0,876

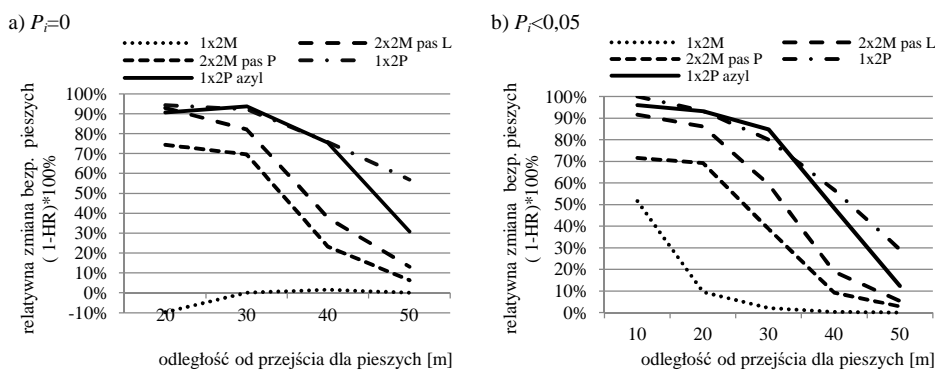
- brak możliwości zatrzymania się pojazdu przed przejściem

Na rys. 3 przedstawiono oszacowane zwiększenie zagrożenia pieszych na różnych przejściach, oceniane jako procent pojazdów, które nie zatrzymają się ( $P_i=0$ ) lub mogą uderzyć w pieszego z prędkością większą niż 30 km/h ( $P_i<0,05$ ), względem referencyjnego przejścia. Pokazana na rysunku wartość wskaźnika wzrostu zagrożenia została wyznaczona jako:  $(1,0-HR)*100\%$ .

Z analizy danych przedstawionych na rysunku 3 wynika, że:

- najbardziej niebezpieczne przejścia, o podobnym poziomie bezpieczeństwa, występują na odcinkach przejść drogowych przez miejscowości,
- przejścia dla pieszych na odcinkach o przekroju 2x2 są bardziej niebezpieczne w mieście, w szczególności w obrębie lewego pasa ruchu,
- brak azylu dla pieszych powoduje 2-krotne zwiększenie udziału kierujących pojazdami w mieście, którzy mogą najechać na pieszego z prędkością większą niż 30 km/h, w przypadku ich zauważenia z odległości 10m,

- poprawa stopnia przestrzegania ograniczeń prędkości wpływa na poprawę bezpieczeństwa pieszych. Poruszanie się z prędkością 60 km/h w odległości 40m od przejścia dla pieszych umożliwia zatrzymanie pojazdu w sytuacji konfliktu z pieszym po podjęciu manewru hamowania z opóźnieniem  $6 \text{ m/s}^2$  i większym.



Rys. 3. Relatywna zmiana bezpieczeństwa pieszych na różnych poligonach badawczych

Fig. 3. Relative change of pedestrian safety for various measurement sites

## 5. Podsumowanie

Przy interpretacji wyników szacowania zmian bezpieczeństwa pieszych na podstawie opisanego modelu należy brać pod uwagę następujące ograniczenia wynikające z przyjętych założeń:

- wartości czasu reakcji kierujących pojazdami są uśrednione i nie zmieniają się w czasie. W rzeczywistości mogą się one zmieniać w czasie, co będzie powodować także zmiany poziomu szacowanego zagrożenia bezpieczeństwa pieszych;
- przyjęta funkcja prawdopodobieństwa śmierci pieszego reprezentuje uśrednione wartości ryzyka (dla  $P_i<0,05$ );
- prawdopodobieństwo błędu pieszego (wtargnięcie na przejście) jest takie samo na porównywanych przejściach; W rzeczywistości może się ono zmieniać pod wpływem lokalnych czynników.

Przedstawiona metoda, poza prostymi porównaniami wpływu typu przejść, może być użyteczna również do badań wpływu ograniczeń widoczności, stanu nawierzchni oraz środków zarządzania prędkością na zmiany bezpieczeństwa pieszych w tych samych miejscach.

Zastosowanie opisanej metody do kwantyfikacji liczby pieszych, którzy mogą stać się ofiarą zdarzenia drogowego wymaga jej uzupełnienia o moduł szacowania prawdopodobieństwa błędu pieszego i pojawiania się dodatkowych interakcji „kierujący pojazdem – pieszy” zmieniających wzajemne zachowania.

## Literatura

- [1] FHWA Report, Surrogate Safety Assessment Model and Validation: Final Report, Federal Highway Administration, FHWA-HRT-08-051, 2008.
- [2] Gaca S., Kieć M., Assessment of Pedestrian Risk at Crossings with Kinematic–Probabilistic Model, Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, vol. 2514, 2015, pp 129-137.
- [2] Kieć M., Zastosowanie techniki konfliktów ruchowych jako miary pośredniej w ocenie bezpieczeństwa ruchu drogowego, Logistyka, 6/2014, s. 5395-5404.
- [4] Laureshyn A, Svensson A, Hydén C., Evaluation of traffic safety, based on micro-level behavioural data: theoretical framework and first implementation. Accident Analysis & Prevention, Volume 42, 2010, pp 1637-1646.
- [5] Podręcznik ochrony pieszych dla instytucji zarządzających bezpieczeństwem ruchu drogowego i zarządców dróg, Fundacja Rozwoju Inżynierii Lądowej – Politechnika Gdańska – Politechnika Krakowska, Gdańsk/Warszawa 2014.
- [6] Rosén E, Sander U. and Stigson H., Literature review of pedestrian fatality risk as a function of car impact speed. Accident Analysis and Prevention, Vol. 43, 2011, pp. 25–33.
- [7] Wypadki drogowe w Polsce, Wydział Ruchu Drogowego Biura Prewencji i Ruchu Drogowego Komendy Głównej Policji, Warszawa 2013, 2014, 2015.
- [8] Zegeer C.V., Bushell M., Pedestrian crash trends and potential countermeasures from around the world. Accident Analysis & Prevention, Vol. 44, 2012, pp. 3–11.

## ASSESSMENT OF PEDESTRIAN SAFETY AT PEDESTRIAN CROSSINGS BASED ON VEHICLES SPEEDS

### Summary

In road safety analyses, surrogate safety measures, including speed of vehicles, play an increasingly important role. In relation to this trend, the authors presented the concept of model for indirectly estimation probability of accidents, hitting in pedestrian, at marked pedestrian crossing. Potential hazards at pedestrian crossings for various locations and geometric designing based on empirical research speed of vehicles in urban areas were compared. The possibility of stopping vehicles in front of pedestrians, in case of their intrusion at pedestrian crossing, were evaluated.

**Keywords:** road safety, pedestrian, pedestrian crossings; speed; surrogate safety measure

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.76

Damian IWANOWICZ<sup>1</sup>  
Tomasz SZCZURASZEK<sup>2</sup>

## DYLEMATY PRZY USTALANIU STANU PRZESYCENIA RUCHEM WLOTÓW SKRZYŻOWAŃ Z SYGNALIZACJĄ ŚWIETLNA

Przedmiotem artykułu jest analiza dokładności szacowania średnich długości kolejek pojazdów na wlotach skrzyżowań z sygnalizacją świetlną, za pomocą modeli matematycznych stosowanych w Polsce i w USA. Na podstawie badań stwierdzono, że w przypadku dużego nasycenia ruchem lub przesylenia wlotu błędy szacowania długości kolejek są bardzo znaczące. Główną przyczyną tego jest brak lub niewłaściwy sposób wyznaczania tzw. „początkowej” kolejki pojazdów, formowanej w poprzednich cyklach sygnalizacyjnych w stosunku do cyklu analizowanego.

**Słowa kluczowe:** kolejki pojazdów, sygnalizacja świetlna, zatłoczenie

### 1. Wprowadzenie

Znaczne zatłoczenie ruchem oraz tworzenie się długich kolejek pojazdów przed wlotami skrzyżowań są dzisiaj typowym obrazem warunków ruchu w średnich i dużych miastach Polski. Konsekwencją tego jest wzrost wypadkowości oraz ponoszenie znacznych strat czasu w podróży. Jak wyliczają Autorzy pracy [1], z powodu zatłoczenia (zatory oraz utrudnienia w ruchu drogowym), na sieci ulicznej największych polskich miast „pracujący kierowcy” stracili w 2015 roku 3,8 mld złotych, co stanowiło średnio 70% ich jednej pensji. Ponadto odnotowano wzrost tego wskaźnika aż o 12% w stosunku do wartości z roku 2014. Na poziomie mikroekonomicznym koszt występującego na sieci ulicznej zatłoczenia dla statystycznego „mieszkańca-kierowcy” wyniósł w tych miastach 3 350 zł w skali roku (w stosunku do roku 2014 jest to wzrost o około 17%). Szacunki Autorów Raportu [1] wskazują, że roczny koszt zatorów drogowych dla gospodarki kraju (po odjęciu dochodów podatkowych) był równy 3,3 mld zł, czyli 0,19% PKB.

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Damian Iwanowicz, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz; Katedra Inżynierii Drogowej i Transportu, e-mail: damian.iwanowicz@utp.edu.pl

<sup>2</sup> Tomasz Szczuraszek, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, Katedra Inżynierii Drogowej i Transportu, e-mail: zikwb@utp.edu.pl

Poszukiwanie sposobów minimalizowania zatłoczenia wymaga między innymi wiedzy o procesie tworzenia się kolejek pojazdów. Szczególnie dotyczy to wlotów skrzyżowań z sygnalizacją świetlną, ponieważ one najczęściej tworzą najważniejsze ogniwa podstawowej sieci ulic dużych i średnich miast. Na ten sam aspekt zwracają także uwagę Autorzy Raportu [1], którzy za główne źródło problemu wskazują tzw. „wąskie gardła” sieci ulicznej – czyli wloty dużych skrzyżowań.

W niniejszej pracy autorzy postanowili skonfrontować aktualne sposoby określania długości kolejek pojazdów na wlotach skrzyżowań z sygnalizacją świetlną z wartościami empirycznymi. Dokładność obliczeń tych kolejek ma bowiem olbrzymie znaczenie na poprawność ustalania warunków ruchu oraz stanu nasycenia ruchem i tym samym na szczegółowe rozwiązania projektowe infrastruktury drogowej oraz organizacji ruchu drogowego.

## 2. Charakterystyka analizowanych metod obliczeniowych

Analizie poddano metodologię obliczania długości kolejek pojazdów zawartą w polskich wytycznych (MOPS2004) [2] oraz amerykańskich z roku 2000 (HCM2000) [3] i z 2010 roku (HCM2010) [4]. Wynika to z faktu, iż wzory zawarte w wytycznych krajowych bazują w dużym stopniu na metodologii opracowanej w HCM2000. Ponadto, wytyczne HCM uznawane są w środowisku inżynierów ruchu za jedne z najważniejszych na świecie.

Zarówno metoda krajowa, jak i amerykańska HCM2000 posiadają modele obliczeniowe do wyznaczenia średnich długości kolejek pojazdów, jaka przypada na pojedynczy cykl sygnalizacyjny. W obu tych modelach występują dwa estymatory, odpowiedzialne za szacowanie średnich długości kolejek. Pierwszą z nich jest średnia długość kolejki formującej się z pojazdów zatrzymujących się na wlocie w trakcie nadawania sygnału czerwonego i jeszcze częściowo na początku sygnału zielonego (wg definicji), nazywana kolejką na czerwonym świetle  $K_C$ . Drugą zaś jest średnia długość kolejki pojazdów, formująca się w poprzednim cyklu sygnalizacyjnym w wyniku zarówno braku zdolności obsługi pojazdów z kolejki  $K_C$ , jak i dojeżdżających do wlotu pojazdów w trakcie nadawania sygnału zielonego, nazywana kolejką pozostającą  $K_P$ . Suma tych dwóch wartości odpowiada średniej długości kolejki maksymalnej  $K_M$ . Różnica obu tych metod polega na tym, że model krajowy zakłada brak pojazdów na wlocie na początku sygnału czerwonego poprzedniego cyklu. Nie uwzględnia zatem faktu występowania tzw. kolejki początkowej  $K_0$ , która mogłaby się utworzyć przed analizowanymi cyklami sygnalizacyjnymi. Metoda HCM2000 natomiast uwzględnia kolejkę  $K_0$ , zarówno w estymatorze  $K_P$ , jak i przy ustalaniu natężenia potoku pojazdów dopływających do wlotu skrzyżowania  $q$ . Warty uwagi jest, że w załączniku do polskich wytycznych znajduje się identyczny model szacowania wartości  $K_0$ , jak w metodzie HCM2000. Ma on jednak obecnie wyłącznie zastosowanie do wieloprzedziałowych analiz strat czasu.



Metoda HCM2010 natomiast posiada odmienną konstrukcję modelu matematycznego szacowania średniej długości kolejki maksymalnej. Model wykorzystuje trzy estymatory, odpowiedzialne za szacowanie długości kolejek pojazdów:

- całkowicie zatrzymanych w trakcie trwania pojedynczego cyklu sygnalizacyjnego (utożsamiany z  $K_C$ ),
- pozostających w danym cyklu (utożsamiany z  $K_P$ ),
- pozostających w danym cyklu na wlocie na skutek obecności  $K_0$ .

Żaden z wyżej scharakteryzowanych modeli matematycznych nie posiada metody szacowania długości kolejek pojazdów w analizie wieloprzedziałowej.

### 3. Badania terenowe długości kolejek pojazdów

Do badań wybrano wlot ulicy Spornej na skrzyżowaniu tej ulicy z ulicą Fordońską w Bydgoszczy. Jest to skrzyżowanie o ruchu sterowanym sygnalizacją świetlną w stałym, cyklicznym programie sterowania. Długość cyklu sygnalizacyjnego równa była 120 s, natomiast długość nadawania sygnału czerwonego wynosiła 90 s, zaś zielonego – 26 s (dane dotyczą okresu, w którym przeprowadzono badania). Badany wlot posiada jedną obliczeniową grupę pasów ruchu z jednym pasem ruchu, z której wjazd na skrzyżowanie odbywa się tylko w jednej relacji skrętnej.

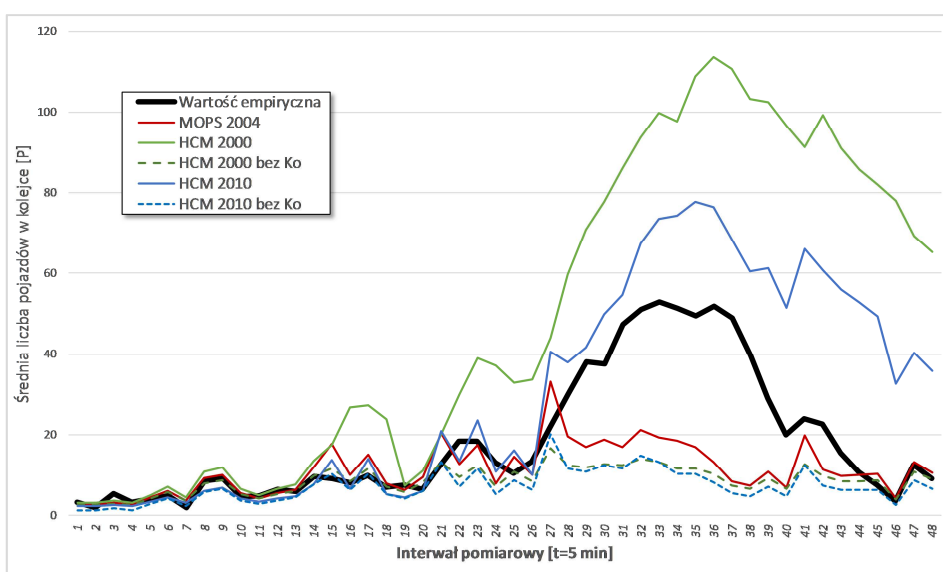
Badaniom podlegały:

- natężenia oraz struktura rodzajowa strumieni pojazdów dojeżdżających do badanego wlotu skrzyżowania w przekroju wylotu sąsiedniego skrzyżowania;
- natężenia oraz struktura rodzajowa strumieni pojazdów opuszczających badany wlot skrzyżowania w przekroju linii zatrzymań po zapaleniu światła zielonego przez sygnalizator;
- długości kolejki pojazdów formującej się w trakcie nadawania sygnału czerwonego w danym cyklu sygnalizacyjnym;
- długości kolejki pojazdów pozostających z kolejki na świetle czerwonym z danego cyklu sygnalizacyjnego na cykl następny (które nie zdołały opuścić skrzyżowania w czasie nadawania sygnału zielonego) formując tzw. kolejkę pozostającą.

Badania były realizowane przez kilka dni roboczych. Wyniki badań zagregowane zostały w interwały 5-minutowe. Taki okres analizy sugerowany jest w wielu pozycjach literaturowych jako najbardziej odpowiedni do analiz warunków ruchu na skrzyżowaniach miejskich, charakteryzujących się dużą zmiennością natężeń ruchu w czasie. Dla tych przedziałów czasowych określono wszystkie parametry ruchu, istotne w toku analiz.

#### 4. Analizy wyników badań

Na rys. 1 przedstawiono przykładowe wyniki średnich długości kolejek maksymalnych  $K_M$ , uzyskane na podstawie badań na tle wartości szacowanych za pomocą poszczególnych modeli matematycznych [2, 3 i 4] (oznaczenie w legendzie rysunku „bez  $K_0$ ” oznacza bez uwzględnienia kolejki początkowej). Przedstawione na tym rysunku dane empiryczne prezentują zmiany w czasie długości kolejki pojazdów z jednego dnia pomiarowego (28 kwietnia 2014 r.) w okresie porannego szczytu przewozowego ( $5^{00} - 9^{00}$ ).



Rys. 1. Średnie obliczeniowe długości maksymalnych kolejek pojazdów na tle wartości empirycznych w 5-minutowym interwale pomiarowym

Fig. 1. The comparison of the average back-of-queue size, obtained from research and formulas included in the guidelines (5-minute interval measurement)

Zauważyć należy wyraźny podział na dwa podokresy. Pierwszy, w którym wartości empiryczne są w miarę zbieżne z wartościami teoretycznymi (z wyjątkiem metody HCM2000). Występuje on od 1 do 24 interwału pomiarowego, czyli w godzinach  $5^{00}$ - $7^{00}$ . Do 24 interwału pomiarowego warunki ruchowe na skrzyżowaniu były na tyle korzystne, że nie przyczyniły się do wystąpienia kolejek pozostających (świadczących o przesyleniu wlotu).

W przypadku drugiego podokresu analizy (interwały 25-48), wyniki teoretyczne są albo niedoszacowane (modele bez uwzględniania wartości  $K_0$ ), albo przeszacowane (modele uwzględniające wartości  $K_0$ ). Niedoszacowanie wynika z tego, że w modelach tych całkowicie pomijane są warunki ruchowe, jakie występowały na wlocie w okresie poprzedzającym okres analizy. Przeszacowanie

natomiast spowodowane jest ciągłym sumowaniem następujących po sobie wartości  $K_0$  (z kolejnych interwałów). Modele matematyczne bowiem, uwzględniające szacowanie  $K_0$ , w okresach stanu przesylenia (gdy natężenie ruchu przekracza przepustowość wlotu) w sposób nieprzerwany dodają do siebie obliczeniowe długości kolejki początkowej z poprzednich okresów. Nie uwzględnia się w nich natomiast procesu, który autorzy nazwali „procesem wchłaniania kolejki przez wlot”. Polega on na zmniejszaniu się kolejki pozostającej w poprzednich okresach w sytuacji chwilowych stanów niedosycenia ruchem wlotu (natężenie ruchu na wlocie jest mniejsze od przepustowości wlotu). Stąd też skumulowane wyniki obliczeń są tak przeszacowane, co doskonale zauważyć można na rys. 1 w okresie od 26 do 38 interwału pomiarowego.

Ponieważ średnia długość kolejki początkowej  $K_0$  jest tożsama ze średnią długością kolejki pozostającej  $K_P$  występującej w okresie poprzedzającym, wysunięto wniosek, że na błąd szacowania wartości  $K_M$  głównie wpływ ma nieuwzględnianie lub błędne szacowanie wartości  $K_0$ .

Średniokwadratowe błędy szacowania za pomocą analizowanych metod obliczeniowych względem przedstawionych wyników badań zestawiono w tabl. 1.

Tablica 1. Wyniki analiz różnic średnich długości kolejki pojazdów otrzymanych empirycznie i teoretycznie [P]

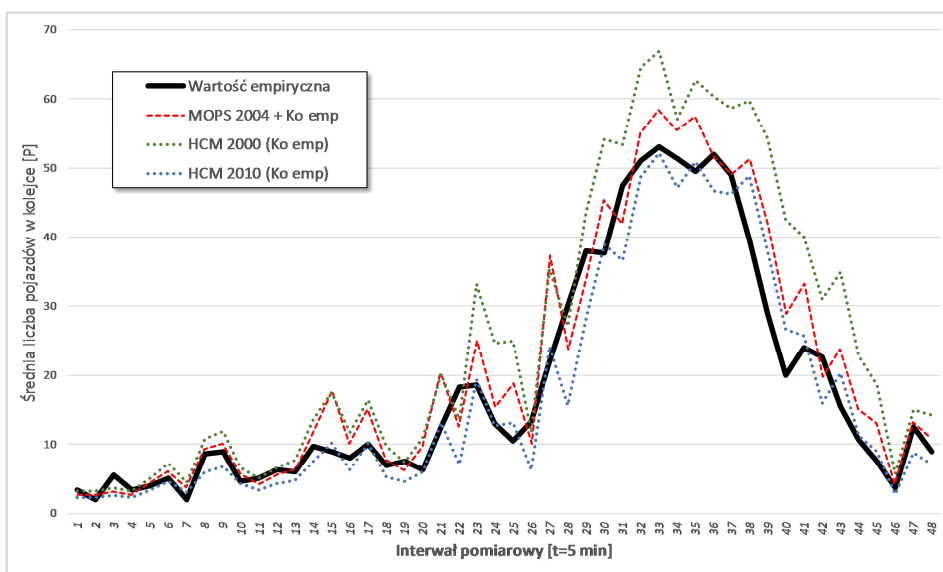
Table 1. Mean squared errors of back-of-queue size [veh.]

Miara	Parametr poddany ocenie											
	$K_0$			$K_C$			$K_P$			$K_M$		
	O1	O2	$\Sigma$	O1	O2	$\Sigma$	O1	O2	$\Sigma$	O1	O2	$\Sigma$
<i>Wytyczne krajowe MOPS2004 [2]</i>												
$\bar{x}$	-0,9	-25,7	-16,4	-0,2	-0,6	-0,4	-1,0	12,5	7,5	-1,2	12,0	7,0
$\hat{\theta}$	2,1	15,0	17,0	1,4	1,7	1,6	1,3	15,4	13,8	2,5	15,4	13,8
<i>Wytyczne amerykańskie HCM2000 [3] (<math>K_C</math>, <math>K_P</math> i <math>K_M</math> z pominięciem szacowania <math>K_0</math>)</i>												
$\bar{x}$	-0,9	-25,7	-16,4	-0,11	0,09	0,01	-2,0	11,2	6,2	-2,5	-5,0	-4,1
$\hat{\theta}$	2,1	15,0	17,0	1,17	1,47	1,35	1,6	15,4	13,7	2,9	10,9	8,8
<i>Wytyczne amerykańskie HCM2010 [4] (<math>K_C</math>, <math>K_P</math> i <math>K_M</math> z pominięciem szacowania <math>K_0</math>)</i>												
$\bar{x}$	-3,2	-19,3	-13,2	1,4	3,0	2,4	-0,4	13,9	8,5	1,5	17,0	11,2
$\hat{\theta}$	11,7	15,5	16,1	1,1	1,8	1,8	0,7	15,5	14,0	1,2	15,5	14,4
<i>Wytyczne amerykańskie HCM2000 [3]</i>												
$\bar{x}$	-0,9	-25,7	-16,4	-0,5	-16,2	-10,3	-3,7	-29,3	-19,8	4,4	45,5	30,1
$\hat{\theta}$	2,1	15,0	17,0	1,6	10,6	11,4	5,1	16,3	18,1	6,5	24,6	28,2
<i>Wytyczne amerykańskie HCM2010 [4]</i>												
$\bar{x}$	-3,2	-19,3	-13,2	1,4	3,0	2,4	-0,4	13,9	8,5	0,6	-18,7	-11,4
$\hat{\theta}$	11,7	15,5	16,1	1,1	1,8	1,8	0,7	15,5	14,0	2,1	15,0	15,2
<b>Oznaczenia:</b>												
$\bar{x}$ – średnia wartość różnic wartości teoretycznej od wartości empirycznej, $\hat{\theta}$ – średniokwadratowy błąd szacowania, $K_0$ – długość kolejki początkowej, $K_C$ – długość kolejki na czerwonym świetle, $K_P$ – długość kolejki pozostającej, $K_M$ – długość kolejki maksymalnej, O1 – pierwszy podokres pomiarowy (godz. 5 <sup>00</sup> – 7 <sup>00</sup> ), O2 – drugi podokres pomiarowy (godz. 7 <sup>00</sup> – 9 <sup>00</sup> ), $\Sigma$ – cały okres pomiarowy (godz. 5 <sup>00</sup> – 9 <sup>00</sup> ).												

Na ich podstawie stwierdza się, że największe błędy szacowania dotyczą średniej długości kolejki początkowej. Przy braku danych o kolejkach początkowych modele matematyczne [2, 3 i 4] posiadają zbliżony do siebie błąd szacowania. Bardzo mały błąd szacowania występuje natomiast przy określaniu średniej długości kolejki na czerwonym świetle.

Wobec powyższego, autorzy dokonali weryfikacji poddanych analizie modeli matematycznych, w których zastosowano empiryczne wartości średniej długości kolejki początkowej  $K_{0,emp}$ . Rezultat tej analizy zilustrowano na rys. 2 (oznaczenie w legendzie rysunku „ $K_{0,emp}$ ” oznacza uwzględnianie empirycznej długości kolejki początkowej). Natomiast średniokwadratowe błędy szacowania zestawiono w tabl. 2.

Dokonując analizy wyników, które zaprezentowano na rys. 2 i w tabl. 2 stwierdza się, że uwzględniając w analizach rzeczywistą długość kolejki początkowej  $K_0$  uzyskuje się nieduże błędy szacowania długości kolejki  $K_M$ . Praktycznie pomijana w analizach krajowych składowa wzoru  $K_0$  okazuje się być najistotniejszym elementem estymatora  $K_M$ . Najważniejszym problemem badawczym powinno być zatem właściwe ustalenie modelu obliczeniowego średniej długości kolejki początkowej.



Rys. 2. Analiza średnich długości maksymalnych kolejek pojazdów z wykorzystaniem empirycznych wartości  $K_0$  na tle wartości empirycznych w 5-minutowym interwale pomiarowym

Fig. 2. The comparison of the average back-of-queue size using the empirical  $K_0$  value, obtained from research and formulas included in the guidelines (5-minute interval measurement)

Tablica 2. Wyniki analiz różnic średnich długości kolejek pojazdów otrzymanych empirycznie i teoretycznie [P] z wykorzystaniem empirycznych wyników średniej długości kolejki początkowej  
 Table 2. Mean squared errors back-of-queue size [veh.] using the empirical initial queues value

Miara	Parametr poddany ocenie								
	$K_C$			$K_P$			$K_M$		
	O1	O2	$\Sigma$	O1	O2	$\Sigma$	O1	O2	$\Sigma$
<i>Wytyczne krajowe MOPS2004 [2] (<math>K_M + K_{0,emp}</math>)</i>									
$\bar{x}$	-0,2	-0,6	-0,4	-1,0	12,5	7,5	-1,2	-3,6	-2,7
$\hat{\theta}$	1,4	1,7	1,6	1,3	15,4	13,8	2,5	5,7	4,9
<i>Wytyczne amerykańskie HCM2000 [3]</i>									
$\bar{x}$	-2,0	-3,5	-2,9	-0,2	-6,3	-4,0	-2,2	-9,8	-6,9
$\hat{\theta}$	1,6	7,1	5,7	1,2	6,6	6,0	2,5	7,5	7,1
<i>Wytyczne amerykańskie HCM2010 [4]</i>									
$\bar{x}$	1,4	3,0	2,4	-0,4	13,9	8,5	1,1	1,4	1,3
$\hat{\theta}$	1,1	1,8	1,6	0,7	15,5	14,0	1,2	5,6	4,5
Oznaczenia: jak w tabl. 1									

Z dokonanej analizy wynika, że najbardziej dokładnym modelem, za pomocą którego uzyskiwany jest najmniejszy średniokwadratowy błąd szacowania, jest estymator kolejek metody HCM2010. Średnia wartość różnicy wartości teoretycznej od empirycznej jest niewielka i dodatnia – co oznacza, że otrzymane rezultaty w większości przypadków są tylko nieznacznie niedoszacowane.

## 5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych wyników badań stwierdzono słuszność podjętej tematyki analizy procesu zmian długości kolejek pojazdów na wlotach skrzyżowań z sygnalizacją świetlną. Obecne metody szacowania, w tym przede wszystkim obowiązujący w kraju model obliczeniowy średniej długości kolejek pojazdów, nie są poprawne.

Niewątpliwym mankamentem we wszystkich metodach wyznaczania średniej długości kolejki pojazdów jest błędne szacowanie średniej długości kolejki pozostającej, w tym głównie błędne szacowanie średniej długości kolejki początkowej (dotyczy to również wzoru Z1.6 przedstawionego w załączniku do polskich wytycznych [2]). Obie te wartości są niezwykle istotne w przypadku analiz wieloprzedziałowych, w których obserwuje się zjawisko przenoszenia się kolejek pomiędzy następującymi po sobie cyklami sygnalizacyjnymi, gdy mamy do czynienia z nadwyżką natężenia ruchu na dojeździe do sterowanego wlotu skrzyżowania w stosunku do przepustowości tego wlotu. Z wyżej nakreślonych powodów autorzy niniejszej pracy uznali za najważniejsze zadanie badawcze opracowanie poprawnych modeli matematycznych wielkości  $K_0$  i  $K_P$ .

Należy podkreślić także duże znaczenie wielkości przyjmowanego okresu do analiz na dokładność szacowania długości kolejek, szczególnie w stanach dużego nasycenia ruchem. Sugerowany do obliczeń np. w polskiej metodzie [2]

okres 15 minut (lub 1 godziny) jest bez wątpienia zbyt duży, powoduje bowiem znaczne zaniżanie wyników obliczeń i tym samym większe błędy przy wyznaczaniu długości kolejek pojazdów.

### Literatura

- [1] Deloitte, Targeo.pl: *Raport o korkach w 7 największych miastach Polski. Dane za rok 2015*. Warszawa 2016.
- [2] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad w Warszawie: *Metoda obliczania przepustowości skrzyżowań z sygnalizacją świetlną. Instrukcja obliczania*. Politechnika Krakowska, Warszawa 2004.
- [3] Transportation Research Board: *High Capacity Manual. HCM 2000*. National Academy of Sciences, United States of America, 2000.
- [4] Transportation Research Board: *High Capacity Manual. HCM 2010*. National Academy of Sciences, United States of America, 2010.
- [5] Szczuraszek T., Iwanowicz D.: *The analysis of calculation methods of vehicle queue lengths in front of intersection inlets with traffic lights*. Logistyka, nr 4/2015.

## DILEMMAS IN THE DETERMINATION OF OVERSATURATION STATE ON INTERSECTION INLETS WITH TRAFFIC LIGHTS

### Summary

The article presents an analysis of the accuracy of estimating the average back-of-queue size on the intersection inlets with traffic lights, using mathematical models in the Polish and US guidelines. Based on own research the authors found, that errors of estimating queue lengths are very significant in the case of high traffic density or oversaturation state on inlets. The main reason for this is non-included or improper method of determining the initial queues, formed in the previous period compared to the current period of the analysis.

**Keywords:** back-of-queue, traffic lights, traffic congestion

*Przestano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.77

Mariusz JACZEWSKI<sup>1</sup>  
Józef JUDYCKI<sup>2</sup>  
Piotr JASKUŁA<sup>3</sup>

## WŁAŚCIWOŚCI NISKOTEMPERATUROWE BETONÓW ASFALTOWYCH O WYSOKIM MODULE SZTYWNOŚCI (AC-WMS) W BADANIACH TRZYPUNKTOWEGO ZGINANIA

Artykuł przedstawia właściwości niskotemperaturowe betonów asfaltowych o wysokim module sztywności. Przedstawione wyniki zostały uzyskane w dwóch badaniach zginania trzypunktowego próbek belkowych: ze stałą prędkością przemieszczenia oraz pod stałym obciążeniem. Obie te metody są od dawna stosowane na Politechnice Gdańskiej do oceny właściwości niskotemperaturowych betonów asfaltowych. Badaniu poddano pięć betonów asfaltowych – trzy betony asfaltowe o wysokim module sztywności (z asfaltami 20/30, PMB 25/55-60 oraz 20/30 MG) oraz dwa konwencjonalne betony asfaltowe (z asfaltami 35/50 oraz 50/70). W trakcie badań oceniano zarówno cechy mechaniczne (wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu, odkształcenie graniczne) jak i cechy reologiczne (parametry modelu Burgersa) wszystkich betonów asfaltowych. Wyniki obu badań laboratoryjnych wykazały, że stosowanie w betonach asfaltowych o wysokim module sztywności asfaltów modyfikowanych polimerem SBS lub asfaltów multigrade znacząco poprawia właściwości niskotemperaturowe w stosunku do betonów asfaltowych o wysokim module sztywności z twardym asfaltem drogowym. Zauważalna jest także poprawa właściwości niskotemperaturowych w stosunku do konwencjonalnych betonów asfaltowych, ale wymaga ona potwierdzenia z badaniami w pełnej skali. W przypadku betonów asfaltowych o wysokim module sztywności z asfaltem drogowym uzyskano wyniki gorsze w stosunku do konwencjonalnych betonów asfaltowych. Wyniki przedstawione w niniejszym artykule są częścią programu badawczego realizowanego przez Katedrę Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad.

**Słowa kluczowe:** betony asfaltowe o wysokim module sztywności, pełzanie, twarde asfalty, wytrzymałość, parametry modelu Burgersa

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Mariusz Jaczewski, Katedra Inżynierii Drogowej, Politechnika Gdańska, Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk, +58 347-27-82, e-mail: mariusz.jaczewski@wilis.pg.gda.pl

<sup>2</sup> Józef Judycki, Katedra Inżynierii Drogowej, Politechnika Gdańska

<sup>3</sup> Piotr Jaskuła, Katedra Inżynierii Drogowej, Politechnika Gdańska

## 1. Wprowadzenie

Stosowanie betonów asfaltowych o wysokim module sztywności w Polsce było jednym z rozwiązań przeciwdziałania nadmiernym deformacjom plastycznym nawierzchni, które występowały powszechnie na przełomie lat 1990/2000. Po okresie pojedynczych prób mieszanki AC WMS zostały one powszechnie wprowadzone do stosowania w latach 2008-2012 na większości budowanych dróg ekspresowych i autostrad. Wątpliwości w sprawie stosowania tego typu mieszanek pojawiły się po zimie 2012 roku, gdy na większości budowanych jeszcze odcinków dróg wystąpiły poprzeczne spękania termiczne.

Technologia betonów asfaltowych o wysokim module sztywności pochodzi z Francji, gdzie jest powszechnie stosowana do podbudów i warstw wiążących od lat 80-tych XX wieku z dość dużym powodzeniem. Charakteryzuje się zwiększoną w stosunku do konwencjonalnych betonów asfaltowych zawartością asfaltu i uziarnieniem zbliżonym do uziarnienia warstw ściernalnych. Dodatkowo, by uzyskać wysoki moduł sztywności w mieszankach tych stosowane są asfalty twarde o penetracji rzędu 10-25 jednostek. O ile w polskiej modyfikacji betonów asfaltowych o wysokim module sztywności zastosowano asfalty bardziej miękkie (penetracja 20-30 jednostek), a także ograniczono moduł sztywności, to nadal pozostaje pytanie o ryzyko powstania spękań termicznych nawierzchni. Niniejszy artykuł przedstawia wyniki dwóch badań laboratoryjnych wykonywanych w ramach pracy badawczej dotyczącej możliwości stosowania betonów asfaltowych o wysokim module sztywności w Polsce wykonanej przez Katedrę Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg krajowych i Autostrad [4]. Są także elementem pracy doktorskiej autora [1].

## 2. Badane materiały

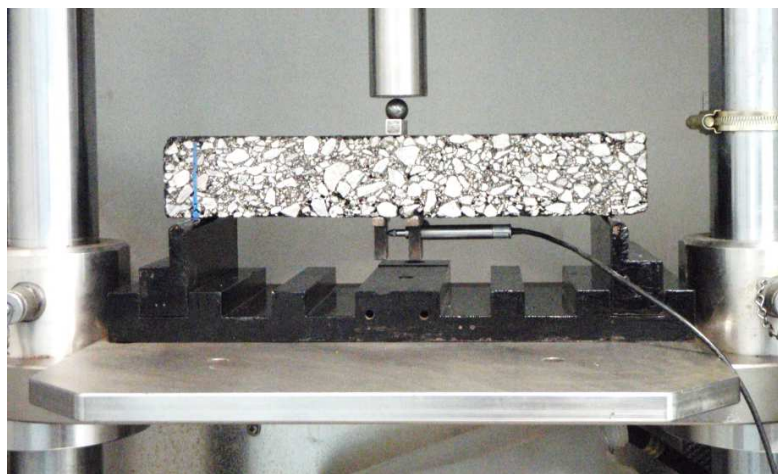
Badaniu poddano pięć mieszanek mineralno-asfaltowych do warstwy wiążącej: trzy betony asfaltowe o wysokim module sztywności (z asfaltem zwykłym 20/30, modyfikowanym 25/55-60 oraz multigrade 20/30) oraz dwa konwencjonalne betony asfaltowe (z asfaltami zwykłymi 35/50 oraz 50/70). Wszystkie badane mieszanki miały uziarnienie do 16 mm. Mieszanki zostały zaprojektowane w oparciu o wymagania techniczne WT-2 z roku 2010. Szczegółowe informacje dotyczące badanych mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono w [1] oraz [5].

## 3. Metody badań

Do oceny właściwości niskotemperaturowych wykorzystano dwa badania zginania belek w schemacie trzypunktowym. Oba testy różniły się tylko sposobem obciążenia: w pierwszym przypadku obciążenie przykładano poprzez stałą prędkość przesuwania się tłoka obciążającego próbkę belkową (stała prędkość



wynosząca 1,25 mm/min); w drugim przypadku przykładano stałe obciążenie o wartości około 30% wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu. Pozostała metodyka wykonywania badań, tj. sposób przygotowania oraz rozmiar próbek, schemat badania oraz sposób pomiaru odkształceń były identyczne. Obie metody zostały opracowane przez Judyckiego [2, 3] i później zmodyfikowane przez Judyckiego, Pszczołę i Jaskułę [4]. Schemat badania przedstawiono na rysunku 1. Szczegółowe informacje dotyczące metodyki badań przedstawione zostały w przywołanych publikacjach oraz raporcie badawczym [5].



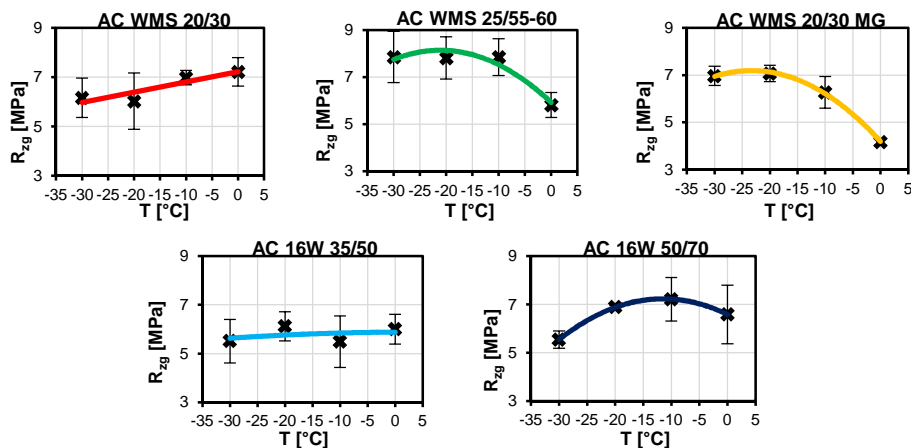
Rys. 1. Próbkę belkową w badaniu zginania pod stałym obciążeniem i zginaniu ze stałą prędkością deformacji

Fig. 1. Beam specimen in bending under constant load test and in bending with constant deformation test

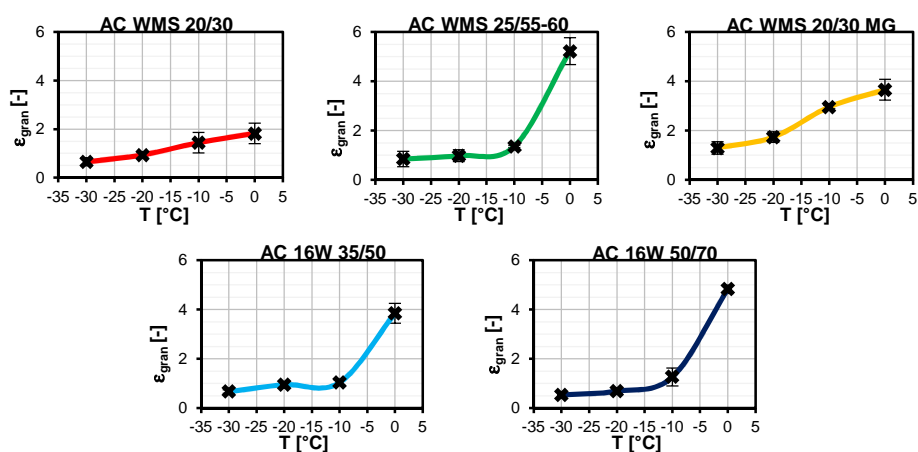
## 4. Wyniki

### 4.1. Zginanie ze stałą prędkością deformacji

W badaniu zginania ze stałą prędkością deformacji badano cechy mechaniczne mieszanek mineralno-asfaltowych w 4 temperaturach: -30, -20, -10 oraz 0°C. Określono dwa parametry: wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu oraz odkształcenie graniczne. Wyniki badań przedstawiono na rysunku 2 (wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu) oraz na rysunku 3 (odkształcenie graniczne).



Rys. 2. Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu badanych mieszanek mineralno-asfaltowych  
Fig. 2. Flexural strength of tested asphalt mixtures



Rys. 3. Odkształcenie graniczne badanych mieszanek mineralno-asfaltowych  
Fig. 3. Critical strain of tested asphalt mixtures

#### 4.2. Zginanie pod stałym obciążeniem

W badaniu zginania pod stałym obciążeniem wyznaczono dwie charakterystyki betonów asfaltowych: krzywe wodzące (tzw. master curve – opisane szczegółowo w [1] i [5]) oraz parametry reologiczne modelu Burgersa dla temperatur 0, -10 oraz -20°C. Równanie stanu modelu Burgersa pod obciążeniem danej jest wzorem:

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 \left[ \frac{1}{E_1} + \frac{t}{\eta_1} + \frac{1}{E_2} \left( 1 - e^{\left( \frac{-t-E_2}{\eta_2} \right)} \right) \right] \quad (1)$$

gdzie:  $\varepsilon(t)$  – odkształcenie od czasu  $t$ ,  $\sigma_0$  – przyłożone stałe naprężenie,  $E_1$ ,  $E_2$ ,  $\eta_1$ ,  $\eta_2$  – parametry modelu Burgersa.

Oba sposoby opisu mieszanek mineralno-asfaltowych używane są powszechnie do opisu zachowania się mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem [6]-[9], a także obliczeń naprężeń termicznych indukowanych w warstwach asfaltowych pod wpływem zmian temperatury [5]. Dodatkowo dla każdej z mieszanek wyznaczono czasy relaksacji, które pokazują zdolność danej mieszanki mineralno-asfaltowej do relaksacji naprężeń. Zestawienie parametrów modelu Burgersa przedstawiono w tablicy 1.

Tablica 1. Parametry modelu Burgersa badanych mieszanek mineralno-asfaltowych

Table 1. Burgers model parameters of tested asphalt mixtures

Mieszanka	Temperatura	Parametry reologiczne modelu Burgersa				
		$E_1$	$E_2$	$\eta_1$	$\eta_2$	$\lambda_1$
	°C	MPa	MPa	MPa·s	MPa·s	s
AC WMS 20/30	0	11 666	1 811	$1,93 \times 10^7$	$3,27 \times 10^5$	1 630
	-10	16 338	4 437	$1,29 \times 10^8$	$1,00 \times 10^6$	8 222
	-20	20 243	7 950	$2,61 \times 10^8$	$1,80 \times 10^6$	12 148
AC WMS 25/55-60	0	8 107	1 989	$4,51 \times 10^6$	$4,34 \times 10^5$	556
	-10	13 417	4 017	$3,26 \times 10^7$	$7,99 \times 10^5$	2 442
	-20	17 514	4 331	$9,87 \times 10^7$	$8,91 \times 10^5$	5 646
AC WMS 20/30 MG	0	4 966	2 423	$3,20 \times 10^6$	$4,44 \times 10^5$	656
	-10	7 048	5 520	$8,70 \times 10^6$	$1,10 \times 10^6$	1 183
	-20	14 328	7 138	$1,95 \times 10^8$	$1,85 \times 10^6$	13 470
AC 16W 35/50	0	7 891	1 469	$5,65 \times 10^6$	$3,26 \times 10^5$	793
	-10	15 609	3 901	$5,54 \times 10^7$	$7,84 \times 10^5$	3 616
	-20	17 241	4 761	$9,13 \times 10^7$	$9,34 \times 10^5$	5 460
AC 16W 50/70	0	7 712	2 351	$4,59 \times 10^6$	$6,47 \times 10^5$	607
	-10	14 703	3 453	$5,03 \times 10^7$	$6,41 \times 10^5$	3 460
	-20	18 990	5 152	$1,31 \times 10^8$	$1,08 \times 10^6$	6 915

## 5. Analiza wyników

W obu badaniach najgorszymi właściwościami niskotemperaturowymi charakteryzuje się beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem drogowym 20/30. O ile charakteryzuje się ona nieznacznie wyższą wytrzymałością na rozciąganie przy zginaniu od konwencjonalnych betonów asfaltowych, to zauważalny na rysunku 2 jest brak wyraźnego maksimum wytrzymałości. Widoczna jest natomiast dość wyraźna tendencja spadkowa wartości wytrzymałości

wraz ze spadkiem temperatury. Słabe właściwości niskotemperaturowe widoczne są także na rysunku 3, na którym wyniki odkształcenia granicznego dla AC WMS 20/30 odstają od pozostałych mieszanek. O ile w temperaturze  $-30^{\circ}\text{C}$  wyniki dla AC WMS 20/30 są zbliżone do pozostałych mieszanek, to widoczna jest bardzo niska wartość odkształcenia granicznego w przypadku temperatury  $0^{\circ}\text{C}$ . Może to świadczyć o dużo szybszej zmianie stanu materiału z lepko-sprężystego na sprężysty, bądź przejście w stan kruchy. Potwierdzenie to znajduje w badaniu zginania pod stałym obciążeniem. Beton asfaltowy o wysokim module sztywności charakteryzuje się najwyższymi wartościami wszystkich parametrów reologicznych, zarówno sztywności, jak i lepkości (patrz tablica 1). Skutkuje to najdłuższymi czasami relaksacji naprężeń ( $\lambda$ ) w niskich temperaturach, przynajmniej dwukrotnie dłuższymi w porównaniu do pozostałych badanych mieszanek.

Pozostałe mieszanki, za wyjątkiem mieszanki AC WMS z asfaltem 20/30 multigrade charakteryzują się w większości przypadków podobnymi właściwościami (z przewagą mieszanki z asfaltem modyfikowanym polimerem SBS w niektórych aspektach). Dotyczy to zarówno wartości oraz tendencji w odkształceniu granicznym, jak i wartości parametrów modelu Burgersa i czasów relaksacji naprężeń. Jedyny wyjątek stanowi tutaj wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu mieszanki AC 16W z asfaltem 35/50, w której brak jest wyraźnego maksimum wytrzymałości i zachowuje się ona podobnie jak mieszanka AC WMS z asfaltem 20/30.

Na oddzielną uwagę zasługuje mieszanka AC WMS z asfaltem 20/30 multigrade. Większość wyników badań wskazuje, że mieszanka ta charakteryzuje się najwyższą odpornością na spękania niskotemperaturowe z wszystkich badanych mieszanek: osiąga dość wysokie wartości wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu, maksimum wytrzymałości uzyskane zostało w temperaturze  $-20^{\circ}\text{C}$ , wartości odkształcenia granicznego wykazują najwyższe wartości spośród wszystkich mieszanek, a także charakteryzują się największą jednorodnością. Także w przypadku większości parametrów reologicznych mieszanka AC WMS 20/30 MG uzyskała najlepsze (najniższe) parametry. Dość niepokojący jest jednak znaczny przyrost wartości lepkości w temperaturze  $-20^{\circ}\text{C}$ , przez co w bardzo niskich temperaturach mieszanka ta charakteryzuje się bardzo długim czasem relaksacji naprężeń – na poziomie zbliżonym mieszanki AC WMS z asfaltem drogowym 20/30.

Z przedstawionych wyników wynika, że najlepiej zachowują się mieszanki w których zastosowano albo asfalty modyfikowane albo asfalty multigrade. Przy czym do pełnego obrazu brakuje wyników betonów asfaltowych konwencjonalnych z tego typu asfaltami, przy których można by się spodziewać poprawy właściwości w stosunku do asfaltów zwykłych.

## 6. Wnioski

Z przeprowadzonych badań wynika, że najlepszymi właściwościami niskotemperaturowymi charakteryzuje się beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem 20/30 multigrade. Uzyskał on najlepsze wyniki w obu przedstawionych badaniach. Najgorszymi właściwościami niskotemperaturowymi charakteryzuje się natomiast beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem drogowym 20/30. Uzyskał on najgorsze wyniki w obu przeprowadzonych badaniach. W przypadku pozostałych mieszanek uzyskano wyniki na zbliżonym poziomie, z nieznaczną przewagą mieszanki z asfaltem modyfikowanym.

Same badania laboratoryjne mogą być jednak niewystarczające do kompleksowej i jednoznacznej oceny odporności poszczególnych mieszanek na spękania niskotemperaturowe. O ile uzyskano informacje o odcinkach dróg wybudowanych z mieszankami AC WMS z asfaltem drogowym 20/30 oraz modyfikowanym 25/55-60, to nie wybudowano żadnego odcinka z mieszanką AC WMS16 z asfaltem 20/30 multigrade. Jest to szczególnie ważna informacja, gdyż w publikacjach [1], [5] zauważono, że na odcinkach z mieszankami AC WMS spękania termiczne występują dużo częściej niż w przypadku odcinków z konwencjonalnymi betonami asfaltowymi i to niezależnie od rodzaju zastosowanego asfaltu. Dodatkowo badania prowadzone przez Zhao i Hespera [10] wskazują, że technologia stosowana przy produkcji asfaltów multigrade może istotnie zwiększać intensywność spękań termicznych w przypadku rzeczywistych odcinków drogowych. Niemniej jednak, obiecujące wyniki uzyskane w badaniach laboratoryjnych skłaniają do sprawdzenia tego rodzaju mieszanek w rzeczywistych warunkach w pełnej skali.

## Literatura

- [1] Jaczewski M.: Wpływ zastosowania betonu asfaltowego o wysokim module sztywności na spękania niskotemperaturowe nawierzchni, praca doktorska, Gdańsk, 2016 (maszynopis po dwóch recenzjach, promotor: prof. dr hab. inż. Józef Judycki).
- [2] Judycki J., Zależność wytrzymałości betonu asfaltowego poddanego zginaniu od prędkości wywołanych odkształceń, *Budownictwo Lądowe XXVIII*, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, nr. 245, 1976.
- [3] Judycki J., Analiza niektórych właściwości reologicznych drogowego betonu asfaltowego poddanego działaniu obciążeń statycznych, praca doktorska, Gdańsk, 1975.
- [4] Judycki J., Pszczoła M., Jaskuła P., Modyfikacja metody zginania belek z mieszanek mineralno-asfaltowych i ocena ich parametrów reologicznych. VII Międzynarodowa Konferencja, *Trwałe i Bezpieczne Nawierzchnie Drogowe*, Kielce, 2001, s. 91-100.
- [5] Judycki J. i wsp., Badanie wpływu zastosowania warstw betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (AC-WMS) w konstrukcjach nawierzchni na spękania niskotemperaturowe i na zmniejszenie powstawania deformacji trwałych, Raport końcowy, Gdańsk, listopad 2014, opracowano na zlecenie GDDKiA.

- [6] Mackiewicz P., Szydło A.: Effect of load repeatability on deformation resistance of bituminous mixtures in creep and rutting tests, Archives of Civil Engineering, vol. 49, nr 1, 2003, s. 35-51.
- [7] Mejłun Ł., Judycki J., Dołżycki B.: Analiza lepkosprężysta zachowania się konstrukcji nawierzchni drogowej w zależności od temperatury i warunków obciążenia, Drogownictwo, nr 10, 2015, s. 341-347.
- [8] Nagórski R., Wiśniakowski P., Błazejowski K., Nagórska M.: Analiza porównawcza właściwości materiałów Burgersa, Bogusławskich i Zenera w świetle testów naprężenia i odkształcenia w odniesieniu do właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych, Drogi i Mosty, nr 1, 2012, s. 7-34.
- [9] Zbiciak A., Grzesikiewicz W., Wakulicz A.: One-dimensional rheological models of asphalt-aggregate mixtures, Logistyka, nr 6, 2010.
- [10] Zhao M.O., Hesp S.A.M.: Performance Grading of the Lamont, Alberta C-SHRP Pavement Trial Binders, International Journal of Pavement Engineering, vol. 7, nr 3, 2006, s. 199-211.

## LOW-TEMPERATURE PROPERTIES OF HIGH MODULUS ASPHALT CONCRETE (AC WMS) IN THREE POINT BENDING TEST

### Summary

Article presents low-temperature properties of high modulus asphalt concretes. Presented results were obtained from two bending tests conducted in three point bending scheme: with constant deformation and under constant load. Both methods have been used for assessment of low-temperature properties in Gdansk University of Technology for a long time. Five different asphalt concretes – three high modulus asphalt concretes (with 20/30 plain, PmB 25/55-60 and 20/30 MG bitumens) and two conventional (with 35/50 and 50/70 plain bitumens) were tested. Both mechanical (flexural strength, critical strain) and rheological (Burgers model parameters) were determined. Results of both tests showed, that using SBS polymer modified or multigrade bitumens significantly improves low-temperature properties of high modulus asphalt concrete in comparison to typical hard grade bitumen. Improvement of low-temperature properties is also visible in comparison to conventional asphalt concretes, but it requires further tests in the field conditions. Asphalt concrete with plain hard grade bitumen showed worse properties in both tests in comparison to conventional asphalt concretes. Presented results are part of the larger research conducted by Department of Highway Engineering of Gdansk University of Technology for General Directorate for National Roads and Motorways.

**Keywords:** high modulus asphalt concrete, creep, hard grade bitumen, strength

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.78

Piotr JASKUŁA<sup>1</sup>

## SCZEPNOŚĆ MIĘDZYWARSTWOWA W NOWOBUDOWANYCH NAWIERZCHNIACH W POLSCE

W artykule przedstawiono analizę wyników badań szczepności międzywarstwowej warstw asfaltowych przeprowadzonych na podstawie danych z monitoringu właściwości fizyko-mechanicznych warstw asfaltowych z lat 2012-2013. Monitoring prowadziły Laboratoria Drogowe oddziałów GDDKiA w ramach własnych badań kontrolnych podczas realizowanych inwestycji. Analizie poddano 7043 wyników badań szczepności międzywarstwowej badanych próbek, odwierconych z nawierzchni budowanych autostrad, dróg ekspresowych i głównych krajowych oraz towarzyszących dróg wojewódzkich i powiatowych na różnych etapach budowy. W większości przypadków były to nawierzchnie nie oddane do ruchu. Przedstawiono analizy wybranych statystyk szczepności dla wszystkich połączeń warstw asfaltowych oraz analizy wpływu wymiarów uziarnienia stykających się warstw, jak i wpływu temperatury otoczenia na szczepność międzywarstwową. Stwierdzono, że największy problem szczepności występuje pomiędzy warstwami podbudowa-podbudowa i wiążąca-podbudowa. Na niewłaściwe połączenie istotnie wpływa brak gradacji uziarnienia stykających się warstw asfaltowych, powodując zanik efektu zążeń, jak i zaniżone temperatury otoczenia podczas wbudowywania warstw. Przedstawione wyniki badań są częścią programu badawczego realizowanego przez Katedrę Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad.

**Słowa kluczowe:** wytrzymałość na ścinanie, mechanizm sklejenia i zążeń, uziarnienie mieszanek mineralno-asfaltowych, siła połączenia warstw

### 1. Wstęp

#### 1.1. Wprowadzenie

Na świecie i w Polsce w projektowaniu konstrukcji nawierzchni zakłada się, a podczas wykonawstwa konstrukcji nawierzchni oczekuje i wymaga się pełnego połączenia poszczególnych warstw konstrukcji nawierzchni, a w szczególności warstw asfaltowych [1]–[3], [4], [5]. Zwyczajową praktyką dla osiągnięcia połączenia oraz stworzenia bariery przeciwwodnej jest wykonanie warstwy szczepnej,

---

<sup>1</sup> Piotr Jaskuła, Politechnika Gdańska, Narutowicza 11, 80-233 Gdańsk, pjask@pg.gda.pl

skropienia międzywarstwowego z emulsji asfaltowej pomiędzy kolejnymi warstwami konstrukcji nawierzchni. Polskie specyfikacje techniczne od początku ich istnienia podają ilościowe zakresy skropienia w zależności od rodzaju stykających się warstw. Zalecane wartości skropienia wynikają z doświadczenia, obserwacji dobrego zachowania się nawierzchni, a nie są wynikiem analiz mechanicznych właściwości szczepności międzywarstwowej. W okresie ostatnich 10 lat istotnie zmieniły się przepisy techniczne, dotyczące projektowania i produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych oraz materiałów stosowanych w technologiach asfaltowych. Pojawiły się problemy z uzyskaniem szczepności międzywarstwowej pomiędzy poszczególnymi warstwami asfaltowymi, a w specyfikacjach technicznych, jak i projektach wykonawczych poza ilością skropienia brakuje wyraźnych wskazówek do zmaksymalizowania wytrzymałości na ścinanie połączenia.

## **1.2. Badania szczepności międzywarstwowej warstw asfaltowych**

Analizę wyników badań szczepności międzywarstwowej warstw asfaltowych przeprowadzono na podstawie danych z monitoringu właściwości fizyko-mechanicznych warstw asfaltowych prowadzonego w latach 2012-2013 przez Laboratoria Drogowe oddziałów GDDKiA w ramach własnych badań kontrolnych podczas prowadzonych inwestycji [6]. Analizie poddano 7043 wyników badań szczepności międzywarstwowej badanych na próbek o średnicy 100 i 150 mm, odwierconych z nawierzchni budowanych autostrad, dróg ekspresowych i głównych krajowych oraz towarzyszących dróg wojewódzkich i powiatowych na różnych etapach budowy. Próbki do badań szczepności międzywarstwowej pochodziły z 74 odcinków nowobudowanych lub remontowanych dróg. W przypadku 512 prób z 7043 wyników badania szczepności dysponowano jednocześnie wynikami oznaczenia właściwości fizycznych badanych mieszanek mineralno-asfaltowych tj. wielkości uziarnienia, zawartości asfaltu, zawartości wolnych przestrzeni oraz wskaźnika zagęszczenia. Wybrane dane wykorzystano w analizach poszukiwania korelacji pomiędzy szczepnością międzywarstwową i parametrami fizycznymi stykających się warstw z mieszanek mineralno-asfaltowych.

Badania szczepności międzywarstwowej wykonywano w temperaturze +20°C, przy wykorzystaniu prasy Marshalla i aparatu Leutnera. Prędkość przemieszczania się tłoka prasy podczas ścinania wynosiła 50 mm/min.

## **2. Analiza wyników badań szczepności międzywarstwowej**

### **2.1. Zestawienie ogólne**

Zestawienie wszystkich wyników badań szczepności międzywarstwowej z podziałem na poszczególne połączenia warstw przedstawiono w tablicy 1.

Zestawienie wyników monitoringu szczepności międzywarstwowej pokazuje, że mimo problemów z połączeniem międzywarstwowym podczas realizacji inwestycji można osiągnąć satysfakcjonujące wyniki, co widać po dużych śred-



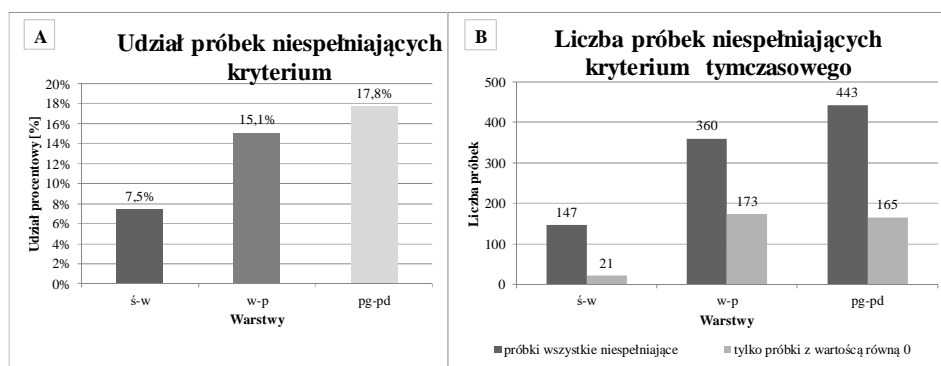
Tablica 1. Zestawienie wyników badań szczepności międzywarstwowej wykonanych metodą Leutnera, w temperaturze +20°C

Table 1. Summary of the interlayer bonding results from the Leutner test, carried out at +20°C

Lp.	Parametr statystyczny	Wyniki połączeń międzywarstwowych warstw:		
		ścieralna-wiążąca (ś-w)	wiążąca-podbudowa (w-p)	podbudowa górna-dolna (pg-pd)
1.	Liczba próbek	1966	2386	2490
2.	Średnia wytrzymałość na ścinanie [MPa]	1,64	1,53	1,56
3.	Odchylenie standardowe [MPa]	0,52	0,82	0,91
4.	Wskaźnik zmienności	31%	54%	58%
5.	Mediana [MPa]	1,7	1,5	1,6
6.	Wartość min. >0 [MPa]	0,2	0,1	0,1
7.	Wartość max. [MPa]	4,2	5,2	7,9
8.	Liczba próbek; stwierdzono brak szczepności (rozpad warstw podczas odwiertu)	21	173	165
9.	Liczba próbek; stwierdzono wartości mniejsze od kryterium tymczasowego	147	360	443

nich wartościach wytrzymałości na ścinanie dla poszczególnych połączeń warstw: ścieralna-wiążąca - 1,6 MPa, wiążąca-podbudowa - 1,5 MPa i podbudowa górna-podbudowa dolna - 1,6 MPa. Można zaobserwować, że wskaźnik zmienności wyników szczepności jest mniejszy dla warstw ścieralna-wiążąca i wynosi 31% podczas, gdy dla warstw wiążąca-podbudowa i podbudowa górna-podbudowa dolna wynosi odpowiednio 54% i 58%. Wpływa to na ilość prób, które nie spełniają tymczasowego kryterium szczepności dla warstw ś-w 147 prób z 1966, w-p 360 prób z 2386 i pg-pd 443 prób z 2490. W sumie nie spełniło kryterium 13,9% wszystkich badanych próbek. Najmniej próbek przypadków nie spełniło kryterium połączenia warstw ścieralna-wiążąca 7,5%, najwięcej przypadków niespełnienia kryterium połączenia warstw podbudowa górna-podbudowa dolna 17,8%. W połączeniu wiążąca-podbudowa odnotowano 15,1% próbek nie spełniających kryterium (patrz rys. 1A).

Na rys.1B przedstawiono proporcje liczby próbek nie spełniających kryteriów, czyli dla warstw ś-w wytrzymałości na ścinanie mniejsze od 1 MPa, a w przypadku warstw w-p i p-p mniejsze od 0,7 MPa oraz liczby próbek, w których stwierdzono brak szczepności międzywarstwowej – wytrzymałość na ścinanie równa 0 MPa. Wartość 0 oznacza, że próbki po lub w czasie pobierania rozpadły się. Widać, że problem całkowitego braku szczepności, gdzie wytrzymałość na ścinanie jest zerowa, jest marginalny w połączeniu warstw ścieralna-wiążąca, czego nie można już powiedzieć o połączeniach warstw wiążąca-podbudowa i podbudowa górna-podbudowa dolna.



Rys. 1. A) Udział procentowy próbek niespełniających kryterium tymczasowego szepności międzywarstwowej, B) Liczba próbek niespełniających kryterium tymczasowego szepności międzywarstwowej

Fig. 1. A) The percentage of specimen which do not pass the temporary interlayer bonding criterion, B) The number of specimen which do not pass the temporary interlayer bonding criterion

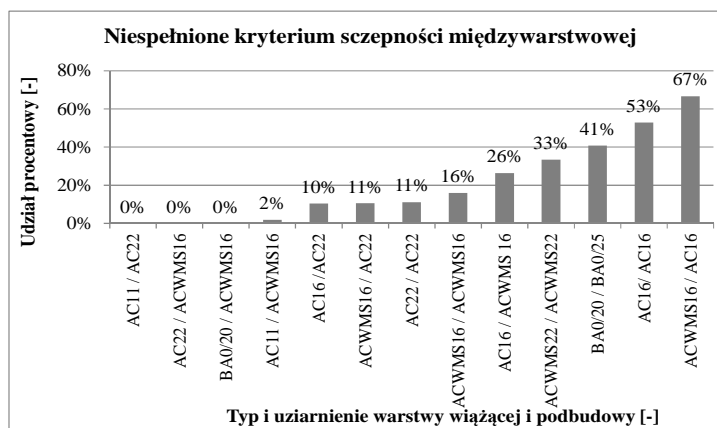
## 2.2. Wpływ uziarnienia mieszanek mineralno-asfaltowych

Na rys. 2, 3 i 4 przedstawiono udział procentowy par poszczególnych rodzajów MMA (z uwzględnieniem ich uziarnienia), stykających się w połączeniach międzywarstwowych, niespełniających kryterium szepności międzywarstwowej. Można zauważyć wyraźną tendencję braku szepności międzywarstwowej w przypadku takiego samego uziarnienia mieszanek stykających się w połączeniu warstw wiążąca-podbudowa (rys. 3) i podbudowa górna-podbudowa dolna (rys. 4). Podobne spostrzeżenia obserwowali Sholar i inni [7], West i inni [8], Collop i inni [9]. Różnica w uziarnieniu warstw stykających się tzn. drobniejszej warstwy górnej, a grubszej warstwy dolnej, powoduje zmniejszenie udziału próbek niespełniających kryterium szepności. Wynika to z możliwości lepszego klinowania się gorącej drobniejszej mieszanki w grubszej zimnej warstwie dolnej, co omówił dokładnie Glet [10] i Judycki [1], jak i podatności na dobre zagęszczenie [11], [12], [13].

W połączeniu warstw ścieralna-wiążąca nie ma już takiego trendu, jak w przypadku warstw niżej leżących (wiążąca-podbudowa, podbudowa-podbudowa), gdyż zawsze występuje w tym przypadku różnica w uziarnieniu warstwy ścieralnej i wiążącej. Zaobserwować można za to prawidłowość lepszych szepności w przypadku grubiej uziarnionych warstw ścieralnych, takich jak SMA12.8, SMA11 w stosunku do SMA8.

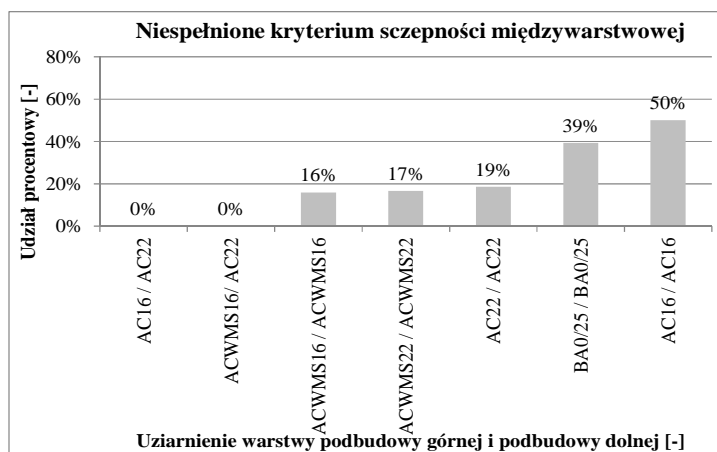
Stwierdzono istotny wpływ uziarnienia stykających się mieszanek mineralno-asfaltowych na szepność międzywarstwową. W przypadku połączeń warstw niżej leżących tj. wiążąca-podbudowa, podbudowa-podbudowa należy bezwzględnie dążyć do różnicowania uziarnienia warstw stykających się oraz ograniczania stosowania warstw z kruszywem najgrubszym. Natomiast w przypadku połączeń warstw ścieralna-wiążąca problem braku szepności jest marginalny,

lecz zaobserwowano, że grubiej uziarnione SMA wykazuje mniejszy udział w braku połączenia międzywarstwowego.



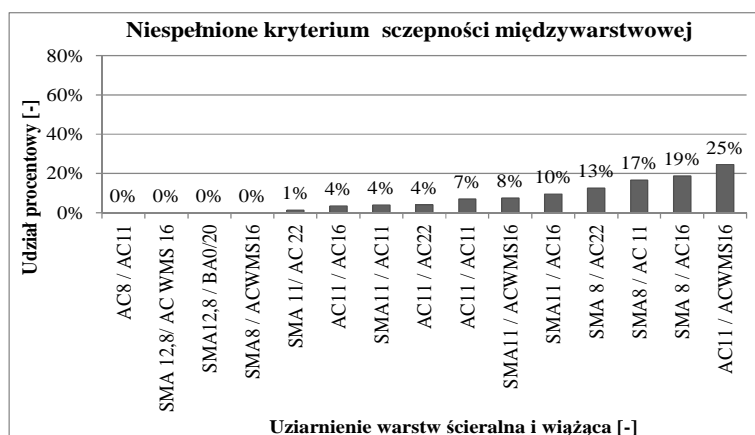
Rys. 2. Udział próbek niespełniających kryterium tymczasowego w zestawieniach mieszanek mineralno-asfaltowych przy połączeniu warstw wiążąca-podbudowa, 2318 próbek

Fig. 2. The percentage of specimen which do not pass the temporary inter-layer bonding criterion, by the type of asphalt mixtures used in the connection binder course-base course, 2318 specimens



Rys. 3. Udział próbek niespełniających kryterium tymczasowego w zestawieniach mieszanek mineralno-asfaltowych przy połączeniu warstw podbudowa górna-podb. dolna, 2464 próbek

Fig. 3. The percentage of specimen which do not pass the temporary inter-layer bonding criterion, by the type of asphalt mixtures used in the connection upper base course-lower base course, 2464 specimens



Rys. 4. Udział próbek niespełniających kryterium tymczasowego w zestawieniach mieszanek mineralno-asfaltowych przy połączeniu warstw ścieralna-wiążąca, 1780 próbek

Fig. 4. The percentage of specimen which do not pass the temporary interlayer bonding criterion, by the type of asphalt mixtures used in the connection wearing course-binder course, 1780 specimens

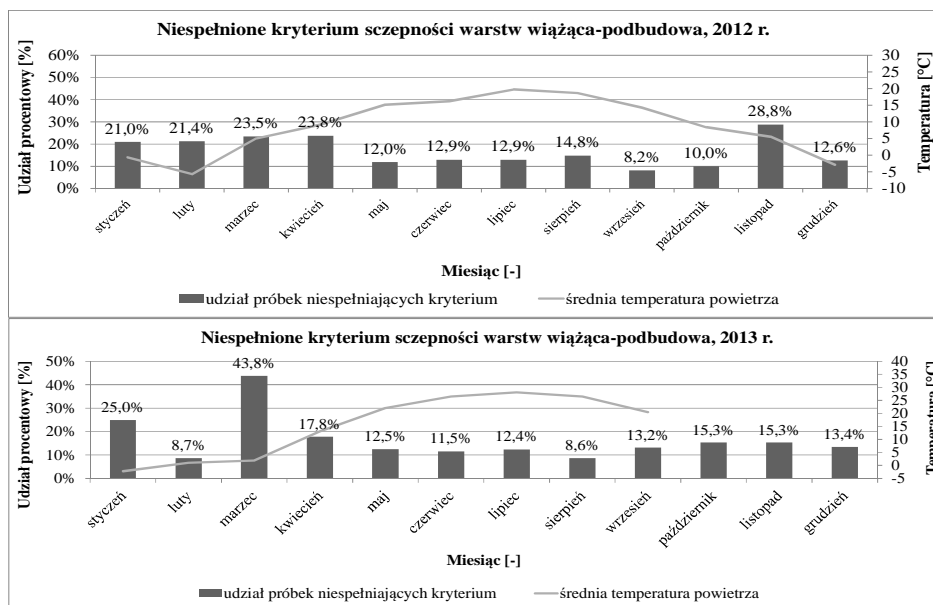
### 2.3. Wpływ temperatury powietrza na szczepność międzywarstwową

Wpływ temperatury powietrza na szczepność międzywarstwową warstw asfaltowych oceniano na podstawie zestawienia udziału próbek niespełniających tymczasowych kryteriów szczepności i średniej temperatury powietrza w miesiącu wbudowania warstwy, uzyskanej ze stacji pogodowych.

Na rys. 5 zestawiono udziały próbek niespełniających tymczasowe kryteria szczepności w latach 2012 i 2013 tylko dla połączeń warstw wiążąca-podbudowa. Można stwierdzić, że istnieje obserwowalna zależność szczepności międzywarstwowej warstw wiążąca-podbudowa od temperatury powietrza (rys. 5). Podobne zależności zaobserwowano w przypadku oceny połączenia warstw podbudowy. Obniżone temperatury późno jesienne, zimowe i wiosenne powodowały zwiększony udział próbek o zmniejszonej lub zerowej szczepności międzywarstwowej, co także obserwowano w pracy [1]. Nie zaobserwowano już jednoznacznych trendów przy ocenie połączenia warstw ścieralna-wiążąca.

## 3. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych analiz można stwierdzić, że mimo problemów z połączeniem międzywarstwowym podczas realizacji inwestycji można osiągnąć satysfakcjonujące wyniki, spełniające kryteria szczepności międzywarstwowej. Najmniejsze problemy zaobserwowano przy połączeniu warstw ścieralna-wiążąca, największe (dwukrotnie częstsze) obserwowano przy połączeniu warstw podbudowa górna-podbudowa dolna oraz wiążąca-podbudowa.



Rys. 5. Udział próbek niespełniających kryterium tymczasowego w zestawieniach mieszanek mineralno-asfaltowych przy połączeniu warstw wiążąca-podbudowa i temperatury powietrza

Fig. 5. The percentage of specimen which do not pass the temporary interlayer bonding criterion, connection between binder course-base course and the air temperature

Stwierdzono istotny wpływ uziarnienia stykających się mieszanek mineralno-asfaltowych na szczepność międzywarstwową. Należy bezwzględnie dążyć do różnicowania uziarnienia warstw stykających się oraz ograniczania stosowania warstw z kruszywem najgrubszym w przypadku podbudów i wiążących. W przypadku warstw ściernalnych zaobserwowano, że grubiej uziarnione SMA wykazuje rzadsze występowanie braku połączenia międzywarstwowego.

Istnieje obserwowalna zależność szczepności międzywarstwowej warstw wiążąca-podbudowa, podbudowa-podbudowa od temperatury powietrza. Obniżone temperatury późno jesienne, zimowe i wiosenne (a właściwie wydłużony czas rozpadu emulsji, zawilgocenie powietrza oraz większa prędkość wiatru) powodują zwiększony udział próbek z obniżoną lub zerową szczepnością międzywarstwową.

## Literatura

- [1] J. Judycki, "Szczepność między warstwami asfaltowymi nawierzchni," *Drogownictwo*, vol. 9, pp. 275–279, 2003.
- [2] J. Judycki and P. Jaskuła, "Badania i ocena wpływu szczepności międzywarstwowej na trwałość konstrukcji nawierzchni asfaltowej, etap I," Gdańsk, Poland, 2005.
- [3] J. Judycki, P. Jaskuła, and A. Grądzka, "Modelowanie teoretyczne wpływu szczepności międzywarstwowej na zachowanie się nawierzchni asfaltowych, etap I," Gdańsk, Poland, 2011.

- [4] J. Uzan, M. Livneh, and Y. Eshed, "Investigation of adhesion properties between asphaltic-concrete layers," *Aapt*, vol. 47, pp. 495–521, 1978.
- [5] J. Górszczyk and K. Malicki, "Trwałość zmęczeniowa połączeń warstw asfaltowych w badaniach laboratoryjnych," *Zesz. Nauk. Politech. Rzesz.*, vol. 59, no. 283, pp. 199–206, 2012.
- [6] J. Judycki and P. Jaskuła, "Modelowanie teoretyczne wpływu szczepności międzywarstwowej na zachowanie się nawierzchni asfaltowych, etap III," Gdańsk, Poland, 2013.
- [7] G. A. Sholar, G. C. Page, J. A. Musselman, P. B. Upshaw, and H. L. Moseley, "Preliminary Investigation of a Test Method to Evaluate Bond Strength of Bituminous Tack Coats," Florida, 2002.
- [8] R. C. West, J. Zhang, and J. Moore, "Evaluation of bond strength between pavement layers," no. December, p. 63, 2005.
- [9] A. C. Collop, N. H. Thom, and C. Sangiorgi, "Assessment of bond condition using the Leutner shear test," *Proc. Inst. Civ. Eng.*, pp. 211–217, 2003.
- [10] W.K. Glet, opracowanie Wałęcka H., "Układ i związanie warstw w konstrukcjach nawierzchni asfaltowych," *Strasse und Autobahn*, vol. 5, 1999.
- [11] P. Jaskuła, "Badania i analizy szczepności międzywarstwowej w nawierzchniach asfaltowych," *Bud. i Archit.*, vol. 13, no. 4, pp. 117–125, 2014.
- [12] P. Jaskuła, "Influence of compaction effectiveness on interlayer bonding of asphalt layers," in *The 9th International Conference "ENVIRONMENTAL ENGINEERING,"* 2014, no. May, p. 7.
- [13] C. Raab and M. N. Partl, "Effect of tack coats on interlayer shear bond of pavements," *8th Conf. Asphalt Pavements South. Africa*, no. September, p. 9, 2004.

## THE INTERLAYER BONDING IN NEWLY CONSTRUCTED PAVEMENTS IN POLAND

### Summary

The paper presents the analysis of the results of interlayer bonding test based on data obtained from monitoring of physical and mechanical properties of asphalt layers from the period of January 2012 – August 2013. The results were obtained from monitoring tests conducted by Road Laboratories of the General Directorate for National Roads and Motorways during construction phase. Analysis was made on the basis of interlayer bonding tests of 7043 specimens, cored out from the pavement of constructed Motorways, Expressways, Main National Roads and accompanying provincial and county roads. Specimens were obtained during different phases of construction. In most cases the pavements were not open for service. The paper presents the analysis of the selected interlayer bonding statistics for all bonds between asphalt layers and impact of the air temperature and maximum particle size in asphalt layers on the interlayer bonding. It was stated that the biggest problem with bonding occurred between base course and base course as well as between binder course and base course. The lack of appropriate interlayer bonding resulted from the lack of gradation of maximum particle sizes in adjoined layers (absence of aggregate interlock effect) and too low values of air temperature during construction of asphalt layers. Presented results are part of the larger research conducted by Department of Highway Engineering of Gdansk University of Technology for General Directorate for National Roads and Motorways.

**Keywords:** shear strength, bonding and interlocking mechanism, gradation of asphalt mixture, interlayer bonding strength

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.79

Krzysztof KOŁODZIEJ<sup>1</sup>  
Lesław BICHAJŁO<sup>2</sup>

## WPŁYW DODATKU ASFALTU NATURALNEGO TE NA STARZENIE MIESZANKI ASFALTU LANEGO

Starzenie mieszanek-mineralno asfaltowych jest procesem nierozzerwalnie związanym z ich produkcją oraz eksploatacją. Duży wpływ starzenia uwidacznia się w trakcie produkcji MMA i rzutuje na jej właściwości. W referacie przedstawiono wyniki badań własnych wpływu starzenia na właściwości asfaltu lanego. Ocenie poddano wpływ niektórych czynników (temperatury starzenia oraz dodatku asfaltu naturalnego TE) na odporność na deformacje trwałe tej mieszanki. Uzyskane wyniki poddano również analizie statystycznej w celu określenia istotności wpływu danego czynnika. Wyniki przeprowadzonych badań pozwalają stwierdzić, że asfalt naturalny TE ma pozytywny wpływ na zmniejszenie negatywnych skutków starzenia krótkoterminowego MMA. Mieszanki z tym dodatkiem wykazują mniejsze utwardzenie niż w przypadku mieszanek bez tego dodatku.

**Słowa kluczowe:** starzenie krótkoterminowe, asfalt lany, asfalt naturalny TE

### 1. Wstęp

Lepiszczce asfaltowe jest materiałem spajającym kruszywo w mieszankach mineralno-asfaltowych. W głównej mierze od jego właściwości zależy trwałość nawierzchni. Właściwości te są zmienne w czasie: pod wpływem czynników zewnętrznych zmienia się skład oraz struktura chemiczna asfaltu. Konsekwencją tego zjawiska jest skrócenie czasu eksploatacji nawierzchni [5]. Proces zmian zachodzących w strukturze wewnętrznej asfaltu jest nazywany starzeniem. Na ten mechanizm składa się odparowanie lżejszych cząstek, utlenianie oraz twardnienie fizyczne. Pierwsze dwa czynniki wpływają na zmiany w strukturze samego asfaltu, natomiast twardnienie fizyczne powoduje reorganizację cząsteczek i jest zjawiskiem odwracalnym [4]. Starzenie asfaltu zachodzi już od momentu jego wytworzenia, przy czym intensywność tego procesu zmienia się w czasie.

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Krzysztof Kołodziej, Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, 35-959 Rzeszów, 177432393, krzych@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Lesław Bichajło, Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, 35-959 Rzeszów, 17 7432396, leszbich@prz.edu.pl

Najbardziej intensywne jest ono w momencie mieszania lepiszcza i gorącego kruszywa. Efektem starzenia jest utwardzenie asfaltu powodujące zwiększenie jego kruchości oraz wzrost podatności na spękania [9].

Starzenie można podzielić na 2 etapy:

1. starzenie krótkotrwałe (technologiczne, krótkoterminowe) - zachodzi podczas mieszania, transportu oraz układania mieszanki mineralno-asfaltowej. Asfalt poddawany jest działaniu wysokiej temperatury przez krótki okres czasu. Mieszanie asfaltu powoduje, że cienka błonka asfaltu ma kontakt z tlenem z powietrza. Duża powierzchnia kontaktu oraz wysoka temperatura podczas mieszania powoduje znaczną intensyfikację tego procesu. Na tym etapie zachodzą procesy utleniania lepiszcza oraz odparowanie frakcji olejowych.
2. starzenie długotrwałe (eksploatacyjne, długoterminowe) – jest to długotrwały proces zachodzący podczas eksploatacji nawierzchni. Na lepiszcze oprócz tlenu atmosferycznego oddziałują również promienie UV, substancje zawarte w wodzie opadowej oraz środki stosowane do odładzania nawierzchni w okresie zimowym. Intensywność tego procesu zależy od rodzaju lepiszcza, zawartości wolnych przestrzeni w warstwie nawierzchni oraz zawartości asfaltu w MMA [2].

Na podstawie studiów literatury [3, 5, 6] można wyróżnić czynniki mające największy wpływ na szybkość starzenia krótkoterminowego. Zestawienie to przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Czynniki mające wpływ na starzenie krótkoterminowe

Table 1. Factors affecting the short-term aging

Czynnik	Wpływ na starzenie
Rodzaj kruszywa w MMA	Absorpcja oleistych frakcji asfaltu zwiększa utwardzenie lepiszcza. Z drugiej strony adsorpcja grup polarnych z lepiszcza może łagodzić ten efekt, co jest szczególnie widoczne z przy zastosowaniu wapna hydratyzowanego.
Grubość otoczki asfaltowej	Większa grubość błonki lepiszcza powoduje zmniejszenie efektów starzenia. Ponadto większa jej grubość może wpłynąć na zmniejszenie reakcji zachodzących na granicy faz asfalt-kruszywo.
Rodzaj asfaltu	Twarde asfalty drogowe są mniej wrażliwe na utlenianie w trakcie procesu starzenia. Wiąże się to z większym stopniem utlenienia podczas produkcji.
Temperatura mieszania	Zwiększenie temperatury asfaltu znacznie przyspiesza jego utlenianie. Wzrost temperatury o 10 °C powoduje w przybliżeniu dwukrotne zwiększenie szybkości reakcji.
Zawartość wolnych przestrzeni	Duża porowatość mieszanki powoduje lepszy dostęp tlenu do większej powierzchni asfaltu niż w przypadku mieszanek o strukturze zamkniętej.



## 2. Badania własne

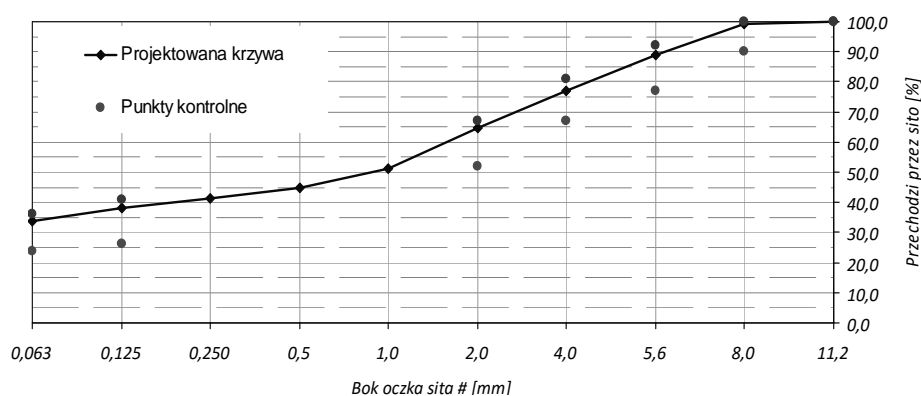
W celu określenia wpływu starzenia do badań przygotowano mieszankę asfaltu lanego MA8 z asfaltem drogowym 35/50 w ilości 7 oraz 8% w stosunku do mieszanki mineralno-asfaltowej oraz z dodatkiem asfaltu naturalnego TE w ilości 0, 10 i 20% w stosunku do masy asfaltu. W tabeli 2 przedstawiono skład mieszanki mineralnej oraz mineralno-asfaltowej, a na rysunku 1 przedstawiono krzywą uziarnienia projektowanej mieszanki.

Tabela 2. Skład mieszanki asfaltu lanego

Table 2. The composition of the mixture of mastic asphalt

Nazwa składnika	Udział w MM [%]	Udział w MMA mieszanka A [%]	Udział w MMA mieszanka B [%]
asfalt 35/50	---	8,0	7,0
mączka wapienna	36,0	33,1	33,5
bazalt 0/2	32,0	29,4	29,8
amfibolit 2/5	21,0	19,3	19,5
amfibolit 5/8	11,0	10,1	10,2

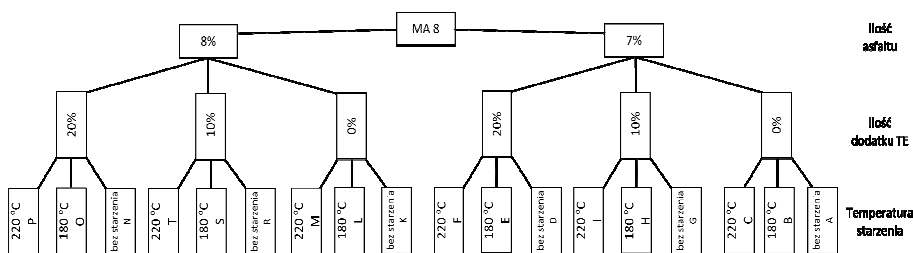
Mieszankę zaprojektowano zgodnie z wytycznymi WT2:2014 [7]. Ilość dodatku asfaltu naturalnego TE przyjęto na podstawie literatury oraz własnych doświadczeń. Mieszankę poddano starzeniu technologicznemu na podstawie procedury AASHTO R30 „Standard Practice For Mixture Conditioning Of Hot Mix Asphalt” [1]. W tej metodzie luźną mieszankę mineralno-asfaltową rozkłada się na metalowej tacy w warstwie grubości 25-50 mm, a następnie umieszcza się w suszarce z wymuszonym obiegiem powietrza na 4 godziny. Temperatura mieszanki w trakcie starzenia powinna wynosić  $135\pm 3^{\circ}\text{C}$ , a mieszankę należy mieszać co godzinę w celu zapewnienia jednakowych warunków starzenia w całej jej objętości.



Rys. 1. Krzywa uziarnienia projektowanej mieszanki

Fig. 1. Aggregate mix gradations for mastic asphalt

Procedurę tę zmodyfikowano dostosowując ją do specyfikacji asfaltu lanego. Według wytycznych WT2:2014 [7] temperatura mieszanki asfaltu lanego powinna wynosić od 200°C (dostarczonej na budowę) do 230°C (bezpośrednio po wytworzeniu). Ustalono wartości temperatur symulowanego starzenia na 180 oraz 220°C jako temperatury dostarczania mieszanki na budowę z uwzględnieniem jej obniżenia dla lepiszcza z dodatkiem TE. Następnie próbki były badane na odporność na deformacje trwałe zgodnie z normą PN-EN 12697-20. Mieszanka była przez godzinę wygrzewana w temperaturze 220°C, po czym formowano próbki oraz przeprowadzono badanie penetracji. Łącznie przeprowadzono badania 18 wariantów mieszanki. Na rysunku 2 pokazano plan badań oraz oznaczenia próbek. Jako wynik przyjęto średnią z 6 prób (lub 5, jeżeli jeden z wyników odstawał za bardzo od pozostałych). W tabelach 3, 4 i 5 przedstawiono wyniki badania penetracji po 30 minutach, po 60 minutach oraz przyrost penetracji między 30 a 60 minutą badania.



Rys. 2. Plan badań oraz oznaczenie próbek

Fig. 2. Tests plan and sample symbol

Tabela 3. Zależność penetracji asfaltu lanego po 30 minutach od warunków starzenia

Table 3. The dependence of indentation of mastic asphalt after 30 minutes of the aging conditions

Temperatura starzenia	7% asfaltu			8% asfaltu		
	0 % TE	10 % TE	20 % TE	0 % TE	10 % TE	20 % TE
niestarzone	1,56	0,84	0,44	3,79	2,58	1,29
180°C	0,82	0,66	0,52	3,06	1,79	1,54
220°C	0,53	0,46	0,42	2,80	1,57	1,15

Tabela 4. Zależność penetracji asfaltu lanego po 60 minutach od warunków starzenia

Table 4. The dependence of indentation of mastic asphalt after 60 minutes of the aging conditions

Temperatura starzenia	7% asfaltu			8% asfaltu		
	0 % TE	10 % TE	20 % TE	0 % TE	10 % TE	20 % TE
niestarzone	1,76	0,92	0,47	4,50	3,03	1,45
180°C	0,90	0,72	0,57	3,54	2,08	1,77
220°C	0,57	0,49	0,45	3,31	1,80	1,29

Tabela 5. Zależność przyrostu penetracji asfaltu lanego od warunków starzenia

Table 5. The dependence of increase indentation of mastic asphalt of the aging conditions

Temperatura starzenia	7% asfaltu			8% asfaltu		
	0 % TE	10 % TE	20 % TE	0 % TE	10 % TE	20 % TE
niestarzone	0,20	0,08	0,03	0,71	0,45	0,16
180 °C	0,08	0,06	0,05	0,48	0,29	0,23
220 °C	0,04	0,03	0,03	0,51	0,23	0,14

Wyniki pokazują różnice w wartościach penetracji mieszanki asfaltu lanego w zależności od temperatury starzenia, zawartości asfaltu jak i ilości dodatku asfaltu naturalnego TE. Biorąc pod uwagę informacje zawarte w tabeli 1 oraz temat pracy wyodrębniono czynniki mające wpływ na intensywność starzenia: ilość asfaltu, ilość dodatku TE oraz temperatura starzenia MMA. W celu oszacowania wpływu starzenia krótkoterminowego zastosowano indeks starzenia, zaproponowany w pracy [8], określający spadek lub wzrost wartości penetracji w zależności od temperatury starzenia. Określa się go wzorem:

$$IS = \frac{I_{180,220}}{I_{40}} \quad (1)$$

gdzie:

IS – indeks starzenia,

 $I_{180,220}$  – penetracja po starzeniu w temperaturze 180°C lub 220°C, $I_{40}$  – penetracja mieszanki niestarzonej.

Wartość indeksu penetracji większa od 1 wskazuje na „upłynnienie” mieszanki, natomiast wartość poniżej 1 na jej utwardzenie.

W tabeli 6 pokazano wpływ temperatury na wartość penetracji w zależności od ilości dodatku TE. Zgodnie z oczekiwaniem pod wpływem wysokiej temperatury mieszanka utwardza się. Zjawisko to jest większe dla mieszanki z 7% zawartością asfaltu niż dla mieszanki z 8% asfaltu. Wpływa na to prawdopodobnie mniejsza grubość błonki asfaltu otaczająca ziarna kruszywa. W przypadku mieszanki z 7% asfaltu wzrost temperatury powoduje utwardzenie mieszanki

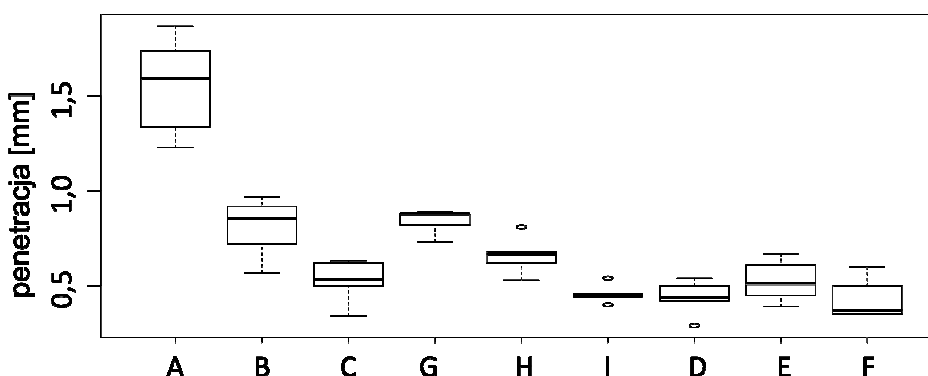
Tabela 6. Wartość indeksu starzenia badanych mieszanek

Table 6. Value of aging index tested specimen

Temperatura starzenia	7% asfaltu			8% asfaltu		
	0%	10%	20%	0%	10%	20%
niestarzone	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
180°C	0,53	0,79	1,18	0,81	0,69	1,19
220°C	0,34	0,55	0,95	0,74	0,61	0,89

w stosunku do mieszanki niestarzonej, przy czym wyjątek stanowi mieszanka z 20% dodatkiem TE, dla której w 180°C zachodzi upłynnienie, a w 220°C utwardzenie. Indeks starzenia mieszanki z 8% z dodatkiem TE jest większy niż w przypadku mieszanki 7% z dodatkiem TE, co świadczy o lepszej odporności tej mieszanki na starzenie. Dodatek 10% asfaltu naturalnego TE powoduje w tym przypadku większe starzenie mieszanki niż bez niego, a więc przeciwne zachowanie w stosunku do analogicznej mieszanki z 7% zawartością asfaltu drogowego. Przy 20% ilości dodatku TE mieszanka zachowuje się podobnie do mieszanki z 7% zawartością asfaltu – ze wzrostem temperatury następuje jej upłynnienie, a następnie utwardzenie. W celu oceny wpływu temperatury na wartość starzenia mieszanki dokonano statystycznej oceny wyników badań. Na rysunku 3 przedstawiono wykresy pudełkowe uzyskanych wyników badań dla mieszanki asfaltu lanego zawierającej 7% lepiszcza. Z rysunku 3 wynika duży wpływ temperatury na wartość starzenia mieszanek bez dodatku asfaltu naturalnego oraz z dodatkiem asfaltu naturalnego w ilości 10%. Wyniki dla 20% dodatku asfaltu naturalnego TE mogą sugerować, że wpływ tego dodatku może być nieistotny (różnica między średnimi wartościami mieści się w dopuszczalnym rozrzucie wyników wg normy [10]). W celu sprawdzenia tej wątpliwości posłużono się testem ANOVA. Rozkład wyników próbek w badanych grupach powinien być rozkładem normalnym, założenie to sprawdzono testem Shapiro-Wilka. Jest on odpowiedni dla grup o małej liczności ( $3 \leq n \leq 50$ ).

Dla badanych próbek otrzymano rozkład normalny wyników, za wyjątkiem próbki F. Analiza równości wariancji wykazała, że grupy próbek mają jednorodną wariancję w obrębie grup, stąd do dalszych obliczeń zastosowano test ANOVA. Wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli 7. Z analizy powyższej tabeli można wnioskować, że w przypadku mieszanki bez dodatku asfaltu naturalnego oraz z ilością 10% temperatura ma istotny wpływ na starzenie tych mieszanek. W przypadku 20% dodatku nie można stwierdzić występowania różnic między badanymi grupami. Wpływ temperatury, jeżeli jest, ze statystycznego punktu widzenia nie jest istotny.



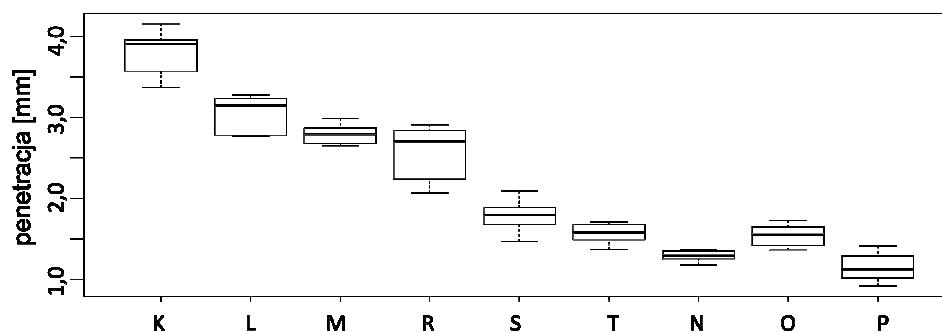
Rys. 3. Wykres pudełkowy do oceny wpływu temperatury na starzenie próbek z 7% asfaltu

Fig. 3. Box-plot for evaluating of temperature influence on the aging mastic asphalt with 7% bitumen

Tabela 7. Ocena istotności wpływu temperatury na starzenie mieszanki MA z 7% asfaltu

Table 7. Assessment of the significance of the effect of temperature on the aging of MA of 7% asphalt

Próbka	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Liczność próby	6	6	6	6	6	6	5	6	5
Test Saphiro-Wilka na normalność rozkładu	W=0,964, p=0,848 TAK	W=0,927, p=0,557 TAK	W=0,894, p=0,339 TAK	W=0,933, p=0,601 TAK	W=0,975, p=0,922 TAK	W=0,779, p=0,038 NIE	W=0,802, p=0,084 TAK	W=0,943, p=0,681 TAK	W=0,914, p=0,493 TAK
Test na równość wariancji	K=3,1054 p=0,2117 Wariancje są równe			F=0,3795 p=0,6906 Wariancje są równe			K=1,29 p=0,5247 Wariancje są równe		
Różnice między grupami	F=56,266 p=1,068e-07 grupy różnią się między sobą			F=1,828 p=0,195 brak różnic między grupami			F=33,852 p=7,011e-07 grupy różnią się między sobą		



Rys. 4. Wykres pudełkowy do oceny wpływu temperatury na starzenie próbek z 8% asfaltu

Fig. 4. Box-plot for evaluating of temperature influence on the aging mastic asphalt with 8% bitumen

Podobną analizę przeprowadzono dla mieszanki z zawartością 8%. Wyniki przedstawiono na rysunku 4 oraz w tabeli 8. Wyniki te są zgodne z wynikami dla 7% zawartości asfaltu. W przypadku 20% ilości dodatku TE wpływ temperatury jest istotny statystycznie, w przeciwieństwie do wcześniejszej rozpatrywanej mieszanki. Mieszanka z 7% zawartością asfaltu jest bardziej sztywna i dodatkowe utwardzenie pochodzące od starzenia lepszycza nie zmienia znacząco wartości zagłębienia stempla. Równie ważnym parametrem jak penetracja po 30 minutach badania, jest przyrost penetracji po kolejnych 30 minutach. W przypadku mieszanki z 7% zawartością asfaltu bez dodatku asfaltu naturalnego następuje

Tabela 8. Ocena istotności wpływu temperatury na starzenie mieszanek MA z 8% asfaltu

Table 8. Assessment of the significance of the effect of temperature on the aging of MA of 8% asphalt

Próbka	K	L	M	R	S	T	N	O	P
Liczność próby	5	6	6	6	6	6	6	6	6
Test Saphiro-Wilka na normalność rozkładu	W=0,947, p=0,715 TAK	W=0,812, p=0,074 TAK	W=0,963, p=0,842 TAK	W=0,868, p=0,220 TAK	W=0,992, p=0,993 TAK	W=0,943, p=0,683 TAK	W=0,953, p=0,765 TAK	W=0,958, p=0,802 TAK	W=0,976, p=0,929 TAK
Test na równość wariancji	K=3,2231 p=0,1996 Wariancje są równe			K=4,2621 p=0,1187 Wariancje są równe			K=3,6668 p=0,1599 Wariancje są równe		
Różnice między grupami	F=26,308 p=1,19e-5 grupy różnią się między sobą			F=27,774 p=9,0571e-6 grupy różnią się między sobą			F=12,679 p=0,000597 grupy różnią się między sobą		

zmniejszenie wartości przyrostu penetracji wraz ze wzrostem temperatury starzenia. Dla mieszanka z dodatkiem asfaltu naturalnego różnice między przyrostami penetracji w zależności od ilości dodatku są niewielkie. Natomiast większe różnicowanie widoczne jest dla mieszanki z 8% zawartością asfaltu. Zaobserwowano spadek wartości przyrostu penetracji wraz ze wzrostem ilości dodatku TE. Analizując te dane w aspekcie temperatury starzenia, w przypadku mieszanki bez asfaltu naturalnego nie obserwuje się spadku przyrostu penetracji proporcjonalnego do temperatury starzenia. Największy przyrost ma mieszanka niestarzona, najmniejszy natomiast mieszanka starzona w temperaturze 180°C. W przypadku mieszanki zawierającej 20% dodatku TE największy przyrost penetracji obserwuje się dla temperatury starzenia 180°C, najmniejszy dla temperatury 220°C, podobnie jak w przypadku mieszanki z 7% zawartością asfaltu.

### 3. Wnioski

- Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić istotny wpływ temperatury oraz dodatku asfaltu naturalnego TE na starzenie mieszanek asfaltu lanego.
- Dodatek asfaltu naturalnego poprawia odporność mieszanki asfaltu lanego na starzenie.
- W przypadku mieszanki z 20% zawartością asfaltu naturalnego zaobserwowano „upłynnienie” mieszanki, co wymaga wyjaśnienia w dodatkowych badaniach.

## Literatura

- [1] AASHTO R30 Standard Practice For Mixture Conditioning Of Hot Mix Asphalt.
- [2] Błażejowski K, Styk S.: Technologia warstw asfaltowych, WKŁ, Warszawa 2011.
- [3] E.T. Hagos: The Effect of Aging on Binder Properties of Porous Asphalt Concrete, Delft 2008.
- [4] Fernández-Gómez, W. D., Rondón Quintana, H., Reyes Lizcano, F.: A review of asphalt and asphalt mixture aging., Ingeniería e Investigación. Vol. 33, No. 1. April 2013, pp. 5-12.
- [5] Gawel I., Kalabińska M., Piłat J.: Asfalty drogowe, WKŁ, Warszawa 2014.
- [6] Jiantao Wu: The influence of mineral aggregates and binder volumetrics on bitumen ageing Thesis submitted to the University of Nottingham for the degree of Doctor of Philosophy, maj 2009.
- [7] Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania techniczne. WT-2 2014, GDDKiA, Warszawa 2014.
- [8] Rozwiązania materiałowo-technologiczne izolacji i nawierzchni obiektów mostowych. Raport końcowy. Opracowanie pod kierunkiem prof. dr hab. inż. P. Radziszewskiego, Politechnika Warszawska 2013.
- [9] Trzaska E.: Laboratoryjne metody badania procesu starzenia lepiszczy asfaltowych, symulujące starzenie technologiczne i eksploatacyjne. NAFTA-GAZ, 2010.
- [10] PN-EN 12697-20 Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań mieszanek mineralno asfaltowych na gorąco. Część 20: Badanie twardości (penetracji) na próbkach sześciennych lub próbkach Marshalla.

## EFFECT OF NATURAL ASPHALT TLA ON MASTIC ASPHALT AGEING

### Summary

The aging of hot mix asphalt is a process inherent in their production and operation. His great influence is visible during the production of MMA and has an effect on its properties. The paper presents the results of the study the effect of aging on the properties of mastic asphalt. Evaluated the influence of some factors (aging temperature and the addition of natural asphalt TE) resistance to permanent deformation of the mixture. The results were also statistically analyzed to determine the significance of a given factor. Results of this study allow us to conclude that natural asphalt TLA has a positive impact on reducing the negative effects of short-term aging MMA. Mixtures of this addition are less than cure in the case of mixtures, without this additive.

**Keywords:** short-term aging, mastic asphalt, Trynidad Lake Asphalt

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.80





Jan B. KRÓL<sup>1</sup>  
Adam LIPHARDT<sup>2</sup>  
Michał SARNOWSKI<sup>3</sup>  
Karol J. KOWALSKI<sup>4</sup>  
Piotr RADZISZEWSKI<sup>5</sup>

## ODPORNOŚĆ NA DZIAŁANIE WODY MIESZANEK MINERALNO-ASFALTOWYCH ZE ZWIĘKSZONĄ ILOŚCIĄ DESTRUKTU

W artykule przedstawiono zagadnienie wpływu zwiększonej ilości dodatku destruktu asfaltowego na odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na działanie wody. Badaniom poddano mieszanki o ciągłym uziarnieniu typu betonowego i nieciągłym uziarnieniu typu SMA. Zbadano betony asfaltowe o zawartości destruktu do 90% oraz mieszanki mastyksu grysowego o zawartości destruktu do 50%. W zależności od rodzaju badanej mieszanki stosowano destruktu asfaltowy o ciągłym i nieciągłym uziarnieniu z warstw nawierzchni drogowej eksploatowanej nie dłużej niż 20 lat. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że dodatek destruktu asfaltowego nie powoduje utraty odporności mieszanki na działanie wody poza wartości wymagane. Stwierdzono, że niewielka ilość destruktu asfaltowego może wpływać korzystnie na poprawę wartości wskaźnika ITRSR.

**Słowa kluczowe:** recykling, destruktu asfaltowy, mieszanka mineralno-asfaltowa, odporność na działanie wody

### 1. Wstęp

W ostatnich latach, w związku z rosnącą świadomością potrzeby zrównoważonego rozwoju, zwiększa się zainteresowanie technologią wykorzystania surow-

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Jan Król, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, (+48 22) 234-56-74, j.krol@il.pw.edu.pl

<sup>2</sup> Adam Liphardt, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, (+48 22) 234-64-61, a.liphardt@il.pw.edu.pl

<sup>3</sup> Michał Sarnowski, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, (+48 22) 234-64-61, m.sarnowski@il.pw.edu.pl

<sup>4</sup> Karol J. Kowalski, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, (+48 22) 234-56-74, k.kowalski@il.pw.edu.pl

<sup>5</sup> Piotr Radziszewski, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, (+48 22) 234-64-72, p.radziszewski@il.pw.edu.pl

ców wtórnych w budownictwie drogowym [1]. Destrukt asfaltowy pochodzący z nawierzchni drogowej stanowi bardzo cenne źródło surowca materiałowego, które w zależności od stosowanej technologii można użyć jako dodatek do produkowanej mieszanki mineralno-asfaltowej [2]. Stosując materiał z recyklingu nie można jednocześnie pogorszyć parametrów użytkowych i wytrzymałościowych nowej nawierzchni asfaltowej [3].

Trwałość nawierzchni asfaltowych jest uzależniona od trzech podstawowych czynników, które związane są z ilością i jakością lepiszcza asfaltowego oraz rodzajem kruszywa mineralnego. Do czynników tych należą: odpowiednie właściwości lepkościowe lepiszcza zapewniające nawierzchni odporność na odkształcenia trwałe, spękania zmęczeniowe i niskotemperaturowe, wysoka odporność na starzenie technologiczne i starzenie eksploatacyjne mieszanek mineralno-asfaltowych oraz dobra adhezja asfaltu do kruszywa, zapewniająca szczelność nawierzchni, a tym samym, jej odporność na działanie wody [4, 5].

Woda działająca na nawierzchnię asfaltową może powodować odmywanie błonki lepiszcza z powierzchni kruszywa, utratę kohezji i sztywności cienkiej warstwy asfaltu oraz pękanie nasyconych wodą ziaren kruszywa. W konsekwencji woda wnika w głąb struktury mieszanki mineralno-asfaltowej, co w połączeniu z naprzemiennym procesem zamrażania i odmrażania, prowadzi do degradacji nawierzchni [6, 7]. Zniszczenia nawierzchni w wyniku działania wody i mrozu mogą być w mniejszym lub większym stopniu uzależnione od rodzaju lepiszcza i kruszywa, składu oraz zagęszczenia mieszanki mineralno-asfaltowej [7]. Zastosowanie do mieszanek mineralno-asfaltowych zwiększonej ilości destruktu powoduje wprowadzenie do struktury kompozytu asfaltowego asfaltu o zmienionych w wyniku starzenia właściwościach oraz kruszywa o zróżnicowanej porowatości, mikroteksturze powierzchni i kwasowości. Z tego względu należy ocenić czy dodatek destruktu nie zmieni wrażliwości mieszanki asfaltowej na działanie wody.

Najczęściej stosowaną miarą odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na działanie wody jest zmniejszenie średniej wytrzymałości na rozciąganie lub modułu sztywności próbek nasyconych wodą do próbek w stanie suchym [7, 8]. W pracy do oceny wpływu zwiększonej ilości destruktu asfaltowego na właściwości mechaniczne mieszanki mineralno-asfaltowej zastosowano badanie wytrzymałości na rozciąganie pośrednie próbek, określając wskaźnik ITSR wg metody WT-2 2014.

## 2. Materiały i zakres badań

Badaniom poddano mieszanki mineralno-asfaltowe o ciągłym uziarnieniu AC-W 16 kategorii ruchu KR5-7 oraz mieszanki o nieciągłym uziarnieniu SMA 11 również kategorii ruchu KR5-7. Do mieszanek dodawano na gorąco materiał z recyklingu w postaci destruktu asfaltowego, w ilościach podanych w tabeli 1. Mieszanki SMA projektowano wykorzystując destrukt asfaltowy pochodzący z warstwy SMA której okres eksploatacji był nie dłuższy niż 20 lat. Średnia zawartość lepiszcza w destrukcie z warstwy SMA wynosiła 5,9%. Mieszanki be-

Tabela 1. Zawartość destruktu i lepiszcza w mieszankach mineralno-asfaltowych

Table 1. Reclaimed asphalt pavement and binder content in asphalt mixtures

<b>Beton asfaltowy AC 16 W</b>						
Zawartość destruktu AC<20lat	0% DA mieszanka referencyjna	10% DA	30% DA	50% DA	70% DA	90% DA
Lepiszczce						
Lepiszczce [%]	4,7	4,3	3,4	2,6	1,7	0,8
Lepiszczce z destruktu [%]	0,0	0,4	1,3	2,2	3,0	3,9
WZ [%]	0	9	27	46	64	82
<b>Mastyks grysowy SMA 11</b>						
Zawartość destruktu SMA<20lat	0% DA mieszanka referencyjna	10% DA	20% DA	30% DA	40% DA	50% DA
Lepiszczce						
Lepiszczce [%]	6,5	5,9	5,3	4,7	4,1	3,5
Lepiszczce z destruktu [%]	0,0	0,6	1,2	1,8	2,4	3,0
WZ [%]	0	9	18	27	36	45

WZ - Wskaźnik zastąpienia lepiszcza asfaltowego lepiszczem z destruktu

tonu asfaltowego projektowano z użyciem destruktu asfaltowego o średniej zawartości lepiszcza 4,3% i pochodzącego z warstw konstrukcyjnych nawierzchni drogowej o szacownym okresie eksploatacji nie dłuższym niż 20 lat. Uziarnienie destruktu do betonu asfaltowego charakteryzowało się ciągłą krzywą uziarnienia a do mieszanki SMA krzywą uziarnienia nieciągłą.

Mieszanki z różną zawartością destruktu asfaltowych (tabela 1) projektowano w odniesieniu do mieszanek referencyjnych SMA 11 oraz AC 16 W. Jako stałą w projektowaniu mieszanek przyjęto zawartość asfaltu wynoszącą w mieszance AC 16 W 4,7%, a w mieszance SMA 6,5%. Uziarnienie projektowanych mieszanek z destruktem asfaltowym dobierano tak aby rzędne krzywych uziarnienia tych mieszanek były jak najbardziej zbliżone do krzywej mieszanki referencyjnej.

### 3. Badania mieszanek mineralno-asfaltowych z destruktem

#### 3.1. Właściwości objętościowe

Składy mieszanek mineralno-asfaltowych z destruktem dobierano tak, żeby uzyskać zawartość wolnych przestrzeni możliwie zbliżoną do wartości w mieszance referencyjnej. Wykonano badania zawartości wolnych przestrzeni na próbkach Marshalla stosując 2x75 uderzeń w przypadku mieszanki AC i 2x50 uderzeń w przypadku mieszanki SMA. Próbki zagęszczano w temperaturze  $135\pm 5^{\circ}\text{C}$  (mieszanki z asfaltem 35/50 i 50/70) oraz w temperaturze  $145\pm 5^{\circ}\text{C}$  (mieszanki z polimeroasfaltem 25/55-60 i 45/80-55). Zestawienie wyników badania zawartości wolnych przestrzeni przedstawiono w tabeli 2.

Otrzymane wyniki badań zawartości wolnych przestrzeni w mieszance typu AC 16 W wykazały, że wraz ze wzrostem udziału destruktu asfaltowego w mieszance następuje spadek zawartości wolnych przestrzeni. Zjawisko to jest zwią-

Tabela 2. Zawartość wolnych przestrzeni w mieszankach mineralno-asfaltowych

Table 2. Air voids content in asphalt mixtures

Zawartość destruktu [%]	AC 16 W		Zawartość destruktu [%]	SMA 11	
	PMB 25/55-60	Asfalt 35/50		PMB 45/80-55	Asfalt 50/70
	Vm, %			Vm, %	
0	5,9	6,1	0	2,9	3,5
10	6,0	5,4	10	2,8	3,2
30	5,8	5,2	20	2,9	2,7
50	4,6	4,7	30	3,0	2,4
70	2,4	2,2	40	2,8	3,4
90	0,7	0,8	50	3,3	2,5

zane z dużym udziałem drobnych frakcji w kruszywie z destruktu, które wypełniają wolne przestrzenie w mieszance. Wraz z wzrostem udziału destruktu do kolejnych mieszank wprowadzana jest coraz większa ilość drobnych frakcji, przy jednoczesnym braku możliwości korekty uziarnienia frakcją grysową. Wyniki badań zawartości wolnych przestrzeni w mieszance typu SMA 11 wykazały, że w przeciwieństwie do mieszanki AC 16 W zwiększanie udziału destruktu asfaltowego w zakresie 0-50% nie musi powodować spadku zawartości wolnych przestrzeni. Wynika to z faktu, że zastosowany w mieszance SMA destruktu charakteryzuje się znacznie mniejszą (o ok. 18%) zawartością drobnych frakcji <2 mm w porównaniu do destruktu o ciągłym uziarnieniu użytego w mieszance AC 16 W.

Porównując wyniki badań zagęszczenia mieszank beton asfaltowego można stwierdzić, że rodzaj lepiszcza w ograniczonym stopniu decyduje o zawartości wolnych przestrzeni. Można zauważyć, że w mieszankach AC zawierających do 30% destruktu, w których jako lepiszcza użyto asfalt drogowy 35/50, zawartość wolnych przestrzeni jest niższa o ok 0,5% w stosunku do takich samych mieszank, w których jako lepiszcze zastosowano polimeroasfalt 45/80-55. Jest to związane z większą podatnością na zagęszczanie mieszank z lepiszczem niemodyfikowanym. W mieszankach zawierających od 50% do 90% destruktu różnica ta jest mniej wyraźna ze względu na duży udział w mieszance lepiszcza pochodzącego z destruktu, które charakteryzuje się zazwyczaj większą lepkością niż lepiszcze świeże.

Wyraźniejszy wpływ rodzaju lepiszcza na zawartość wolnych przestrzeni stwierdzono w przypadku mieszank SMA z destruktem, w których jako lepiszcza użyto asfalt drogowy 50/70. W zakresie zawartości granulatu od 0% do 30% można zauważyć wyraźną tendencję spadkową wolnych przestrzeni w mieszankach z tym asfaltem (tabela 2). Zjawisko to, podobnie jak w mieszance AC 16 W, jest związane z większą podatnością na zagęszczanie mieszank z większym udziałem lepiszcza niemodyfikowanego. W mieszankach SMA zawierających od 40% do 50% destruktu nie zaobserwowano dalszego spadku zawartości wolnych przestrzeni, co wynika z mniejszego udziału świeżego asfaltu drogowego

o niższej lepkości. W tym przypadku, w większym stopniu asfalt 50/70 zastąpiony został lepiszczem modyfikowanym pochodzącym z destruktu. Wszystkie z zaprojektowanych mieszanek SMA z polimeroasfaltem PMB 45/80-55 charakteryzują się zbliżonymi zawartościami wolnych przestrzeni w granicach 2,8% do 3,3%.

Oceniając zaprojektowane mieszanki mineralno-asfaltowe pod względem wymaganej zawartości wolnych przestrzeni (kryteria wg WT-2 2014) można stwierdzić, że wszystkie mieszanki SMA mieszczą się w wymaganym zakresie od 2,0% do 3,5%. Ocena mieszanek betonu asfaltowego (AC) w zakresie wymagań ( $V_m$  od 4,0% do 7,0%) pokazuje, że maksymalny udział analizowanego destruktu w mieszance typu AC 16 W, pozwalający spełnić wymagania wolnych przestrzeni, wynosi 50%. Wykorzystując stosowany destruk asfaltowy w ilości powyżej 50% nie ma możliwości spełnienia tych wymagań.

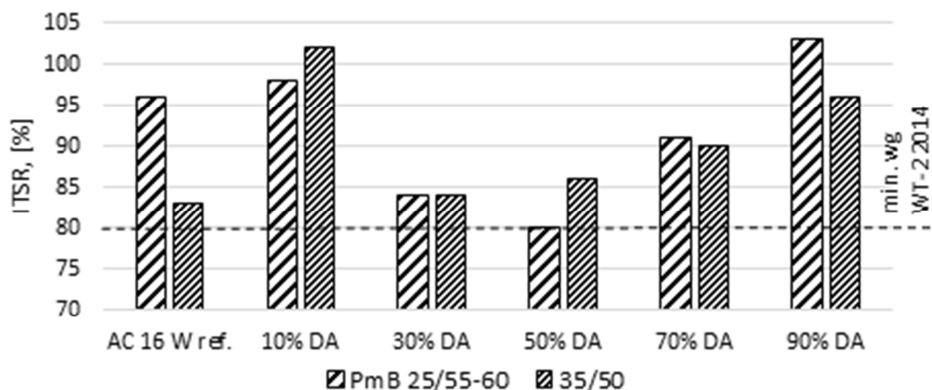
### 3.2. Odporność na działanie wody

Odporność na działanie wody mieszanek mineralno-asfaltowych jest niezwykle istotnym parametrem warunkującym trwałość nawierzchni asfaltowej w warunkach klimatu środkowoeuropejskiego. Istnieje szereg metod poprawy odporności na działanie wody mieszanek mineralno-asfaltowych, między innymi przez zastosowanie odpowiednich środków adhezyjnych, wapna hydratyzowanego oraz poprzez zwiększenie ilości lepiszcza asfaltowego i zmianę proporcji pomiędzy poszczególnymi frakcjami mieszanki mineralnej [9,10].

Odporność na działanie wody określono metodą ITSR z jednym cyklem zamrażania i odmrażania według procedury podanej w WT-2 2014. Próbkę do badań zagęszczano ubijakiem Marshalla stosując 2x35 uderzeń w temperaturze  $135\pm 5^\circ\text{C}$  (mieszanki z asfaltem 35/50 i 50/70) oraz w temperaturze  $145\pm 5^\circ\text{C}$  (mieszanki z polimeroasfaltem 25/55-60 i 45/80-55).

Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że wszystkie mieszanki betonu asfaltowego spełniają wymaganie dotyczące minimalnej wartości wskaźnika ITSR, wynoszące w warstwie wiążącej 80% (rys. 1). Niższe niż w przypadku mieszanki referencyjnej wartości wskaźnika ITSR mieszanek z polimeroasfaltem zawierających od 30% do 70% destruktu asfaltowego świadczą o niekorzystnym wpływie tej ilości dodatku destruktu na odporność mieszanek na działanie wody. Efekt ten może być spowodowany zauważalnym (>25%) zastąpieniem świeżego polimeroasfaltu lepiszczem z destruktu, w coraz większym stopniu, w kolejnych mieszankach. Należy stwierdzić, że w mieszankach z asfaltem 35/50 nie występuje obniżenie wskaźnika ITSR w odniesieniu do mieszanki referencyjnej.

Widoczny na rysunku 1 wzrost odporności na działanie wody następujący wraz ze wzrostem udziału destruktu w przedziale od 50% do 90% spowodowany jest stopniowo zmniejszającą się zawartością wolnych przestrzeni w tych mieszankach (tabela 2). W przypadku zastosowanego destruktu można przyjąć, że jedynie w mieszankach z jego niewielkim udziałem (10%) powoduje on poprawę odporności na oddziaływanie wody w stosunku do mieszanki referencyjnej. Na-

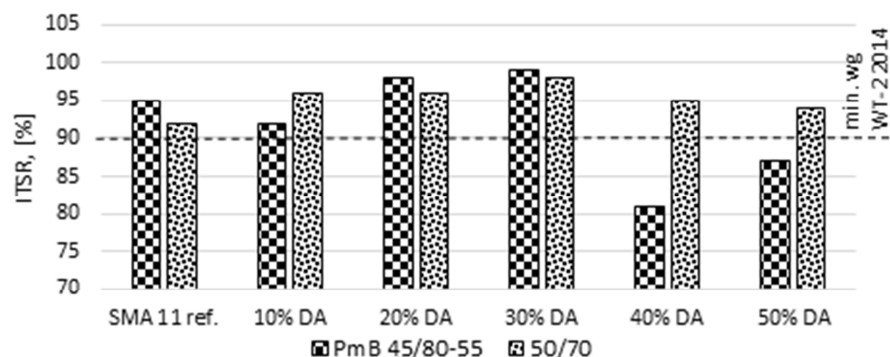


Rys. 1. Odporność na działanie wody metodą ITSR betonów asfaltowych z różną zawartością destruktu asfaltowego

Fig. 1. Water and frost resistance by ITSR method of asphalt concrete contain different amount of reclaimed asphalt pavement

leży podkreślić, że w mieszankach z destruktem nie do końca wyjaśnione jest zjawisko mieszalności lepiszcza świeżego z lepiszczem z destruktu. Analizując wyniki badań widać dużą różnicę pomiędzy zachowaniem się betonu asfaltowego z polimeroasfalem i asfalem drogowym. Można przypuszczać, że w przypadku betonu asfaltowego wytrzymałość na rozciąganie pośrednie w badaniu ITSR zależy nie tylko od wpływu wody i procesu zamrażania ale także od kohezji dominującej warstwy lepiszcza.

Mieszanki SMA ze względu na dużą zawartość lepiszcza asfaltowego i mastyksu charakteryzują się wysoką odpornością na czynniki atmosferyczne. Jest to jedna z tych właściwości, które predestynują tę mieszankę do powszechnego stosowania w warstwie ścieralnej nawierzchni drogowej. Na podstawie uzyskanych wyników odporności na działanie wody stwierdzono, że większość z zaprojektowanych mieszanek spełnia wymagania dotyczące minimalnej wartości wskaźnika ITSR wynoszące w przypadku warstwy ścieralnej 90% (rysunek 2). Jedynie mieszanki z polimeroasfalem PMB 45/80-55 o zawartości destruktu wynoszącej 40% i 50% nie spełniły wymagań. Prawdopodobną przyczyną tego zjawiska może być również niewystarczająca mieszalność obydwu polimeroasfaltów (świeży PMB 45/80-55 oraz PMB z destruktu). W przypadku mieszanek z asfalem niemodyfikowanym 50/70 można zauważyć, że wraz ze wzrostem zawartości destruktu, wartość wskaźnika ITSR znacząco się nie zmienia. Można przypuszczać, że asfalt niemodyfikowany zostaje stopniowo zastąpiony asfalem modyfikowanym z destruktu, co poprawia kohezję całej mieszaniny.



Rys. 2. Odporność na działanie wody metodą ITSR mieszanek SMA z różną zawartością destruktu asfaltowego

Fig. 2. Water and frost resistance by ITSR method of stone mastic asphalt contain different amount of reclaimed asphalt pavement

#### 4. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że:

- 1) Możliwe jest zaprojektowanie mieszanek mineralno-asfaltowych ze zwiększoną zawartością destruktu od 20% do 50% spełniających wymagania w zakresie zawartości wolnej przestrzeni oraz odporności na działanie wody.
- 2) Uziarnienie destruktu jest głównym czynnikiem ograniczającym możliwość wprowadzenia do mieszanek jego większych ilości powyżej 50-70%. Zbyt duża zawartość frakcji drobnej 0/2 uniemożliwia zaprojektowanie mieszanek o odpowiedniej zawartości wolnych przestrzeni, co z kolei wpływa na zmianę właściwości mieszanki.
- 3) W zakresie odporności na działanie wody określanej wskaźnikiem ITSR, nie stwierdzono znacznego pogorszenia tej właściwości w stosunku do mieszanek referencyjnych. W niektórych przypadkach, w zależności od zastosowanego świeżego lepiszcza i jego interakcji z lepiszczem z destruktem, obserwowano zmiany wskaźnika ITSR.

#### Podziękowania

Artykuł powstał w ramach projektu pt. „Destrukt: Innowacyjna technologia mieszanek mineralno-asfaltowych z zastosowaniem materiału z recyklingu nawierzchni asfaltowej”. Projekt był współfinansowany ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego, działanie INNOTECH, ścieżka programowa In-Tech oraz jest współfinansowany ze środków krajowych Narodowego Centrum Badań i Rozwoju. Autorzy dziękują współkonsorcjantom z IBDiM i Budimex S.A. za pomoc w pozyskaniu materiałów i wspólną realizację założeń projektu.

## Literatura

- [1] Sybilski D.: O potrzebie stosowania destruktu asfaltowego w Polsce, *Drogownictwo*, nr 1, 2011, s. 3-7.
- [2] Król J., Włodarski P., Jackowski Ł.: Właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych ze zwiększoną ilością granulatu asfaltowego, *Drogownictwo*, nr 11, 2014, s. 373-379.
- [3] Kowalski K.J., McDaniel R.S., Olek J.: Reclaimed Asphalt Pavement Limits to Meet Surface Frictional Requirements, *Journal of Materials in Civil Engineering*, American Society of Civil Engineers (ASCE), vol. 28, 2016.
- [4] Sarnowski M.: Chemically modified bitumens with improved adhesion to aggregate, *Roads and Bridges - Drogi i Mosty*, vol. 14, no. 4, 2015, str. 303-322.
- [5] Adoriányi K.: Water sensitivity evaluation of AC mixes with antistripping additives by different mechanical tests, 4th Eurasphalt & Eurobitume Congress, Copenhagen, Denmark 20-23 May 2008.
- [6] Jaskuła P.: Niszczące oddziaływanie wody i mrozu na mieszanki mineralno-asfaltowe – przegląd literatury, *Drogi i Mosty* nr 4, 2004, s. 5-44.
- [7] Piąt J., Radziszewski P.: *Nawierzchnie asfaltowe*. WKŁ, Warszawa 2010.
- [8] Judycki J., Jaskuła P.: Badanie odporności betonu asfaltowego na działanie wody i mrozu. *Drogownictwo*, nr 12, 1997, s. 374-378.
- [9] Iwański, M. Buczyński, P.: Zastosowanie pyłów mineralnych w technologii recyklingu głębokiego na zimno z asfaltem spienionym, *Drogownictwo*, nr 5, 2013, str. 143-149.
- [10] Sarnowski M.: Asfalty modyfikowane chemicznie o poprawionej adhezji do kruszywa. *Roads and Bridges - Drogi i Mosty*, vol. 14, nr 4, 2015, str. 303-322.

## FREEZE-THAW RESISTANCE OF ASPHALT MIXTURES WITH INCREASED RAP CONTENT

### Summary

Paper discusses issues related to influence of increased RAP content in the asphalt mixtures on their freeze-thaw resistance. Asphalt mixtures with continuous aggregate blend (asphalt concrete: AC-type) and non-continuous blend (stone mastic asphalt: SMA-type) were tested. RAP content in tested mixtures was up to 90% and up to 50% for AC and SMA mixtures, respectively. Depending on the tested mixture type, RAP used was obtained from AC or SMA mixtures milled out from pavements not older than 20 years. Based on the conducted research it was concluded, that RAP addition does not decrease asphalt mixture resistance below required limit. It was also found that small amount of RAP can beneficially change ITSR parameter.

**Keywords:** recycling, reclaimed asphalt pavement, asphalt mixture, freeze-thaw resistance

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.81



Małgorzata LINEK<sup>1</sup>  
Piotr NITA<sup>2</sup>

## WYMIAROWANIE LOTNISKOWYCH NAWIERZCHNI ŻELBETOWYCH

W dotychczasowej praktyce budownictwa lotniskowego żelbetowe nawierzchnie stosowane były niezwykle rzadko. Jednakże potrzeba stosowania takich układów konstrukcyjnych w sytuacjach szczególnie uzasadnionych stała się podstawą przedstawienia tej problematyki w niniejszej publikacji. W referacie omówiono problematykę wymiarowania żelbetowych nawierzchni lotniskowych. Celem pracy była ocena wybranych metod wymiarowania płyt żelbetowych przeznaczonych na nawierzchnie lotniskowe. Wykonano analizę wymiarowania płyt wg klasycznej metody stanów granicznych i porównano z wynikami uzyskanymi dla metody zgodnej z wytycznymi Eurokodu 2. Podstawę analizy stanowiła płyta z betonu klasy C35/45 ze zbrojeniem umieszczonym w strefie rozciąganej. Jako zbrojenie przyjęto pręty o średnicy 16,0 mm. Na podstawie porównawczej analizy uzyskanych wyników sformułowano wnioski dotyczące zasadności stosowania omawianych metod i ich walorów projektowych.

**Słowa kluczowe:** beton zbrojony, beton cementowy, nawierzchnie lotniskowe, zbrojone nawierzchnie lotniskowe

### 1. Wprowadzenie

Konstrukcja nawierzchni lotniskowej składa się ze zróżnicowanego układu warstw, w których warstwa jezdna wykonana jest z betonu cementowego, a cały układ ma za zadanie przejąć obciążenia od poruszającego się statku powietrznego i bezpiecznie przekazać je na podłoże gruntowe. Jednym z rodzajów konstrukcji są nawierzchnie żelbetowe. Powstają poprzez wprowadzenie do betonu zbrojenia. Zbrojenie zastosowane w konstrukcji nawierzchni umieszcza się zwykle w postaci siatek prętów ułożonych w kierunku poprzecznym i podłużnym. Pręty zbrojeniowe lokalizowane są dołem i górą przekroju betonowego w odległościach średnio 15-35cm [1].

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Małgorzata Linek, Politechnika Świętokrzyska, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, 25-314 Kielce, 41 / 34-24-844, e-mail: linekm@tu.kielce.pl

<sup>2</sup> Piotr Nita, Instytut Techniczny Wojsk Lotniczych, ul. Księcia Bolesława 6, 01-494 Warszawa, 22 / 836-45-43, e-mail: piotr.nita@itwl.pl

W zależności od potrzeb zaleca się, aby w przypadku odcinków bardziej intensywnie obciążonych (końcowe odcinki dróg startowych, skrzyżowania dróg startowych oraz dróg startowych i dróg kołowania, płyt technicznych) odstęp pomiędzy prętami zbrojeniowymi wynosił max 20cm. Zbrojenie zapobiegające występowaniu naprężeń skurczowych na powierzchni płyty zaleca się stosować w rozstawie co 25-30cm [3]. Średnice prętów zbrojeniowych powinny wynosić 12-16mm. Podstawowym zadaniem, jakie spełnia zbrojenie w konstrukcji lotniskowej jest wyrównanie rozkładu sił wewnętrznych w nawierzchni w przypadku zmian nośności podłoża, dzięki czemu ograniczana jest możliwość powstawania przypadkowych pęknięć płyt na skutek gwałtownych zmian termicznych, czy przeciążenia konstrukcji. Zastosowanie tego typu rozwiązania konstrukcyjnego pozwala zmniejszyć przekrój nawierzchni i liczbę szczelin dylatacyjnych, zapewnia poprawę stanu technicznego konstrukcji i wysoki poziom bezpieczeństwa ruchu. Wprowadzenie stali do płyty betonowej zmienia strukturę płyty betonowej i wpływa bezpośrednio na wydłużenie okresu eksploatacji nawet w warunkach intensywnego ruchu i obciążeń powtarzalnych. Podstawowym kryterium uzasadniającym konieczność stosowania nawierzchni żelbetowych jest obciążenie podwozia samolotu przekraczające 1,40 MPa [3].

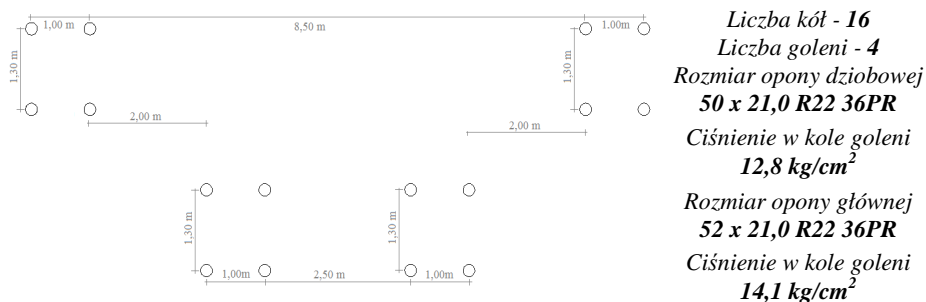
## 2. Obliczanie nawierzchni żelbetowych

Nawierzchnie żelbetowe w określonych sytuacjach dają szansę na przeniesienie zwiększonych obciążeń bez konieczności zmiany geometrii nawierzchni.

### 2.1. Założenia projektowe

Przy obliczaniu układu wielowarstwowego nawierzchni lotniskowych posłużono się teorią płyt sprężystych spoczywających na odkształcalnym podłożu. W procesie projektowania uwzględniono interakcję płyty z podłożem zakładając najpowszechniejszy model: płytę na podłożu sprężystym w modelu Winklera. Projekt nawierzchni lotniskowych traktowany jako rozwiązanie indywidualne obejmuje kilka etapów. Etap początkowy stanowi dobór zagadnień wstępnych związanych z wyborem samolotu obliczeniowego oraz jego parametrów charakterystycznych, do których należy zaliczyć natężenie ruchu, wartość przekazywanego obciążenia i sposób jego rozłożenia na nawierzchni (liczba kół w goleni i ich wzajemna konfiguracja, ciśnienie w oponach i powierzchnia styku opony z nawierzchnią). Obciążenie nawierzchni lotniskowych stanowią bowiem zróżnicowane gabarytowo i ciężarowo statki powietrzne. Szczególną uwagę zwrócono na zagadnienia związane z obciążeniami statycznymi generowanymi na nawierzchnię lotniskową ciężarem wybranego „obliczeniowego” statku powietrznego. Samolot obliczeniowy to ten, który przyjęty jest jako podstawowy środek transportu powietrznego dla danego lotniska. Obciążenie zewnętrzne uwzględniane przy wymiarowaniu płyt stanowił samolot obliczeniowy, Boeing 747-400, o całkowitej masie do startu wynoszącej 394625kg. Obciążenie samolotu prze-

kazywane jest na warstwę jezdnią nawierzchni lotniskowej przez koła goleni. Przyjęty w analizach rozstaw kół, w goleni dziobowej i goleni głównej samolotu obliczeniowego oraz podstawowe parametry samolotu obliczeniowego przyjęte w procesie wymiarowania przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Układ kół w goleni głównej samolotu obliczeniowego Boeing 747-400 [2] oraz przyjęte podstawowe parametry samolotu obliczeniowego

Fig. 1. Wheel plan in main hydraulic springs of the subject Boeing 747-400 [2] aircraft and assumed basic aircraft parameters

## 2.2. Tradycyjne wymiarowanie żelbetowych nawierzchni lotniskowych metodą stanów granicznych

Obciążenie obliczeniowe wyznaczono, przy założeniu 90% obciążenia przypadającego na goleń główną samolotu obliczeniowego. Zgodnie z wytycznymi ICAO procent przenieszonego obciążenia przez goleń główną zawiera się w granicach 85-90%, a przez goleń nosową 10-15%. Dla analizowanego samolotu obliczeniowego o masie równej 394625kg i czterech goleni w podwoziu głównym wartość obciążenia obliczeniowego goleni głównej wynosi 88790,63kg. Przypadające obciążenie na jedno koło w goleni wyznaczono przy założeniu współczynnika dynamicznego odpowiadającego ciśnieniu w oponie samolotu obliczeniowego na poziomie 1,25 oraz współczynnika przeciążenia równego 1,00. Wartość obciążenia dla analizowanego samolotu wynosi więc 27747,07kg. Dla wyznaczonej teoretycznej powierzchni styku koła z nawierzchnią równej  $1967,88\text{cm}^2$  ( $\frac{27747,07}{14,10} = 1967,88$ ) wyznaczono podstawowe parametry w zależności od przyjętego kształtu. Obliczenia przeprowadzono dla czterech wariantów różniących kształt styku opony z nawierzchnią na kołowy, kwadratowy, elipsy i elipsy z zaokrągleniami. Dla założonego kształtu kwadratowego styku opony z nawierzchnią długość boku wynosi  $a = 44,36\text{cm}$ , dla kształtu kołowego promień  $r = 25,03\text{cm}$ , dla elipsy  $a_1 = 35,40\text{cm}$  i  $b_1 = 17,70\text{cm}$ , a dla elipsy z zaokrągleniami  $a_2 = 35,07\text{cm}$  i  $b_2 = 21,04\text{cm}$ .

Przyjęto, iż odkształcenie podłoża gruntowego równe jest co do wartości ugięciu płyty, przy założeniu, że płyta całą dolną powierzchnią znajduje się

w kontakcie z powierzchnią podłoża.[3] Maksymalny moment zginający w oparciu o hipotezę współczynnika reakcji podłoża wyznaczono przy wykorzystaniu metody Koroniewa [3], biorąc pod uwagę reakcję podłoża i ugięcie płyty leżącej na podłożu scharakteryzowanym modelem Winklera. Obliczenia wykonano dla płyty w stanie granicznej nośności. Etapem wstępnym było obliczenie sztywności, wg wzoru (1), płyty o grubości 38cm wykonanej z betonu cementowego klasy C35/45, która wynosi 748576300,10 [kgcm] oraz wyznaczenie promienia względnego sztywności płyty, który wynosi 152,72 [cm].

$$B = \frac{E_z}{\psi} F_z h_0^2 c \quad (1)$$

We wzorze (1) [3]  $E_z$  oznacza współczynnik sprężystości zbrojenia,  $\psi$  - współczynnik uwzględniający pracę rozciąganego betonu,  $F_z$  - przekrój zbrojenia,  $h_0$  - użytkowa wysokość przekroju,  $c$  - współczynnik wyznaczony w zależności od współczynnika  $\alpha$ . Moment zginający w przekroju pionowym pod środkiem powierzchni styku opony najbardziej obciążonego koła, usytuowanego nad przekrojem obliczeniowym wyznaczono ze wzoru (2) dla  $\frac{a}{S} \in < 0,3; 1,0$ ,

$$M_0 = S q (0,096a - 0,012S) \quad (2)$$

ze wzoru (3) dla  $\frac{r}{S} \in < 0,17; 0,56$ ,

$$M_0 = S q (0,17r - 0,012S) \quad (3)$$

ze wzoru (4) dla  $\eta = 1,41 \frac{r}{S}$  a wartości liczbowe zestawiono w tabeli 1-przypadek a.

$$M_0 = -0,558 (1 + \nu) q S r U \quad (4)$$

Tabela 1. Wyznaczone wartości momentów zginających dla koła  $K_1$

Table 1. Determined values of bending moments in case of wheel  $K_1$

Warunek brzegowy	Wartość liczbowa		Moment zginający - $M_0$	$M_0$ [kNcm]	
	a	b		a	b
$\frac{a}{S}$	0,290	0,317	$M_0 = S q (0,096a - 0,012S)$	52,25	50,90
$\frac{r}{S}$	0,164	0,179	$M_0 = S q (0,17r - 0,012S)$	52,18	50,83
$\eta = 1,41 \frac{r}{S}$	0,23	0,25	$M_0 = -0,558 (1 + \nu) q S r U$	52,92	50,63

Po przyjęciu maksymalnej wartości obliczonego momentu zginającego w środku płyty dla najbardziej wyężonego koła -  $K_1$  wyznaczono sumaryczne momenty zginające dla pozostałych kół  $K_2$ ,  $K_3$  i  $K_4$ . W tabeli 2, opierając się na

Tabela 2. Wyznaczone wartości momentów zginających dla kół  $K_2$ ,  $K_3$  i  $K_4$ Table 2. Determined values of bending moments in case of wheel  $K_2$ ,  $K_3$  and  $K_4$ 

Koła	Przypadek a			Przypadek b		
	$K_2$	$K_3$	$K_4$	$K_2$	$K_3$	$K_4$
$\xi$	0,923	1,514	1,200	1,007	1,652	1,309
U	-0,227	-0,187	-0,213	-0,221	-0,174	-0,205
V	-0,219	-0,031	-0,108	-0,154	-0,009	-0,076
$M_r$ [kNcm]	0,099	-0,730	-0,428	-0,320	-0,795	-2,073
$M_v$ [kNcm]	-1,746	-0,993	-1,334	-1,618	-0,873	-1,430
$M_x$ [kNcm]	0,099	-0,862	-1,312	-0,320	-0,834	-1,446
$M_y$ [kNcm]	-1,746	-0,862	-0,450	-1,618	-0,834	-3,503
$M_x^{sr}$ [kNcm]	50,85			48,30		
$M_y^{sr}$ [kNcm]	49,86			44,94		
Metoda współrzędnych prostokątnych				Moment statyczny $S_b$		
$\xi$	0,923	0,923	0	$S_b = \frac{M_{obl}}{m R_b} (9)$	15,55 [cm <sup>2</sup> ]	
$\eta$	0	1,200	1,200			
$\overline{M}_x$ [kNcm]	0,009	0,016	0,045	Rozstaw rys $l_t$		
$\overline{M}_y$ [kNcm]	0,064	0,032	-0,005	$l_t = 0,5 k_1 n u$	48,5 [cm]	
$M_x$ [kNcm]	2,386	4,440	12,49			
$M_y$ [kNcm]	17,73	0,888	-1,387	Szerokość rozwarcia rys $a_t$		
$M_x^{sr}$ [kNcm]	72,232			$a_t$	0,04 [mm]	
$M_y^{sr}$ [kNcm]	71,533					

obliczeniach momentów promieniowych  $M_r$  - wzór (5) i momentów stycznych  $M_v$  - wzór (6) oraz współrzędnych prostokątnych - wzór (7) i (8) zestawiono wyznaczone wartości.

$$M_r = -\frac{P^i}{h} \left( V - \frac{1-\nu}{\xi^i} U \right) \quad (5)$$

$$M_v = -\frac{P^i}{h} \left( \nu V + \frac{1-\nu}{\xi^i} U \right) \quad (6)$$

gdzie:  $\mathbf{P}$  – obciążenie pojedynczego koła w podwoziu,

$h$  – założona grubość płyty,

$V, U$  - funkcje dobrane w zależności od wartości  $\xi$ , którą wyznacza się na podstawie  $\xi = 1,41 \frac{r'}{s}$  ( $r'$  - odległość pomiędzy rozpatrywanym punktem a środkiem styku opony).

$$M_x = P \overline{M}_x \quad (7)$$

$$M_y = P \overline{M}_y \quad (8)$$

gdzie:  $\mathbf{P}$  – obciążenie pojedynczego koła w podwoziu,

$$\begin{aligned} \overline{M}_x, \overline{M}_y &- \text{momenty zginające dobrane w zależności od punktu przyłożenia} \\ &\text{siły } P \quad \text{oraz wartości } \xi, \text{ którą wyznacza się na podstawie} \\ \xi &= 1,41 \frac{x}{s} \text{ oraz} \\ \eta &= 1,41 \frac{y}{s} \text{ (x, y - współrzędne przyłożenia siły)} \end{aligned}$$

W kolejnym etapie założono procent zbrojenia na poziomie 0,4 stałą o module sprężystości 210GPa i wyznaczono sztywność płyty wg [3] przyjmując bardziej niekorzystną sytuację do wymiarowania konstrukcji, przy sztywności  $5,28 \times 10^8 \frac{kN \cdot cm^2}{m}$ . Określono sprowadzoną grubość płyty żelbetowej równą 25,11cm, pracującej przy pojawieniu się rysy oraz promień względnej sztywności płyty równy 139,98cm. Wyznaczono momenty zginające dla płyty zbrojonej, które zestawiono w tabeli 3-przypadek b. Przy założeniu współczynnika warunków pracy nawierzchni na poziomie  $m=0,9$  i wytrzymałości na ściskanie betonu przy zginaniu na poziomie 34,5MPa wyznaczono moment styczny strefy ściskanej, a następnie przy wysokości ściskanej strefy równej  $6,22 \cdot 10^{-3}$  cm wyznaczono przekrój zbrojenia dolnego i rozstaw pomiędzy rysami  $l_t$  - tabela 2, przypadek b. Przy założeniu, że  $k_1 = 2,8$ ; stosunek modułów sprężystości stali i betonu  $n = 52,50$ , a wartość przekroju stali do obwodu wynosi  $u=0,66$ cm wyznaczono rozstaw pomiędzy rysami  $l_t = 48,5$ cm oraz szerokość rozwarcia rys  $a_t = 0,04$ mm.

### 2.3. Wymiarowanie żelbetowych nawierzchni wg Eurokodu

Na wstępie należy zaznaczyć, iż metoda wymiarowania zgodna z PN-EN [5-7] przeznaczona jest przede wszystkim do projektowania budynków oraz mostów, a także budowli geotechnicznych, z uwagi na fakt iż tok postępowania nie uwzględnia obciążenia dynamicznego, które jest generowane ruchem statków powietrznych. Założenia wstępne do projektowania przyjęto zbieżne z przedstawionymi w pkt. 2.2. W analizach bazowano na stanach granicznych (nośności - SGN i użytkowania - SGU), w których konstrukcja przestaje spełniać wymagania projektowe. W konstrukcji żelbetowej na skutek obciążeń zewnętrznych, skurczu lub czynników termicznych mogą pojawić się rysy, kiedy zostaje przekroczona wytrzymałość na rozciąganie betonu. Zarysowanie powstaje w wyniku zginania, rozkład naprężeń rozciągających jest zmienny na wysokości, a pewna część przekroju jest ściskana. [4]. Obliczenia przeprowadzono dla przekroju w I fazie, tzn. niezarysowanego oraz zarysowanego w fazie II, a uzyskane wyniki zestawiono w tabeli 3, oznaczenia zgodne z [5-7].

## 3. Wnioski

Przedstawione w referacie zestawienie projektu płyty żelbetowej zaprojektowanej dwoma metodami pozwoliło sformułować następujące wnioski:

Tabela 3. Wyznaczone wartości podstawowych parametrów na kierunku x i y przy wymiarowaniu SGN oraz fazy I i II zarysowania przy wymiarowaniu SGU

Table 3. Determined values of basic parameters at direction x and y during SGN measuring and phases I and II during SGU measuring

Parametry	SGN		SGU	
	Kierunek y	Kierunek x	Faza I	Faza II
$\mu_{eff}$	0,059	0,064	$E_{c,eff}$ [MPa]	$x_{II}$ [m]
$\xi_{eff}$	0,062	0,067	$13,6 \cdot 10^3$	0,065
$A_{sI} \left[ \frac{cm^2}{m} \right]$	7,754	8,06	$\alpha$	$I_{II}$ [m <sup>4</sup> ]
Sprawdzenie nośności			14,71	$3,25 \cdot 10^{-4}$
$A_{s1}^{min} \left[ \frac{cm^2}{m} \right]$	3,611	3,345	$x_I$ [m]	$\sigma_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]
$\mu_{eff}$	0,061	0,072	0,143	$4,44 \cdot 10^5$
$\xi_{eff}$	0,062	0,075	$I_I$ [m <sup>4</sup> ]	$A_{s1}^{min} \left[ \frac{cm^2}{m} \right]$
$\zeta_{eff}$	0,969	0,963	1,8743	$3,95 \cdot 10^{-4}$
$A_{sI} \left[ \frac{cm^2}{m} \right]$	7,90	8,58	$M_{cr}$ [kNm]	$w_k$ [mm]
$x_{eff}$ [m]	0,014	0,015	43,78	0,68
$M_{Rd}$ [kNm]	73,50	72,56	$M_{max}$ [kNm]	$S_{r,max}$ [cm]
$M_{Ed}$ [kNm]	72,23		72,23	41,37

1. Zaprojektowano zbrojenie w strefie rozciąganej wykorzystując pręty o średnicy 16mm rozmieszczone w rozstawie co 20cm i uzyskując wymaganą nośność przekroju przy grubości płyty równej 28cm. Zastosowanie zbrojenia uniemożliwiło wystąpienie przypadkowych pęknięć płyty powstałych na skutek przeciążenia konstrukcji lub gwałtownych zmian termicznych otoczenia. Głównym zadaniem zastosowanych prętów zbrojeniowych było przejęcie sił rozciągających w betonie, poprawa pracy zarysowanego przekroju oraz utrzymanie rozwarcia rys w stałej, nie przekraczającej dopuszczalnej szerokości rys. Dodatkową korzyścią jest ograniczenie wysokości przekroju płyty betonowej.

2. Wykorzystanie w procesie projektowania starszej metody stanów granicznych, z uwagi na fakt, iż przeznaczona jest i przystosowana do wymiarowania lotniskowych nawierzchni żelbetowych dała korzystniejsze wyniki wg przyjętego kryterium rozwarcia rys i rozstawu pomiędzy rysami. Metoda ta bowiem w pełni uwzględnia statykę i charakter podparcia płyty betonowej spoczywającej na podłożu w modelu Winklera.

3. Zastosowanie w procesie projektowania wg metody EC większej grubości otulenia zbrojenia niż wg stanów granicznych wpłynęło bezpośrednio na ramię siły wewnętrznej i w konsekwencji na rozstaw i szerokość rys. Wyliczona wg EC szerokość rysy (0,68mm) jest większa o rząd wielkości, względem tej wyznaczonej wg metody tradycyjnej (0,07mm). Rozstaw pomiędzy rysami różni się o ponad 7cm. Wyliczony wg Eurokodu rozstaw wynosi 41,4cm, natomiast policzony metodą klasyczną wynosi 48,5cm.

Wprowadzenie Eurokodu wymaga synchronizacji z dotychczas obowiązującą w kraju metodą i wyjaśnienie kwestii zróżnicowanych założeń. Na podstawie uzyskanych charakterystyk parametrów żelbetowej nawierzchni lotniskowej stwierdzono, że korzystniejszą, na tym etapie wymiarowania, jest metoda tradycyjna. Wymiarowanie nawierzchni żelbetowych metodą wg Eurokodu wymaga dalszego rozwinięcia i będzie przedmiotem dalszych analiz zespołu autorskiego.

## Literatura

- [1] Ajdukiewicz A.: Podręczny skrót dla projektantów konstrukcji żelbetowych, Wydawnictwo Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2009.
- [2] Linek M., Nita P.: Analiza pracy betonowej konstrukcji nawierzchni lotniskowej, Logistyka nr 6, 2014.
- [3] Nita P.: Betonowe nawierzchnie lotniskowe. Teoria i wymiarowanie konstrukcyjne, Wydawnictwo Instytutu Technicznego Wojsk Lotniczych, Warszawa 2005.
- [4] Praca zbiorowa pod red. M. Knauffa: Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych wg Eurokodu 2, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006.
- [5] PN-EN 10080:2007 Stal do zbrojenia betonu. Specjalna stal zbrojeniowa. Postanowienia ogólne.
- [6] PN-EN 1990:2004 Eurokod 0. Podstawy projektowania konstrukcji.
- [7] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

## AIRFIELD PAVEMENTS MADE OF REINFORCED CONCRETE

### Summary

In the previous airfield construction industry pavements made of reinforced concrete have been used very rarely, however the necessity to use this type of pavements in particular situations justifies the reason why this scientific publication refers to this issue. The work concerns the problem of airfield pavement dimensioning made of reinforced concrete and the evaluation of selected dimensioning methods of reinforced concrete slabs intended for airfield pavements. Analysis of slabs dimensioning, according to classical method of limit states has been performed and it has been compared to results obtained in case of methods complying with Eurocode 2 guidelines. Basis of an analysis was a concrete slab of C35/45 class of reinforcement, located in tension section. Steel bars of 16,0 mm have been used as slab reinforcement. According to comparative analysis of obtained results conclusions were reached regarding application legitimacy of the discussed methods and their design advantages.

**Keywords:** reinforced concrete, cement concrete, airport pavements

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/tb.2016.82



Adam LIPHARDT<sup>1</sup>  
Piotr RADZISZEWSKI<sup>2</sup>  
Jan KRÓL<sup>3</sup>

## METODA OCENY MIESZALNOŚCI LEPISZCZY W MIESZANKACH MINERALNO-ASFALTOWYCH Z DESTRUKTEM

Wykorzystanie destruktu asfaltowego do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych wiąże się często z koniecznością poprawy właściwości zestarzonego lepiszcza zawartego w destrukcie. Metody projektowania mieszanek mineralno-asfaltowych zakładają idealne wymieszanie lepiszcza otaczającego ziarna destruktu ze świeżym lepiszczem dodawanym do mieszanki. Prowadzone obecnie badania wskazują jednak na niecałkowite mieszanie się obydwu lepiszczy. W pracy przedstawiono metodę pozwalającą ocenić stopień zmieszania lepiszczy w mieszankach z destruktem asfaltowym. Oceny mieszalności dokonuje się na podstawie badań poszczególnych warstw otoczki asfaltowej. W reometrze dynamicznego ścinania (DSR) wykonuje się badania lepiszcza takie jak zespolony moduł ścinania, kąt przesunięcia fazowego, moduł podatności oraz procentowe odkształcenie sprężyste. W pracy opisano procedurę przygotowania próbek mieszanki mineralno-asfaltowej i odzyskiwania lepiszcza do badań reologicznych. Próbkę asfaltu do badań otrzymywano stosując metodę etapowej ekstrakcji. Zaproponowana metoda pozwala charakteryzować zmiany właściwości w poszczególnych obszarach warstwy lepiszcza otaczającego granulaty asfaltowy. W celu weryfikacji przydatności zaproponowanej metody przedstawiono przykładowe wyniki badań zmian właściwości lepiszcza w zależności od grubości otoczki. Przeprowadzone dotychczas analizy porównawcze modułu zespolonego i kąta przesunięcia fazowego poszczególnych warstw otoczki asfaltowej z zastosowaniem zaprezentowanej metody wykazały, iż stanowi ona przydatne narzędzie do oceny mieszalności lepiszczy w mieszankach mineralno-asfaltowych z destruktem.

**Słowa kluczowe:** mieszalność lepiszczy, destrukc asfaltowy, recykling, etapowa ekstrakcja

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Adam Liphardt, Instytut Dróg i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, (+48 22) 234-64-61, a.liphardt@il.pw.edu.pl

<sup>2</sup> Piotr Radziszewski, Instytut Dróg i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, (+48 22) 234-64-72, p.radziszewski@il.pw.edu.pl

<sup>3</sup> Jan Król, Instytut Dróg i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, (+48 22) 234-56-74, j.krol@il.pw.edu.pl

## 1. Wstęp

Wykorzystanie destruktu asfaltowego do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych wiąże się często z koniecznością poprawy właściwości zestarzonego lepiszcza zawartego w destrukcie [1]. Ilość destruktu asfaltowego w mieszance mineralno-asfaltowej wpływa na takie właściwości mieszanki jak zagęszczalność, sztywność, trwałość oraz określa ilość i właściwości świeżego lepiszcza, które należy wprowadzić do mieszanki [2, 3]. Najczęściej metody projektowania mieszanek mineralno-asfaltowych zakładają idealne wymieszanie lepiszcza otaczającego ziarna destruktu ze świeżym lepiszczem dodawanym do mieszanki. Powszechnie stosowane metody projektowania mieszanek mineralno-asfaltowych z destruktem zakładają, że lepiszcze w takiej mieszance jest jednorodne. W Europie parametry lepiszcza powstałego ze zmieszania asfaltu zawartego w destrukcie z lepiszczem odświeżającym, takie jak penetracja i temperatura mięknienia, określa się na podstawie wzorów zawartych m.in. w załączniku A do normy europejskiej PN-EN 13108-1.

$$T_{R\&B\text{ mix}} = a \times T_{R\&B\ 1} + b \times T_{R\&B\ 2} \quad (1)$$

gdzie:  $T_{R\&B\text{ mix}}$  – obliczona temperatura mięknienia lepiszcza w mieszance zawierającej destruktu,

$T_{R\&B\ 1}$  – temperatura mięknienia lepiszcza odzyskanego z destruktu,

$T_{R\&B\ 2}$  – temperatura mięknienia lepiszcza dodanego,

$a$  i  $b$  – proporcje wagowe lepiszcza w destrukcie asfaltowym ( $a$ ) i dodanego lepiszcza ( $b$ ) w mieszance  $a + b = 1$

$$a \lg pen_1 + b \lg pen_2 = (a + b) \lg pen_{\text{mix}} \quad (2)$$

gdzie:  $pen_{\text{mix}}$  – obliczona penetracja lepiszcza w mieszance zawierającej destruktu,

$pen_1$  – penetracja lepiszcza odzyskanego z destruktu,

$pen_2$  – penetracja lepiszcza dodanego,

$a$  i  $b$  – proporcje wagowe lepiszcza w destrukcie asfaltowym ( $a$ ) i dodanego lepiszcza ( $b$ ) w mieszance  $a + b = 1$

Opisany wzorami 1 i 2 sposób wyznaczania temperatury mięknienia i penetracji asfaltu jest słuszny w przypadku gdy lepiszcze zawarte w destrukcie asfaltowym oraz świeże lepiszcze dodane do mieszanki ulegną całkowitemu wymieszaniu. Ponadto wzory te są słuszne jedynie w przypadku gdy obydwa lepiszcza zaliczają się do asfaltów drogowych. W przypadku gdy co najmniej jedno lepiszcze jest modyfikowane np. polimerem, wynik obliczenia parametrów opisujących konsystencję może różnić się od wielkości zmierzonej. W rzeczywistości całkowite wymieszanie lepiszczy zachodzi jedynie w ograniczonej strefie kontaktu obydwu lepiszczy (rysunek 1), natomiast poza tą strefą zachodzi nakładanie się jednej warstwy asfaltu na drugą [4, 5].



Rys. 1. Schemat mieszania lepiszczy w mieszankach z destruktem: a) brak mieszania, b) częściowe mieszanie, c) całkowite wymieszanie

Fig. 1. Binder blending scheme in mixtures with RAP: a) no blending, b) partial blending, c) complete blending

Sposób określania właściwości mieszaniny lepiszczy w mieszankach z destruktem na podstawie wzorów 1 i 2 wydaje się więc niewystarczający. W ciągu ostatnich lat badacze podejmują próby określenia stopnia zmieszania lepiszczy różnymi metodami. Są to zarówno metody bezpośrednie oparte w szczególności na analizie składu chemicznego lub mikrostruktury otoczki asfaltowej jak również metody pośrednie polegające m.in. na ocenie parametrów reologicznych lepiszcza otaczającego ziarna destruktu.

Wśród metod bezpośrednich wyróżnić można analizę spektrograficzną metoda FT-IR (ang. Fourier Transform Infrared Spectroscopy) pozwalającą m.in. na identyfikację produktów starzenia w mieszaninach asfaltów [6]. Metoda FT-IR zastosowana została do oceny mieszalności lepiszczy w mieszankach z destruktem m.in. przez Bowersa i in. [7]. Inną metoda, polegającą z kolei na badaniu mikrostruktury mieszanin lepiszczy jest analiza obrazu uzyskanego z mikroskopu AFM (ang. Atomic Force Microscope) służąca m.in. do oceny rozmieszczenia cząstek polimeru w mieszaninie asfaltów [8].

Metody pośrednie polegają na analizie parametrów lepko-sprężystych pozwalających zróżnicować właściwości lepiszcza wyekstrahowanego z otoczki asfaltowej w mieszance. Najczęściej stosowanym w tego typu badaniach urządzeniem pomiarowym jest reometr dynamicznego ścinania DSR (ang. Dynamic Shear Rheometer) pozwalający ocenić m.in. takie właściwości jak zespolony moduł ścinania czy kąt przesunięcia fazowego. Pośredniej oceny mieszalności można również dokonać na podstawie wyników oznaczenia lepkości dynamicznej oraz podstawowych właściwości lepiszczy jak penetracja czy temperatura mięknięcia.

Istotnym problemem występującym w ocenie mieszalności niezależnie od zastosowanych metod badawczych jest konieczność pozyskania próbek lepiszczy. Odzyskanie asfaltu z mieszanki mineralno-asfaltowej zawierającej destruktu przy zastosowaniu tradycyjnych metod ekstrakcji powoduje sztuczne ujednorodnienie lepiszcza [9]. Aby analizować zmiany właściwości lepiszcza na grubości błonki asfaltowej należy zastosować inną metodę odzyskiwania lepiszcza.

## 2. Metoda oceny mieszalności lepiszczy

Pozyskanie próbek lepiszcza asfaltowego w sposób pozwalający na późniejszą ocenę zmienności jego parametrów na grubości otoczki asfaltowej umożliwia metoda etapowej ekstrakcji zaproponowana po raz pierwszy w 1980 roku przez Carpentera i Wołosicka [10]. Metoda polega na kilkukrotnym odmywaniu błonki lepiszcza począwszy od zewnętrznych warstw aż do całkowitego jej odmycia.

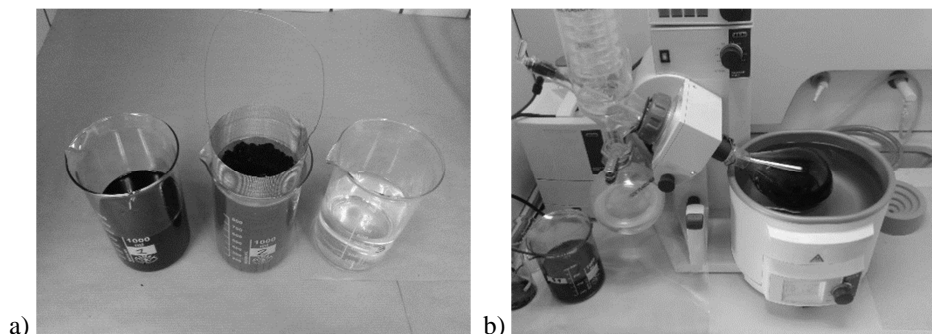
### 2.1. Przygotowanie próbek

Pierwszym etapem jest przygotowanie próbek mieszanki mineralno-asfaltowej z destruktem, które będą poddawane ekstrakcji. Mieszanka destruktu, ewentualnego kruszywa doziarniającego oraz świeżego lepiszcza przygotowywana jest w mieszalniku laboratoryjnym. Aby podczas ekstrakcji zapewnić jak najlepszy dostęp rozpuszczalnika do poszczególnych ziaren mieszanki musi być ona odpowiednio rozdrobniona. Po określonym założonym czasie mieszania mieszanka rozsypywana jest w cienkiej warstwie na płaskiej powierzchni pokrytej folią żaroodporną. Następnie, po całkowitym wystudzeniu do temperatury pokojowej tak rozsypiana mieszanka umieszczana jest w komorze bębna Los Angeles i poddawana  $100 \pm 3$  obrotom (bez użycia kul). Mieszanka ulega w ten sposób rozdrobnieniu na ziarna i grudki. Z rozdrobnionej mieszanki mineralno-asfaltowej metodą kwartowania pobierane są próbki do ekstrakcji.

### 2.2. Etapowa ekstrakcja lepiszcza

Zastosowana na Politechnice Warszawskiej metoda etapowej ekstrakcji polega na zanurzeniu próbki mieszanki mineralno-asfaltowej umieszczonej w koszu z siatki stalowej o oczku 0,6 mm w naczyniu z rozpuszczalnikiem (rysunek 2a). Do rozpuszczania asfaltu stosowany jest toluen ze względu na najmniejszy wpływ na zmiany właściwości asfaltu w stosunku do innych rozpuszczalników [11]. Próbka mieszanki zanurzana jest w rozpuszczalniku na ok. 15 sekund po czym jest wyjmowana i umieszczana w kolejnym naczyniu z czystym rozpuszczalnikiem. Czynności te powtarzane są od trzech do pięciu razy, w zależności od zakładanej ilości analizowanych warstw. Odmywanie ostatniej warstwy trwa do momentu całkowitego usunięcia otoczki asfaltowej z ziaren kruszywa.

Otrzymany w ten sposób roztwór asfaltu poddawany jest odwirowaniu w wirówce ekstrakcyjnej w celu odseparowania drobnych frakcji kruszywa mineralnego. Następnie zawarty w nim rozpuszczalnik odparowywany jest w wyparce próżniowej zgodnie z procedurą opisaną w normie PN-EN 12697-3 (rysunek 2b). Po odparowaniu rozpuszczalnika kolba z materiałem z każdej kolejnej warstwy jest ważona w celu określenia procentowego udziału lepiszcza z danej warstwy w stosunku do całkowitej zawartości lepiszcza w badanej mieszance mineralno-asfaltowej.



Rys. 2. Odzyskiwanie asfaltu: a) etapowa ekstrakcja, b) odparowywanie rozpuszczalnika w wyparce obrotowej

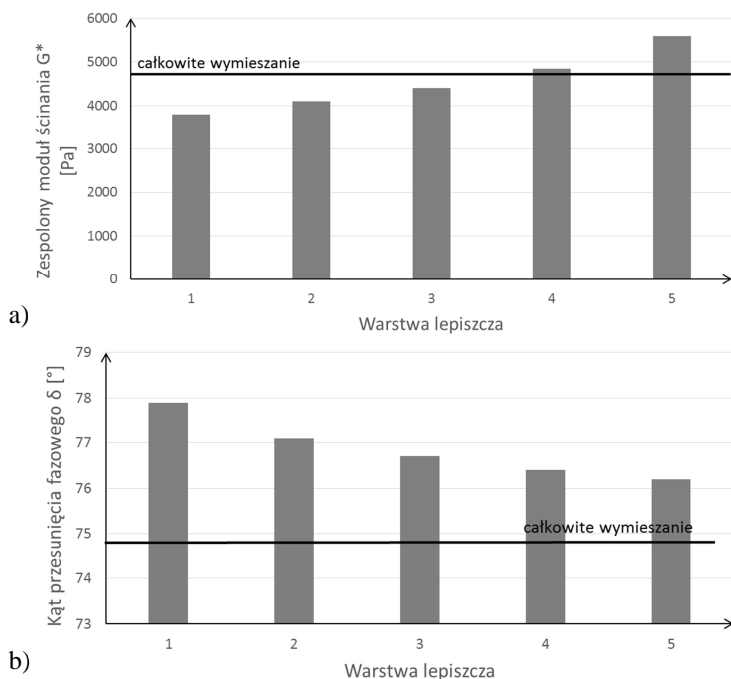
Fig. 2. Binder recovery: a) staged extraction, b) rota vapor – solvent evaporation

### 2.3. Badania lepiszczy odzyskanych

Lepiszczce asfaltowe odzyskane z poszczególnych faz odmywania poddawane jest badaniom w reometrze dynamicznego ścinania. Wyznaczany jest zespolony moduł ścinania oraz kąt przesunięcia fazowego lepiszcza z każdej warstwy. Ponadto w przypadku, gdy któryś z asfaltów jest lepiszczem modyfikowanym polimerami można wykonać badanie zgodnie z procedurą cyklicznego pełzania z odprężeniem - MSCR (ang. *Multiple Stress Creep Recovery Test*) pozwalającą zróżnicować warstwy lepiszcza pod względem nawrotu sprężystego  $R$  i modułu podatności  $J_{NR}$  [12]. Procedura badania MSCR została dokładniej opisana w pracy [13].

### 3. Wyniki badań

Skuteczność opisywanej metody została zweryfikowana w badaniach przeprowadzonych na mieszance mineralno-asfaltowej zawierającej 100% destruktu pochodzącego z warstwy ścierniczej z mieszanki typu SMA oraz dodatku miękkiego lepiszcza o penetracji 100/150. Na rysunku 3a przedstawiono wykres zmienności zespolonego modułu ścinania natomiast na rysunku 3b zmienność kąta przesunięcia fazowego poszczególnych warstw otoczki asfaltowej zbadanych w temperaturze 64°C przy częstości kątovej wynoszącej 10 rad/s. Podczas badania tak dobierano czasy ekstrakcji żeby po przeliczeniu ilości wyekstrahowanego lepiszcza grubość poszczególnych odmywanych warstw była porównywalna. Na obydwu wykresach linią ciągłą zaznaczony został poziom właściwości odpowiadający pełnemu wymieszaniu obydwu lepiszczy. W pełni wymieszane lepiszcze uzyskano z ekstrakcji całej grubości otoczki w jednym cyklu odmywania. Założono, że lepiszcze uległo pełnemu wymieszaniu i ujednorodnieniu w procesie ekstrakcji i odzyskiwania.



Rys. 3. Właściwości lepko-sprężyste lepiszcza w poszczególnych warstwach otoczki asfaltowej: a) moduł zespolony  $G^*$ , b) kąt przesunięcia fazowego  $\delta$ , numerem 1 oznaczono warstwę zewnętrzną, numerem 5 warstwę wewnętrzną

Fig. 3. Viscoelastic properties of separate bituminous binder films: a) complex modulus  $G^*$ , b) phase angle  $\delta$ , number 1 represented external layer, number 5 represented internal layer

Ocena przedstawionych wyników pozwala stwierdzić, że właściwości lepiszcza otaczającego ziarna mieszanki mineralno-asfaltowej z destruktem są zmienne na grubości otoczki lepiszcza. Należy zaznaczyć, że w pewnym stopniu zmienność właściwości otoczki asfaltowej na jej grubości może być spowodowana innym rozmieszczeniem struktur molekularnych w warstwie bezpośrednio otaczającej kruszywo niż w warstwach oddalonych od powierzchni ziarna [14]. Uzyskane wyniki potwierdzają, że metoda etapowej ekstrakcji umożliwia wyselekcjonowanie próbek lepiszcza do oceny mieszalności.

#### 4. Podsumowanie

Przeprowadzone dotychczas badania i analizy pozwalają na sformułowanie następujących wniosków ogólnych:

- metoda etapowej ekstrakcji pozwala na wyselekcjonowanie próbek lepiszcza do badań charakteryzujących zmienność właściwości otoczki asfaltowej,

- przeprowadzone dotychczas oznaczenie zespolonego modułu ścinania i kąta przesunięcia fazowego poszczególnych warstw otoczki asfaltowej z zastosowaniem zaprezentowanej metody wykazały, iż może ona stanowić przydatne narzędzie do oceny mieszalności lepiszczy w mieszankach mineralno-asfaltowych z destruktem,
- wyniki wstępnych badań wykonanych na Politechnice Warszawskiej wykazały zróżnicowanie właściwości asfaltu na grubości otoczki w mieszankach mineralno-asfaltowych destruktem co potwierdza, iż nie następuje całkowite wymieszanie obydwu lepiszczy.

W dalszej kolejności planuje się zastosowanie przedstawionej metody w badaniach mieszalności z wykorzystaniem kilku destruktyw asfaltowych o zróżnicowanych właściwościach oraz różnych rodzajów lepiszczy odświeżających w celu identyfikacji zależności funkcyjnych pomiędzy właściwościami lepiszczy poddawanych mieszanemu a charakterystyką uzyskiwanych mieszanin w otoczce asfaltowej.

## Literatura

- [1] Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe. WKŁ, Warszawa 2010.
- [2] Król J., Włodarski P., Jackowski Ł. Właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych ze zwiększoną ilością granulatu asfaltowego, *Drogownictwo*, nr 11, 2014, s. 373-379.
- [3] Kowalski K.J., McDaniel R.S., Olek J., "Reclaimed Asphalt Pavement Limits to Meet Surface Frictional Requirements", *Journal of Materials in Civil Engineering*, American Society of Civil Engineers (ASCE), vol. 28, 2016.
- [4] Kriza P., Granta D. L., Velozab B. A., Galea M. J., Blaheya A. G., Browniea J. H., R. Shirtsc D., Maccarrone S.. Blending and diffusion of reclaimed asphalt pavement and virgin asphalt binders. *Road Materials and Pavement Design*, nr 15, 2014, 78-112.
- [5] Yousefi R. F. Estimating Blending Level of Fresh and RAP Binders in Recycled Hot Mix Asphalt. Thesis. University of Wisconsin Madison (2013).
- [6] Zofka A., Maliszewska D., Maliszewski M. Zastosowanie Techniki FT-IR w badaniach materiałów asfaltowych. *Budownictwo i Architektura* nr 13, 2014, 317-324.
- [7] Bowers B. F., Huang B., Shu X., Miller B. C. Investigation of Reclaimed Asphalt Pavement blending efficiency through GPC and FTIR. *Construction and Building Materials*, nr 50, 2014, s. 517-523.
- [8] Nahar S.N., Mohajeri M., Schmets A.J.M., Scarpas A., Van de Ven M. F. C., Schitter G. First observation of the blending zone morphology at the interface of reclaimed asphalt binder and virgin bitumen.
- [9] Błażejowski K. Mieszanki z destruktem asfaltowym. Mieszalność lepiszczy. Konferencja Zastosowanie Destruktywu Asfaltowego, Ożarów Mazowiecki 22-24 września 2010.
- [10] Carpenter S. H., Wolosicka J. R.. Modifier influence in the characterization of hot-mix recycled material. *Transportation Research Record*, 777, (1980) s. 15-22.
- [11] Sybliski D., Horodecka R., Wrobel A., Bańkowski W., Mirski K. Badania właściwości lepiszcza asfaltowego odzyskanego z mieszanki mineralno-asfaltowej w celu oceny wiarygodności metody ekstrakcji i destylacji. Sprawozdanie z zadania TN-227, 2004.
- [12] Liphardt A., Radziszewski P., Król J., Binder Blending Estimation Method in Hot Mix Asphalt with Reclaimed Asphalt, *Procedia Engineering*, Vol. 111, 2015, 502-509.

- [13] Król J., Matraszek K. Właściwości wysokotemperaturowe lepiszczy asfaltowych w badaniu cyklicznego pełzania z odprężeniem (MSCR), *Drognictwo*, nr 10, 2012, 321-324.
- [14] Iwański M., Adsorpcja asfaltu przez kruszywo w mieszance mineralno-asfaltowej, *Drognictwo*, nr 9, 2012, 290-296.

## **BINDER MISCIBILITY EVALUATION METHOD FOR ASPHALT MIXTURES WITH RECLAIMED ASPHALT PAVEMENT**

### **S u m m a r y**

The use of reclaimed asphalt pavement to produce asphalt mixtures require the refresh of the aged binder properties. Asphalt mixtures designing methods assume the total mixing of the binder from RAP and the added fresh binder. Research of many scientific institutes show that blending between both binders is not complete. The paper presents the method to assess the degree of mixing binders in mixtures with RAP. The assessment is based on the research of individual layers of binder film. Dynamic shear rheometer DSR is used to test binder properties such as a complex modulus, phase angle, no-recoverable creep compliance and elastic recovery. The paper describes the procedure for hot mix asphalt sample preparation and binder recovery for rheological testing. To prepare the samples for test were used staged extraction method. Changes of the properties of the individual areas of the binder layer surrounding the grain of RAP can be characterized using presented method. The paper also includes examples of the results of preliminary tests conducted in order to verify the usefulness of the presented method. Results of laboratory tests of complex modulus and phase angle and comparative analysis of these properties from individual layers of binder film showed that presented method is the useful device to evaluation the binder blending in hot mix asphalt with RAP.

**Keywords:** binder miscibility, reclaimed asphalt pavement, recycling, staged extraction

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/tb.2016.83



Paweł MIECZKOWSKI<sup>1</sup>

## MOŻLIWOŚCI ZASTOSOWANIA IMIDAZOLINY JAKO MODYFIKATORA LEPI SZCZY ASFALTOWYCH

Wszelkie działania w zakresie budowy nowych dróg jak i remontów czy przebudów istniejących powinny uwzględniać aspekt ekologiczny. Jednym z kierunków może być ingerencja we właściwości lepiszcza asfaltowego na etapie wytwarzania mieszanki mineralno-asfaltowej czy jej regeneracji na koniec okresu eksploatacji. W pierwszym przypadku ograniczone zostanie starzenie technologiczne lepiszcza, w drugim efektem będzie odświeżenie lepiszcza. Preparatami, które mogą spełniać tego rodzaju wymagania są imidazoliny. Przeprowadzone badania z udziałem trzech rodzajów imidazolin (rzepakowej, oleinowej i smalcowej) świadczą, że substancje z tej grupy związków można stosować w asfaltach drogowych. Uzyskane w badaniach wyniki wskazują jednoznacznie na upłynniający charakter dodatków. Ponadto, mimo zróżnicowania w gęstościach imidazolin w stosunku do asfaltu, uzyskano pełną kompatybilność mieszanin. Zostało to potwierdzone w badaniach testu tubowego, wykonanego jak dla asfaltów modyfikowanych polimerami. Imidazoliny, jako środki powierzchniowo-czynne mogą stanowić dodatkową alternatywę dla potrzeby stosowania środków adhezyjnych. Ich skuteczność jest zależna od typu imidazoliny (kationowe, amfoteryczne) oraz ładunku powierzchniowego kruszywa.

**Słowa kluczowe:** asfalt, imidazolina, kwasy tłuszczowe, penetracja, temperatura mięknięcia, odświeżanie lepiszcza, starzenie technologiczne.

### 1. Wprowadzenie

Nawierzchnie asfaltowe ulegają uszkodzeniom w wyniku oddziaływania czynników eksploatacyjnych oraz środowiska. Wśród przyczyn tego można wymienić starzenie lepiszcza asfaltowego oraz procesy zmęczeniowe [4, 8, 9]. Efektem starzenia jest zwiększenie twardości i kruchości lepiszcza na skutek oddziaływania tlenu z powietrza, odparowania lżejszych składników podczas produkcji lub ich absorpcji w porach kruszywa czy też zachodzących procesów twardnienia fizycznego (tikсотropii).

<sup>1</sup> Paweł Mieczkowski, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Aleja Piastów 50, 70-310 Szczecin, tel. +48668870246, e-mail: pawel.mieczkowski@zut.edu.pl

Największą rolę w procesie starzenia przypisuje się reakcjom chemicznym pomiędzy tlenem a składnikami asfaltu oraz promieniowaniu UV [2, 4, 5, 7, 9]. Obszar aktywności reakcji utleniania dotyczy w głównej mierze etapu wytwarzania mieszanki mineralno-asfaltowej, a dokładnie mieszania lepiszcza z kruszywem. Wysoka temperatura, cienka błonka lepiszcza na powierzchni ziaren kruszywa mineralnego nasyconej solami metali ciężkich oraz intensywny dopływ tlenu wpływają na skład i strukturę asfaltów (budowę koloidalną). Największe zmiany dotyczą części naftenowo-aromatycznej, która podlega konwersji do żywic, a te z kolei do asfaltenów [6, 8, 9, 11]. Efektem są zmiany właściwości lepiszczy, skutkujące m.in. przyrostem ich lepkości, sztywności, temperatury mięknienia i temperatury łamliwości oraz zmniejszeniem ciągliwości, kąta przesunięcia fazowego czy też zdolności do relaksacji naprężeń [8, 9].

Poprawę właściwości lepiszczy asfaltowych ze względu na zmiany starzeniowe można inicjować skutecznie na etapie ponownego wykorzystania starej mieszanki mineralno-asfaltowej (destrukt, granulatu asfaltowego) bądź ograniczać skalę tego zjawiska na etapie wytwarzania i wbudowywania świeżej mieszanki. Idea tych rozwiązań polega na zwiększeniu zawartości frakcji olejowych poprzez ich wymieszanie bezpośrednio ze świeżym lepiszczem bądź granulatem (wysuszonym i ogrzany do temperatury gwarantującej połączenie z asfaltem). Można do tego celu stosować konwencjonalne tłuszcze (oleje roślinne, tłuszcze zwierzęce) lub w postaci zmodyfikowanej (estry, imidazoliny itp.) bądź oleje mineralne (specjalne ekstrakty, oleje poeksploatacyjne). W przypadku przetworzonych olejów dobór powinien uwzględniać eliminację ich negatywnego wpływu na właściwości niskotemperaturowe lepiszcza [3, 8, 9].

## 2. Modyfikacja asfaltów imidazolinami

Imidazoliny należą do grupy heterocyklicznych związków organicznych charakteryzujących się powierzchniową aktywnością (najczęściej typu kationowego). Zastosowane do modyfikacji asfaltów substancje stanowią mieszaninę głównie izmidazolin typu I i II (rys. 1) w ilości do 90% oraz amidoamin (do 10%) i alkilotriamin (do 1%). Powstały one w wyniku cyklizacji diamidoaminy w podwyższonej temperaturze, a ich produktami są imidazoliny D<sub>2</sub>R i woda. Są to produkty pozyskane z Instytutu Ciężkiej Syntezy Organicznej (ISCO) Błachownia z Kędzierzyna Koźła, tj. imidazolina rzepakowa (IR), oleinowa (IO) oraz smalcowa (IS). Różniły się one budową chemiczną oraz przyłączonym związkiem tłuszczowym. Aktywność chemiczna użytych imidazolin pochodzi nie tylko od pięcioczłonowego pierścienia z dwoma azotami, ale również z grup funkcyjnych –NH<sub>2</sub> (imidazolina typu I) i NH–CO (imidazolina typu II). Z dwóch miejsc wykazujących aktywność w imidazolinie większym potencjałem charakteryzuje się pierścień pięcioczłonowy z dwoma azotami, które są bardzo podatne do tworzenia wiązań z sąsiadami poprzez oddanie elektronu, tworząc ładunek dodatni (związek kationowy) z wiązaniem semipolarnym.



Rys. 1. Wzór strukturalny (szkieletowy) imidazoliny: a) typu I, b) typu 2, na podstawie [1]

Fig. 1. Structural formula (skeletal) imidazoline: a) type I, b) type 2, based on [1]

Do wstępnych badań wytypowano asfalty od dwóch producentów, zróżnicowane pod względem technologii przeróbki oraz pochodzenia ropy naftowej, tj. asfalt destylowany (oznaczany jako 1) i utleniany (oznaczany jako 2). Dodatkowo, w przypadku obu producentów użyto asfalty o zróżnicowanej penetracji, tj. twardy 20/30 oraz miękki 70/100.

Przygotowanie próbek badawczych polegało na podgrzewaniu asfaltu w pojemniku o objętości ok. 5 dm<sup>3</sup> (zabezpieczonym przed dopływem powietrza) do temperatury 160°C. Proces ten prowadzono w łaźni olejowej, gwarantującej równomierne ogrzewanie pojemnika z asfaltem. Po uzyskaniu wymaganej temperatury do lepiszcza dodawano w odpowiedniej ilości podgrzany do 60°C modyfikator (od 1 do 5% co 1%). Po jego rozpuszczeniu całość mieszano przez 20 minut przy użyciu mieszadła ze stałą prędkością 120 obr./min. Po zakończeniu tego etapu wyłączano ogrzewanie i przez kolejne 10 minut prowadzono proces mieszania z prędkością 30 obr./min. Tak przygotowane próbki stanowią materiał badawczy.

### 3. Metodyka badań asfaltów modyfikowanych imidazolinami

Wstępny etap badań dotyczył oznaczenia podstawowych parametrów lepiszczy asfaltowych (20/30 i 70/100) od obu producentów zgodnie z obowiązującymi normami. Określono również podatność tych asfaltów na starzenie technologiczne w badaniu metodą RTFOT.

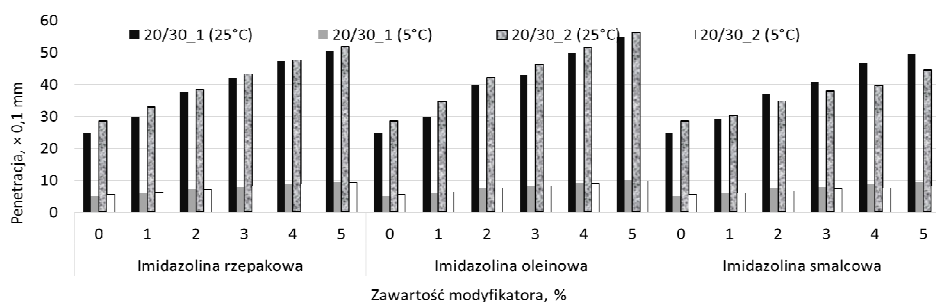
W dalszej kolejności podjęto się określenia kompatybilności lepiszcza modyfikowanego w teście stabilności. Podyktowane to było zróżnicowanymi gęstościami łączonych materiałów (rzędu 0,04-0,15 Mg/m<sup>3</sup>) i możliwością ich segregacji podczas składowania w wysokich temperaturach. Oznaczenie stabilności wykonano zgodnie z normą PN-EN 13399:2012. Badanie przeprowadzono na próbkach miękkiego asfaltu 70/100 (od obu producentów) modyfikowanych dodatkiem imidazolin (wszystkich rodzajów) w ilości 5%. Uzyskane wyniki badań dla wszystkich próbek (tabl. 1) świadczą o stabilności układu asfalt – modyfikator. Wszystkie z użytych do badań imidazolin wykazują bardzo dobrą kompatybilność z lepiszczami asfaltowymi, zarówno destylowanymi jak i utlenianymi. Najmniejszą rozbieżność pomiędzy wynikami uzyskano dla imidazoliny smalcowej.

Tabela 1. Wyniki badań kompatybilności asfaltów modyfikowanych imidazolinami

Table 1. The results of compatibility tests of imidazoline modified bitumen

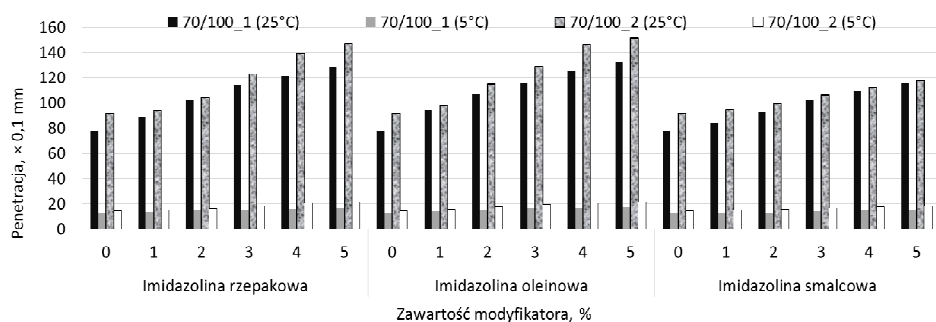
Właściwość	Położenie próbki	Asfalt					
		70/100_1			70/200_2		
		IR	IO	IS	IR	IO	IS
Temperatura mięknięcia wg PiK, °C (wg PN-EN 1427)	górze	43,9	41,9	44,8	39,7	41,8	44,0
	dół	44,5	42,3	45,0	40,6	42,3	44,2
Penetracja, ×0,1 mm (wg PN-EN 1426)	górze	126,2	131,7	116,2	144,4	147,3	113,0
	dół	122,3	128,4	115,0	140,8	144,1	111,2

Następny etap badań dotyczył określenia stopniowych zmian zachodzących w lepisszczach asfaltowych modyfikowanych imidazoliną w zależności od jej rodzaju i ilości. Wykonano oznaczenie penetracji w temperaturze 5 i 25°C, temperatury mięknięcia wg PiK, test rozciągania z pomiarem siły (maksymalna siła) oraz dodatkowo zespolonego modułu sztywności  $G^*$  i kąta przesunięcia fazowego  $\delta$  (dla asfaltów 20/30) określonych w temperaturze 52°C (w aparacie DSR



Rys. 2. Wyniki oznaczenia penetracji asfaltów 20/30 modyfikowanych imidazolinami

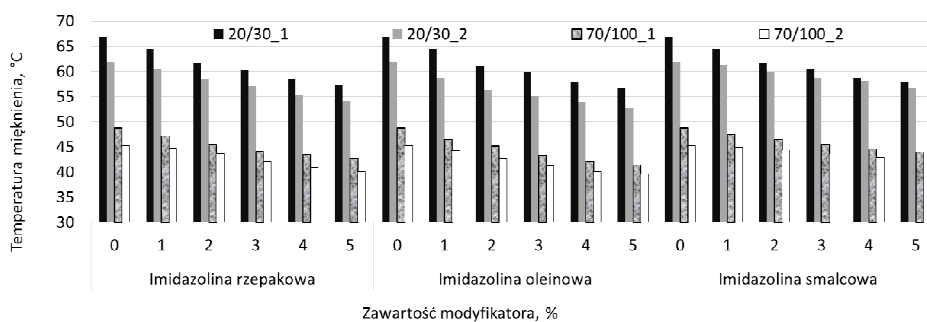
Fig. 2. The results of penetration of 20/30 bitumen modified with imidazolines



Rys. 3. Wyniki oznaczenia penetracji asfaltów 70/100 modyfikowanych imidazolinami

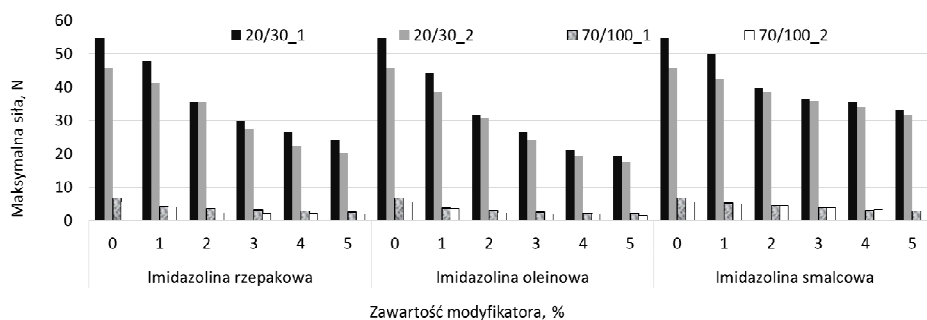
Fig. 3. The results of penetration of 70/100 bitumen modified with imidazolines

zgodnie z PN-EN 14770 przy częstotliwości 10 Hz). Wybrane wyniki z przeprowadzonych badań przedstawiono na rys. 2-7. Ponadto wyznaczono indeks penetracji PI asfaltów (rys. 8), obrazujący ich wrażliwość temperaturową.



Rys. 4. Wyniki oznaczenia temperatury mięknięcia asfaltów modyfikowanych imidazoliną

Fig. 4. The results of the softening point of imidazoline modified bitumen



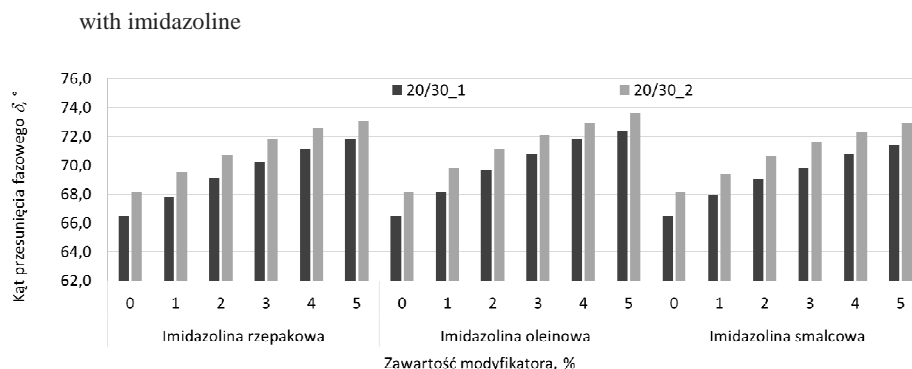
Rys. 5. Wyniki oznaczenia siły maksymalnej asfaltów modyfikowanych imidazoliną w teście rozciągania

Fig. 5. The results of force ductility test (maximum force value) of imidazoline modified bitumen



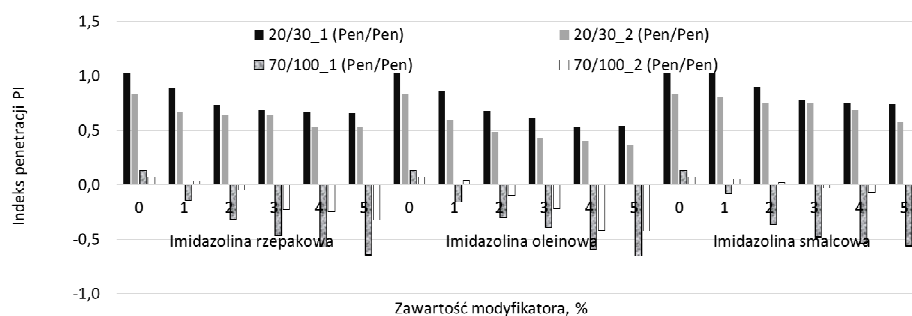
Rys. 6. Wyniki oznaczenia zespolonego modułu sztywności  $|G^*|$  w temperaturze 52°C asfaltu 20/30 modyfikowanego imidazoliną

Fig. 6. The results of the complex modulus  $|G^*|$  determined at 52°C of 20/30 bitumen modified



Rys. 7. Wyniki oznaczenia kąta przesunięcia fazowego w temperaturze 52°C asfaltu 20/30 modyfikowanego imidazoliną

Fig. 7. The results of the phase angle determined at 52°C of 20/30 bitumen modified with imidazoline



Rys. 8. Wartości indeksu penetracji PI (Pen/Pen) asfaltów modyfikowanych imidazoliną

Fig. 8. The value of the penetration index PI (Pen/Pen) of imidazoline modified bitumen

## 4. Wnioski

1. Przeprowadzone wstępne badania na asfaltach drogowych (destylowanych i utlenianych) modyfikowanych imidazolinami wskazują, że istnieje możliwość poprawy cech lepkich tych materiałów. Przy 5% dodatku każdej z zastosowanych imidazolin uzyskiwane parametry klasyfikacyjne lepsze (penetracja, temperatura mięknięcia) przesuwają je do grupy co najmniej o poziom wyższej pod względem miękkości (asfalt 20/30 do grupy 50/70, asfalt 70/100 do grupy 100/150).
2. Dodatkowym atutem ww. technologii może być obniżenie temperatur otaczania kruszywa lepyszczem oraz zagęszczania mieszanek mineralno-asfaltowych. Mniejsza lepkość mieszaniny lepyszczca i imidazoliny gwarantuje ograniczenie energochłonności procesów, wydłużenie czasu potrzebnego na wbudowanie mieszanki bądź prowadzenie tego procesu przy mniej sprzyjają-

cych warunkach atmosferycznych. Wstępnie wykonane oznaczenia lepkości asfaltu 20/30 z udziałem 3% imidazoliny pozwoliły wykazać ponad dwukrotne zmniejszenie wartości tego parametru w zakresie temperatur odpowiadających lepkościom otaczania.

3. Największe upłynnienie asfaltów modyfikowanych zastosowanymi w badaniach dodatkami uzyskano dla imidazolin oleinowych, najmniejszy efekt zmiękczenia przypisuje się imidazolinie smalcowej. Dotyczy to zarówno asfaltów utlenianych i destylowanych, niezależnie od ich twardości. Odzwierciedleniem tych zachowań są wyniki oznaczenia indeksu penetracji PI, które wskazują jednocześnie na zmiany w strukturze koloidalnej lepiszczy i przesunięcie w kierunku typu zol.

## Literatura

- [1] Bajpai D., Tyagi V.K.: Synthesis and characterization of imidazolium surfactants derived from tallow fatty acids and diethylenetriamine. *Research Paper*, vol. 110, 2008, p. 935-940.
- [2] Feng Z-G., Yu J-Y., Zhang H-L., Kuang D-L., Xue L-H.: Effect of ultraviolet aging on rheology, chemistry and morphology of ultraviolet absorber modified bitumen. *Materials and Structures*, 2012, p. 2-15.
- [3] James A.D., Steward D.: The use fatty amine derivatives to slow down the age-hardening process in bitumen. *Proc. of International Symposium Chemistry of Bitumens*, Roma, 1991, p. 671-684.
- [4] Kandhal P.S., Chakraborty S.: Effect of asphalt film thickness on short and long-term aging of asphalt paving mixtures. *Transportation research Record No. 1535*, 1996, p. 83-96.
- [5] Kuang D-l, Yu J-Y., Feng Z-G, Chen H., Guan Y-S., Zhang Z.: Performance evaluation and preventive measures for aging of different bitumens. *Construction and Building Materials*, 2014, p. 209-213.
- [6] Linu M., Chaffin J.M., Davison R.R., Glover C.J., Bullin J.A.: Changes in Corbett Fraction Composition During Oxidation of Asphalt Fraction. *Transportation Research Record*, no. 1638, 1998, p. 40-46.
- [7] Lu, X.H., Isacson, U.: Effect of ageing on bitumen chemistry and rheology. *Construction and Building Materials*. 16, 2002, pp. 15-22.
- [8] Piłat J., Radziszewski P.: *Nawierzchnie asfaltowe*. WKiŁ, Warszawa 2004.
- [9] Stefańczyk B, Mieczkowski P.: *Mieszanki mineralno-asfaltowe*. Wykonawstwo i badania. WKiŁ, Warszawa 2008.
- [10] Wu S., Pang L., Mo L., Qiu J., Zhu G., Xiao Y.: UV and thermal aging of pure bitumen-comparison between laboratory simulation and natural exposure aging. *Road Materials and Pavement Design*, 2011, p. 103-113.
- [11] Yut I., Zofka A.: Correlation between rheology and chemical composition of aged polymer-modified asphalts. *Construction and Building Materials*, 2014, p. 109-117.

## POSSIBLE APPLICATIONS OF IMIDAZOLINE AN ASPHALT BINDERS MODIFIER

### Summary

All activities in building of new roads and repairs or rebuilding of existing should take into account the ecological aspect. One of the directions may be interference in the bitumen properties at the stage of producing the asphalt mix or regeneration at the end of its lifetime. In the first case short-term aging of the binder will be limited, in the second bitumen will be refreshed. Preparations, which can meet such requirements are imidazolines. The research with three types of imidazolines (rapeseed, oleic and fat) indicate that such substances can be used in bitumen. The results show clearly the fluxing nature of additives. Full compatibility of mixture of imidazolines and bitumen despite the different densities of the components was obtained. This was confirmed in tube test (storage stability at high temperatures), conducted as for polymer-modified bitumens. Imidazolines are surfactants and can be an alternative to the use of adhesives in the asphalt. The effectiveness depends on the imidazoline type (cationic, amphoteric), and the surface charge of aggregate.

**Keywords:** bitumen, imidazoline, fatty acids, penetration, softening point, binder refreshing, short-term aging

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.84



Marek MOTYLEWICZ<sup>1</sup>  
Władysław GARDZIEJCZYK<sup>2</sup>

## WPŁYW CHARAKTERYSTYK RUCHU NA POZIOM HAŁASU W OTOCZENIU PRZYKŁADOWYCH SKRZYŻOWAŃ Z WYSPĄ CENTRALNĄ

Skrzyżowania drogowe z uwagi na zróżnicowaną organizację i warunki ruchu samochodowego tworzą zdecydowanie bardziej złożoną sytuację pod względem oceny i prognozowania hałasu w ich otoczeniu w porównaniu z odcinkami międzywęzłowymi. Szczególnym przypadkiem w tym zakresie są skrzyżowania z wyspą centralną z sygnalizacją świetlną. Celem prowadzonych badań i analiz było określenie wpływu natężenia ruchu oraz struktury rodzajowej i struktury kierunkowej pojazdów na poziom hałasu w otoczeniu przykładowych skrzyżowań z wyspą centralną funkcjonujących na obszarze miasta Białystok. Analizie poddano wyniki 979 jednogodzinowych pomiarów równoważnego poziomu dźwięku  $L_{Aeq}$ . Pomiary poziomu hałasu prowadzono na wysokości 1,50 m nad poziomem nawierzchni, w punktach zlokalizowanych pomiędzy „ramionami” skrzyżowania (promieniście względem jego środka), w odległościach 10 m i 20 m od krawędzi jezdni. Równolegle z pomiarami hałasu, na każdym wlocie skrzyżowania wykonywano pomiary natężenia, struktury kierunkowej i struktury rodzajowej ruchu pojazdów. Na podstawie uzyskanych wyników pomiarów ustalono zależności regresyjne pomiędzy równoważnym poziomem dźwięku a całkowitym natężeniem ruchu na każdym z analizowanych skrzyżowań. Na ich podstawie obliczono wartości  $L_{Aeq}$  w odległości 10 m i 20 m od krawędzi jezdni przy natężeniach ruchu na całym skrzyżowaniu: 3000, 3500, 4000 i 4500 P/h. Na badanych skrzyżowaniach stwierdzono różnice pomiędzy wartościami  $L_{Aeq}$  na wlotach tego samego skrzyżowania do 2,5 dB. Wpływ wartości tych różnic ma w szczególności udział tzw. pojazdów hałaśliwych i ich struktura kierunkowa. W artykule przedstawiono opracowane zależności funkcyjne pomiędzy równoważnym poziomem dźwięku a charakterystykami ruchu samochodowego na badanych skrzyżowaniach.

**Słowa kluczowe:** równoważny poziom dźwięku, skrzyżowania z wyspą centralną, natężenie ruchu, pojazdy hałaśliwe

### 1. Wprowadzenie

Skrzyżowania drogowe charakteryzują się zupełnie odmiennymi warunkami ruchu w porównaniu z odcinkami międzywęzłowymi. Tworzą tym samym zdecydo-

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Marek Motylewicz, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok, +48 85 746 96 03, m.motylewicz@pb.edu.pl

<sup>2</sup> Władysław Gardziejczyk, Politechnika Białostocka, w.gardziejczyk@pb.edu.pl

wanie bardziej złożoną sytuację pod względem oceny i prognozowania hałasu w ich otoczeniu. Wyniki dotychczasowych prac badawczych dotyczących tego problemu z różną dokładnością odwzorowują rzeczywistą sytuację [1, 3, 4, 6, 9, 10]. Większość z nich odnosi się do typowych rozwiązań w zakresie geometrii skrzyżowania z ewentualnym uwzględnieniem organizacji ruchu. W obowiązujących metodach brak jest szczegółowych informacji na temat prognozowania hałasu w otoczeniu bardziej rozbudowanych skrzyżowań skanalizowanych, jak np. ronda lub skrzyżowania z wyspą centralną. Podawane są wyłącznie szacunkowe różnice w odniesieniu do typowych skrzyżowań. Na przykład, w przypadku metody niemieckiej RLS-90 [8] i metody holenderskiej [2], dla skrzyżowań z sygnalizacją świetlną zaleca się wprowadzenie do obliczeń poprawki „K”, której wartość zależy od odległości odbiorcy dźwięku od skrzyżowania. W literaturze brak jest także informacji na temat prowadzonych szczegółowych badań terenowych hałasu w otoczeniu skrzyżowań.

W ostatnich latach w naszym kraju pojawia się coraz więcej skrzyżowań z wyspą centralną z sygnalizacją świetlną. Cechą charakterystyczną tego rozwiązania są wewnętrzne powierzchnie akumulacyjne dla pojazdów skręcających w lewo, powstałe wokół wyspy centralnej o średnicy od 30 do 60 m. Pod względem organizacji ruchu są one porównywane do zespołu 4 skrzyżowań dwóch jednokierunkowych jezdni położonych na niewielkiej przestrzeni. Poprawne zaprojektowanie i skoordynowanie sygnalizacji świetlnej układu tych sub-skrzyżowań, z uwzględnieniem natężeń relacji skrętu w lewo, gwarantuje przepustowość od 4000 do 8500 P/h [7, 11]. Z uwagi na geometrię oraz organizację ruchu skrzyżowań z wyspą centralną, prognozowanie hałasu w ich otoczeniu w oparciu o metody przeznaczone dla zwykłych skrzyżowań może prowadzić do znacznych błędów. Fakt ten może mieć istotny wpływ na planowanie oraz projektowanie zabezpieczeń przeciwhałasowych.

Celem prowadzonych badań i analiz jest określenie wpływu natężenia oraz struktury rodzajowej i struktury kierunkowej ruchu pojazdów na poziom hałasu w otoczeniu skrzyżowań z wyspą centralną. W artykule zaprezentowano wyniki tych analiz w odniesieniu do 3 skrzyżowań, a bardziej szczegółowe rozważania autorzy przedstawili w pracy [5].

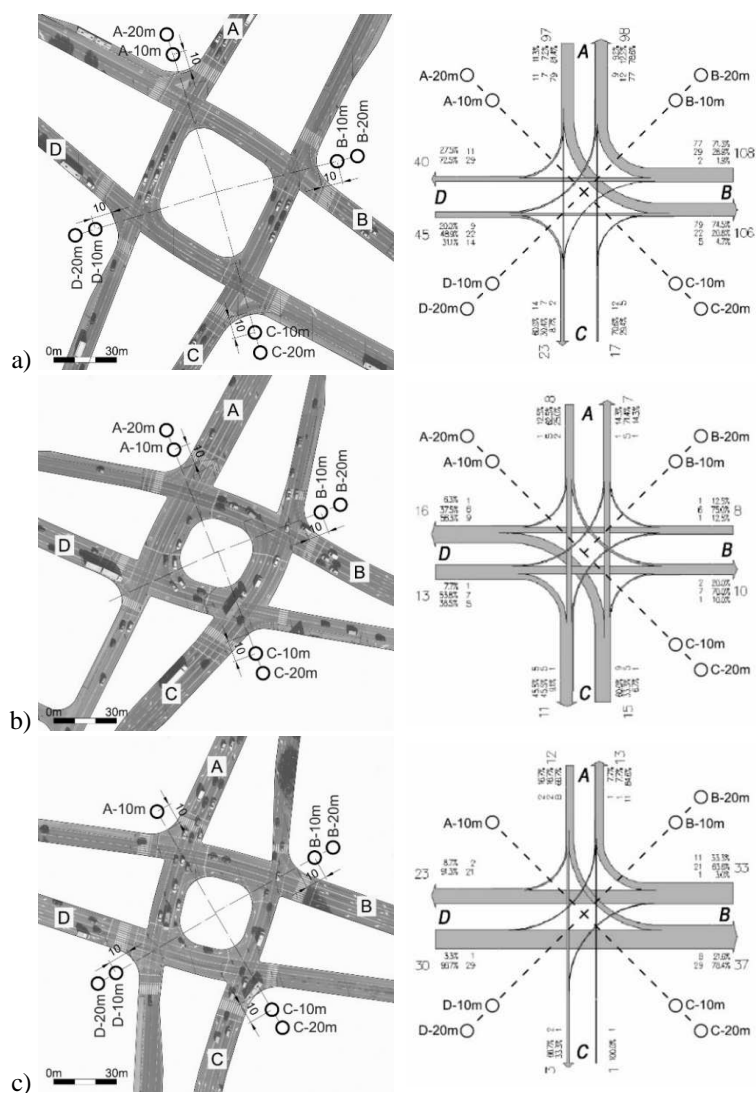
## 2. Program badań

W ramach badań wykonano pomiary równoważnego poziomu dźwięku w otoczeniu 3 skrzyżowań z wyspą centralną położonych w Białymstoku, oznaczonych jako: W2, W5, W6 (zgodnie z oznaczeniami przyjętymi w [5, 7]). Równolegle ustalono natężenia ruchu wraz ze strukturą rodzajową i strukturą kierunkową ruchu pojazdów. W tabeli 1 przedstawiono ogólną charakterystykę analizowanych skrzyżowań wraz z danymi o ruchu pojazdów na wlotach ( $Q_{wl}$ ) i skrzyżowaniu ( $Q_{sk}$ ) w czasie pomiarów. Pojazdy ciężarowe, autobusy i motocykle zaliczono do tzw. pojazdów hałaśliwych i podano ich procentowy udział w całkowitym natężeniu ruchu na danym skrzyżowaniu ( $\%PH_{sk}$ ). Na rysunku 1 pokazano geometrię analizowanych skrzyżowań, lokalizację punktów pomiaru hałasu oraz strukturę kierunkową ruchu pojazdów hałaśliwych.

Tabela 1. Charakterystyka analizowanych skrzyżowań z wyspą centralną

Table 1. Characteristics of the analysed signalized roundabouts

Skrzyżowanie	Średnica wyspy centralnej, [m]	Liczba pasów ruchu na wlotach	Q <sub>sk.</sub> [P/h]	Q <sub>wl.</sub> [P/h]	%PH <sub>sk</sub> [%]
W2	54,5	3	175 - 4944	24 - 1600	4,4 - 47,0
W5	33,1	4 lub 5	214 - 4612	37 - 1508	2,0 - 10,5
W6	34,5	4	133 - 3652	12 - 1440	3,3 - 23,3



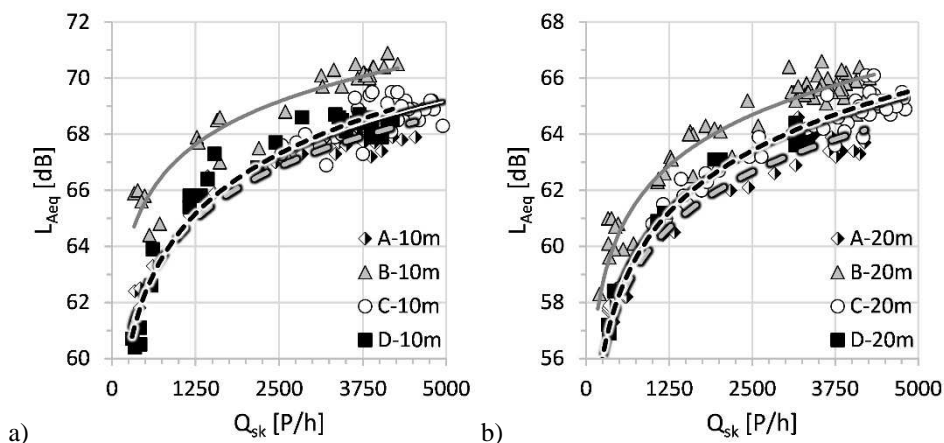
Rys. 1. Geometria skrzyżowań wraz z lokalizacją punktów pomiaru hałasu oraz rozkład ruchu pojazdów hałaśliwych dla przykładowej godziny pomiaru: a) W2, b) W5, c) W6 (A-D: wloty)

Fig. 1. Geometry of intersections with the location of noise level measurement points and the direction of noisy vehicles for a sample hour of measurement a) W2, b) W5, c) W6 (A-D: entries)

Pomiary równoważnego poziomu dźwięku ( $L_{Aeq}$ ) wykonano pięcioma cyfrowymi analizatorami dźwięku kl. 1, na wysokości 1,50 m nad poziomem nawierzchni, w różnych porach dnia. Punkty pomiarowe zlokalizowano pomiędzy „ramionami” skrzyżowania (promieniście względem jego środka), w odległościach 10 i 20 m od krawędzi jezdni (rys. 1). Analizie poddano łącznie 979 jednogodzinowych wyników pomiarów (uzupełnionych w stosunku do pracy [5] o wyniki pomiarów z roku 2015). Z uwagi na zagospodarowanie otoczenia (zabudowa, ekrany akustyczne, tablice reklamowe, znaczne pochylenia terenu) na niektórych wlotach skrzyżowań nie było możliwym wykonanie pomiarów we wszystkich ustalonych odległościach.

### 3. Wyniki pomiarów i ich analiza

Wyniki pomiarów  $L_{Aeq}$  w obrębie 4 wlotów (A, B, C i D) badanych skrzyżowań stanowiły podstawę do przeprowadzenia analizy wpływu charakterystyki ruchu pojazdów na klimat akustyczny w ich otoczeniu. Na rysunku 2, jako przykład, pokazano wartości równoważnego poziomu dźwięku  $L_{Aeq}$  uzyskane w otoczeniu skrzyżowania W2 w zależności od natężenia ruchu na całym skrzyżowaniu ( $Q_{sk}$ ). Ustalone zależności regresyjne pomiędzy równoważnym poziomem dźwięku a całkowitym natężeniem ruchu na analizowanych skrzyżowaniach podano w tabeli 2. Na ich podstawie obliczono wartości  $L_{Aeq}$  w odległościach 10 m i 20 m od krawędzi jezdni przy natężeniu ruchu na całym skrzyżowaniu  $Q_{sk} = 3000$  P/h, 3500 P/h, 4000 P/h i 4500 P/h, a wyniki tych obliczeń przedstawiono w tabeli 3.



Rys. 2.  $L_{Aeq}$  w odległości 10 m (a) i 20 m (b) od krawędzi jezdni skrzyżowania W2

Fig. 2.  $L_{Aeq}$  at 10 m (a) and 20 m (b) from the edge of the intersection W2

Tabela 2. Zależności regresyjne pomiędzy wartością  $L_{Aeq}$  a natężeniem ruchu pojazdów na całym skrzyżowaniu  $Q_{sk}$ Table 2. Regressive relations between  $L_{Aeq}$  value and traffic volume on the entire intersection  $Q_{sk}$ 

Punkt	Równanie	$R^2$	Punkt	Równanie	$R^2$
<i>skrzyżowanie W2</i>					
A-10m	$y = 6,19 \cdot \log(x) + 45,81$	0,93	A-20m	$y = 6,61 \cdot \log(x) + 40,17$	0,94
B-10m	$y = 5,09 \cdot \log(x) + 51,86$	0,89	B-20m	$y = 5,99 \cdot \log(x) + 44,32$	0,93
C-10m	$y = 6,52 \cdot \log(x) + 45,07$	0,56	C-20m	$y = 6,84 \cdot \log(x) + 40,16$	0,92
D-10m	$y = 7,09 \cdot \log(x) + 43,21$	0,95	D-20m	$y = 7,30 \cdot \log(x) + 38,58$	0,99
<i>skrzyżowanie W5</i>					
A-10m	$y = 7,74 \cdot \log(x) + 39,70$	0,95	A-20m	$y = 6,82 \cdot \log(x) + 39,53$	0,95
B-10m	$y = 7,46 \cdot \log(x) + 39,38$	0,90	B-20m	$y = 6,52 \cdot \log(x) + 38,12$	0,93
C-10m	$y = 7,62 \cdot \log(x) + 38,59$	0,95	C-20m	$y = 6,61 \cdot \log(x) + 37,94$	0,95
<i>skrzyżowanie W6</i>					
A-10m	$y = 6,52 \cdot \log(x) + 44,68$	0,86	A-20m	-	-
B-10m	$y = 7,39 \cdot \log(x) + 41,94$	0,86	B-20m	$y = 7,09 \cdot \log(x) + 39,53$	0,92
C-10m	$y = 5,66 \cdot \log(x) + 46,89$	0,63	C-20m	$y = 5,71 \cdot \log(x) + 42,91$	0,93
D-10m	$y = 6,91 \cdot \log(x) + 42,46$	0,87	D-20m	$y = 7,35 \cdot \log(x) + 37,55$	0,95

Analizę wyników podanych w tabeli 3 przeprowadzono z uwzględnieniem charakterystyki ruchu na skrzyżowaniach W2, W5 i W6. W otoczeniu skrzyżowań W5 i W6 uzyskano zbliżone wartości poziomu hałasu. Jest to wynikiem podobnej geometrii tych skrzyżowań oraz struktury rodzajowej ruchu. Na skrzyżowaniu W2, pomimo zdecydowanie większej średnicy wyspy centralnej niż na skrzyżowaniach W5 i W6, zanotowano wyższe poziomy dźwięku przy tej samej wartości natężenia ruchu  $Q_{sk}$ . Wpływ na taką sytuację ma zdecydowanie większy udział pojazdów ciężarowych w ruchu na skrzyżowaniu W2.

Tabela 3. Wartości  $L_{Aeq}$  w otoczeniu wlotów skrzyżowań z wyspą centralnąTable 3.  $L_{Aeq}$  values in the vicinity of the signalized roundabouts' entries

$Q_{sk}$ [P/h]	Punkt	Równoważny poziom dźwięku $L_{Aeq}$ [dB]											
		Skrzyżowanie W2				Skrzyżowanie W5 *)			Skrzyżowanie W6 *)				
		A	B	C	D	A	B	C	A	B	C	D	
3000	10 m	67,3	69,6	67,7	67,9	66,6	65,3	65,1	67,3	67,6	66,6	66,5	
	20 m	63,1	65,1	63,9	64,0	63,2	60,8	60,9	-	64,2	62,8	63,1	
3500	10 m	67,8	69,9	68,2	68,3	67,1	65,8	65,6	67,8	68,1	67,0	66,9	
	20 m	63,6	65,5	64,4	64,5	63,7	61,2	61,4	-	64,7	63,1	63,6	
4000	10 m	68,1	70,2	68,5	68,8	67,6	66,3	66,0	-	-	-	-	
	20 m	64,0	65,9	64,8	64,9	64,1	61,6	61,7	-	-	-	-	
4500	10 m	68,4	70,5	68,9	69,1	68,0	66,6	66,4	-	-	-	-	
	20 m	64,3	66,2	65,1	65,2	64,4	61,9	62,1	-	-	-	-	

\*) W punkcie pomiarowym w pobliżu wlotu D skrzyżowania W5 i w niektórych lokalizacjach na skrzyżowaniu W6 nie wykonano pomiarów hałasu z uwagi na przeszkody terenowe.

Na skrzyżowaniu W2 największe różnice pomiędzy równoważnym poziomem dźwięku w odległości 10 m od krawędzi jezdni zanotowano pomiędzy wlotami B i A. Wynoszą one przy badanych natężeniach od 2,1 do 2,3 dB. Zbliżone różnice dla tych wlotów zanotowano również w punktach położonych w odległości 20 m. Nie stwierdzono istotnych różnic pomiędzy poziomami hałasu w obrębie wlotów A, C i D w odległości 10 m od krawędzi jezdni. W odległości 20 m poziom hałasu w otoczeniu wlotu C był wyższy o około 0,8 dB niż w otoczeniu wlotów A i D. Przyczyną występowania tych różnic są stosunkowo duże natężenia tzw. pojazdów hałaśliwych skręcających w lewo z wlotu A oraz skręcających w prawo z wlotu B (rys. 1a). Zbliżanie lub oddalanie się źródeł hałasu od punktów pomiarowych zadecydowało o zanotowanych różnicach.

W przypadku skrzyżowania W5, w odległości 10 m i 20 m od krawędzi jezdni, różnice pomiędzy obliczonymi wartościami  $L_{Aeq}$  w obrębie wlotów B i C nie były znaczące. Jedynie w punkcie pomiarowym położonym w pobliżu wlotu A otrzymano wartości  $L_{Aeq}$  wyższe o około 1,5 dB w odległości 10 m od krawędzi jezdni oraz wyższe o około 2,5 dB w odległości 20 m. Przyczyną takiej różnicy jest większy udział w ruchu tzw. pojazdów hałaśliwych na relacji CL (rys. 1b), wpływających na poziom hałasu w pobliżu wlotu A.

W otoczeniu skrzyżowania W6 różnice pomiędzy obliczonymi wartościami  $L_{Aeq}$  w punktach położonych obok wlotów A i B oraz C i D wynoszą około 1,2 dB w odległości 10 m od krawędzi jezdni oraz 1,5 dB w odległości 20 m. Pomimo zbliżonego natężenia ruchu pojazdów hałaśliwych na wlotach B i D (rys. 1c), duży ich udział na relacji skrzyżowania w prawo na wlocie B powoduje większe wartości  $L_{Aeq}$  w punkcie pomiarowym położonym w pobliżu tego wlotu.

W oparciu o wyniki przeprowadzonych badań opracowano zależności funkcyjne pomiędzy równoważnym poziomem dźwięku w odległościach 10 m i 20 m od krawędzi jezdni a charakterystykami ruchu na skrzyżowaniu. Po wyeliminowaniu nieistotnych czynników i sprawdzeniu adekwatności modeli na poziomie istotności  $\alpha = 0.05$  zależności te przedstawiają się następująco:

$$L_{Aeq,10m} = 34,655 + 8,865 \cdot \log Q_{sk} + 0,133 \cdot \%PH_{sk} + 0,027 \cdot \%PH_{wl} + 0,019 \cdot \%SP_{PH,wl} \quad (1)$$

$$N = 551; R^2 = 0,753; Se = 1,116$$

$$L_{Aeq,20m} = 33,550 + 7,977 \cdot \log Q_{sk} + 0,111 \cdot \%PH_{sk} + 0,039 \cdot \%PH_{wl} + 0,020 \cdot \%SP_{PH,wl} \quad (2)$$

$$N = 428; R^2 = 0,826; Se = 1,218$$

gdzie:  $Q_{sk}$  - natężenie ruchu pojazdów na całym skrzyżowaniu, [P/h]

$\%PH_{sk / wl}$  - udział pojazdów hałaśliwych w ruchu na skrzyżowaniu / wlocie [%],

$\%SP_{PH,wl}$  - procentowy udział pojazdów hałaśliwych skręcających w prawo w łącznym natężeniu ruchu tych pojazdów na wlocie, [%].

Opracowane zależności wskazują na istotny wpływ natężenia pojazdów ogółem oraz tzw. pojazdów hałaśliwych na skrzyżowaniu na klimat akustyczny w jego otoczeniu. Poziom hałasu w obrębie poszczególnych wlotów jest uzależniony także od udziału pojazdów ciężarowych, autobusów i motocykli w ruchu na tym wlocie oraz pojazdów hałaśliwych skręcających z tego wlotu w prawo.

#### 4. Wnioski

Ocena i prognozowanie klimatu akustycznego w otoczeniu skrzyżowań jest zagadnieniem zdecydowanie bardziej złożonym niż w otoczeniu odcinków międzywęzłowych. W grupie skrzyżowań nieco innego podejścia wymagają skrzyżowania z wyspą centralną, traktowane w obliczeniach przepustowości jako niezależne skrzyżowania jednokierunkowych jezdni położone na niewielkiej powierzchni. Wyniki badań i analiz wykazały, że przy zbliżonych natężeniach ruchu istotny wpływ na hałas w ich otoczeniu ma udział tzw. pojazdów hałaśliwych (pojazdy ciężarowe, autobusy i motocykle). Na badanych skrzyżowaniach ustalono różnice pomiędzy poziomami dźwięku w otoczeniu poszczególnych wlotów o wartości do 2,5 dB. Jest to wynikiem różnic w natężeniach, strukturze kierunkowej i rodzajowej ruchu pojazdów na wlotach skrzyżowań. Opracowane zależności funkcyjne wskazały także na istotny wpływ ruchu pojazdów hałaśliwych na wlocie skrzyżowania (ogółem i skręcających w prawo).

#### Literatura

- [1] Abo-Qudais S., Alhiary, A.: Statistical models for traffic noise at signalized intersections. *Building and Environment*, 42, 2007, s. 2939-2948.
- [2] ASVV. Aanbevelingen voor verkeersvoorzieningen binnen de bebouwd kom. CROW, 1989.
- [3] Bohatkiewicz J.: Badania czynników powodujących zwiększenie poziomu hałasu w otoczeniu skrzyżowań drogowych, w: *Ochrona środowiska i estetyka w drogownictwie*. SITK RP, Lublin 2000, s. 199-210.
- [4] Chevallier, E., Can, A., Nadj, M., Leclercq, L.: Improving noise assessment at intersections by modeling traffic dynamics. *Transportation Research Part D*, 14 (2009), s. 100-110.
- [5] Gardziejczyk W., Motylewicz M.: Noise level in the vicinity of signalized roundabouts. *Transportation Research Part D*, 46 (2016), s. 128-144.
- [6] Makarewicz, R., Golebiewski, R.: Modeling of roundabout noise impact. *Journal of the Acoustical Society of America*, 122, 2007, s. 860-868.
- [7] Motylewicz M., Gardziejczyk W.: Badanie i ocena warunków ruchu na skrzyżowaniach z wyspą centralną na przykładzie Białegostoku. *Transport Miejski i Regionalny*, 10, 2012, s. 8-15.
- [8] RLS-90. Richtlinien für den Lärmschutz an Strassen, BM für Verkehr, Bonn, 1990.
- [9] Samuels S., Sheperd R.: Prediction of traffic noise at simple, signalised intersections. Australian Road Research Board. Technical manual ATM No. 27, 1989.

- [10] Tracz M., Bohatkiewicz J. Effects of traffic conditions on traffic noise at signalized inter-section. Euro-Noise'95, Vol. 1, Lyon, 1995.
- [11] Tracz M., Chodur J. Performance and Safety of Roundabouts with Traffic Signals. Procedia - Social and Behavioral Sciences, 53, 2012, s. 789-800.

## THE INFLUENCE OF TRAFFIC CHARACTERISTICS ON NOISE LEVEL IN THE VICINITY OF SAMPLE SIGNALIZED ROUNDABOUTS

### Summary

Road intersections are a more complex issue in the terms of noise level prediction and assessment in their vicinity than usual road sections, chiefly due to the varied traffic organisation and conditions. A unique case in this group is the signalized roundabout. The aim of the conducted research and analyses was to determine the influence of traffic volume and the type and direction of vehicles on the noise levels in the vicinity of sample signalized roundabouts in the area of Białystok city. A total of 979 one-hour equivalent sound level measurements were analysed. The measurements were conducted at 1.50 m above street level, in points located between the 'arms' of the intersections (radiating from its centre), at distances of 10 m and 20 m from the edge of the road. Together with sound level measurements, traffic volume, direction and vehicle types measurements were conducted at each entry of the intersections. Based on the obtained results, regressive dependencies have been established between the equivalent sound level and total traffic volume at each of the analysed intersections. Based on this, the  $L_{Aeq}$  values have been calculated at a distance of 10 m and 20 m from the edge of the road, with traffic volumes on the intersections being: 3000, 3500, 4000 and 4500 veh/h. The analysed intersections also showed variations between the  $L_{Aeq}$  levels at the entries of up to 2.5 dB. Such differences are especially influenced by the percentage of noisy vehicles and their direction. The article gives function dependencies between the equivalent sound level and the traffic characteristic at the analysed intersections.

**Keywords:** equivalent sound level, signalized roundabouts, traffic volume, noisy vehicles

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.85



Andrzej POŻARYCKI<sup>1</sup>  
Przemysław GÓRNAŚ<sup>2</sup>

## FUNKCJA SUM HARMONICZNYCH W SKRÓCONEJ PROCEDURZE OZNACZANIA ZESPOLONEGO MODUŁU SZTYWNOŚCI MMA

W standardowej procedurze oznaczania sztywności mieszanek mineralno-asfaltowych w funkcji częstotliwości obciążenia, powszechnie stosuje się metodę badań próbek obciążonych serią funkcji sinusoidalnych. W zależności od przyjętego wachlarza deklarowanych przez laboranta częstotliwości, procedura z serią badań stanowi procedurę inwazyjną, zwiększając jednocześnie prawdopodobieństwo wystąpienia zjawisk zmęczeniowych w badanych próbkach podczas realizowania testu. W pracy, w miejsce powszechnie stosowanej procedury zaproponowano obciążenie w formie funkcji utworzonej jako sumy funkcji harmonicznnych. Na podstawie analizy wyników badań sztywności próbki belkowej wykazano, że proponowane podejście wyraźnie skraca czas procedury oznaczania zespolonego modułu sztywności, a różnice między standardowym ujęciem a tym proponowanym w pracy są w przeważającej większości mniejsze niż 2 %.

**Słowa kluczowe:** moduł sztywności, mieszanki mineralno-asfaltowe, transformata Fouriera, analiza częstotliwościowa

### 1. Wprowadzenie

Przyjęcie do obliczeń mechanistycznych [9], modelu wiernie odwzorowującego rzeczywiste warunki panujące w nawierzchni (np. model termodynamiczny [7] czy model z nieliniowymi materiałami warstw [10]) wiąże się z koniecznością włączenia do analizy parametrów, dla których określenie wartości jest często kłopotliwe w praktyce. W następstwie, w modelach obliczeniowych stosuje się szereg uproszczeń, które prowadzą do znanych modeli sprężystych w postaci: MET (Method of Equivalent Thickness) [4], LET (Layers Elastic Theory) [5], FEM (Finite Elements Method) [6], BEM (Boundary Elements Method) [1] czy SEM (Spectral Element Method) [3]. Nawiązując chociażby do

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Andrzej Pożarycki, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, ul. Piotrowo 5, 61-138 Poznań, +48 61 647 5817, andrzej.pozarycki@put.poznan.pl

<sup>2</sup> Przemysław Górnaś, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, ul. Piotrowo 5, 61-138 Poznań, +48 61 665 3489, przemyslaw.gornas@put.poznan.pl

warstw z mieszanek mineralno-asfaltowych, których sztywność zależy od temperatury i czasu trwania obciążenia, ograniczenia modeli sprężystych można w pewnym stopniu zastąpić modelowaniem układów lepkosprężystych. Źródłem lepkosprężystych parametrów modeli warstw z MMA mogą być metody przedstawione w pracach [8,12]. W przypadku wykorzystania metody [12], wymaga się przeprowadzenia badań próbek laboratoryjnych zgodnie z normą [14]. Próbkę obciąża się funkcjami sinusoidalnymi o różnej częstotliwości, a rezultatem takich testów są wartości zespolonych modułów sztywności. Praktycznym jednak ograniczeniem metody jest potencjalnie możliwe zjawisko niekontrolowanego zmęczenia testowanej próbki. W tzw. testach częstotliwościowych (ang. sweep frequency) [2], pomimo założeń o małych wartościach odkształcenia i minimalnej liczbie przyłożonych do próbki obciążeń, nie można bowiem wykluczyć wpływu mikrospektań na ocenianą sztywność. Sytuacja wygląda podobnie w przypadku budowania krzywych wiodących [11].

## 2. Cel pracy i zakres

Za cel pracy przyjęto relację z próby wdrożenia skróconej procedury oznaczenia składowych zespolonego modułu sztywności mieszanek mineralno-asfaltowych w szerokim zakresie częstotliwości. Podstawą metody są wyniki badań próbki pryzmatycznej z mieszanki mineralno-asfaltowej (MMA), poddanej obciążeniom złożonym z sumy funkcji harmoniczných.

## 3. Analiza częstotliwościowa

Analizę częstotliwościową [13] stosuje się do przetwarzania sygnałów, a dokładniej do określania częstotliwości składowych zawartych w przebiegu czasowym funkcji. Podstawę analizy stanowi tzw. transformacja Fouriera (1), którą opracował francuski matematyk Jean Baptiste Joseph Fourier.

$$F(\xi) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \cdot e^{-2\pi i t \xi} dt \quad (1)$$

gdzie:  $t$  oznacza czas [s], a argument transformaty  $\xi$  określa częstotliwość [Hz=1/s]. W praktyce transformatę Fouriera wykonuje się dla danych dyskretnych, dla których całkę zastępuje się sumą (2), znaną z literatury jako szybka transformata Fouriera (ang. Fast Fourier Transform, FFT).

$$F_k = \sum_{n=0}^{N-1} f_n \cdot e^{-\frac{2\pi i}{N} n \cdot k}, \quad k = 0, 1, \dots, N - 1 \quad (2)$$

gdzie:  $n$  - numer próbki sygnału,  $f_n$  - wartość  $n$ -tej próbki sygnału,  $k$  - numer harmoniczných,  $N$  - liczba próbek sygnału,  $i$  - jednostka urojona.

Bezpośrednim wynikiem zastosowania dyskretnej transformaty Fouriera jest ciąg liczb zespolonych, którego elementy są przyporządkowane odpowiednim częstotliwościom. Poprzez obliczenie modułu z liczby zespolonej, uzyskuje się wartości amplitudy, a część urojona z logarytmu naturalnego liczby zespolo-

nej jest równa kątowi fazy początkowej sygnału, co w przełożeniu na zapis matematyczny można zapisać w postaci symbolicznej wyrażonej wzorami (3, 4, 5).

$$F_k = x_k + y_k i \quad (3)$$

$$\text{abs}(F_k) = \sqrt{x_k^2 + y_k^2} = A_k \quad (4)$$

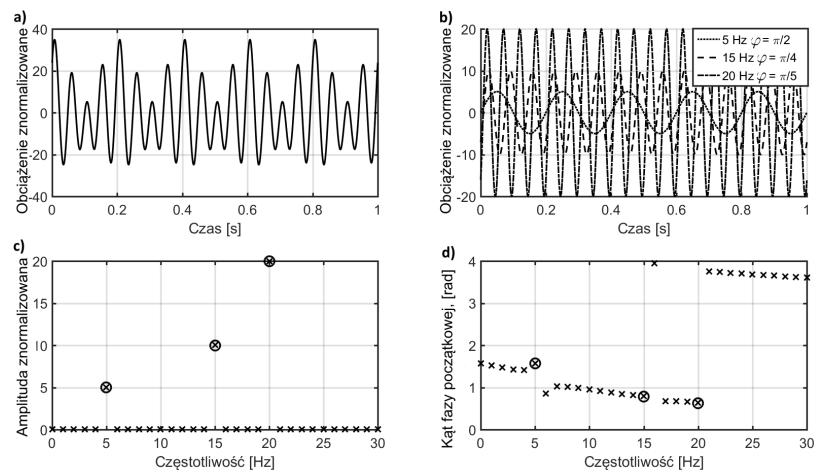
$$\text{im}(\ln(F_k)) = \varphi_k \quad (5)$$

gdzie:  $A_k$  i  $\varphi_k$  - odpowiednio amplituda i kąt fazy początkowej sygnału składowego dla  $k$ -ej częstotliwości.

Wykorzystując w obliczeniach opisaną logikę, oznaczeniu podlegają widma: częstotliwościowe (wyznaczenie amplitud) i fazowe (obliczenie przesunięcia sygnału w fazie względem początku układu współrzędnych), co w dalszej kolejności może prowadzić do oznaczenia składowych zespolonego modułu sztywności MMA.

#### 4. Metodyka

Sednem skróconej procedury laboratoryjnej jest niestandardowe obciążenie próbki MMA. Podczas testu, zamiast generować w maszynie obciążenie sinusoidalne o różnej częstotliwości, próbka zostaje poddana obciążeniu funkcją złożoną z sumy funkcji harmoniczných (w skrócie funkcja sum harmoniczných). Syntetyczną funkcję sum harmoniczných, na którą składają się trzy funkcje sinus o częstotliwości 5, 15 i 20 Hz oraz kącie fazy początkowej równej odpowiednio  $\frac{\pi}{2}$ ,  $\frac{\pi}{4}$ ,  $\frac{\pi}{5}$ , przedstawiono na rysunku (1) wraz z funkcjami składowymi i widmami.



Rys. 1. Ilustracja graficzna funkcji obciążenia złożonego z sum harmoniczných: a) funkcja sum harmoniczných, b) składowe harmoniczne, c) widmo amplitudowe, d) widmo fazowe

Fig. 1. Graphic illustration of the load obtained with the sum of harmonic load function: a) sum of harmonic load function, b) harmonics components c) amplitude spectrum, d) spectrum phase

Poprzez analogię do syntetycznego wzorca pokazanego na rysunku (1), zarejestrowane w trakcie badań laboratoryjnych przemieszczenia można traktować jako sygnał, na który składają się wpływy od wymuszonego obciążenia w postaci sumy funkcji harmonicznyc. Analiza częstotliwościowa zarówno dla sygnału obciążenia jak i przemieszczenia stanowi już prostą drogę do obliczenia wartości amplitud i faz początkowych odpowiadających określonym częstotliwościom. Biorąc pod uwagę schemat statyczny belki pryzmatycznej zginanej stałym momentem, składowe zespolonego modułu sztywności MMA są opisane wzorami (6, 7).

$$E_1 = \gamma \cdot \left(\frac{F}{z}\right) \cdot \cos(\phi) + \frac{\mu}{10^3} \cdot \omega^2 \quad (6)$$

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

gdzie:  $E_1$ ,  $E_2$  - odpowiednio rzeczywista i urojona część modułu zespolonego [MPa],  $\gamma$  - współczynnik kształtu,  $\mu$  - współczynnik masy,  $F$  - obciążenie [N],  $z$  - przemieszczenie [mm],  $\phi$  - kąt przesunięcia fazowego [°],  $\omega$  - częstotliwość funkcji obciążenia [Hz].

O ile wartości  $F$  i  $z$  odpowiadające określonej częstotliwości można bezpośrednio odczytać z otrzymanych widm amplitudowych, przesunięcie fazowe należy obliczyć z różnicy wartości kątów faz początkowych danej wzorem (8).

$$\phi = \varphi_z - \varphi_F \quad (8)$$

gdzie:  $\varphi_z$ ,  $\varphi_F$  - kąty fazy początkowej odpowiednio funkcji przemieszczenia i obciążenia dla określonej częstotliwości.

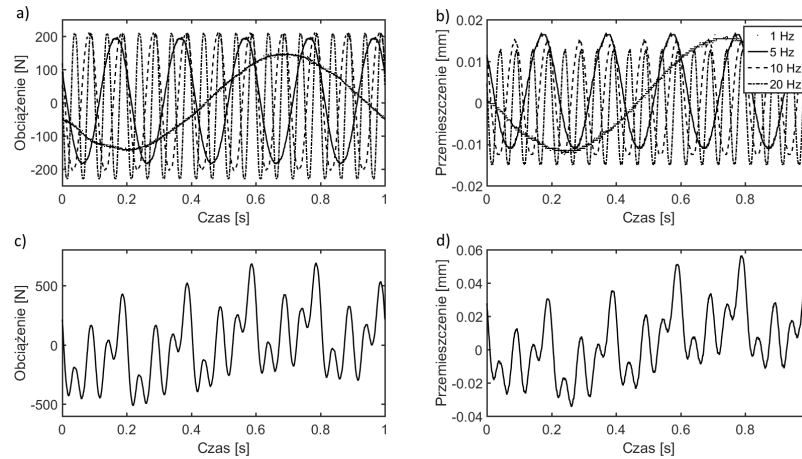
## 5. Eksperyment obliczeniowy

### 5.1. Oznaczanie zespolonego modułu sztywności

Do eksperymentu wykorzystano wyniki badań belki zginanej obciążonej harmonicznie (4PB-PR wg PN-EN 12697-26:2012). Oznaczenie modułów sztywności przeprowadzono dla próbek wyciętych z warstw asfaltowych nawierzchni odcinka testowego, ścieralnej (BA 12 S - 4 próbki) i podbudowy (BA 25 P - 5 próbek). Zakres badań obejmuje cztery różne częstotliwości obciążeń harmonicznyc (1, 5, 10, 20 Hz). Badania wykonano przy stałej temperaturze próbek równej 16 °C.

### 5.2. Przygotowanie danych

Kierując się zasadą superpozycji (zasada niezależności działania obciążeń), wyniki badań metodą 4PB-PR można zsumować, co teoretycznie prowadzi do obciążenia w postaci funkcji sum harmonicznyc. Przykładowe efekty sumowania sygnałów dla pojedynczej próbki belkowej pobranej z warstwy podbudowy asfaltowej przedstawiono na rysunku (2).



Rys. 2. Dane wejściowe dla próbki belkowej pobranej z warstwy podbudowy: a i c) odpowiednio składowe harmoniczne i funkcja sum harmoniczných obciążenia, b i d) odpowiednio składowe harmoniczne i funkcja sum harmoniczných przemieszczenia

Fig. 2. The input data for the sample beam collected from base course: a and c) respectively harmonic components and the sum of harmonic load function, b and d) harmonic components and the sum of harmonic displacement function

Dla tak uzyskanych sygnałów przemieszczenia i obciążenia przeprowadzono analizy częstotliwościowe.

### 5.3. Wyniki obliczeń

W tabeli (1) zestawione są wartości części rzeczywistej i urojonej zespolonego modułu sztywności MMA. Zestawienie przedstawia zarówno wyniki obliczeń dla belek pryzmatycznych obciążonych serią funkcji sinusoidalnych o różnej częstotliwości jak i pojedynczą funkcją sum harmoniczných. Symbolami EI i EII oznaczono części rzeczywistą i urojoną, obliczone na podstawie wyników badań próbek odpowiadających warunkom obciążenia funkcją sum harmoniczných. Analogicznie, symbole E1 i E2 oznaczają części rzeczywistą i urojoną, obliczone na podstawie wyników badań próbek poddanych obciążeniom w kształcie funkcji sinus o różnej częstotliwości.

## 6. Dyskusja

Przy standardowej procedurze oznaczania sztywności MMA w funkcji częstotliwości obciążenia, powszechnie stosuje się metodę badań próbek obciążonych serią funkcji sinusoidalnych. Przyjmując określoną sekwencję częstotliwości w każdej serii, badania mają jedną niedogodność. Programując bowiem szeroki wachlarz częstotliwości obciążenia próbek, liczba cykli w naturalny sposób zaczyna mieć wpływ na niemonitorowany rozwój zjawisk zmęczeniowych w ba-

Tabela 1. Zestawienie typowych wartości części rzeczywistej (EI oraz E1) i urojonej (EII oraz E2) zespolonych modułów sztywności MMA, obliczonych dla wyników badań próbki obciążonej odpowiednio funkcją sum harmonicznymi jak i funkcjami sinus o różnej częstotliwości

Table 1. Summary of typical values of real part (EI and E1) and imaginary (EII and E2) complex modules stiffness MMA, calculated for the test with loaded properly sum of harmonic load function and sine functions with different frequency

MMA	Nr próbki	f	EI	E1	$\delta$	EII	E2	$\delta$
		[Hz]	[MPa]		[%]	[MPa]		[%]
BA 25 P	1	1	6887,7	6889,1	0,02	2008,9	2010,6	0,08
		5	9207,1	9232,3	0,27	2061,4	2078,9	0,85
		10	10115,3	10106,9	0,08	2021,2	1975,6	2,26
		20	10918,9	10820,7	0,90	1935,1	1933,3	0,09
				Średnia różnica [%]		0,32	Średnia różnica [%]	
	...		...	...	...	...	...	...
	5	1	5759,5	5760,9	0,02	1759,7	1759,1	0,03
		5	7667,6	7669,4	0,02	1849,3	1844,1	0,28
		10	8454,7	8477,3	0,27	1892,9	1890,2	0,14
		20	9341,7	9285,8	0,60	1902,3	1852,1	2,64
			Średnia różnica [%]		0,23	Średnia różnica [%]		0,77
BA 12 S	6	1	4019,3	4020,3	0,02	1409,9	1409,5	0,03
		5	5682,8	5684,2	0,02	1527,0	1530,5	0,23
		10	6377,4	6368,1	0,15	1560,6	1521,8	2,49
		20	7068,1	6987,1	1,15	1578,6	1508,1	4,47
				Średnia różnica [%]		0,34	Średnia różnica [%]	
	...		...	...	...	...	...	...
	9	1	1824,9	1825,1	0,01	959,7	958,2	0,16
		5	2768,9	2763,0	0,21	1231,6	1234,2	0,21
		10	3305,9	3294,5	0,34	1224,2	1245,5	1,74
		20	4010,2	4041,7	0,79	1391,8	1361,0	2,21
			Średnia różnica [%]		0,34	Średnia różnica [%]		1,08

gdzie: f – częstotliwość [Hz],  $\delta$  – różnica względna [%]

danych próbkach MMA, na co wyraźnie zwracają uwagę przede wszystkim autorzy normy [14]. Analiza wyników badań laboratoryjnych w ujęciu zarówno standardowej procedury jak i tej proponowanej w pracy pozwala zauważyć, że średnia względna różnica między wartościami części rzeczywistych (EI i E1 – odpowiedzialnych za prawidłowe oznaczenie amplitudy funkcji obciążenia) zespolonych modułów sztywności MMA wynosi 0,26% (przy statystycznym rozstępie między skrajnymi wartościami, równym 1,15%). Wartość średnia względnej różnicy między wartościami części urojonych (odpowiedzialnych za oznaczenie wartości kąta fazy początkowej funkcji obciążenia) jest równa 1,21%, a maksymalna; 4,47%.

Warto wziąć również pod uwagę, że proponowane rozwiązanie stwarza duże prawdopodobieństwo skrócenia czasu prowadzenia badań. Standardowo zaleca się np. 100 cykli obciążenia przypadających na każdą częstotliwość. Decydując się np. na sekwencję obciążeń o częstotliwościach 1, 5, 10, 15, 20, 25, 50 Hz,

zgodnie z zaleceniami normy [14] próbkę obciąża się 1400 razy (obowiązuje również sekwencja odwrotna). W przypadku proponowanej metody, zakłada się że będzie to około 250 cykli. Mimo wszystko, dane te należy jeszcze potwierdzić w badaniach laboratoryjnych na większą skalę.

## 7. Podsumowanie i wnioski

W pracy przedstawiono rozwiązanie opierając się na znanych zależnościach lepko-sprężystości. Utrzymując w mocy standardowe założenia procedury oznaczania zespolonego modułu sztywności MMA metodą belki pryzmatycznej, zginanej stałym momentem, wykorzystano twierdzenie Fouriera. W miejsce powszechnie stosowanej procedury z serią pojedynczych badań próbki MMA, poddawanej kolejnym obciążeniom w kształcie funkcji sinus o różnych częstotliwościach obciążenia, zaproponowano obciążenie w formie funkcji utworzonej jako sumę funkcji harmoniczných branych pod uwagę w standardowej procedurze.

Sformułowane w analizie wyników badań wnioski sugerują, że zarówno średnia względna różnica między wartościami części rzeczywistych ( $EI$  i  $E1$ ) zespolonych modułów sztywności MMA jak i średnia względnej różnicy między wartościami części urojonych są mniejsze od 2 %. To oznacza, że istnieją silne podstawy do budowania baz danych o właściwościach mieszanek mineralno-asfaltowych w szerokim zakresie częstotliwości obciążenia, posługując się skróconą wersją obowiązującej w laboratoriach drogowych procedury normowej oznaczania sztywności.

Należy również podkreślić, że uzyskane wyniki stanowią przede wszystkim podstawę do wyznaczenia kierunku dalszych badań. Weryfikacji bowiem wciąż podlegają zarówno ścieżka analizy wpływu proponowanej metody na zmiany w strukturze materiału oraz zachowanie lepko-sprężyste w zależności od temperatury badania, jak i korzyści płynące ze skrócenia czasu badań w porównaniu do standardowego podejścia.

## Literatura

- [1] Birgisson, B., Crouch, S.L., Newcomb, D.E.: Static and dynamic boundary element methods for layered pavement systems, Retrieved from the University of Minnesota Digital Conservancy, 1997, <http://purl.umn.edu/155116> [dostęp: 28 marca 2016 r.].
- [2] Brown E.R., Kandhal P.S., Zhang J.: Performance Testing for Hot Mix Asphalt. National Center for Asphalt Technology, NCAT Report No. 01-05, Auburn, AL., 2001.
- [3] Chun-Ying W., Xue-Yan L., Scarpas A., Xiu-Run G.: Spectral Element Approach for Forward Models of 3D Layered Pavement, CMES: Computer Modeling in Engineering & Sciences, tom 12, nr 2, str. 149-158, 2006.
- [4] El-Badawy M., Kamel M.A.: Assessment of Improvement of the Accuracy of the Odemark Transformation Method, International Journal of Advanced Engineering Sciences and Technologies, tom 5, nr 2, str. 105-110, 2011.
- [5] Firlej S.: Mechanika nawierzchni drogowej, Petit s.c., Lublin, 2007.

- [6] Górnaś P., Pożarycki A.: Wybrane cechy numerycznych modeli MES w analizie odwrotnej konstrukcji nawierzchni, Roads and Bridges - Drogi i Mosty, tom 13, nr 3, str. 203-222, 2014.
- [7] Graczyk M.: Nośność konstrukcji nawierzchni wielowarstwowych w krajowych warunkach klimatycznych, Studia i materiały, IBDiM, zeszyt 63, Warszawa 2010.
- [8] Jaczewski M., Mejłun Ł.: Wyznaczanie parametrów lepkosprężystego modelu Burgersa mieszanek mineralno-asfaltowych na podstawie badania pod obciążeniem dynamicznym, Drogownictwo, nr 11, 2013.
- [9] Katalog przebudów i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych, KPRNPP-2013, GDDKiA, IBDiM, Warszawa 2013.
- [10] Kim M., Tutumluer E., Kwon J.: Nonlinear Pavement Foundation Modeling for Three-Dimensional Finite-Element Analysis of Flexible Pavements, International Journal of Geomechanics, tom 9, nr 5, str. 195-208, 2009.
- [11] Kukiełka J., Sybilski D.: Cechy reologiczne mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej na podstawie krzywej wiodącej, I Polski Kongres Drogowy, Warszawa, 04-06 października 2006 r. str. 461-468.
- [12] Pożarycki A., Górnaś P.: Numeryczny model właściwości lepkosprężystych warstw nawierzchni jezdni z betonu asfaltowego, Budownictwo i Architektura, tom 13, nr 4, str. 101-107, 2014.
- [13] Zieliński T. P.: Cyfrowe przetwarzanie sygnałów. Od teorii do zastosowań, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, 2007.
- [14] PN-EN 12697-24:2008, Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco -- Część 24: Odporność na zmęczenie.

## THE SUM OF HARMONIC FUNCTIONS IN THE EFFICIENT PROCEDURE OF COMPLEX MODULUS DETERMINATION OF HMA

### Summary

In the standard procedure for determining the stiffness of asphalt mineral-mixture is commonly used loaded with a series of sinusoidal functions. Depending on the accepted range declared by the laboratory frequency procedure with a series of tests is an invasive procedure, while increasing the probability of fatigue phenomena in test samples while carrying out the test. In the article, instead of the commonly used procedures offered load in the form of a function created as a sum of harmonic functions. Based on the analysis of test results stiffness of the sample beam has been shown that the proposed approach significantly reduces the time of the procedure for determining the complex modulus, and the differences between standard approach and the approach proposed in the article in majority cases was less than 2%.

**Keywords:** stiffness modulus, hot mix asphalt, frequency analysis, Fourier transform

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.86



Dawid RYŚ<sup>1</sup>  
Józef JUDYCKI<sup>2</sup>  
Piotr JASKUŁA<sup>3</sup>

## WPŁYW RÓWNOŚCI NAWIERZCHNI I DYNAMICZNEGO ODDZIAŁYWANIA POJAZDÓW CIĘŻKICH NA TRWAŁOŚĆ ZMĘCZENIOWĄ NAWIERZCHNI PODATNYCH

Podczas ruchu pojazdu obserwuje się odchylenia nacisków osi pojazdów od naciśku statycznego, co jest spowodowane nierównościami nawierzchni. Dynamiczne obciążenia pojazdów w większym stopniu wyężdżają konstrukcję nawierzchni drogowej. Rozkład obciążeń dynamicznych ma kształt rozkładu normalnego i jest opisywany poprzez obciążenie statyczne oraz wskaźniki dynamiczne DI lub DLC. Wraz z pogorszeniem równości i zwiększeniem prędkości średniej pojazdów rosną maksymalne siły dynamiczne wywierane przez osie pojazdów, zwiększa się zatem ich oddziaływanie na konstrukcję nawierzchni. Celem artykułu jest ocena, w jaki sposób oddziaływanie dynamiczne pojazdów ciężkich wynikające z równości nawierzchni wpływają na trwałość zmęczeniową nawierzchni. W artykule wyprowadzono współczynniki dynamicznego oddziaływania pojazdów  $k_d$  i podano je w funkcji równości nawierzchni i średniej prędkości ruchu pojazdów. Wykazano, że pogorszenie równości nawierzchni określone zmianą wskaźnika IRI do granicy klasy A, czyli do  $IRI = 2,0$  w przypadku dróg klasy A,S i GP oraz do  $IRI = 3,0$  w przypadku dróg klasy G, powoduje przyrost wartości współczynnika dynamicznego  $k_d$  od 9% do 16%. Pogorszenie równości nawierzchni do granicy klasy B (stan zadowalający) powoduje spadek trwałości zmęczeniowej nawierzchni aż o 30%. Oznacza to, że nadanie dobrej równości początkowej nawierzchni oraz jej utrzymanie w trakcie eksploatacji może istotnie wydłużyć trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni.

**Słowa kluczowe:** współczynnik równoważności obciążenia osi, współczynnik obciążenia dynamicznego, wskaźnik równości nawierzchni IRI, oddziaływania dynamiczne, trwałość nawierzchni, ruch ciężki

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Dawid Ryś, Politechnika Gdańska, ul. Narutowicza 11/12 80-233 Gdańsk, (58) 347 2782, dawid.rys@wilis.pg.gda.pl

<sup>2</sup> Józef Judycki, Politechnika Gdańska, jozef.judycki@wilis.pg.gda.pl

<sup>3</sup> Piotr Jaskuła, Politechnika Gdańska, piotr.jaskula@wilis.pg.gda.pl

## 1. Wstęp

### 1.1. Zarys problemu

Podczas ruchu pojazdu obserwuje się odchylenia nacisków osi pojazdów od nacisku statycznego, co jest spowodowane nierównościami nawierzchni. Dynamiczne obciążenia pojazdów w większym stopniu wyężdżają konstrukcje nawierzchni drogowej, obiektów inżynierskich oraz innych elementów infrastruktury drogowej. Wyniki pomiarów dynamicznych nacisków osi podane są m.in. w publikacjach [1], [2], [5]. Zgodnie z badaniami przeprowadzonymi przez Gillespie i wsp. [5] wartość oczekiwana rozkładu prawdopodobieństwa przeważnie pokrywa się z naciskiem statycznym osi. Współczynnik obciążenia dynamicznego DLC (ang. „*Dynamic Load Coefficient*”) oznacza wskaźnik zmienności dynamicznych nacisków osi i jest miarą charakteryzującą rozkład prawdopodobieństwa dynamicznych nacisków osi i jest opisany wzorem:

$$DLC = \frac{\sigma}{\bar{F}} \quad (1)$$

gdzie:  $\sigma$  - odchylenie standardowe siły nacisku osi,  $\bar{F}$  - średnia wartość siły nacisku osi w przybliżeniu równa naciskowi statycznemu.

W literaturze występuje również inna miara wyrażająca dynamiczne obciążenia osi: wskaźnik wpływu dynamicznego (ang. „*Dynamic Impact Factor*”) DI [2], [5], [7], który opisany jest wzorem:

$$DI = 1 + Z_r DLC \quad (2)$$

gdzie:  $Z_r$  – kwantyl rozkładu normalnego.

Wraz ze wzrostem wskaźników DLC i DI rosną maksymalne dynamiczne obciążenia przekazywane przez pojazd na nawierzchnie. Na wartość współczynników DLC i DI wpływ mają charakterystyka zawieszenia, prędkość pojazdu i równość nawierzchni.

W badaniach Gillespie i wsp [5] przeprowadzono m.in. analizę wpływu rodzaju zawieszenia na trwałość nawierzchni podatnych, z której wynika, że pojazdy wyposażone w zawieszenie klasyczne (z resorami piórowymi) wywołują większą szkodę zmęczeniową nawierzchni wyrażoną spękaniami zmęczeniowymi niż pojazdy wyposażone w zawieszenie pneumatyczne. W przypadku deformacji trwałych wpływ rodzaju zawieszenia i obciążeń dynamicznych z nim związanych jest pomijalnie mały. Wpływ rodzaju zawieszenia był również przedmiotem analiz prowadzonych w ramach projektu DIVINE [4], zgodnie z którymi nawierzchnie obciążone ruchem pojazdów wyposażonych w zawieszenia klasyczne ulegają uszkodzeniom w czasie o 15% krótszym niż nawierzchnie obciążone pojazdami z zawieszeniem pneumatycznym.

Sweatman [11] badał wpływ równości nawierzchni i prędkości pojazdów na współczynnik DLC przy różnych systemach zawieszenia pojazdów. Z badań

tych wynika, że współczynnik DLC rośnie wraz ze wzrostem prędkości, co jest również potwierdzone badaniami Gillespie i wsp.[5]. Jak wynika z studiów literatury [1], [2], [5], [7], [10], [11] wraz z pogorszeniem równości (zwiększeniem wartości wskaźnika IRI) rosną wskaźniki DLC i DI, czyli rosną dynamiczne obciążenia wywierane przez osie pojazdów na nawierzchnie.

Stan i parametry zawieszenia pojazdów, mimo że znacząco wpływają na oddziaływania dynamiczne, są praktycznie niemożliwe do kontrolowania na drodze. Ograniczenie prędkości pojazdów ze względu na oddziaływania dynamiczne nie przyniesie rezultatu ponieważ przy mniejszych prędkościach ruchu maleją moduły sztywności warstw asfaltowych i nawierzchnia jest bardziej wytężana. Jedynym parametrem, który ma istotny wpływ na oddziaływania dynamiczne pojazdów a który może być kontrolowany i ulepszany jest równość nawierzchni. Prawidłowa równość nawierzchni nowych jest uzyskiwana dzięki staranności wykonania robót. Równość jest tym elementem, który nie zwiększa kosztów realizacji inwestycji drogowej, a który może istotnie zwiększyć trwałość konstrukcji nawierzchni lub zmniejszyć ryzyko powstania przedczesnych uszkodzeń poprzez zmniejszenie oddziaływań dynamicznych pojazdów.

## 1.2. Cel artykułu

Celem artykułu jest ocena, w jaki sposób oddziaływania dynamiczne pojazdów ciężkich wynikające z równości nawierzchni, mierzonej wskaźnikiem IRI, wpływają na trwałość zmęczeniową nawierzchni.

## 2. Wpływ równości nawierzchni i prędkości pojazdów na dynamiczne oddziaływanie pojazdów

### 2.1. Stan równości dróg w Polsce

Równość podłużna nawierzchni wyrażona jest za pomocą wskaźnika IRI (ang. „International Roughness Index”). W wytycznych stosowania systemu Diagnostyki Stanu Nawierzchni (DSN) [3] określono wymagania co do miarodajnej równości nawierzchni i podano je w tablicy 1.

Tablica 1. Klasyfikacja stanu nawierzchni na podstawie wskaźnika równości IRI według polskiego systemu DSN, na podstawie [3]

Table 1. Classification of pavement condition on the bases of IRI index on the bases of polish DSN system, based on [3]

Klasa	Ocena stanu nawierzchni	Miarodajna równość podłużna wyrażona przez IRI [mm/m]	
		Klasa drogi	
		A, S, GP	G
A	Stan dobry	< 2,0	< 3,0
B	Stan zadowalający	2,0 do 4,3	3,0 do 5,0
C	Stan niezadowalający	4,4 do 5,7	5,1 do 6,6
D	Stan zły	> 5,7	> 6,6

Aktualne wyniki oceny stanu technicznego nawierzchni (2015 rok), dotyczące równości podłużnej wskazują, że na drogach krajowych 75% długości odcinków jest w stanie dobrym (klasa A) a 22% w stanie zadowalającym. Mniej niż 4% odcinków jest w stanie niezadowalającym bądź złym [8]. Od kilku lat równość nawierzchni na drogach krajowych ulega poprawie, dzięki wielu remontom i nowym inwestycjom. Jest rzeczą pewną, że stan równości dróg wojewódzkich, powiatowych i gminnych jest gorszy niż dróg krajowych, brakuje jednak danych z pomiarów równości nawierzchni na tych drogach.

## 2.2. Prędkość samochodów ciężarowych

Prędkość pojazdów, podobnie jak równość nawierzchni, istotnie wpływa na oddziaływania dynamiczne oraz na wskaźniki DI i DLC. Typowo dopuszczalna prędkość samochodów ciężarowych w Polsce poza obszarem zabudowania wynosi od 70 km/h na drogach jednojezdniowych dwupasowych do 80 km/h na drogach dwujezdniowych, drogach ekspresowych i autostradach. Na podstawie ciągłych pomiarów prędkości w ruchu pojazdów można przyjąć, że na autostradach i drogach ekspresowych średnia prędkość pojazdów ciężkich wynosi 90 km/h, natomiast na pozostałych drogach 70 km/h [6].

## 2.3. Współczynnik dynamiczny oddziaływania osi pojazdów

W analizach prezentowanych w niniejszym artykule zastosowano amerykańskie modele dynamicznego obciążenia nawierzchni pojazdami ciężkimi wyznaczone w raporcie [7]. Współczynnik DI w zależności od prędkości pojazdu i równości nawierzchni został opisany w pracy [7] następującym modelem:

$$DI = 1 + \alpha \cdot V \cdot IRI \quad (3)$$

gdzie:  $\alpha = 0,0017$  – parametr dla przyjętego w analizie modelu „quatercar”,  $V$  – średnia prędkość pojazdów [km/h],  $IRI$  – wskaźnik równości nawierzchni [mm/m]

Wartości wskaźnika wpływu dynamicznego DI przeliczono na wskaźniki zmienności dynamicznych nacisków osi DLC, przekształcając zależność 2:

$$DLC = \frac{DI - 1}{Z_r} = \frac{\sigma}{Q_{stat}} \quad (4)$$

gdzie:  $DI$  - wskaźnik wpływu dynamicznego, wg modelu (3),  $Z_r$  – kwantyl rozkładu normalnego,  $Z_r = 2$  zgodnie z [7],  $Q_{stat}$  - siła nacisku statycznego osi w przybliżeniu równa średniej z nacisków dynamicznych,  $\sigma$  - odchylenie standardowe dynamicznych nacisków osi.

Rozkład dynamicznych nacisków osi zdefiniowany jest poprzez obciążenie statyczne  $Q_{stat}$  oraz jeden ze wskaźników:  $DI$  lub  $DLC$ . Siły nacisku dynamicznego przeliczono na współczynnik równoważności obciążenia osi, które wyrażają oddziaływanie pojazdu na konstrukcję nawierzchni. Do obliczenia współ-

czynników równoważności zastosowano wzór czwartej potęgi. Średni współczynnik równoważności obciążenia dynamicznego osi obliczono w sposób dyskretny na podstawie funkcji gęstości prawdopodobieństwa rozkładu normalnego obciążeń dynamicznych osi, zgodnie ze wzorem (5).

$$F_{dyn} = \sum_{i=1}^n \left( \frac{Q_{dyn_i}}{Q_s} \right)^4 p_i \quad (5)$$

gdzie:  $F_{dyn}$  – współczynnik równoważności obciążenia pojazdu z uwzględnieniem oddziaływań dynamicznych,  $Q_{dyn_i}$  – obciążenie dynamiczne osi  $i$ , występujące z określonym prawdopodobieństwem  $p_i$ , przy czym sumowanie przeprowadza się do określonego poziomu istotności  $\alpha$  ( $p < \alpha$ ),  $Q_s$  – obciążenie standardowe osi  $Q_s = 100$  kN,  $n$  – liczba przyjętych przedziałów obciążenia dynamicznego w obrębie określonego poziomu istotności  $\alpha$ .

Ponieważ rozkład obciążeń dynamicznych jest rozkładem normalnym to równanie (5) można przekształcić w następujący sposób:

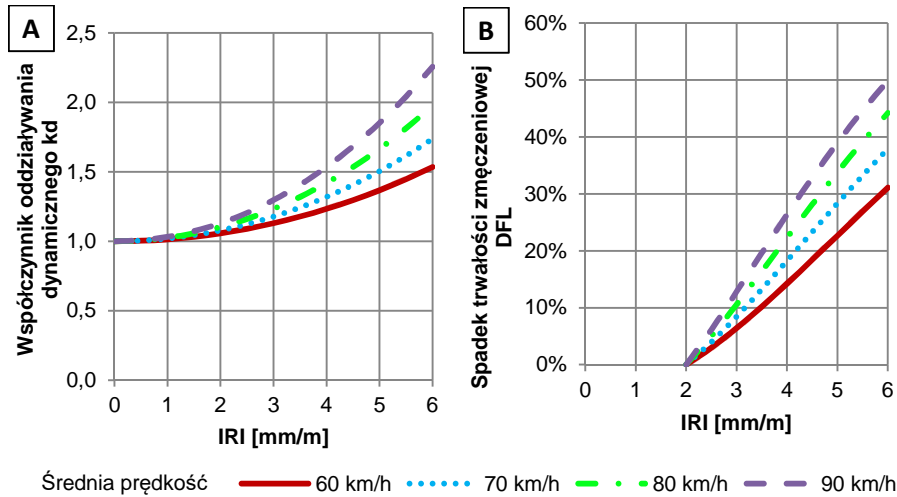
$$\begin{aligned} F_{dyn} &= \sum_{i=1}^n \left( \frac{Q_{dyn_i}}{Q_s} \right)^4 p_i = \sum_{i=1}^n \left( \frac{Q_{stat} + \mu_i \cdot DLC \cdot Q_{stat}}{Q_s} \right)^4 p_i \\ &= \left( \frac{Q_{stat}}{Q_s} \right)^4 \cdot \sum_{i=1}^n (1 + \mu_i \cdot DLC)^4 p_i = k_d \left( \frac{Q_{stat}}{Q_s} \right)^4 \end{aligned} \quad (6)$$

gdzie:  $\mu_i$  – kwantyl rozkładu normalnego dla określonego prawdopodobieństwa  $p_i$ , który może przyjmować wartości dodatnie i ujemne, przy czym ( $p < \alpha$ ), gdzie  $\alpha$  oznacza przyjęty poziom istotności (przyjęto  $\alpha = 96\%$ ),  $k_d$  – współczynnik dynamicznego oddziaływania osi na nawierzchnię, pozostałe oznaczenia jak wyżej. Należy zaznaczyć, że współczynnik  $k_d$  w równaniu (6) nie zależy od obciążenia danej osi, ale od współczynnika dynamicznego obciążenia DLC oraz od przyjętego poziomu prawdopodobieństwa  $\alpha$ .

### 3. Analiza wpływu równości nawierzchni i prędkości pojazdu na trwałość nawierzchni

W oparciu o równanie (6) i równanie (3) określono zależności między wskaźnikiem IRI a współczynnikiem oddziaływania dynamicznego pojazdów  $k_d$  dla czterech prędkości średnich pojazdów ciężkich. Wynik przedstawiono na rys. 1A.

Do określenia wpływu dynamicznego oddziaływania pojazdów na skrócenie trwałości zmęczeniowej nawierzchni zastosowano współczynnik DFL (od ang. „Decrease of Fatigue Life”, który został wyprowadzony w publikacji [9], a na potrzeby niniejszego artykułu został przekształcony w następujący sposób:



Rys. 1. Wpływ równości i prędkości pojazdów na A) współczynnik dynamicznego oddziaływania  $k_d$  B) spadek trwałości nawierzchni

Fig. 1. Impact of road roughness and vehicle speed on: A) dynamic impact coefficient  $k_d$  B) decrease of fatigue life of pavement structure

$$DFL (\%) = \left(1 - \frac{F_{dyn,IRIp}}{F_{dyn,IRI}}\right) = \left(1 - \frac{k_{d,IRIp} \cdot F_{stat}}{k_{d,IRI} \cdot F_{stat}}\right) = \left(1 - \frac{k_{d,IRIp}}{k_{d,IRI}}\right) \quad (7)$$

gdzie:  $F_{dyn,IRIp}$ ,  $F_{dyn,IRI}$  – dynamiczny współczynnik równoważności obciążenia osi przy równości nawierzchni odpowiednio  $IRIp$  i  $IRI$ ,  $F_{stat}$  – statyczny współczynnik równoważności obciążenia osi,  $k_{d,IRIp}$ ,  $k_{d,IRI}$  – współczynniki oddziaływania dynamicznego dla równości nawierzchni odpowiednio  $IRIp$  i  $IRI$ ,  $IRIp$  – porównawcza wartość wskaźnika równości nawierzchni (przyjęto  $IRIp=2,0$ ),  $IRI$  – średnia wartość wskaźnika równości nawierzchni.

Współczynnik DFL określa o ile procent zmniejszy się trwałość zmęczeniowa nawierzchni względem nawierzchni o dobrej równości, jeżeli równość nawierzchni pogorszy się. Poziom równości porównawczej  $IRIp=2,0$  [mm/m] przyjęto jako granicę klasy równości A (bardzo dobrej) dla autostrad. Jeżeli przyjęto by inny poziom porównawczy, np.  $IRIp=1,0$  [mm/m] to wskaźnik DFL wzrósłby o kilka procent. Zależność wskaźnika DFL od współczynnika IRI przedstawiono na rysunku 1B.

Dla bardzo równych nawierzchni ( $IRI \leq 1$  mm/m) współczynnik dynamiczny  $k_d$  bliski jest jedności i wraz z pogorszeniem równości (przyrostem IRI) współczynnik dynamiczny  $k_d$  znacznie się zwiększa (rys. 1A). Oznacza to, że dla bardzo równych nawierzchni wpływ oddziaływania pojazdu z uwzględnieniem efektów dynamicznych jest taki, jak z uwzględnieniem wyłącznie obciążeń statycznych. Wraz z utratą równości, nawierzchnia jest bardziej wyętzana na skutek dynamicznego obciążenia pojazdów. Warto zaznaczyć, że równość nawierzchni w trakcie eksploatacji ulega pogorszeniu i zwiększają się oddziaływania dynamiczne pojazdów, co dodatkowo przyspiesza wyczerpanie trwałości nawierzchni.

Wymagana równość IRI na nowych drogach wynosi poniżej 1,3 mm/m na drogach klasy A, S, GP i 1,7 mm/m na drogach klasy G. Wymagania dla dróg niższych klas nie są określone. W praktyce maksymalną równość uzyskuje się na poziomie  $IRI \approx 1,0$ . Zmiana równości w obrębie dopuszczalnych granic klasy równości A, czyli z  $IRI = 1,0$  do  $IRI = 2,0$  [mm/m] dla dróg klasy A, S i GP, oraz z  $IRI = 1,0$  do  $IRI = 3,0$  [mm/m] dla dróg klasy G, spowoduje wzrost współczynnika dynamicznego odpowiednio z  $k_d = 1,03$  do  $k_d = 1,13$ , czyli o 9% (drogi klasy A, S GP) i z  $k_d = 1,02$  do  $k_d = 1,18$ , czyli o 16% (drogi klasy G). Zapewnienie wysokiej równości początkowej nawierzchni istotnie wydłuży jej trwałość i jest szczególnie ważne, gdy przewiduje się duże prędkości ruchu pojazdów, czyli na autostradach i drogach ekspresowych.

Z rysunku 1B wynika, że utrata równości nawierzchni do granicy klasy B powoduje spadek trwałości nawierzchni aż o 30%. Zmiana klasy równości oznacza zmianę IRI z 2,0 na 4,3 [mm/m] dla dróg klasy A, S i GP i prędkości  $v = 90$  km/h, oraz z 2,0 do 5,0 [mm/m] dla dróg klasy G i prędkości  $v = 70$  km. Zależność uwiadczenia jak ważnym elementem w trwałości całej konstrukcji nawierzchni jest jej równość. Utrata równości podłużnej istotnie skróci trwałość nawierzchni. Z drugiej strony utrzymanie dobrej równości nawierzchni w trakcie eksploatacji istotnie spowolni proces jej degradacji.

#### 4. Podsumowanie

Dynamiczne obciążenia przekazywane przez osie pojazdów na nawierzchnie mają rozkład normalny, w którym wartość oczekiwana równa jest obciążeniu statycznemu a odchylenie standardowe zależy od takich czynników jak równość nawierzchni, prędkość pojazdu i parametry zawieszenia. Przyrost wartości odchylenia standardowego, czyli także przyrost wartości wskaźników DI i DLC, skutkuje wywieraniem większych sił nacisku przez osie pojazdów, a w konsekwencji zwiększeniem oddziaływania pojazdu na nawierzchnie. Wprowadzony w niniejszym artykule współczynnik oddziaływania dynamicznego  $k_d$  istotnie zależy od równości nawierzchni. Pogorszenie równości nawierzchni określone zmianą wskaźnika IRI do granicy klasy A, czyli do  $IRI = 2,0$  w przypadku dróg klasy A, S i GP oraz do  $IRI = 3,0$  w przypadku dróg klasy G, powoduje przyrost wartości współczynnika dynamicznego  $k_d$  od 9% do 16%. Pogorszenie równości nawierzchni do granicy klasy B (stan zadowalający) powoduje spadek trwałości zmęczeniowej nawierzchni aż o 30%. Oznacza to, że nadanie dobrej równości początkowej nawierzchni oraz jej utrzymanie w trakcie eksploatacji może istotnie wydłużyć trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni.

#### Literatura

- [1] Cebon D., Winkler Ch.: A study of road damage due to dynamic wheel loads using a load measuring mat. Raport techniczny nr UMTRI-90-13, 1990.
- [2] Cebon D.: Handbook of Vehicle-Road Interaction, Swets & Zeitlinger, 1999.

- [3] Diagnostyka Stanu Nawierzchni i jej Elementów, Wytyczne Stosowania. Załącznik do zarządzenia nr 34 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 30.04.2015. Dostępny w Internecie: [www.gddkia.gov.pl/pl/2982/Diagnostyka-Stanu-Nawierzchni](http://www.gddkia.gov.pl/pl/2982/Diagnostyka-Stanu-Nawierzchni).
- [4] Dynamic Interaction between vehicles and infrastructure experiment (DIVINE project). Raport techniczny nr DSTI/DOT/RTR/IR6(98)1/FINAL, OECD, Paryż 1998.
- [5] Gillespie T.D., Karamihas S.M., Sayers M., Nasim M. A., Hansen W., Ehsan N., Cebon D.: Effects of heavy vehicles characteristic on pavement response and performance. Final Report, The University of Michigan, NCHRP, 1992.
- [6] Judycki J., Jaskuła P., Pszczoła M., Jaczewski M., Ryś D., Alenowicz J., Dożycki B., Stienss M.: Analizy i projektowanie konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. WKŁ, Warszawa, 2014.
- [7] Misaghi S., Nazarian S., Carrasco C. J.: Impact of Truck Suspension and Road Roughness on Loads Exerted on Pavements, The University of Texas, FHWA, El Paso 2010 r.
- [8] Radzikowski M., Foryś G., Bogdaniuk M.: Raport o stanie technicznym nawierzchni sieci dróg krajowych na koniec 2015 roku. GDDKiA, Warszawa, 2016. Dostępny w Internecie: [www.gddkia.gov.pl/pl/2990/Raporty](http://www.gddkia.gov.pl/pl/2990/Raporty).
- [9] Ryś D., Judycki J., Jaskuła P.: Analysis of effect of overloaded vehicles on fatigue life of flexible pavements based on weigh in motion (WIM) data. International Journal of Pavement Engineering, Volume 17, Issue 8, 2016, pp. 716-726. DOI: 10.1080/10298436.2015.1019493.
- [10] Shi X.M., Cai C. S.: Simulation of dynamic effects of vehicles on pavement using a 3D interaction model. Journal of Transportation Engineering, s. 135:736-744, ASCE, 2009.
- [11] Sweatman, P.F.: A Study of dynamic wheel forces in axle group suspensions of heavy vehicles. Australian Road Research Board, Australia 1983.

## INFLUENCE OF ROAD ROUGHNESS AND DYNAMIC EFFECTS OF COMMERCIAL VEHICLES ON FATIGUE LIFE OF FLEXIBLE PAVEMENTS

### Summary

Axle loads varies during motion of vehicle what is a consequence of road roughness and speed. Dynamic loads of vehicles much more strain pavement structure. The dynamic axle loads have a normal distribution and it is described by static load and dynamic factors DI or DLC. The maximum dynamic loads increase with the loss of road roughness and with the increase of average vehicle speed. In consequence the dynamic effects on pavement structure increase. The objective of the article is to assess how the dynamic effects impact on pavement fatigue life. The paper presents the derivation of formula for dynamic effects factor  $k_d$ . The formula depends on road roughness and vehicle speed. It was revealed that the increase of IRI to 2,0 for road technical classes A, S and GP and to 3,0 for road technical class G, causes the increase of dynamic effect factor  $k_d$  by 9% to 16%, despite that the pavement is in the class of excellent roughness A. Further decrease of road roughness to the critical value of class B (acceptable roughness) causes decrease of pavement fatigue life up to 30%. It means that high initial roughness and its further maintenance during exploitation significantly increase the pavement fatigue life.

**Keywords:** Load equivalency factors, dynamic load coefficient, international roughness index IRI, dynamic loads, fatigue life of pavement, traffic

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.87



Mieczysław SŁOWIK<sup>1</sup>  
Mikołaj BARTKOWIAK<sup>2</sup>

## OCENA WPLYWU WARUNKÓW POMIARU NA WYNIKI OZNACZENIA MODUŁU SZTYWNOŚCI BETONU ASFALTOWEGO

W artykule przedstawiono wyniki analiz statystycznych dotyczących rezultatów oznaczania modułu sztywności betonu asfaltowego metodą pośredniego rozciągania (IT-CY). Badaniu poddano próbki betonu asfaltowego o wysokim module sztywności zgodnie z procedurą normową. Wykonana analiza potwierdza, że na wartość modułu sztywności znaczący wpływ mają warunki wykonywania pomiaru, w tym przypadku analizowano wartość amplitudy poziomego przemieszczenia. Zmniejszenie docelowej wartości poziomego przemieszczenia, powoduje iż zmniejszeniu ulega także wartość pionowej siły potrzebnej do wykonania pomiaru, co jest przydatne przy badaniach mieszanek o wysokim module sztywności w niskiej temperaturze. Analiza statystyczna uzyskanych wyników wykazała jednak, że wartości modułów sztywności uzyskanych przy różnych przemieszczeniach nie można porównywać bezpośrednio. Na podstawie przeprowadzonego studium literatury w zakresie przyjmowanych współczynników Poissona, wybrano wiarygodną metodę ich określania do stosowania w metodzie rozciągania pośredniego. Zwrócono także uwagę na ziemność wartości modułu sztywności spowodowaną przyjmowaniem różnych współczynników Poissona.

**Słowa kluczowe:** rozciąganie pośrednie, beton asfaltowy o wysokim module sztywności, współczynnik Poissona, przemieszczenie poziome, moduł sztywności

### 1. Wprowadzenie

Moduł sztywności, zgodnie z definicją podaną w normie PN-EN 12697-26:2012 „Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 26: Sztywność” jest to zależność pomiędzy naprężeniem i odkształceniem wyznaczona dla materiału liniowo lepkosprężystego w czasie  $t$  w trybie kontrolowanego przyrostu odkształcenia. Współ-

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Mieczysław Słowik, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, ul. Piotrowo 5, 61-138 Poznań, +48 61 665 2478, e-mail: mieczyslaw.slowik@put.poznan.pl

<sup>2</sup> Mikołaj Bartkowiak, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, ul. Piotrowo 5, 61-138 Poznań, +48 61 665 2435, e-mail: mikołaj.bartkowiak@put.poznan.pl

czynnik Poissona można zdefiniować jako stosunek względnego odkształcenia prostopadłego do kierunku rozciągania (lub ściskania) do względnego odkształcenia w kierunku działania siły obciążającej [3]. Wartości wymienionych wielkości są kluczowymi parametrami charakteryzującymi mieszanki mineralno-asfaltowe w procesie projektowania nawierzchni metodami mechanistycznymi. Moduł sztywności jest także brany pod uwagę przy projektowaniu składu mieszanek mineralno-asfaltowych, jako parametr, który w wyniku swej zależności od wielu innych cech materiałowych najbardziej ogólnie charakteryzuje mieszankę. Moduł sztywności jest także istotną wielkością wykorzystywaną do oceny właściwości niskotemperaturowych mieszanek mineralno-asfaltowych.

## 2. Badana mieszanka mineralno-asfaltowa

Mieszanką wykorzystaną do wykonania próbek do badań był beton asfaltowy o wysokim module sztywności (AC WMS 16 PMB 25/55-60) przeznaczony do warstwy wiążącej oraz podbudowy nawierzchni obciążonej ruchem KR 5-6 zaprojektowaną według wymagań podanych w [14]. Próbki walcowe zagęszczano metodą Marshalla według normy PN-EN 12697-30:2012 „Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 30: Przygotowanie próbek zagęszczonych przez ubijanie”.

## 3. Metodyka badawcza

### 3.1. Oznaczanie modułu sztywności

Oznaczanie modułu sztywności jest przedmiotem wielu badań, w wyniku których na przestrzeni lat powstało wiele metod oznaczania tej wielkości. W laboratoriach drogowych najczęściej korzysta się z metod oznaczania modułu sztywności opisanych w normie PN-EN 12697-26:2012, ale w publikacjach naukowych opisywane są także inne metody, takie jak np. metoda częstotliwościowa [9]. Zróżnicowanie metod badawczych powoduje, iż przy każdej wartości modułu sztywności powinna być podana metoda jego oznaczenia oraz warunki, w których zostało ono wykonane. Wynika to z faktu, że mieszanka mineralno-asfaltowa *ze względu na wielofrakcyjność materiału mineralnego, jego zróżnicowany skład mineralogiczny oraz zmienność właściwości lepiszcza asfaltowego, jest jednym z najbardziej złożonych materiałów budowlanych* [12]. Moduł sztywności jak podkreśla się w literaturze [7] jest parametrem a nie stałą, dlatego dokładne określenie warunków badania oraz zależności wartości modułu od tych warunków jest bardzo istotne i powinno być wykonane z wykorzystaniem uznanych metod statystycznych.

Przedmiotem prezentowanej pracy było wykonanie analizy statystycznej wyników oznaczania modułu sztywności metodą rozciągania pośredniego (IT-CY) w różnych temperaturach wg PN-EN 12697-26:2012. Metoda rozciągania

pośredniego jest jedną z najpopularniejszych metod oznaczania tego parametru. Walcowe próbki do badań, można w łatwy sposób wyciąć z istniejącej nawierzchni bądź przygotować w laboratorium. Łatwość pozyskania próbek z istniejącej nawierzchni powoduje, iż jest to metoda mogąca stanowić badanie kontrolne wykonanej nawierzchni bądź badanie mające określić stan warstw nawierzchni przeznaczonej do przebudowy. Wyniki oznaczeń modułu sztywności należy analizować z dużą ostrożnością, gdyż według [2] [10] [8], zmiana warunków badania, może powodować duże różnice w otrzymanywanych wynikach. Różnice te według doświadczeń autorów [11] oraz innych badaczy [8] mogą także wynikać z błędów popełnionych podczas wykonywania oznaczenia.

### 3.2. Określenie wartości współczynnika Poissona

We wzorze umożliwiającym obliczenie modułu sztywności metodą rozciągania pośredniego występuje współczynnik Poissona  $\nu$ . Norma PN-EN 12697-26:2012 podaje, że jeżeli ten współczynnik nie został wyznaczony, to niezależnie od zastosowanej temperatury pomiaru należy przyjmować wartość  $\nu = 0,35$ . W literaturze natomiast można spotkać zróżnicowane wartości współczynnika Poissona w zależności od temperatury. Po porównaniu współczynników Poissona zamieszczonych w różnych publikacjach [15] [5] [6], autorzy przyjęli wartości obliczone z równania (1) zaproponowanego przez Witczaka i Mirza [13] (tabela 1). Zdecydowano się na takie rozwiązanie, gdyż zostało ono przedstawione jako rezultat dużego programu badawczego NCHRP oraz ze względu na doświadczenie i uznany autorytet autorów równania.

$$\nu = 0,15 + \frac{0,35}{1 + \exp[3,1849 - 0,04233 \cdot T]} \quad (1)$$

gdzie:  $\nu$  – współczynnik Poissona [-],  
 $T$  – temperatura [°F].

Tabela 1. Współczynniki Poissona obliczone wg (1)

Table 1. Poisson's ratios calculated from equation (1)

Temperatura [°C]	-10	-5	0	2	5	10	15	20	25
Wsp. Poissona [-]	0,17	0,18	0,20	0,20	0,22	0,24	0,27	0,30	0,33

Jeśli współczynnik Poissona nie jest oznaczany przy okazji wyznaczania modułu sztywności metodą rozciągania pośredniego, część badaczy stosuje się do założeń normy przyjmując  $\nu=0,35$ , inna część przyjmuje a priori różne wartości w zależności od temperatury badania. Takie zróżnicowanie przyjmowanych wartości może prowadzić do błędów. Na wartość współczynnika Poissona należy zwrócić uwagę również w przypadku porównywania wartości oznaczonych doświadczalnie z wartościami wyznaczonymi z wykorzystaniem wzorów empirycznych.

## 4. Wyniki oznaczania modułu sztywności

### 4.1. Wpływ zadanego przemieszczenia poziomego

Moduł sztywności oznaczono metodą rozciągania pośredniego (IT-CY) według normy PN-EN 12697-26:2012. Do analizy statystycznej wykorzystano wartości skorygowanego modułu sztywności uzyskane dla ośmiu próbek (16 wyników pomiarów). Uzyskane wartości poddano testom Hampela i Chauveneta oraz testom na normalność rozkładu, metodami opisanymi w [11] [1], w efekcie czego pewna liczba rezultatów została odrzucona jako wartości odbiegające. Po eliminacji wartości odbiegających wszystkie zbiory wyników mają rozkład normalny. Wynik oznaczenia składa się z wartości średniej i niepewności rozszerzonej, obliczonej według [4], z wykorzystaniem rozkładu t-Studenta przy poziomie istotności  $\alpha = 0,05$ .

Norma PN-EN 12697-26:2012 podaje, że docelowe poziome przemieszczenie dla próbek o nominalnej średnicy  $d = 100$  mm powinno wynosić  $z = 5 \pm 2$   $\mu\text{m}$ . Jednak w niskiej temperaturze badania układ pneumatyczny wykorzystywanego przez autorów urządzenia nie był w stanie wygenerować odpowiedniej siły do uzyskania takiego przemieszczenia. Autorzy z wcześniejszych doświadczeń [11] wnioskują, iż dozwolona tolerancja wartości poziomego przemieszczenia nie powinna być większa niż  $\pm 0,2$   $\mu\text{m}$  zamiast  $\pm 2$   $\mu\text{m}$ . Przy tak założonej tolerancji poziomego przemieszczenia w celu zmniejszenia wartości siły pionowej, koniecznej do wykonania oznaczenia, jest możliwe zmniejszenie wymaganej wartości przemieszczenia poziomego do np.  $z = 3 \pm 0,2$   $\mu\text{m}$ , co zostało wykonane. Założono, że zmiana zadanego przemieszczenia nie będzie skutkować istotnymi zmianami uzyskanych wyników oznaczenia modułu sztywności. Wyniki oznaczeń modułu sztywności mieszanki badanej w zróżnicowanej temperaturze dla przemieszczenia  $z = 5 \pm 0,2$   $\mu\text{m}$  pokazano w tabeli 2 i rysunku 1, a dla przemieszczenia  $z = 3 \pm 0,2$   $\mu\text{m}$  pokazano w tabeli 3. Prezentowane w tej części wyniki zostały oznaczone przy stałej wartości współczynnika Poissona  $\nu = 0,35$ .

W temperaturze 5, 10, 15, 20°C dokonano oznaczeń przy obu zadanych wartościach przemieszczenia poziomego, a uzyskane wartości poddano testom statystycznym według [4]. Testy dla dwóch wariancji wykazały, iż wariancje rozkładu dla obu przemieszczeń, są jednakowe, a więc można porównywać średnie tych rozkładów. Testy dla dwóch średnich (dla  $z = 3$   $\mu\text{m}$  i dla  $z = 5$   $\mu\text{m}$ ) czterokrotnie wykazały dla analizowanych temperatur, że średnie uzyskane dla różnych przemieszczeń różnią się istotnie. Warto także podkreślić, że we wszystkich czterech analizowanych temperaturach wartość średniej uzyskanej dla przemieszczenia  $z = 5$   $\mu\text{m}$  okazała się mniejsza niż wartość średniej dla przemieszczenia  $z = 3$   $\mu\text{m}$ .

Względne różnice pomiędzy średnimi uzyskanymi z pomiarów dla różnych przemieszczeń wynoszą: 4 % dla 5°C, 7 % dla 10°C, 12 % dla 15°C, 11 % dla 20°C i są znacząco większe od względnych niepewności rozszerzonych.

Tabela 2. Wyniki oznaczania modułu sztywności  $S_m$  (IT-CY) dla  $z = 5 \mu\text{m}$  i  $\nu = 0,35$ Table 2. Results of measured stiffness modulus  $S_m$  (IT-CY) for  $z = 5 \mu\text{m}$  and  $\nu = 0,35$ 

Temperatura, t [°C]	2	5	10	15	20	25
Liczebność próby, n [-]	16	16	16	15	16	16
Średnia $m(S_m)$ , [MPa]	25806	22359	17267	13163	9747	6972
Niepełność rozszerzona $U(S_m)$ , [MPa]	902	439	368	287	347	155
Względna niepewność rozszerzona $U_r(S_m)$ , [%]	3	2	2	2	4	2

Tabela 3. Wyniki oznaczania modułu sztywności  $S_m$  (IT-CY) dla  $z = 3 \mu\text{m}$  i  $\nu = 0,35$ Table 3. Results of measured stiffness modulus  $S_m$  (IT-CY) for  $z = 3 \mu\text{m}$  and  $\nu = 0,35$ 

Temperatura, t [°C]	-10	-5	0	5	10	15	20
Liczebność próby, n [-]	16	16	15	14	16	16	16
Średnia $m(S_m)$ , [MPa]	34593	30431	27350	23303	18462	14763	10831
Niepełność rozszerzona $U(S_m)$ , [MPa]	567	467	496	210	410	378	292
Względna niepewność rozszerzona $U_r(S_m)$ , [%]	2	2	2	1	2	3	3

#### 4.2. Wpływ zróżnicowania wartości współczynnika Poissona

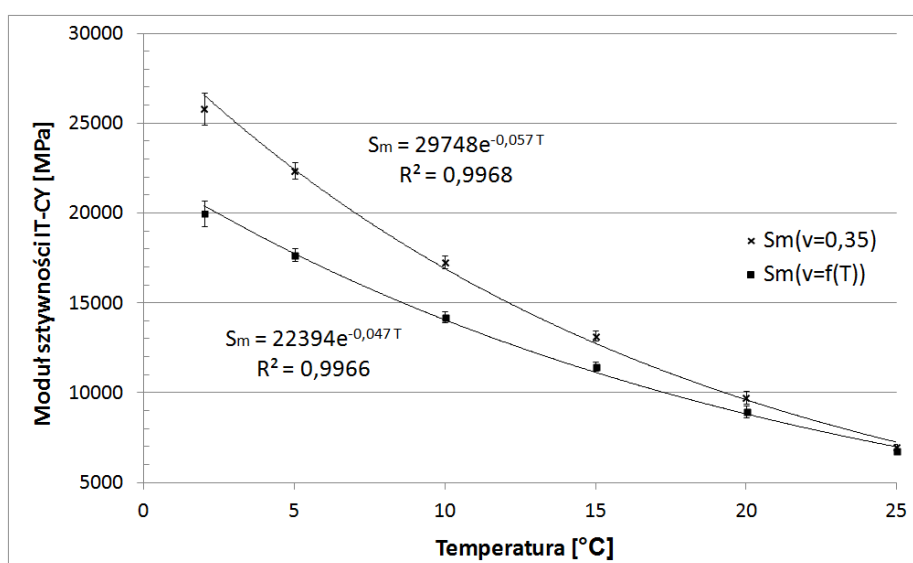
Porównując wartości modułu sztywności IT-CY uzyskane z różnych źródeł, należy zwrócić także uwagę na współczynnik Poissona. Wyniki oznaczeń dla stałego współczynnika Poissona równego  $\nu=0,35$ , przyjętego według normy PN-EN 12697-26:2012, zostały zaprezentowane w tabelach 2 i 3. W tabelach 4 i 5 pokazano rezultaty tych samych badań przeliczone z uwzględnieniem współczynników Poissona obliczonych według równania Witczaka i Mirzy. Na rysunku 1 graficznie przedstawiono wyniki oznaczania modułów sztywności dla  $z = 5 \mu\text{m}$  i różnych współczynników Poissona.

Tabela 4. Wyniki oznaczania modułu sztywności  $S_m$  (IT-CY) dla  $z = 5 \mu\text{m}$  i zmiennego  $\nu$ Table 4. Results of measured stiffness modulus  $S_m$  (IT-CY) for  $z = 5 \mu\text{m}$  and variable value of  $\nu$ 

Temperatura, t [°C]	2	5	10	15	20	25
Liczebność próby, n [-]	16	16	16	15	16	16
Wsp. Poissona, $\nu$ [-]	0,21	0,22	0,24	0,27	0,3	0,33
Średnia $m(S_m)$ , [MPa]	19979	17671	14203	11464	8961	6747
Niepełność rozszerzona $U(S_m)$ , [MPa]	698	347	303	250	319	150

Tabela 5. Wyniki oznaczania modułu sztywności  $S_m$  (IT-CY) dla  $z = 3 \mu\text{m}$  i zmiennego  $\nu$ Table 5. Results of measured stiffness modulus  $S_m$  (IT-CY) for  $z = 3 \mu\text{m}$  and variable value of  $\nu$ 

Temperatura, $t$ [°C]	-10	-5	0	5	10	15	20
Liczebność próby, $n$ [-]	16	16	15	14	16	16	16
Wsp. Poissona, $\nu$ [-]	0,17	0,18	0,20	0,22	0,24	0,27	0,3
Średnia $m(S_m)$ , [MPa]	24550	22087	20733	18417	15187	12858	9958
Niepewność rozszerzona $U(S_m)$ , [MPa]	403	339	376	166	338	330	269

Rys. 1. Wyniki oznaczania modułu sztywności  $S_m$  (IT-CY,  $z = 5 \mu\text{m}$ ) dla  $\nu = 0,35$  oraz dla zmiennej wartości  $\nu$ Fig. 1. Results of measured stiffness modulus  $S_m$  (IT-CY,  $z = 5 \mu\text{m}$ ) for  $\nu = 0,35$  and for variable value of  $\nu$ 

## 5. Wnioski

Przeprowadzone badania wskazują, że wartość modułu sztywności zależy od warunków przeprowadzania oznaczenia modułu sztywności metodą rozciągania pośredniego (ITCY). Uzyskane wyniki mogą świadczyć o tym, że nawet niewielka zmiana pozornie mało znaczącego parametru jak docelowe przemieszczenie poziome może powodować zmianę uzyskanego modułu sztywności. Dla mniejszej wartości poziomego przemieszczenia otrzymano większe wartości modułu sztywności. Wyniki te potwierdzają wnioski przedstawione w pracy [10]. Zmniejszenie wartości poziomego przemieszczenia do  $z = 3 \mu\text{m}$  podczas

oznaczenia modułu sztywności metodą pośredniego rozciągania (IT-CY) pozwala na wyznaczanie wielkości tego parametru dla mieszanek o wysokich modułach sztywności w niskiej temperaturze w standardowym czasie przyrostu siły ( $t = 124 \pm 4$  ms) jednak oznaczone w ten sposób wartości modułu sztywności okazały się większe od wartości uzyskanych dla standardowego przemieszczenia ( $z = 5 \mu\text{m}$ ). Względna różnica pomiędzy średnimi uzyskanymi z pomiarów wynosi od 4 do 12%.

Przy porównywaniu wartości modułów sztywności uzyskanych z badań laboratoryjnych, wzorów empirycznych czy wyników zamieszczonych w literaturze należy zwracać szczególną uwagę na wszystkie warunki wykonania badania. Dla badania metodą pośredniego rozciągania istotne są także takie parametry jak współczynnik Poissona i amplituda poziomego przemieszczenia. Przy tak dużym zróżnicowaniu wartości modułu sztywności należy dobrze się zastanowić jaką wartość wybrać do projektowania nawierzchni metodami mechanistycznymi.

## Literatura

- [1] Bartkowiak M., Słowik M.: Niepewność pomiaru gęstości objętościowej mieszanki mineralno-asfaltowej, *Drogownictwo* 11/2015, s. 380-386, Warszawa 2015.
- [2] Carbonneau X. and others: Evaluation of the indirect tensile stiffness modulus test, 6th RILIEM Symposium, Zurich 2003.
- [3] Encyklopedia PWN część: nauki ścisłe, <http://encyklopedia.pwn.pl> [dostęp: 12 kwietnia 2016 r.].
- [4] Greń J.: Statystyka matematyczna. Modele i zadania., Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1984.
- [5] Katalog przebudów i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych – wersja robocza, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa 2013.
- [6] Katalog wzmocnień i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa 2001.
- [7] Kim R. Y.: Modeling of asphalt concrete, McGraw-Hill Construction, Washington 2009.
- [8] Międzylaboratoryjne badania modułu sztywności sprężystej metodą rozciągania pośredniego (IT-CY) zgodnie z PN-EN 12697-26 – sprawozdanie, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa 2006.
- [9] Ryden N.: Determining the asphalt mastercurve from free resonant testing on cylindrical samples, Non-Destructive Testing in Civil Engineering, Nantes 2009.
- [10] Shalaby A., Liske T. and Kavussi A.: Comparing back-calculated and laboratory resilient moduli of bituminous paving mixture, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 31, p. 988-996, 2004.
- [11] Słowik M., Bartkowiak M.: Calculation of Measurement Uncertainty for Stiffness Modulus of Asphalt Mixture, *Journal of Civil Engineering and Architecture* vol. 9, number 11, p.1325-1333, November 2015.
- [12] Stefańczyk B., Mieczkowski P.: Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wykonawstwo i badania., Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2009.
- [13] Witczak M. W.: Simple performance test for superpave mix design, NCHRP report 465, Washington 2002.

- [14] Wymagania techniczne WT-2, Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych, Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Warszawa 2010.
- [15] Zak J. and others: Poisson's ratio of hot asphalt mixtures determined by relaxation and small amplitude oscillation test, Journal of Testing and Evaluation, June 2014.

## ASSESSMENT OF TEST CONDITIONS IMPACT ON THE RESULTS OF ASPHALT CONCRETE STIFFNESS MODULUS

### Summary

The article presents the results of statistical analyzes concerning values of stiffness modulus of asphalt concrete. The stiffness modulus was examined by indirect tensile test (IT-CY) carried out using cylindrical specimens. The specimens were made from high modulus asphalt concrete (HMAC). The tests were conducted according to European Standard EN 12697-26:2012. The analysis confirms that the values of stiffness modulus depend on conditions of the tests. In presented paper authors analyzed the impact of horizontal displacement on the value of stiffness modulus. The reduction in amplitude of horizontal displacement leads to reduction of the value of applied vertical load. This slide is advantageous for measuring the stiffness of HMAC at low temperatures. Statistical analysis of the results showed that the values of stiffness modulus obtained for the different displacement cannot be compared directly. The article present values of Poisson's ratio, which was accepted by the authors after literature review.

**Keywords:** indirect tensile test, high modulus asphalt concrete, Poisson's ratio, horizontal displacement, stiffness modulus

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/tb.2016.88



Mieczysław SŁOWIK<sup>1</sup>  
Marta MIELCZAREK<sup>2</sup>  
Marcin BILSKI<sup>3</sup>  
Damian WIŚNIEWSKI<sup>4</sup>

## OCENA WPŁYWU ZAWARTOŚCI ELASTOMERU SBS NA WARTOŚCI PARAMETRÓW CHARAKTERYZUJĄCYCH ODPORNOŚĆ NA ODKSZTAŁCENIA TRWAŁE ASFALTÓW MODYFIKOWANYCH

W pracy przedstawiono wyniki oznaczeń zespolonego modułu ścinania  $|G^*|$  oraz kąta przesunięcia fazowego  $\delta$  wykonanych za pomocą reometru dynamicznego ścinania (DSR) w zakresie temperatury, tj. od 100°C do 40°C. Badaniom poddano asfalty ponaftowe pochodzące z dwóch różnych złóż ropy naftowej - rosyjskiej i wenezuelskiej. Asfalty te modyfikowano poprzez komponowanie z koncentratem asfaltu modyfikowanego kopolimerem SBS (stężenie kopolimeru SBS równe 9%). W pracy podjęto próbę wyznaczenia równoważnej temperatury lepiszcza, opisującej odporność na powstawanie odkształceń trwałych, wg metodyki SHRP. Na podstawie wyznaczonych wartości wskaźnika odkształcalności  $|G^*|/\sin\delta$ , obliczono temperaturę równoważną, w której badany asfalt osiągnął wartości tego parametru zgodne z wymaganiami Superpave, zarówno przed, jak i po procesie starzenia metodą RTFOT. Przyrost zawartości kopolimeru SBS w asfaltach modyfikowanych powoduje zwiększenie ich temperatury równoważnej zarówno przed jak i po starzeniu metodą RTFOT. Zaobserwowano istotną różnicę w wartościach temperatury równoważnej dla asfaltów rosyjskich i wenezuelskich o zawartości kopolimeru SBS równej 6%, co może świadczyć o zmianach w strukturze kopolimeru podczas starzenia metodą RTFOT. Porównując zespolony moduł ścinania wszystkich badanych asfaltów można stwierdzić, iż wraz ze wzrostem zawartości kopolimeru SBS w badanym lepiszczu zwiększa się wartość  $|G^*|$ , co może wskazywać na większą odporność na odkształcenia trwałe nawierzchni asfaltowej.

**Słowa kluczowe:** reometr dynamicznego ścinania (DSR), lepiszcze asfaltowe, kopolimer SBS, właściwości reologiczne, wskaźnik odkształcalności

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Mieczysław Słowik, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, ul. Piotrowo 5, 61-138 Poznań, tel. 61 665-2478, mieczyslaw.slowik@put.poznan.pl

<sup>2</sup> Marta Mielczarek, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej ul. Piotrowo 5, 61-138 Poznań, 61 665-3487, marta.mielczarek@put.poznan.pl

<sup>3</sup> Marcin Bilski, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, ul. Piotrowo 5, 61-138 Poznań, 61 665-3485, marcin.bilski@put.poznan.pl

<sup>4</sup> Damian Wiśniewski, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Katedra Inżynierii Drogowej i Transportu, Al. Profesora Sylwestra Kaliskiego 7, 85-79 Bydgoszcz, 52 340-8447, damian.wisniewski@utp.edu.pl

## 1. Wprowadzenie

Nowo powstającym nawierzchniom drogowym wykonywanym z mieszanek mineralno-asfaltowych stawia się coraz większe wymagania, wynikające z potrzeby zapewnienia dostatecznej trwałości w trudnych warunkach ich eksploatacji [7]. Przyrost natężenia ruchu samochodowego jest spowodowany dużymi potrzebami przewozu towarów i osób. Przyczynia się to w dużym stopniu do degradacji nawierzchni drogowych. Nawierzchnie wykonane z mieszanek mineralno-asfaltowych (MMA) muszą charakteryzować się dobrą odpornością na powstawanie odkształceń trwałych w wysokiej temperaturze [1], odpornością na powstawanie spękań w niskiej temperaturze, odpornością na zmęczenie przy wielokrotnie powtarzającym się obciążeniu oraz odpornością na działanie wody i mrozu. Skład MMA odgrywa ogromne znaczenie, a w szczególności właściwości zastosowanego lepiszcza asfaltowego tj. kohezja, lepkość, sprężystość, sztywność oraz przyczepność (adhezja) do kruszyw mineralnych [4]. Jednym ze sposobów poprawy właściwości lepiszczy jest ich modyfikacja poprzez wprowadzenie odpowiednich dodatków. Obecnie najczęściej stosuje się polimery, a w szczególności elastomery, które poprawiają właściwości sprężyste asfaltów, czego efektem jest ograniczenie intensywnego powstawania odkształceń trwałych w nawierzchniach asfaltowych. Obecnie wg SHRP (Strategic Highway Research Program) do badań asfaltów stosuje się metody w których ocenia się właściwości reologiczne asfaltów wykorzystując m.in. reometr zginanej belki BBR (Beam Bending Rheometer), duktylometr z możliwością pomiaru siły [6] oraz reometr dynamicznego ścinania DSR (Dynamic Shear Rheometer).

Trwałość nawierzchni asfaltowych zależy w dużym stopniu od przebiegu procesów starzeniowych. Badane w pracy lepiszcza asfaltowe poddano starzeniu krótkookresowemu metodą RTFOT (Rolling Thin Film oven Test). Odporność na starzenie MMA określa wiele czynników, jednak duże znaczenie odgrywa rodzaj zastosowanego lepiszcza asfaltowego. Lepiszczka asfaltowe ulegają starzeniu wraz z upływem czasu, począwszy od etapu produkcji. Efektem tego jest ztwardnienie asfaltu, co zmienia istotnie jego właściwości reologiczne [5].

Autorzy [2,3] przedstawili propozycję niestandardowych metod oceny odporności lepiszczy na deformacje trwałe poprzez badania w reometrze dynamicznego ścinania, co potencjalnie daje możliwość szacowania podatności na deformacje MMA, w szczególności przy zmianie rodzaju (lub producenta) asfaltu użytego w mieszance mineralno-asfaltowej.

## 2. Charakterystyka badanych lepiszczy asfaltowych

Modyfikacja asfaltów kopolimerem SBS najczęściej odbywa się w rafineriach, rzadziej zaś w instalacjach koncernów drogowych. Producenci MMA, w których ma być zastosowany asfalt modyfikowany, mają trzy możliwości pozyskania tego materiału [7]. Pierwsza to zakup gotowego lepiszcza z rafinerii.

Druga możliwość to samodzielna produkcja asfaltu modyfikowanego w specjalnej instalacji technologicznej. Natomiast trzecia to zakup asfaltu o znanej zawartości masowej kopolimeru SBS np. 9% [7].

Badania wykonano wykorzystując asfalty niemodyfikowane 50/70 o jednokowej twardości, wyprodukowane z wenezuelskiej oraz rosyjskiej ropy naftowej. Asfalty połączono z koncentratem dziewięcioprocentowym asfaltu modyfikowanego kopolimerem SBS, poprzez wymieszanie w proporcjach 5:1, 2:1, 1:1 oraz 1:2 otrzymując odpowiednio 1,5%; 3,0%; 4,5% i 6,0% kopolimeru styren-butadien-styren (w stosunku do masy otrzymanego asfaltu modyfikowanego). Badane lepiszcza asfaltowe oznakowano w pracy poprzez podanie pochodzenia asfaltu, a następnie zawartości procentowej kopolimeru SBS, np.:

- V3,0%SBS – oznacza asfalt wyprodukowany z wenezuelskiej ropy naftowej o zawartości 3,0% kopolimeru SBS,
- R50/70 – oznacza asfalt 50/70 pochodzący z rosyjskiej ropy naftowej, nie zawierający kopolimeru SBS,
- K9,0%SBS – koncentrat asfaltu modyfikowanego zawierający 9,0% SBS; wyprodukowany z asfaltu 160/220 z rosyjskiej ropy naftowej.

Analizie zostały poddane asfalty zarówno w stanie wyjściowym, jak i po procesie starzenia technologicznego, symulowanego metodą RTFOT wg PN-EN 12607-1:2014 "Asfalty i lepiszcza asfaltowe. Oznaczanie odporności na starzenie pod wpływem ciepła i powietrza - Część 1: Metoda RTFOT".

Dobór badanych lepiszczy asfaltowych nie był przypadkowy (tab.1). Głównym założeniem było uzyskanie asfaltów o zbliżonej twardości, wyrażonej poprzez penetrację w 25°C, która zawiera się w przedziale od 59,9·0,1mm do 74,3·0,1mm. Wszystkie badane asfalty można więc zakwalifikować do klasy asfaltów modyfikowanych 45/80.

Tabela 1. Podstawowe właściwości badanych asfaltów

Table 1. The basic properties of the tested bitumen

Pochodzenie	V (wenezuelski)					R (rosyjski)					K
% SBS	0	1,5	3,0	4,5	6,0	0	1,5	3,0	4,5	6,0	9,0
T <sub>PIK</sub> [°C]	55,0	51,0	60,5	84,5	90,8	49,2	49,7	73,5	88,5	93,5	99,8
Pen <sub>25</sub> [0,1mm]	66,2	66,4	70,0	63,1	64,8	59,9	63,1	67,2	68,8	74,3	74,3

gdzie: T<sub>PIK</sub> -temperatura mięknięcia wg PN-EN 1427:2015-08, Pen<sub>25</sub> - penetracja w 25°C wg PN-EN1426:2015-08

### 3. Cel i zakres badań

Głównym celem badań jest ocena wpływu zawartości elastomeru SBS na wartości parametrów charakteryzujących odporność na odkształcenia trwałe asfaltów modyfikowanych na podstawie badań przeprowadzonych przy pomocy reometru dynamicznego ścinania DSR z uwzględnieniem zjawiska starzenia

technologicznego. Badania lepiszczy asfaltowych przeprowadzono przy kinematycznym wymuszeniu oscylacyjnym w zakresie temperatur od 100°C do 40°C, przy stałej częstotliwości kątowej równej 10 rad/s.

#### 4. Metodyka badań

Badanie przeprowadzono wykorzystując reometr dynamicznego ścinania Physica MCR 101. Temperatura utrzymywana była przez okres badania w zadanym zakresie, tj. od 100°C do 40°C, przy czym co 1 min następowało obniżenie temperatury o 1°C. Badanie przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 14770:2012 „Asfalty i lepiszcza asfaltowe. Oznaczenie zespolonego modułu ścinania i kąta przesunięcia fazowego wykonano w reometrze dynamicznego ścinania (DSR)” stosując wymuszenie kinematyczne (sinusoidalne) o amplitudzie kąta wychYLENIA równej 10 mrad. W normie opisano procedurę oznaczania właściwości reologicznych lepiszczy asfaltowych, tj. zespolonego modułu ścinania  $|G^*|$  oraz kąta przesunięcia fazowego  $\delta$ . Próbkę lepiszcza asfaltowego umieszczano pomiędzy dwiema okrągłymi płytkami o średnicy płytki ruchomej  $\varnothing 25\text{mm}$  (płytką nieruchomą o średnicy  $\varnothing 60\text{mm}$ ), przy zachowaniu zadanej wysokości szczeliny równej 1 mm.

Wyniki badań uzyskane w ramach programu SHRP wskazują na związek pomiędzy odpornością na powstawanie odkształceń trwałych w nawierzchniach asfaltowych, a właściwościami badanych lepiszczy oznaczonych w reometrze DSR i wprowadzają następujące wymagania:

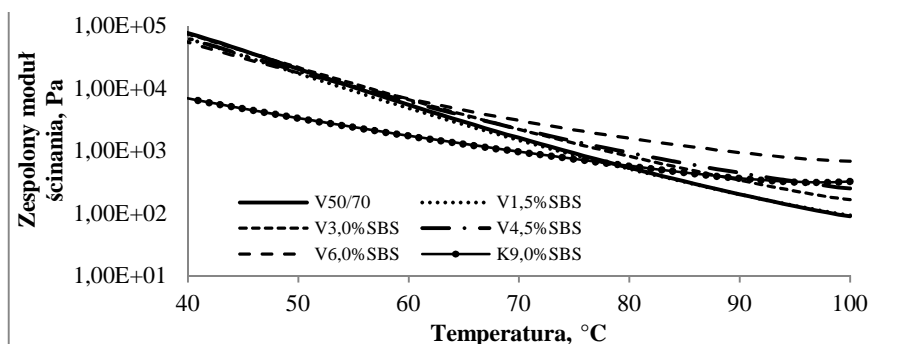
$|G^*|/\sin\delta \geq 1,0 \text{ kPa}$  - dla asfaltu niepoddanego starzeniu

$|G^*|/\sin\delta \geq 2,2 \text{ kPa}$  - dla asfaltu poddanego starzeniu technologicznemu symulowanemu metodą RTFOT.

W pracy wyznaczono temperaturę równoważną, którą przyjęto jako najwyższą temperaturę, w której spełnione są uprzednio wymienione wymagania.

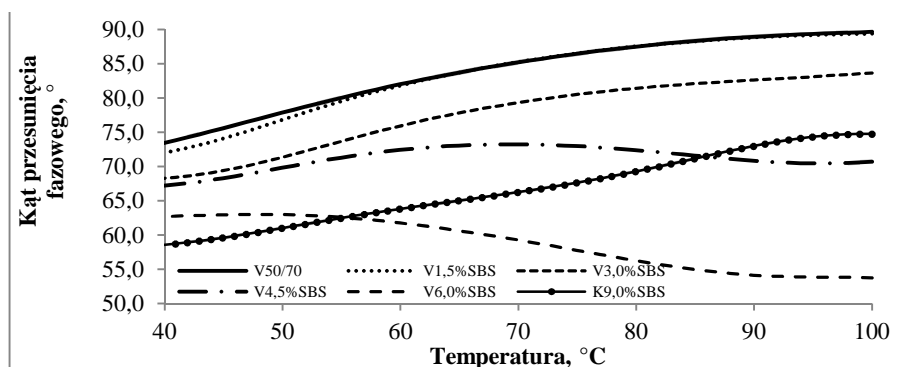
#### 5. Analiza wyników badań

W badaniach wyznaczono wskaźnik odkształcalności definiowany jako stosunek zespolonego modułu ścinania  $|G^*|$  do sinusa kąta przesunięcia fazowego ( $|G^*|/\sin\delta$ ). Zgodnie z Superpave uznaje się, że istnieje zależność pomiędzy wskaźnikiem ( $|G^*|/\sin\delta$ ) wyznaczonym dla lepiszczy asfaltowych, a odpornością na odkształcenia trwałe warstwy asfaltowej ułożonej w nawierzchni drogowej. Na rys. 1-4 przedstawiono przykładowe wykresy zależności zespolonego modułu ścinania  $|G^*|$  i kąta przesunięcia fazowego  $\delta$  od temperatury badanych lepiszczy asfaltowych pochodzenia wenezuelskiego, zarówno asfaltów niepoddanych starzeniu, jak i po procesie starzenia RTFOT.



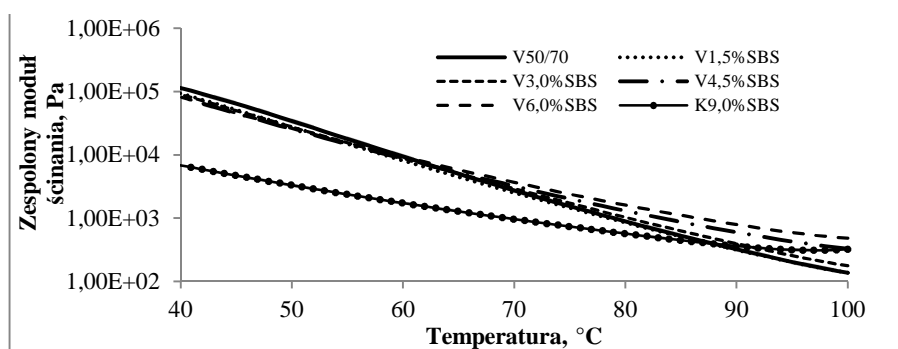
Rys.1. Wykres zależności zespolonego modułu ścinania  $|G^*|$  od temperatury dla asfaltów pochodzenia wenezuelskiego niepoddanych starzeniu

Fig. 1. Dependence between complex shear modulus and temperature related to unaged Venezuelan bitumens



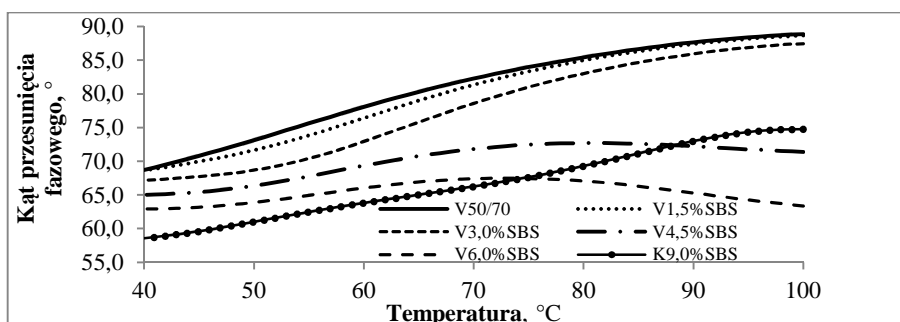
Rys.2. Wykres zależności kąta przesunięcia fazowego od temperatury dla asfaltów pochodzenia wenezuelskiego niepoddanych starzeniu

Fig. 2. Dependence between phase angle and temperature related to unaged Venezuelan bitumens



Rys.3. Wykres zależności zespolonego modułu ścinania  $|G^*|$  od temperatury dla asfaltów pochodzenia wenezuelskiego poddanych starzeniu RTFOT

Fig. 3. Dependence between complex shear modulus and temperature related to Venezuelan bitumens aged by RTFOT method

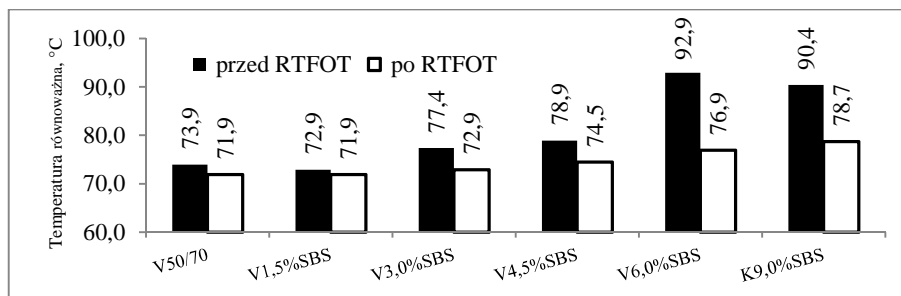


Rys.4. Wykres zależności kąta przesunięcia fazowego od temperatury dla asfaltów pochodzenia wenezuelskiego poddanych starzeniu RTFOT

Fig. 4. Dependence between phase angle and temperature related to Venezuelan bitumens aged by RTFOT method

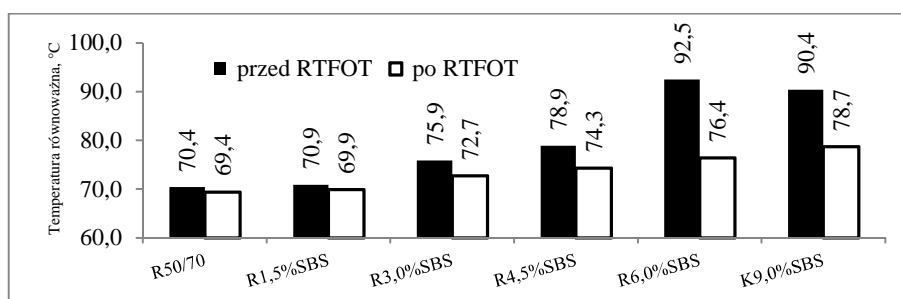
Większą wartość wskaźnika odkształcalności asfaltu charakteryzującego odporność na odkształcenia trwale nawierzchni asfaltowych uzyskuje się poprzez większą wartość zespolonego modułu ścinania  $|G^*|$  i mniejszą wartość kąta przesunięcia fazowego  $\delta$ . Podczas badań zaobserwowano, iż w przypadku asfaltów referencyjnych V50/70 i R50/70 oraz asfaltów o zawartości kopolimeru SBS do 3%, występuje prawidłowość, że im większe wartości zespolonego modułu ścinania, tym mniejsze wartości kąta przesunięcia fazowego  $\delta$ . W przypadku asfaltów o zawartości kopolimeru SBS 6% i 9% uzyskuje się małe wartości kąta przesunięcia fazowego, zarówno przy bardzo małych, jak i przy dużych wartościach zespolonego modułu ścinania  $|G^*|$ . Największą zmienność wartości kąta przesunięcia fazowego zaobserwowano dla asfaltów referencyjnych 50/70 oraz asfaltów o zawartości kopolimeru do 3%. Wartości te w wysokich temperaturach są bliskie  $90^\circ$  można więc uznać, że lepszczą te w zakresie wysokich temperatur mają właściwości zbliżone do cieczy lepkiej. Zwiększenie zawartości kopolimeru SBS w asfalcie powoduje, że zróżnicowanie wartości  $\delta$  jest coraz mniejsze. Powyżej pewnej temperatury ( $>70^\circ\text{C}$ ) następuje zmniejszenie wartości  $\delta$  w przypadku asfaltów o zawartości SBS 4,5%; 6% i 9%.

Zgodnie z metodyką SHRP podatność lepizczą asfaltowego na odkształcenia trwale w wysokiej temperaturze określano za pomocą wskaźnika odkształcalności  $|G^*|/\sin\delta$ . Zgodnie z tymi założeniami wyznaczono temperatury równoważne badanych lepizczy (rys. 5 i 6). Najniższą temperaturę równoważną uzyskał asfalt R50/70, natomiast najwyższą V6%SBS (równą  $92,9^\circ\text{C}$ ). W asfaltach o małej zawartości kopolimeru SBS zaobserwowano niewielki spadek temperatury przed i po procesie starzenia RTFOT. Jednak wśród asfaltów o większej zawartości elastomeru SBS największe różnice zauważono dla asfaltu R6%SBS, spadek  $16,1^\circ\text{C}$ ; co może świadczyć o zmianach w strukturze kopolimeru SBS podczas starzenia metodą RTFOT. W Polsce za ekstremalną temperaturę w okresie letnim uznaje się  $60^\circ\text{C}$ , można więc stwierdzić, iż wszystkie badane asfalty spełniają te warunki z dużym zapasem.



Rys. 5. Wartości temperatury równoważnej dla asfaltów pochodzenia wenezuelskiego

Fig. 5. List of equivalent temperature related to the bitumen of Venezuelan origin



Rys. 6. Wartości temperatury równoważnej dla asfaltów pochodzenia rosyjskiego

Fig. 6. List of equivalent temperature related to the bitumen of Russian origin

Decydujące dla określenia temperatury równoważnej okazało się kryterium uwzględniające właściwości asfaltów poddanych starzeniu symulowanemu metodą RTFOT.

## 6. Wnioski

Przyrost zawartości kopolimeru SBS w badanym lepiszczu powoduje zwiększenie wartości  $|G^*|$ , co może świadczyć o większej odporności na odkształcenia trwale nawierzchni asfaltowej.

Przy określaniu temperatury równoważnej badanych asfaltów decydującym było kryterium uwzględniające właściwości asfaltów poddanych starzeniu krótkookresowemu symulowanemu metodą RTFOT.

Zwiększenie zawartości kopolimeru SBS powoduje przyrost temperatury równoważnej badanych lepiszczy.

Istotna różnica pomiędzy wartościami temperatury równoważnej dla asfaltów o zawartości kopolimeru SBS równej 6% może świadczyć o zmianach jakie zaszły w strukturze kopolimeru podczas starzenia metodą RTFOT.

## Literatura

- [1] Bogdański B., Słowik M.: Analiza porównawcza odporności na koleinowanie mieszanek mineralno-asfaltowych z uwzględnieniem kryteriów oceny wg metody francuskiej (LCPC) i brytyjskiej (BS), Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna "Nowoczesne technologie w budownictwie drogowym", Poznań 2001, s. 300-309.
- [2] Cardone F., Ferrotti G., Frigio F., Canestrari F., Influence Of polymer modification on asphalt binder dynamic and steady flow viscosities, Construction and Building Materials 2014 nr 71, pp. 435-443.
- [3] Gajewski M., Wróbel A., Jemiolo S., Sybilski D., Wpływ właściwości reologicznych lepiszcza na koleinowanie MMA. Logistyka 2010. nr 6.
- [4] Grabowski W., Słowik M. Badania właściwości reologicznych asfaltów drogowych modyfikowanych polimerami, Foundations of Civil and Environmental Engineering (2002) s. 5-36.
- [5] Radziszewski P., Wpływ modyfikacji elastomerem SBS na właściwości reologiczne lepiszczy asfaltowych" Polimery nr 7-8, 2008, s. 559-563.
- [6] Shenoy A., A dynamic oscillatory test that fulfills the objective of the elastic recovery test for asphalt binders, Materials and Structures, 2008, 41, pp. 1039-1049.
- [7] Słowik M.: Wybrane zagadnienia lepkości drogowych asfaltów modyfikowanych zawierających elastomer SBS, Rozprawy-Politechnika Poznańska, Poznań 2013.

## ASSESSMENT OF THE INFLUENCE OF SBS ELASTOMER CONTENT ON PARAMETERS CHARACTERIZING RESISTANCE TO PERMANENT DEFORMATION OF MODIFIED BITUMEN

### Summary

The paper presents the results of complex shear modulus  $|G^*|$  and phase angle  $\delta$  tests using a dynamic shear rheometer (DSR) at temperature range between 100°C and 40°C. The tests were conducted on bitumen from two different crude oil deposits - Russian and Venezuelan. These bitumens were modified through combining with modified bitumen concentrate of containing 9% of SBS copolymer. The research included an attempt of determining the equivalent temperature of binder that describes the resistance to permanent deformation, in accordance with SHRP methodology. The temperature at which tested binder reached the parameter value that complies with Superpave specification was calculated on the basis of the determined  $|G^*|/\sin\delta$  rutting factor values. This temperature is relevant both before and after the short-term ageing, simulated with the RTFOT method. The higher SBS copolymer content the higher equivalent temperature of tested binders reached - both before and after the ageing process. A significant difference in equivalent temperatures (before and after RTFOT ageing process) was observed in the case of Russian and Venezuelan bitumens with 6% SBS copolymer content. This suggests that destruction of the copolymer occurs during the RTFOT ageing process. After comparing the complex shear modulus values of all types of tested bitumen, it may be concluded that the growth of SBS copolymer content affect the  $|G^*|$  value increase. This may result in higher resistance to permanent deformation of asphalt pavement.

**Keywords:** dynamic shear rheometer (DSR), bitumen, copolymer SBS, rheological properties, rutting factor

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.89



Malwina SPŁAWIŃSKA<sup>1</sup>  
Krystian WOŹNIAK<sup>2</sup>

## WPŁYW ZMIENNOŚCI NATĘŻEŃ RUCHU NA OCENĘ UCIAŹLIWOŚCI HAŁASU DROGOWEGO

Czas przeprowadzania pomiarów wyrwykowych (okres w roku i dobie) determinuje dokładność szacowania poziomu hałasu. Dlatego też istnieje konieczność określenia ujednoczonych procedur wyznaczania miarodajnych wartości parametrów ruchu do obliczeń  $L_{pAeq}$  w szczególności w odniesieniu do metody próbkowania. W artykule przedstawiono możliwy wpływ krótkotrwałych pomiarów ruchu i hałasu na ocenę poziomu hałasu drogowego.

**Słowa kluczowe:** poziom hałasu, ruch drogowy, wahania ruchu, pomiary ruchu

### 1. Wprowadzenie

Uciążliwości hałasu są jednym z większych problemów ochrony środowiska w budownictwie drogowym. Powoduje to konieczność przeznaczania coraz większych środków na zabezpieczenia akustyczne otoczenia istniejących i nowo projektowanych odcinków drogowych. Ze względu na niewielką zajętość terenu i skuteczność najczęściej stosowanymi środkami ochrony przed hałasem drogowym są ekrany akustyczne. Decyzje o konieczności stosowanie kosztownej ochrony akustycznej podejmuje się często na podstawie krótkotrwałych pomiarów hałasu w przypadku dróg istniejących lub częściowych danych ruchowych na podstawie, których sporządza się prognozę oddziaływania hałasu drogowego na otoczenie. W analizach uciążliwości hałasu od ruchu drogowego do określania jego poziomu u źródła ( $L^p_{Aeq}$ ), przyjmuje się jako natężenie miarodajne średnie godzinowe natężenie w dwóch okresach w ciągu doby (pora dzienna w godzinach 6:00-22:00 oraz nocna 22:00-6:00).

Niestety rozporządzenia [1, 2] nie podają żadnych wytycznych w jakich okresach powinno wykonywać się pomiary hałasu oraz towarzyszące im pomia-

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Malwina Spławińska, Politechnika Krakowska, Katedra Budowy Dróg i Inżynierii Ruchu, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, 12 6282323, msplaw@pk.edu.pl

<sup>2</sup> Krystian Woźniak, Politechnika Krakowska, Katedra Budowy Dróg i Inżynierii Ruchu, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, 12 6282158, kwozniak@pk.edu.pl

ry natężenia ruchu i średniej chwilowej prędkości pojazdów. Jednocześnie na mocy rozporządzenia [2] dopuszcza się pomiar poziomego hałasu z wykorzystaniem czterech metod, w tym metody próbkowania budzącej spore zastrzeżenia co do jakości wyników. W metodzie tej równoważny poziom hałasu A powinno wyznaczać się na podstawie pomiarów w reprezentatywnych przedziałach czasu ustalonych z uwzględnieniem analizy dobowego rozkładu poziomego hałasu. Brak jednak wskazań co do sposobu określania tych przedziałów (podaje się jedynie że należy dokonać grupowania przedziałów czasu, podczas których wartość równoważnych poziomów hałasu nie różni się więcej niż 3 decybele). Liczbę pomiarów w każdym reprezentatywnym przedziale pomiarów  $t_k$  uzależniono od rozstępu  $R$  między skrajnymi wynikami pomiarów. Podstawowym interwałem rejestracyjnym jest 10 minut. Oczywistym wydaje się, że czas przeprowadzania pomiarów wyrwykowych (dzień tygodnia, miesiąc w roku, godziny w dobie) determinują dokładność szacowania poziomego hałasu. Dlatego też istnieje konieczność określenia ujednoczonych procedur wyznaczania miarodajnych wartości parametrów ruchu do obliczeń  $L^p_{Aeq}$ . Brak takiej procedury powoduje duże ryzyko mało wiarygodnych ocen rzeczywistego wpływu ruchu na hałas w otoczeniu i tym samym możliwe błędy czy niedoszacowania/przeszacowania w opracowaniach będących podstawą do podjęcia decyzji np. o konieczności budowy ekranów akustycznych. Celem publikacji jest przedstawienie możliwego wpływu krótkotrwałych pomiarów ruchu i hałasu na ocenę zagrożenia hałasem drogowym. Problem analizowany w referacie jest wynikiem stosowania obowiązującego rozporządzenia [2], które umożliwia pomiar poziomego hałasu przy zastosowaniu jednej z czterech metod. Na podstawie własnych badań oraz analiz opracowań i wyników realizowanych pomiarów w ramach między innymi ocen porealizacyjnych, pomiarów realizowanych w ramach ocen oddziaływania inwestycji na środowisko zauważa się możliwy wpływ metody pomiarowej na końcową ocenę uciążliwości hałasu drogowego (zagrożenia hałasem wyższym od poziomu dopuszczalnego). Wpływ ten wiąże się głównie ze zmiennością ruchu w czasie. Autorzy nie dotarli do innych pozycji bibliografii oprócz wykazanych, które poruszałyby problem opisany w referacie tj. konsekwencję wyboru metody pomiarowej w odniesieniu do możliwych niepewności w ocenie poziomego hałasu i w konsekwencji oceny jego uciążliwości w otoczeniu drogi.

## 2. Baza danych i metoda badań

W badaniach zmienności natężeń ruchu, w różnych okresach, wykorzystano dane pochodzące z ciągłego pomiaru ruchu prowadzonego w roku 2010 na zamiejskich drogach krajowych (stacje zarządzane przez prywatną firmę Traxelektronik [3]). Zakres danych obejmuje rejestrację liczby pojazdów w interwałach 10 minutowych, w podziale na dwie kategorie pojazdów (o długości do i powyżej 5 m) w 5 zakresach prędkości. Ponadto rejestruje się prędkość maksymalną i średnią na każdym z pasów. Ze względu na wykazane w [4] duże

zróznicowanie wartości poziomu hałasu, wyznaczonego przy uwzględnieniu udziału pojazdów ciężkich w odniesieniu do doby lub do poszczególnych okresów doby (do 3,6 dB), analizy prowadzono w przekroju drogi w podziale na pojazdy lekkie i ciężkie. Z analiz, ze względu na odbiegające wartości natężeń od wartości przeciętnych (zidentyfikowane na podstawie obserwacji szeregów czasowych natężeń dobowych, godzinowych i dziesięciominutowych w roku), usunięto dni ustawowo wolne od pracy oraz bezpośrednio z nimi związane.

W celu oceny wpływu zmienności ruchu na poziom hałasu w otoczeniu dróg posłużono się metodą pośrednią, wykorzystując duże i dokładne zbiory danych o ruchu i jego parametrach (brak było danych w odniesieniu do pomierzonych wartości poziomów hałasu  $L_{Aeq}$  [dB]). Podejście to jest usankcjonowane w [2] i stanowi jedną z możliwych do zastosowania metod szacowania hałasu drogowego – metodę obliczeniową. Metoda pośrednia polegała na wykorzystaniu danych ruchowych do wyznaczenia poziomu hałasu metodą obliczeniową, zweryfikowaną w innych badaniach autorów [5,6]. Do wyznaczenia podstawowego poziomu hałasu drogowego ( $L_{Aeq}^p$ ) wykorzystano metodę Radosza [6] (wzór 2).

$$L_{Aeqtk} = 10 \log \left[ \frac{1}{m} \sum 10^{0,1L_{Aki}} \right] [dB] \quad (1)$$

gdzie:

$L_{Aeqtk}$  – średnia wartość poziomu hałasu A

$t_k$  – reprezentatywny przedział czasu pomiaru poziomu hałasu A

$L_{Aki}$  – wartość poziomu hałasu zmierzonego w reprezentatywnym przedziale czasu  $t_k$ , w decybelach [dB]. Ze względu na brak pomiarów rzeczywistych  $L_{Aki}$  wyznaczono na podstawie wzoru 2,

$m$  – liczba pomiarów poziomów hałasu w reprezentatywnym przedziale czasu  $t_k$ .

$$L_{Aeq}^p = 9,7 \log Q + 4,2 \log v + 0,1 u_c + 33,4 [dB] \quad (2)$$

gdzie:

$L_{Aeq}^p$  – podstawowy poziom hałasu drogowego w punkcie odniesienia, tj. w odległości  $d=10$  m od krawędzi jezdni i na wysokości  $H = 1,2$  m  
( $p = D$  odnosi się do pory dnia - godziny 6:00 – 22:00 natomiast  
 $p = N$  do pory nocy - godziny 22:00-6:00),

$Q$  – natężenie ruchu w obu kierunkach [P/h],

$v$  – chwilowa prędkość średnia potoku [km/h],

$u_c$  – udział pojazdów ciężkich [%].

### 3. Określenie okresów o najmniejszej zmienności natężeń ruchu w roku i dobie

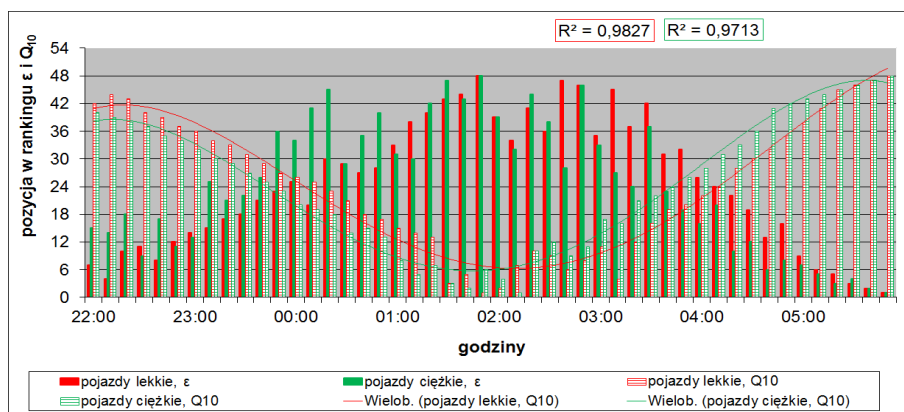
W celu określenia okresów o najmniejszej zmienności natężenia ruchu w roku i dobie, wyznaczono współczynnik zmienności natężeń 10 minutowych w miesiącach w roku, dniach w tygodniu i godzinach w dobie (w podziale na porę dnia i nocy) -  $\varepsilon$  (wzór 3) wraz z rankingiem. Słuszność takiego podejścia została potwierdzona we wcześniejszych pracach autorów [7, 8]. Ze względu na duże zróżnicowanie natężeń, analizy zmienności rocznej prowadzono najpierw oddzielnie dla każdego z dni tygodnia w każdym z miesięcy a następnie łącznie dla wszystkich dni tygodnia w danym miesiącu (pozwoliło to na sfumienie wartości odstających).

$$\varepsilon = \left(\frac{\sigma}{\bar{y}}\right) \times 100 [\%] \quad (3)$$

gdzie:

- $\varepsilon$  – współczynnik zmienności badanej cechy ruchu,
- $\sigma$  – odchylenie standardowe badanej cechy ruchu,
- $\bar{y}$  – wartość przeciętna badanej cechy ruchu (średnie natężenie dziesięciominutowe danego dnia tygodnia/miesiąca w roku, średnie natężenie dziesięciominutowe w danej porze dnia w odniesieniu do danego dnia tygodnia).

W przypadku dni tygodnia i miesięcy w roku liczba 7 i 12 odpowiada odpowiednio dni i miesiącowi z największą wielkością  $\varepsilon$  a 1 z najmniejszą. W przypadku pory dnia liczba 96 i 48 odpowiada okresowi z największą wielkością  $\varepsilon$  odpowiednio w okresie dnia i nocy a 1 z najmniejszą. Przykładowe wyniki przedstawiono na rys. 1 (pora nocy na przykładzie środy). Wartość współczynnika zmienności  $\varepsilon$  badanej cechy ruchu, zależy w dużym stopniu od struktury rodzajowej oraz pory dnia, co ma znaczący wpływ na wybór okresu pomiarowe-



Rys 1. Ranking  $\varepsilon$  dla natężeń 10 minutowych

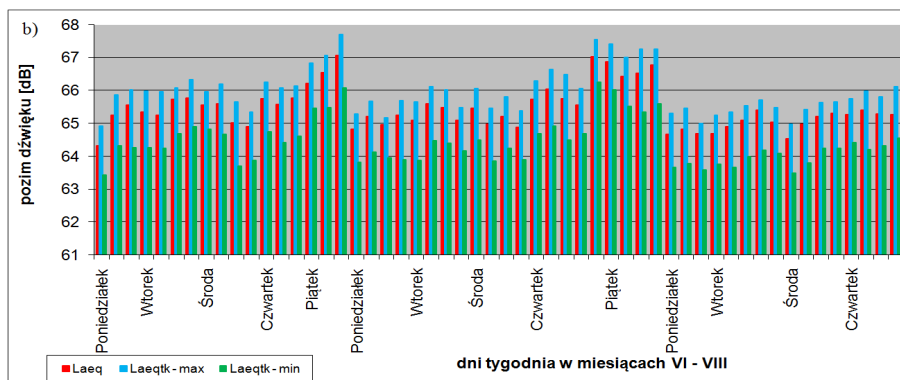
Fig. 1. Ranking of  $\varepsilon$  for traffic volume 10 minutes

go. Z uwagi na ograniczenia tekstu w dalszej części odniesiono się wyłącznie do pojazdów ciężkich, mających decydujący wpływ na poziom hałasu. W odniesieniu do poszczególnych dni tygodni uzyskano współczynnik zmienności  $\varepsilon$ : dzień - najmniejszy dla wtorku, środy i piątku; największy dla soboty i niedzieli; noc - najmniejszy dla poniedziałku, środy i czwartku; największy dla soboty i niedzieli. W odniesieniu do poszczególnych miesięcy w roku uzyskano współczynnik zmienności  $\varepsilon$ : dzień - najmniejszy dla miesięcy VI - X; największy dla I, III, XI, XII; noc - najmniejszy dla miesięcy IV\* (usunięcie z analiz 10 dni ze względu na nietypowe zmienności natężeń wynikające z dni ustawowo wolnych od pracy - wynik niepewny), VI - IX, XI; największy dla I - III. W odniesieniu do poszczególnych okresów dziesięciominutowych w dniu lub nocy uzyskano współczynnik zmienności  $\varepsilon$ : dzień - najmniejszy w godzinach 7:30 - 16:00; największy w godzinach 6:00 - 7:10, 16:50 - 22:00; noc - najmniejszy w godzinach 22:00 - 23:30, 3:50 - 6:00; największy w godzinach 23:50 - 3:10.

W celu sprawdzenia jak wielkość natężenia ruchu wpływa na jego zróżnicowanie, wykonano analogiczny jak dla współczynnika zmienności, ranking dla średnich natężeń dziesięciominutowych w okresie dnia i nocy ( $Q_{10}$  - rysunek 1). W celu łatwiejszej interpretacji wyników, do wykresów dodano linię trendu (wielomian stopnia 4) wraz ze współczynnikiem determinacji  $R^2$ . Dla pojazdów ciężkich, dla pory dnia największe wartości natężeń uzyskano w godzinach 10:00 - 17:00 a najmniejsze 6:00 - 8:00 i 17:00 - 22:00. W przypadku pory nocnej największe wartości natężeń uzyskano w godzinach 22:00 - 00:00 i 4:30 - 6:00 a najmniejsze 00:30 - 3:00. Wynika z tego, że największe wielkości natężeń ruchu pokrywają się z okresami o najmniejszym zróżnicowaniu (najmniejsza wartość  $\varepsilon$ ), a najmniejsze wartości odpowiadają okresom o największym zróżnicowaniu (największa wartość  $\varepsilon$ ). Można zatem wnioskować, że wielkość natężeń ruchu ma wpływ na wybór optymalnego okresu pomiarowego.

#### **4. Analiza wpływu okresu wykonywania pomiaru metodą próbkowania (zgodnie z [2]) na poziom hałasu**

W celu ustalenia najmniej korzystnego przypadku, analizy przeprowadzono w dwóch wariantach tj. wyselekcjonowanie  $m$  okresów dziesięciominutowych ( $Q_{10}$ ) dających ekstremalne wartości poziomu hałasu w godzinie  $L_{Aki}$  (najmniejsze i największe). Przy takim podejściu można uzyskać wartości najbardziej odbiegające od wartości średniej i jednocześnie najmniej zróżnicowane w reprezentatywnym przedziale czasu (najmniejszy rozstęp między skrajnymi wynikami). Analizy ograniczono do dni poniedziałek - piątek (od 6:00 w poniedziałek do 6:00 w sobotę) i miesięcy V - X (pozostałe dni i miesiące zgodnie ze wcześniejszymi ustaleniami są niekorzystnym okresem przeprowadzania pomiarów ruchu). Ponieważ wartość równoważnych poziomów hałasu w kilku sąsiednich godzinach (w zdecydowanej większości przypadków), nie różni się o więcej niż 3 dB, analizy prowadzono w odniesieniu do jednego reprezentatywnego przedziału czasu. Ponadto, w większości analiz uzyskano dla okresu dnia rozstęp R



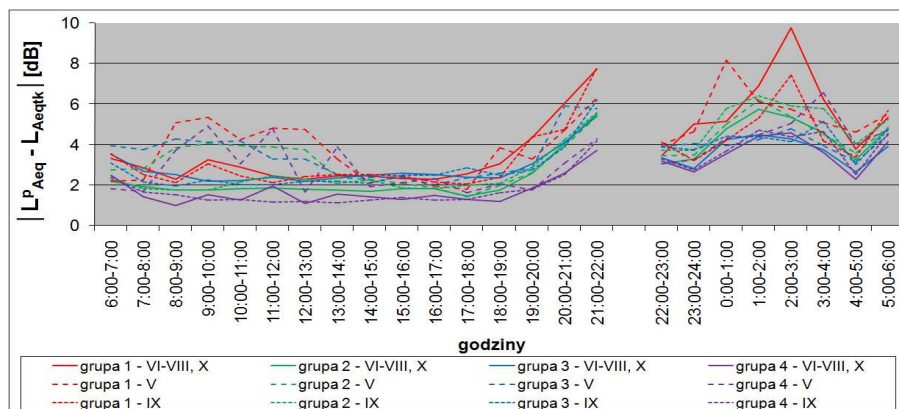
Rys. 2. Poziom hałasu  $L_{pAeq}$  i średnia wartość  $L_{Aeqtk}$  w porze nocy

Fig. 2. The noise level  $L_{pAeq}$  and the average value of  $L_{Aeqtk}$  at the night time

między skrajnymi wynikami pomiarów mniejszy od dwóch, a dla okresu nocy od czterech, dlatego też liczbę pomiarów m przyjęto odpowiednio jako 3 i 4 [2]. Na rysunku 2 przedstawiono, przykładowo dla DK2, Biała Podlaska, uzyskaną wartość  $L_{pAeq}^P$  w dniach tygodnia od poniedziałku do piątku w miesiącach VI – VIII oraz średnią wartość  $L_{Aeqtk}$  uzyskaną z pomiaru metodą próbkowania (w grupie największych i najmniejszych możliwych wartości  $L_{Aki}$  w godzinie).

W celu określenia wpływu zmienności natężeń  $Q_{10}$  na poziom hałasu, uzyskane wartości  $L_{Aeqtk}$  porównano z wartościami  $L_{pAeq}^P$  (wyznaczonymi na podstawie pomiarów dobowych będących analogią do pomiarów ciągłych hałasu) i wyznaczono ich bezwzględną różnicę (im mniejsza różnica tym większa dokładność szacunków poziomu hałasu na podstawie pomiarów wyrwykowych). Największa z wartości dla każdego z dnia tygodnia (przy kilku reprezentantach np. poniedziałku, przy uwzględnieniu zbiorów z największymi wartościami  $L_{Aki}$  i najmniejszymi) w danym miesiącu, posłużyła do dalszych analiz. Ze względu na zbliżone wielkości różnic w dniach od poniedziałku do piątku, połączono je poprzez uśrednienie a także miesiące VI – VIII i X (jedynie w przypadku VIII, ze względu na zdecydowanie odstające wartości, z analiz usunięto piątki). W toku dalszych analiz ze względu na podobieństwo różnic na odcinkach dróg charakteryzujących się zbliżonymi wartościami natężeń ruchu, podzielono dane ze względu na wielkość SDR ( $SDR \leq 5000$  P/d - grupa 1;  $5000 < SDR \leq 10000$  P/d - grupa 2;  $SDR > 10000$  P/d - grupa 4). Podejście to jest zgodne z przesłankami literaturowymi [7]. Ponadto w grupie dróg o wielkości SDR w zakresie 5000 – 10000 P/d wydzielono drogi o bardzo dużym udziale pojazdów ciężkich w miesiącach VI - X (około 50% - grupa 3). Uzyskane wyniki oceny różnic  $L_{pAeq}^P$  i  $L_{Aeqtk}$  przedstawiono na rysunku 3.

Z przeprowadzonych analiz wynika, że okres analizy wpływa na dokładność szacowania poziomu hałasu oraz że wpływ ten jest różny w zależności od wielkości natężeń ruchu oraz udziału pojazdów ciężkich. Przy uwzględnieniu grup dróg, największą dokładność uzyskano w przypadku dróg charakteryzujących się wartością



Rys. 3. Średnia bezwzględna różnica pomiędzy wartością  $Lp_{Aeq}$  i  $LA_{eqtk}$ , w zależności od okresów pomiarów i grupy dróg

Fig. 3. The average absolute difference between the value of  $Lp_{Aeq}$  and  $LA_{eqtk}$ , depending on the measurement periods and road groups

SDR > 10000 P/d (średnia wartość  $Q_{10}$  w porze dnia 170P/h i 40P/h dla nocy), a najmniejszą w przypadku dróg o  $SDR \leq 5000$  P/d (średnia wartość  $Q_{10}$  w porze dnia 45P/h i 10P/h dla nocy). Różnica oszacowanego poziomu hałasu pomiędzy miesiącami VI–VIII i X, wynosi od 0,4 do 4,0 dB w przypadku dnia oraz od 0,3 do 5,2 dB w nocy.

## 5. Podsumowanie

Na podstawie rankingu współczynników zmienności natężeń 10 minutowych w roku i dobie (w podziale na porę dnia i nocy) jak również największej uzyskanej dokładności szacowania poziomu hałasu przy wykorzystaniu metody próbkowania, wyznaczono najkorzystniejsze okresy wykonywania pomiarów ruchu. Są nimi: miesiące VI – X; dni tygodnia wtorek – piątek; godziny 8:00 – 17:00 (pora dnia) oraz 22:00 – 24:00 i 4:00 – 5:00 (pora nocy). W przypadku danych pochodzących z tego okresu uzyskano nie tylko największą dokładność szacowania poziomu hałasu, ale także najmniejsze zróżnicowanie kolejnych dziesięciominutowych natężeń ruchu bez względu na rodzaj pojazdów. Najmniej korzystnymi okresami przeprowadzania pomiarów są: miesiące I – IV i XI – XII; dni tygodnia sobota i niedziela; godziny 6:00 – 7:00 i 17:00 – 22:00 (pora dnia) oraz 0:00 – 3:00 i 5:00 – 6:00 (pora nocy). Wyniki badań i analiz wskazują na konieczność dokładnego rozpoznania zmienności ruchu w dobie przed wyborem jednej z czterech metod pomiaru hałasu drogowego [2]. Analizując zakres zmienności poziomu hałasu w ciągu doby stwierdzono, że określanie poziomu hałasu w ciągu dnia lub nocy na podstawie krótkotrwałych pomiarów hałasu lub na podstawie obliczeń poziomu hałasu bazujących na wyrwykowych danych ruchowych może prowadzić do dużych błędów oszacowań, wynoszących w skrajnych przypadkach nawet 8dBA. Jest to bardzo duża różnica, gdyż zmiana poziomu hałasu o ok. 3dBA jest równoznaczna z podwojeniem mocy źródła hałasu. Należy również

zaznaczyć, że praktyczna skuteczność ekranu akustycznego często nie przekracza 10dBA. Dalsze badania powinny skupić się na zaleceniach wyboru metody obliczeniowej w zależności od natężenia ruchu (jego wahań, struktury rodzajowej) oraz wskazaniu ograniczeń w stosowaniu metod pomiarowych opisanych w [2].

*Badania zostały zrealizowane w ramach realizacji Projektu „Ochrona przed hałasem drogowym” finansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju oraz Generalną Dyрекcję Dróg Krajowych i Autostrad.*

## Literatura

- [1] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 1 października 2012 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie dopuszczalnych poziomów hałasu w środowisku. Dziennik Ustaw 2012, poz. 1109.
- [2] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 16 czerwca 2011 r. w sprawie wymagań w zakresie prowadzenia pomiarów poziomów substancji lub energii w środowisku przez zarządzającego drogą, linią kolejową, linią tramwajową, lotniskiem lub portem. Dziennik Ustaw Nr 140, poz. 824.
- [3] <http://www.traxelektronik.pl/www/index.php> {dostęp 30.04.2016 r.}.
- [4] Spławińska M., Buczek P.: Problem zmienności natężeń ruchu na drogach krajowych i ich wpływ na poziom hałasu, *Drogownictwo*, nr 2/2015, s. 46-52.
- [5] Woźniak K.: Wpływ dostępności do dróg na efektywność ochrony akustycznej otoczenia. Rozprawa doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków, 2011.
- [6] Radosz S.: Analiza wybranych parametrów ruchu i drogi w aspekcie ochrony akustycznej środowiska, Politechnika Krakowska, Praca doktorska Kraków 1984 r.
- [7] Spławińska M.: Charakterystyki zmienności natężeń ruchu i ich wpływ na eksploatację wybranych obiektów drogowych. Rozprawa doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2013.
- [8] Spławińska M.: Określenie korzystnego czasowego zakresu pomiarów wyrwykowych do wyznaczania średniego dobowego ruchu w roku, *Drogownictwo*, nr 1/2015, s. 23-28.

## IMPACT OF TRAFFIC VARIABILITY FOR ASSESSMENT OF ANNOYANCE OF ROAD NOISE

### Summary

Time of the conducting of measurements (various period in the year and the day) determines the accuracy of estimating the level of noise. Therefore there is a need to define of uniform procedures for determining reliable values of traffic parameters (q,v, Hgv) for the calculation of  $L_{pAeq}$ . It is important particularly in relation to applying of the short-term method. The paper presents the possible impact of short-term measurements of traffic and noise to assess the level of road noise.

**Keywords:** noise, traffic, traffic fluctuations, traffic measurement

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.90



Marcin STANIEK<sup>1</sup>

## ZASTOSOWANIE SIECI NEURONOWYCH TYPU HOPFIELDA W DIAGNOSTYCE NAWIERZCHNI DROGOWYCH

Artykuł dotyczy zagadnień diagnostyki nawierzchni drogowych z wykorzystaniem metod przetwarzania obrazów cyfrowych wspomaganym zastosowaniem sieci neuronowej typu Hopfielda w procesie wzajemnego dopasowania pikseli pary obrazów nawierzchni drogi. Para obrazów rejestrowana z wykorzystaniem stereowizyjnego mobilnego stanowiska pomiarowego, opracowanego przez autora, definiowana jest jako stereo-obraz drogi. W artykule opisano ograniczenia rozwiązań stereowizyjnych oraz przedstawiono problem niejednoznaczności dopasowania dla obszarów o jednakowej intensywności. Określono problem obiektów przesłaniających się w polu widzenia kamer, zidentyfikowano ograniczenia ciągłości wynikające z nagłej zmiany funkcji intensywności obrazów, oraz zwrócono uwagę na typowe ograniczenia związane z przetwarzaniem i rozpoznawaniem obrazów cyfrowych. Podczas implementacji sieci neuronowej zdefiniowano kryteria, których minimalizacja jako składowych funkcji energii pozwoliła na uzyskanie optymalnego dopasowania pikseli stereo-obrazów, tym samym właściwego odwzorowania nawierzchni drogowej. Do rozwiązania zadania optymalizacji wielokryterialnej zaproponowano kryteria maksymalizacji i jednoznaczności dopasowania pikseli oraz kolejności przyporządkowania sekwencji pikseli w obu stereo-obrazach, a także kryterium ciągłości mapy dysparycji. Opis matematyczny składowych energii sieci neuronowej określono w artykule. Ocenę zastosowania sieci neuronowej zdefiniowano jako różnicę pomiędzy pomiarami głębi z wykorzystaniem sieci neuronowej oraz bez jej zastosowania. Do oceny zaproponowanego rozwiązania przeprowadzono pomiary z wykorzystaniem mobilnego stanowiska stereowizyjnego, które porównano z pomiarami statycznymi z wykorzystaniem skanowania laserowego w zdefiniowanych przekrojach pomiarowych drogi. Zastosowana sieć neuronowa typu Hopfielda pozwoliła na zwiększenie liczby pikseli poprawnie przypisanych w procesie dopasowania pikseli stereo-obrazów. Zwiększyło to tym samym precyzję odwzorowania nawierzchni drogowej, tym samym oceny jest stanu.

**Słowa kluczowe:** ocena stanu nawierzchni drogowych, inspekcja drogi, stereowizja, diagnostyka stanu nawierzchni, przetwarzanie i rozpoznawanie obrazów

---

<sup>1</sup> Marcin Staniek, Politechnika Śląska, Wydział Transportu, 40-019 Katowice; ul. Krasińskiego 8, +48 32 603 41 15, marcin.staniek@polsl.pl

## 1. Wprowadzenie

W utrzymaniu i zarządzaniu infrastrukturą drogową istotnym elementem jest diagnostyka nawierzchni drogowej. Stosowane metody oceny umożliwiają identyfikację odcinków drogi, których stan techniczny jest na poziomie niezadawalającym tym samym stanowiącym realne zagrożenie bezpiecznego poruszania się pojazdów. Działania w ramach diagnostyki nawierzchni w warunkach polskich określają Wytyczne Stosowania Diagnostyki Stanu Nawierzchni DSN [15]. Ocena i analiza otrzymanych parametrów pozwala na wnioskowanie dotyczące stanu technicznego badanego elementu sieci drogowej, określenie harmonogramu planowanych zabiegów naprawczych lub prac remontowych oraz ich zakresu. W podejściu długofalowym umożliwia planowanie zasobów finansowych niezbędnych do zapewnienia w należytej sprawności technicznej elementów infrastruktury drogowej.

Najnowsze rozwiązania stosowane w diagnostyce nawierzchni drogowych umożliwiają realizację pomiarów bez wpływu lub w ograniczonym zakresie na innych uczestników ruchu przy jednoczesnym zapewnieniu wysokiego poziomu dokładności pomiarów oraz kompleksowości identyfikowanych miar oceny. Dodatkowo pomiary realizowane z wykorzystaniem najnowszych rozwiązań mają charakter bezinwazyjny tzn. podczas realizacji badania urządzenia pomiarowe nie ingerują w konstrukcję drogi.

Systemy wizyjne oceny stanu nawierzchni tworzą szeroką grupę urządzeń wykorzystywanych w diagnostyce nawierzchni drogowych. Zastosowane w nich metody pomiaru oraz techniki przetwarzania i rozpoznawania obrazów w tym m.in. operacje: segmentacji, binaryzacji, dopasowania czy odwzorowania obrazów w trójwymiarowej przestrzeni pozwalają na ekstrakcję z obrazów, typowych uszkodzeń powierzchniowych drogi. Z ich wykorzystaniem możliwa jest identyfikacja i ewidencja takich uszkodzeń jak wyboje, łaty, deformacje, wykruszenia oraz spękania w tym podłużne, poprzeczne, siatkowe i technologiczne.

W literaturze przedmiotu odwzorowanie stereowizyjne stanowi wąski wy-cinek publikacji dotyczące wykorzystania technik wizyjnych w tym przetwarzania i rozpoznawania obrazów w diagnostyce nawierzchni drogowych. Jako główne do identyfikacji uszkodzeń drogowych kreują się metody stereowizyjne z wykorzystaniem oświetlenia liniowego lub projektora wyświetlającego określone wzorce świetlne. W procesie oceny drogi identyfikowane są odchylenia między teoretyczną informacją świetlną (dla idealnie równej powierzchni), a rzeczywistą zdeformowaną linią świetlną lub zdeformowanym wzorcem [4][7]. W artykułach wykazano możliwość odwzorowania zarówno nierówności poprzecznych jak i podłużnych oraz identyfikacji uszkodzeń nawierzchni z zastosowaniem miary korelacji krzyżowej obiektów wyznaczonych metodą detekcji narożników w stereo-obrazach. Skuteczny jest rozwój systemów identyfikacji stanu nawierzchni drogowej zaproponowany w artykułach [13][14] bazując na połączeniu danych wyników z kamer, w tym kamer liniowych, z oświetle-

niem wskaźnikiem laserowym. Tego typu urządzenie pomiarowe do oceny stanu mikro i makro tekstury nawierzchni drogowej przedstawiono w artykule [4].

Na podstawie przeprowadzonego studium literatury przedmiotu, obserwacji pomiarów stanu nawierzchni, otrzymanych spostrzeżeń inspektorów realizujących pomiary, oraz samodzielnych przeprowadzonych badań i analiz opracował własne rozwiązanie stanowiska diagnostyki nawierzchni. Proponowane rozwiązanie bazujące na metodzie stereowizyjnego odwzorowania badanej nawierzchni drogi. Zaproponowany model opisu powierzchni drogi w odwzorowaniu przestrzennym umożliwia identyfikację, parametryzację i ewidencję uszkodzeń. Szczegółowy opis rozwiązania konstrukcyjnego stanowiska pomiarowego, zastosowanych algorytmów przetwarzania, rozpoznawania i dopasowania obrazów, w tym m. in. filtracji, korekcji, rektyfikacji oraz urządzenia elektroniczne do pomiaru przebytego dystansu, identyfikacji drgań czy lokalizacji pojazdu pomiarowego przedstawiono w publikacjach [8][9]. Ocenę zaproponowanej metody natomiast w artykule [10].

Niezależnie od dziedziny dla której implementowane jest rozwiązanie stereowizyjne ten rodzaj techniki badawczej posiada pewne ograniczenia. Elementarnym problemem dopasowania pikseli stereo-obrazów jest ich niejednoznaczność definiowana dla obszarów o jednakowej intensywności oraz obszarów zaszumionych lub zniekształconych. Zastosowanie metod identyfikacji charakterystycznych cech obiektów dla stereo-obrazów skutecznie zmniejsza przedstawiony problem. Niejednoznaczność dopasowania pikseli stereo-obrazów jest również identyfikowana na granicach obrazów, jednakże operacja zmniejszenia obszaru analizy obrazu względem rejestrowanego obszaru skutecznie eliminuje ten problem.

Inne ograniczenie rozwiązań stereowizyjnych dotyczy częściowego przesłaniania się obiektów w polu widzenia kamer systemu. Zastosowanie algorytmu zwrotnego pozwala na ich identyfikację i interpolację tych obszarów w procesie odwzorowania [1][3]. W diagnostyce nawierzchni drogowych ze względu na metodę realizacji pomiarów, budowę stanowiska pomiarowego i strukturę typowych uszkodzeń drogowych przyjęto, że przesłonięte obszary stanowią niewielką część analizowanych stereo-obrazów i zostają pominięte.

Kolejny problemem analizy stereo-obrazów dotyczy obszarów, w których występuje istotna zmiana intensywności obrazu np. w miejscach sąsiedownia obiektów, gdzie występuje krawędź rzeczywistego obiektu. Jego efektem jest rozmycie siatki dysparycji a tym samym niewłaściwe odwzorowanie rzeczywistości w modelu przestrzennym. W diagnostyce nawierzchni drogowych rejestrowana powierzchnia charakteryzuje się ciągłością opisu z wyłączeniem uszkodzeń drogi typu spękania i głębokie koleiny, i nie jest dominującym elementem negatywnego wpływu na proces odwzorowania.

Należy pamiętać, że oprócz przedstawionych problemów analizy głębi stereo-obrazów w procesie odwzorowania stanu nawierzchni drogowej występują typowe problemy przetwarzania obrazów cyfrowych jak zaszumienie, zniekształcenie czy nierównomierne oświetlenie. W opracowanym przez autora sta-

nowisku stereowizyjnym [8], zastosowanie procedury kalibracji bazującej na przestrzennym wzorcu, pozwoliło na przeprowadzenie procesu rektyfikacji stereo-obrazów tym samym eliminację zniekształceń obrazów wynikającą z układów optycznych kamer oraz akwizycji obrazów w układzie niekanonicznym [3].

## 2. Sieć neuronowa Hopfielda w procesie dopasowania stereo-obrazów

Przedstawione problemy analizy głębi obrazów mają negatywny wpływ na precyzję odwzorowania powierzchni drogi, tym samym diagnostykę nawierzchni i wymusiły podjęcie próby opracowania, i zaimplementowania metod ograniczających ich występowanie. W dalszej części artykułu przedstawiono propozycję zastosowania sieci neuronowej typu Hopfielda w procedurze dopasowania pikseli stereo-obrazów w celu zmniejszenia przedstawionych problemów przetwarzania obrazów [5][12].

Uzyskanie optymalnego wyniku, najwyższej precyzji odwzorowania drogi, jest możliwe po rozwiązaniu zadania wielokryterialnego [2][11], dla zdefiniowanej funkcji energii sieci neuronowej (1), gdzie składowe funkcji energii odpowiadają określonym kryteriom optymalnego dopasowania pikseli stereo-obrazów.

$$E = w_1 E_1 + w_2 E_2 + w_3 E_3 + w_4 E_4 + w_5 E_5 \quad (1)$$

Zależność (1) uwzględnienia wagi istotności poszczególnych kryteriów rozwiązania zadania wielokryterialnego, dobierane indywidualnie do parametrów graficznych rejestrowanych obrazów.

Kryterium maksymalizacji dopasowania pikseli dotyczy współczynnika dopasowania CoVar stereo-obrazów, gdzie największa uzyskiwana wartość współczynnika odpowiada najlepszemu dopasowaniu punktów stereo-obrazów. Składową energii przyjętej sieci neuronowej dla tego kryterium określa zależność (2):

$$E_1 = - \sum_i^n \sum_j^m \sum_{i'}^n \sum_{j'}^m C_{ij,i'j'} v_{ij} v_{i'j'} \quad (2)$$

gdzie:  $C_{ij,i'j'}$  – współczynnik korelacji pary punktów stereo-obrazów  $(i,j)$  i  $(i',j')$

$v_{ij}$ ,  $v_{i'j'}$  – potencjał wyjściowe neuronów  $neu_{ij}$  i  $neu_{i'j'}$ .

Kryterium jednoznaczności dopasowania pikseli identyfikuje czy jednemu pikselowi obrazu lewego odpowiada jeden piksel obrazu prawego i odwrotnie. Funkcję składową energii definiuje zależność (3):

$$E_2 = \sum_i^n \sum_j^m \sum_{\substack{j' \\ j' \neq j}}^m v_{ij} v_{ij'} + \sum_i^n \sum_k^m \sum_{\substack{i' \\ i' \neq i}}^n v_{ij} v_{i'j} \quad (3)$$

Kryterium kolejności przyporządkowania pikseli oznacza, że zadanej sekwencji kolejnych pikseli lewego obrazu odpowiada analogiczna sekwencja pikseli prawego obrazu. Składową energii dla tego kryterium określa zależność (4):

$$E_3 = \sum_i^n \sum_j^m \sum_{j'}^j v_{ij} v_{i+1,j'} \sigma_{i,i+1} \quad (4)$$

gdzie:  $\sigma_{i,i+1} = 1$  dla zgodności kolejności, w przeciwnym przypadku zero.

Kryterium ciągłości mapy dysparycji identyfikuje nagłe zmiany wartości funkcji intensywności oraz eliminuje je poprzez „oddalenie” tymczasowego rozwiązania ze zbioru możliwych rozwiązań. Funkcję składową definiuje zależność (5):

$$E_4 = \sum_i^n \sum_j^m \sum_{j'}^m v_{ij} v_{i+1,j'} \sigma_{i,i+1} \xi_{ij,i'j'} \quad (5)$$

gdzie:  $\xi_{ij,i'j'} = \alpha$  dla  $j' > j$  - tolerowane odchylenie w przyjętym kryterium, w przeciwnym przypadku wzrost składowej energii.

### 3. Ocena procesu dopasowania stereo-obrazów w diagnostyce nawierzchni drogowych

Ocenę zasadności zastosowania sieci neuronowej w diagnostyce nawierzchni drogowych przeprowadzono na zbiorach danych pozyskanych z: (1) pomiarów mobilnych z wykorzystaniem stereowizyjnego stanowiska badawczego oraz (2) skanowania laserowego w wybranych przekrojach drogowych. Stanowisko skanowania laserowego pozwala na odwzorowanie rzeczywistej powierzchni drogi, w tym z uszkodzeniami, przy realizacji pomiarów z użyciem dalmierza laserowego. Na rysunku 1 przedstawiono mobilne stereowizyjne stanowisko pomiarowe, natomiast na rysunku 2 stanowisko skanowania laserowego – „stanowisko wzorcowe”.

Z wykorzystaniem stanowiska wzorcowego odwzorowano powierzchnię drogi (dalej jako wzorzec) o wymiarach 1100 mm na 850 mm w rozdzielczości 10 mm na 10 mm dla wybranych 15 przekrojów pomiarowych. Dla określonych punktów wzorca zidentyfikowano piksele stereo-obrazów stanowiące stereowizyjne odwzorowanie nawierzchni drogowej. Porównano pomiary głębokości wzorca z pomiarami głębokości bazującymi na odwzorowaniu nawierzchni drogi bez zastosowania sieci neuronowej i z zastosowaniem sieci neuronowej dla pomiarów mobilnych. W Tabeli 1 przedstawiono wyniki określając odpowiednio symbolami: A liczbę pikseli o pomiarze głębokości różnym od wartości wzorcowej, B pro-

cent wartości skorygowanych zgodnie z danymi wzorca, C procent wartości skorygowanych niewłaściwie oraz D procent wartości niezmiennych.



Rys. 1. Mobilne stanowisko pomiarowe

Fig. 1. Mobile test-bench



Rys. 2. Wzorcowe stanowisko pomiarowe

Fig. 2. Pattern test-bench

Tabela 1. Wyniki zastosowania sieci neuronowej typu Hopfielda

Table 1. Results of using Hopfield neural networks

No.	A [px]	B [%]	C [%]	D [%]
1	280	74	21	5
2	364	60	32	8
3	343	54	27	19
4	304	77	18	5
5	241	71	17	12
6	206	63	20	17
7	253	57	33	10
8	320	56	25	19
9	271	58	24	18
10	348	60	26	14
11	348	56	33	11
12	359	59	25	16
13	243	67	25	8
14	231	69	25	6
15	320	74	14	12

Zastosowanie sieci neuronowej typu Hopfielda w procesie dopasowania pikseli stereo-obrazów pozwala na zwiększeniu precyzji dozoru powierzchni drogowej. Uzyskana średnia 63% wartości poprawnie skorygowanych pomiarów głębi z zastosowaniem sieci neuronowej dla przedstawionych przekrojów pomiarowych potwierdza wybrany kierunek prac.

## 4. Wnioski

Diagnostyka nawierzchni drogowych z wykorzystaniem rozwiązań stereowizyjnych pozwala na szybką realizację pomiarów oraz kompleksowość odwzorowania jej stanu. Niezależnie od obszaru wykorzystania rozwiązań stereowizyjnych niejednoznaczność dopasowania pikseli stereo-obrazów, czyli wzajemnego dopasowania pikseli pary obrazów rejestrowanej drogi, jest niewyalgicznym elementem procesu odwzorowania. Właściwe dopasowanie pikseli jest problemem złożonym, musi uwzględniać zniekształcenia i uproszczenia operacji przekształceń optycznych oraz przesunięcie układów optoelektronicznych systemu pomiarowego.

Przedstawione rozwiązanie zastosowania sieci neuronowej typu Hopfielda pozwala na korekcję dopasowania pikseli stereo-obrazów, tym samym odwzorowanie nawierzchni drogowej z wyższą precyzją. Implementacja wybranej sieci neuronowej nie wymagała ingerencji w zastosowane algorytmy przetwarzania obrazów, rozwiązania konstrukcyjne stanowiska pomiarowego oraz parametry rejestracji obrazów. Uzyskane wyniki oceny dopasowania pikseli stereo-obrazów dla obrazów nawierzchni drogowej potwierdziły słuszność zastosowania sieci neuronowej względem tradycyjnych miar wzajemnego dopasowania pikseli pary obrazów [3][11]. Tym samym, zaproponowane rozwiązanie zwiększa dokładność pomiarów stanu nawierzchni drogowych.

## Literatura

- [1] Batchelor B.G., Waltz F.M.: *Intelligent machine vision: techniques, implementations and applications*, 2001, Springer-Verlag UK.
- [2] Cichocki A., Unbehauen R.: *Neural networks for optimization and signal processing*, Wiley 1993, John Wiley & Sons, Chichester.
- [3] Cyganek B., Siebert P., *An Introduction to 3D Computer Vision Techniques and Algorithms*, 2009, John Wiley & Sons, Chichester.
- [4] Grace A.E., Pycock D., Tillotson H.T., Snaith M.S., *Active shape from stereo for highway inspection*, *Machine Vision and Applications*, 2000, pp. 7–15.
- [5] Mańdziuk J.: *Sieci neuronowe typu Hopfielda. Teoria i przykłady zastosowań*, Akademicka Oficyna Wydawnicza EXIT, 2000, Warszawa.
- [6] Scharstein B., *View Synthesis Using Stereo Vision*, *Lecture Notes in Computer Science* 1582, 1999, Springer-Verlag, Berlin.
- [7] Soatto M., S., Kosecka J., Sastry S.S., *An invitation to 3-D vision: from images to geometric models*, 2004, Springer-Verlag, New York.
- [8] Staniek M., *Pavement conditions diagnosis by means of stereoscopy*, *Proc. of the 58th Conference of Scientific Problems of Civil Engineering*, 2012, pp. 358-359.
- [9] Staniek M.: *Diagnostyka stanu nawierzchni drogowej z wykorzystaniem pomiarów stereoskopowych*. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej*, nr 283 z. 59, nr 3, 2012, pp. 339-346.

- [10] Staniek M.: Ocena dokładności stereowizyjnej metody inspekcji dróg. *Budownictwo i architektura*. vol. 13 nr 4, 2014, s. 259-266.
- [11] Tadeusiewicz R., Korbicz J., Rutkowski L., Duch W., *Sieci neuronowe w inżynierii biomedycznej*. Tom 9, ISBN 978-83-7837-024-6, Akademicka Oficyna Wydawnicza EXIT, 2013, Warszawa.
- [12] Tsai C.T., Wang J.H., Sun Y.N.: Livet stereoscopic visualization by using Hopfield neural nets, *Neural Computing and Applications*, Vol. 7(3), 1998, pp. 229-237.
- [13] Vilaça J. L., Fonseca J. C., Pinho A. M., Non-contact 3D acquisition system based on stereo vision and laser triangulation, *Machine Vision and Applications* 21(3), 2010, pp. 341-350.
- [14] Wang K. C. P, Gong W., Tracy T., Nguyen V., Automated survey of pavement distress based on 2D and 3D laser images, MBTC DOT 3023 –Grant, 2011, Transportation Research Board.
- [15] Zarządzenie nr 34 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 30 kwietnia 2015 r. w sprawie diagnostyki stanu nawierzchni i jej elementów.

## APPLICATION OF HOPFIELD NEURAL NETWORKS IN DIAGNOSIS OF ROAD PAVEMENT

### Summary

The paper presents an attempt to use Hopfield neural network in process of matching pixels of stereo-images recorded during road pavement diagnosis by vehicle equipped with stereo vision test-bench, developed by author of the paper. The paper describes the limitations of stereo vision solutions and presents the problem of ambiguity matching for the areas of equal intensity. The problems of obscuration objects in the camera view and continuity constraints of resulting from a sudden change in intensity function of images are presented. Typical limitations associated with the techniques of processing and recognition of digital images are highlighted. During the implementation of the neural network the constituents of energy function (criteria of optimization) were defined, what allow for optimum matching pixels of stereo-images, thus the mapping process of road surface is proper. To solve multi criteria optimization problem, the followings criteria were proposed: maximize and uniqueness of matching pixels and order assignment sequence of pixels in both stereo-images, as well as continuity of disparity map. The mathematical description of energy constituents of the neural network was determined in the article. Evaluation of the application neural network was defined as difference between the depth measurements using neural network and without its use. For evaluation of the proposed solution, the measurements using a stereo vision test-bench were performed and were compared with measurements using a laser scanning in selected measurement sections on road. Used of Hopfield neural network allows to increase the number of pixels correctly assigned on stereo-images in the matching process what increase the mapping precision of the road surface, thereby evaluation of road conditions.

**Keywords:** Road assessment, road inspection, stereo vision, evaluation of road condition, image processing and pattern recognition

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.91



Piotr SZAGAŁA<sup>1</sup>  
Witold CZAJEWSKI<sup>2</sup>  
Paweł DĄBKOWSKI<sup>3</sup>  
Piotr OLSZEWSKI<sup>4</sup>

## OCENA BEZPIECZEŃSTWA NA PRZEJŚCIACH DLA PIESZYCH PRZY POMOCY ANALIZY OBRAZU WIDEO

Pomimo ogólnej poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego w Polsce, liczba wypadków na przejściach dla pieszych nie zmniejszyła się w ciągu ostatnich czterech lat. W niniejszym artykule przedstawiono rezultaty projektu badawczego MOBIS, którego celem było opracowanie zastępczych miar bezpieczeństwa, opartych na wykrywaniu konfliktów pomiędzy pieszymi i pojazdami z wykorzystaniem analizy obrazu wideo. W okresie ponad 40 dni zarejestrowano ruch pieszych i pojazdów na dwóch przejściach dla pieszych bez sygnalizacji świetlnej w Warszawie i we Wrocławiu. Przy wykorzystaniu przetwarzania obrazu określono trajektorie ruchu pojazdów i pieszych. Uzyskano od 600 do 1000 sytuacji spotkań pieszy-pojazd dziennie. Obliczono parametry opisujące interakcje pieszych i pojazdów – profile prędkości, minimalną odległość między uczestnikami, przyspieszenia itp. Klasyfikacja sytuacji została oparta na interakcjach pieszych i pojazdów. Na podstawie czasu po opuszczeniu strefy konfliktu (PET) oraz prędkości pojazdu zidentyfikowano sytuacje niebezpieczne. Jako zastępczą miarę bezpieczeństwa na przejściach dla pieszych zaproponowano Wskaźnik Zagrożenia Pieszych (WZP), który określa promil sytuacji niebezpiecznych występujących na danym przejściu.

**Słowa kluczowe:** bezpieczeństwo pieszych, przejścia dla pieszych, metoda konfliktów, analiza obrazu

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Piotr Szagała, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. +48 22 8253727, p.szagala@il.pw.edu.pl

<sup>2</sup> Witold Czajewski, Politechnika Warszawska, Instytut Sterowania i Elektroniki Przemysłowej, ul. Koszykowa 75, 00-662 Warszawa, tel. +48 22 2345622, w.czajewski@isep.pw.edu.pl

<sup>3</sup> Paweł Dąbkowski, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. +48 22 2341536, p.dabkowski@il.pw.edu.pl

<sup>4</sup> Piotr Olszewski, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. +48 22 8253727, p.olszewski@il.pw.edu.pl

## 1. Wprowadzenie

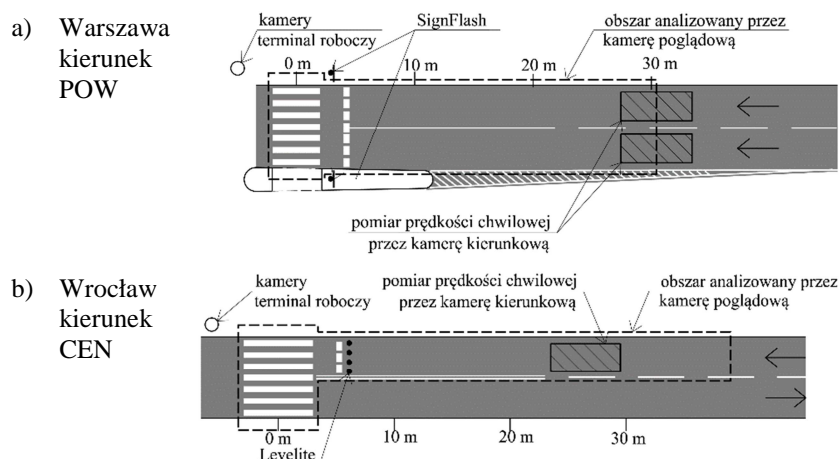
Piesi są grupą poddaną największemu ryzyku wypadków drogowych. Nie są oni chronieni przez karoserię pojazdu, pasy bezpieczeństwa czy kaski, przez co są szczególnie narażeni na odniesienie poważnych obrażeń oraz mają mniejsze szanse na przeżycie wypadku. W roku 2014 w Unii Europejskiej zginęło około 5556 pieszych, co stanowiło 22% wszystkich ofiar śmiertelnych.

Poziom bezpieczeństwa pieszych w Polsce należy do najniższych w Unii Europejskiej. W 2015 roku na polskich drogach zginęło 915 pieszych (31% wszystkich ofiar śmiertelnych), a 8040 zostało rannych (20% wszystkich rannych). W dużych miastach piesi stanowią ponad 60% wszystkich ofiar śmiertelnych. W latach 2008-2013 spośród wszystkich pieszych ofiar wypadków drogowych około 13% zostało zabitych, a 26% rannych na przejściach dla pieszych bez sygnalizacji świetlnej, czyli w miejscach gdzie teoretycznie powinni być bezpieczni. Chociaż bezpieczeństwo na polskich drogach generalnie się poprawia, to liczba wypadków na przejściach dla pieszych nie zmalała w przeciągu ostatnich czterech lat, co budzi poważne obawy. Problem związany z dużym zagrożeniem bezpieczeństwa pieszych jest dobrze znany i opisany w polskiej i zagranicznej literaturze ([1], [2], [3]). Poprawa bezpieczeństwa pieszych na przejściach jest jednym z priorytetowych celów Narodowego Programu Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego [4].

Referat przedstawia rezultaty projektu badawczego MOBIS, sfinansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju. Celem projektu było opracowanie zastępczych miar bezpieczeństwa pieszych na podstawie detekcji sytuacji niebezpiecznych przy użyciu analizy obrazu wideo. Miary takie umożliwiają rzetelną ocenę bezpieczeństwa pieszych na przejściach bez sygnalizacji świetlnej.

## 2. Poligony badawcze oraz zbieranie danych

W trakcie projektu ruch pieszych i pojazdów był rejestrowany na dwóch przejściach w Warszawie i dwóch we Wrocławiu przez około dwa miesiące na każdym z nich. Do dalszej analizy wykorzystano około jednego miesiąca nagrań. Wyboru poligonów badawczych dokonano na podstawie liczby wypadków z udziałem pieszych. Dwa przejścia dla pieszych w Warszawie znajdują się na czteropasowym odcinku ulicy (dwa pasy w każdym kierunku oddzielone azylem dla pieszych). Każdy z pasów monitorowany był w kierunku nadjeżdżania pojazdów. Przejścia we Wrocławiu zlokalizowane są na ulicy jednojezdniowej dwupasowej, w rejonie skrzyżowania. Każde z przejść było objęte zasięgiem systemu kamer wideo, jednakże ruch pojazdów rejestrowany był tylko z jednego kierunku. Referat przedstawia wyniki analiz wykonanych dla dwóch poligonów badawczych: Warszawa kierunek ruchu wschód–zachód (nazwany POW) oraz Wrocław kierunek wschód–zachód (nazwany CEN). Szkice obu poligonów przedstawione są na rys. 1.



Rys. 1. Szkic poligonów badawczych w Warszawie oraz we Wrocławiu  
 Fig. 1. Layouts of the survey sites in Warsaw and Wrocław

Na analizowanych przejściach zainstalowano oraz poddano ocenie urządzenia mające poprawić bezpieczeństwo ruchu. W Warszawie zainstalowano system SignFlash (SF), czyli aktywne oznakowanie wyposażone w czujnik, który po wykryciu pieszego uruchamia pulsujące światła zamontowane nad znakiem D-6 [5]. Ruch na przejściu rejestrowany był przed i po zamontowaniu ww. systemu. Do dalszej, bardziej szczegółowej analizy zostały wybrane 23 dni z korzystnymi warunkami pogodowymi (dni pochmurne, bez wyraźnych cieni, bez opadów itd.) – 12 dni bez systemu SF oraz 11 dni z działającym systemem SF. We Wrocławiu przetestowano system aktywnego oznakowania LeveLite (LL), w którym diody LED o przerywanym świetle zostały wbudowane w nawierzchnię jezdni. Na omawianym w artykule kierunku CEN system LL działał w trybie ciągłym, tzn. niezależnie od obecności pieszych.

Na każdym z poligonów badawczych zainstalowano specjalny system rejestracji oraz przetwarzania obrazu wideo. W jego skład wchodziły następujące elementy:

- cyfrowa kamera pogładowa monitorująca obszar przejścia dla pieszych oraz jezdnię na odcinku 30-40 m przed przejściem,
- jedna cyfrowa kamera kierunkowa na pas, monitorująca odcinek drogi o wymiarach 3,5 x 6 m, znajdujący się w polu widzenia kamery pogładowej,
- stacja robocza do gromadzenia danych oraz wstępnej analizy obrazu z kamery wideo, dodatkowo umożliwiająca diagnostykę systemu.

W tabeli 1 przedstawiono zestawienie zgromadzonych danych.

Tabela 1. Zestawienie zebranych danych

Table 1. Summary of the data gathered

Poligon badawczy	Okres badań		Liczba monitrowanych dni	Liczba analizowanych dni	Urządzenie brd
	od	do			
Warszawa POW	23.09.2013	19.12.2013	49	23	SignFlash (SF)
Wrocław CEN	01.08.2014	27.11.2014	103	18	LeveLite (LL)

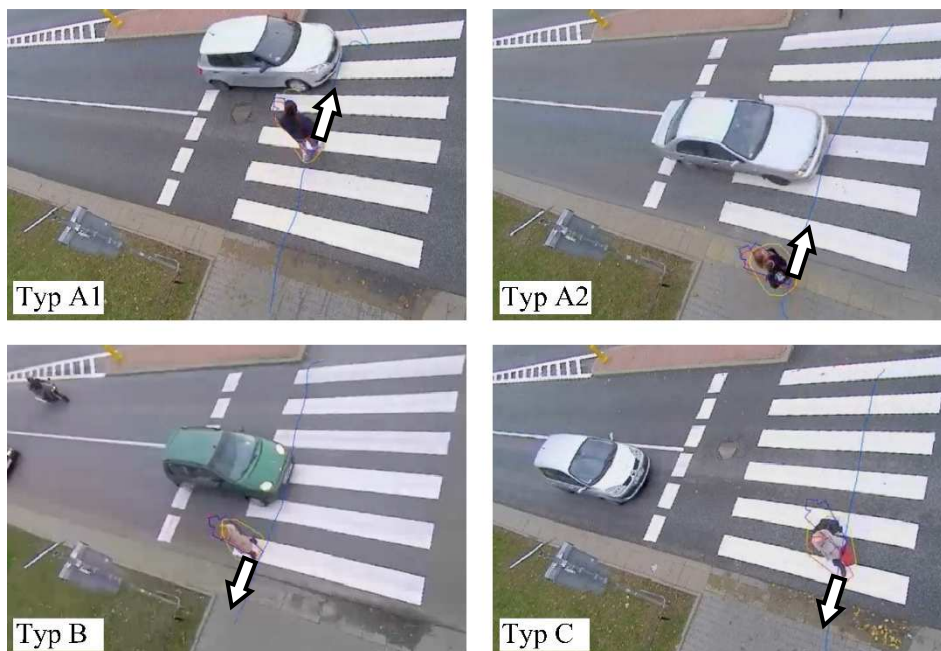
### 3. Klasyfikacja interakcji pieszy-pojazd

Materiał uzyskany z kamer poglądowych posłużył do szczegółowej analizy interakcji zachodzących pomiędzy pieszymi a pojazdami. Interakcje są to sytuacje, w których zarówno pieszy, jak i pojazd znajdują się w kadrze kamer poglądowych. Średnia liczba takich sytuacji na dzień wynosiła w przypadku Warszawy około 600, a Wrocławia – około 800. W przeprowadzonych badaniach pominięto analizę grup pieszych, przede wszystkim dlatego, że wykorzystane algorytmy rozpoznawania pieszych nie radziły sobie dobrze z tłumem i generowały niepoprawne trajektorie przeskakujące pomiędzy pieszymi w grupie. Wydaje się jednak, że grupy pieszych, jako większe i lepiej widoczne są mniej narażone na ryzyko kolizji niż pojedynczy piesi.

Klasyfikacja interakcji została przeprowadzona na podstawie opracowanego algorytmu analizującego trajektorie uzyskane z obrazu wideo. Bazował on na wzajemnym położeniu pieszego i pojazdu oraz ich ruchu względem siebie, np.: kierowca przepuścił lub nie przepuścił pieszego w momencie, kiedy zarówno pojazd, jak i pieszy znajdowali się na przejściu; pojazd przejechał przed lub za pieszym. Każda sytuacja została zaklasyfikowana do jednej z następujących kategorii:

- sytuacja A1 – pojazd przejeżdża bezpośrednio przed pieszym znajdującym się na przejściu,
- sytuacja A2 – pojazd przejeżdża przed pieszym stojącym na chodniku,
- sytuacja B – pojazd przejeżdża bezpośrednio za pieszym znajdującym się na przejściu,
- sytuacja C – pojazd zwalnia lub zatrzymuje się przepuszczając pieszego,
- sytuacja D – pojazd przejeżdża za pieszym, gdy ten opuści już przejście dla pieszych (kierowca nie zwalnia w sposób wyraźny).

Całkowita liczba zarejestrowanych sytuacji oraz ich klasyfikacja zostały pokazane w tabeli 2. Sytuacja A1 przedstawia nieprawidłowe zachowanie kierowcy, kiedy to powinien on przepuścić pieszego będącego już na przejściu. Zarówno sytuacja B jak i C przedstawia przepuszczenie pieszego przez kierowcę (pojazd przejeżdża za pieszym) – jednak w sytuacji typu B pieszy może czuć się o wiele bardziej zagrożony. Sytuacja D nie jest sensu stricto przepuszczeniem, gdyż nie wymaga reakcji kierowcy. Tabela 2 pokazuje, że procent przepuszczeń (sytuacje typu B + C  $\approx$  67%) jest wyższy w Warszawie. Jednakże we Wrocławiu po zamontowaniu systemu LL odnotowano wzrost liczby przepuszczeń o około 9,6%.



Rys. 2. Schemat typów interakcji pojazd-pieszego (strzałką oznaczono kierunek ruchu pieszego)  
 Fig. 2. Types of vehicle-pedestrian interactions (the arrows show pedestrian movement direction)

Tabela 2. Liczba oraz rozkład zarejestrowanych interakcji  
 Table 2. Number and distribution of the recorded interactions

Poligon badawczy	Urządzenie brd	Liczba interakcji	Śr. liczba interakcji na dzień	A1	A2	B	C	D	Suma
Warszawa POW	bez SF	7103	588	3,8%	16,3%	14,9%	52,0%	13,0%	100%
Warszawa POW	z SF	6335	576	4,0%	16,1%	15,3%	52,2%	12,3%	100%
Wrocław CEN	bez LL	11595	828	11,4%	41,5%	8,5%	30,5%	8,0%	100%
Wrocław CEN	z LL	3136	781	12,0%	32,3%	9,5%	39,1%	7,0%	100%

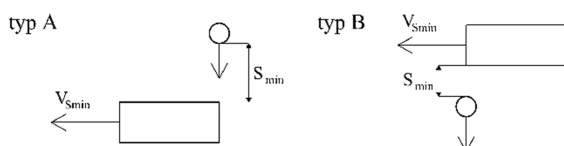
#### 4. Identyfikacja sytuacji niebezpiecznych

Metody oceny bezpieczeństwa pieszych oparte na miarach zastępczych polegają na wykrywaniu sytuacji konfliktowych i obliczaniu różnego rodzaju wskaźników, jak np.: Time to Collision (TTC), Deceleration to Safety Time (DST), Post Encroachment Time (PET) itd. [6], [7]. Parametry te, aby mogły być obliczone w sposób automatyczny potrzebują bardzo dokładnych danych

wejściowych (trajektorii). Jednym z celów projektu MOBIS było przetestowanie nowego wskaźnika bezpieczeństwa (miary zastępczej) dla interakcji pieszy-pojazd. Wskaźnik ten powinien określać poziom bezpieczeństwa w automatyczny sposób, bazując wyłącznie na analizie obrazu wideo danego przejścia.

Na podstawie analizy obrazu wideo można uzyskać trajektorie zarówno pieszego, jak i pojazdu. Dzięki temu można stosunkowo łatwo obliczyć w każdym momencie wzajemną pozycję pieszy-pojazd. Szczególnie interesująca jest wartość czasu po opuszczeniu (PET), który określa różnicę czasu między momentem opuszczenia strefy konfliktu przez jednego z uczestników ruchu a momentem osiągnięcia strefy konfliktu przez drugiego. Wartość ta może być użyta jako wskaźnik bezpieczeństwa danej sytuacji. Sytuacje, dla których obliczona wartość PET jest poniżej 1 sekundy uznaje się za poważny konflikt [8].

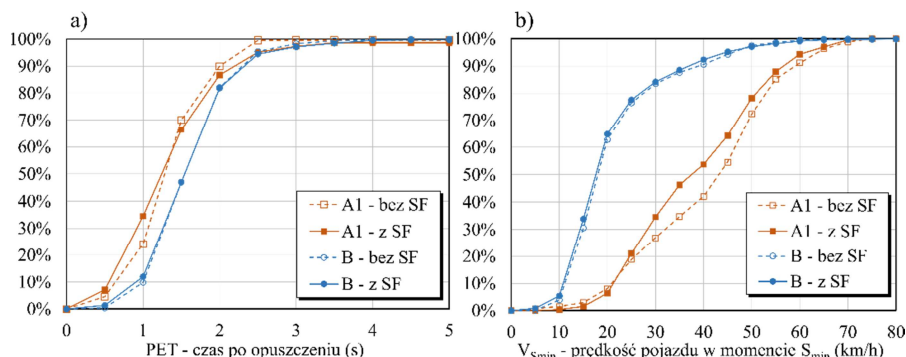
Kolejnym przydatnym wskaźnikiem bezpieczeństwa jest prędkość pojazdu w momencie minimalnej odległości pieszy-pojazd ( $V_{S_{min}}$ ). Gdyby doszło do wypadku, prędkość ta byłaby prędkością uderzenia oraz głównym czynnikiem wpływającym na ciężkość wypadku. Według [9], w momencie kiedy pieszy zostanie uderzony z prędkością 27,5 km/h (7,64 m/s) prawdopodobieństwo śmierci lub ciężkich obrażeń wynosi 10%. Na rys. 3 pokazano sposób wyznaczania prędkości pojazdu w momencie minimalnej odległości pieszy-pojazd ( $S_{min}$ ). Pieszy reprezentowany jest przez okrąg o średnicy równej 0,9 m, natomiast pojazd przez prostokąt o wymiarach 4,5 m na 1,8 m.



Rys. 3. Schemat sposobu wyznaczania prędkości pojazdu w momencie minimalnej odległości

Fig. 3. Scheme of the vehicle speed calculation method at the moment of minimum distance

Dla sytuacji typu A1 oraz B na poligonie w Warszawie wyznaczono dystrybuantę wartości PET oraz prędkości pojazdu w momencie minimalnej odległości pieszy-pojazd. Sytuacje te przeanalizowano wspólnie ze względu na to, że – w odróżnieniu do pozostałych sytuacji – pieszy i pojazd znajdują się w niewielkiej odległości od siebie, w związku z czym można zastosować te same wskaźniki. Jakościowo są to jednak zupełnie inne sytuacje i uzyskane wyniki trzeba rozpatrywać rozłącznie. Na rys. 4a można zauważyć, że bez systemu SF dla 24% wszystkich sytuacji typu A1 czas po opuszczeniu wynosił mniej niż 1 s, a dodatkowo około 10% kierowców przejeżdżało za pieszymi (sytuacja typu B) w odstępie czasu krótszym niż 1 s. Jednakże nie wszystkie te sytuacje były niebezpieczne, gdyż w wielu przypadkach prędkość pojazdu była niewielka. Na rys. 4b widać, że 50% kierowców w sytuacjach typu A1 przejeżdża z prędkością większą niż 42,5 km/h (bez zainstalowanego systemu SF), natomiast przy dzia-

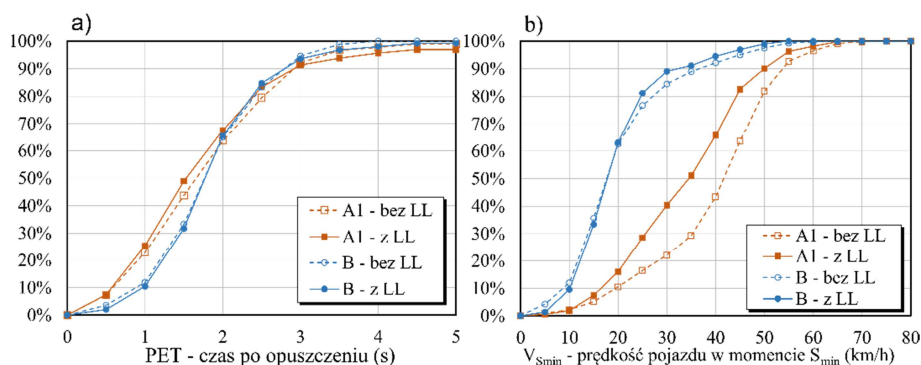


Rys. 4. Warszawa – dystrybuanta: a) czasu po opuszczeniu, b) prędkości pojazdów w momencie minimalnej odległości

Fig. 4. Warsaw – cumulative distribution of: a) PET, b) vehicle speeds at the moment of minimum distance

łającym systemie SF z prędkością większą niż 37,5 km/h. Różnica 5,5 km/h pokazuje pozytywny wpływ systemu SF, jednak kierowcy zdecydowali się na przejazd bliżej pieszych, o czym świadczy pogorszenie się wartości PET.

Podobną analizę rozkładu PET oraz  $V_{S_{min}}$  przeprowadzono w odniesieniu do poligonu badawczego we Wrocławiu. Wyniki przedstawione na rys. 5a pokazują, że bez systemu SF dla 23% wszystkich sytuacji typu A1 czas po opuszczeniu wynosił mniej niż 1 s, a dodatkowo około 12% kierowców przejeżdżało za pieszymi (sytuacja typu B) w czasie krótszym niż 1 s. Na rys. 5b można natomiast zobaczyć, że 50% kierowców przejeżdża przed pieszym (sytuacja A1) z prędkością większą niż 41,5 km/h bez systemu LevelLite oraz z prędkością większą niż 32,5 km/h z LL. Różnica 9 km/h świadczy o pozytywnym wpływie zainstalowanego systemu na bezpieczeństwo pieszych. Przy zamontowanym systemie LL w sy-



Rys. 5. Wrocław – dystrybuanta: a) czasu po opuszczeniu, b) prędkości pojazdów w momencie minimalnej odległości

Fig. 5. Wrocław – cumulative distribution of: a) PET, b) vehicle speeds at the moment of minimum distance

tuacjach typu A1 kierowcy decydowali się na przejazdy bliżej pieszych, o czym świadczy przesunięcie dystrybuanty PET.

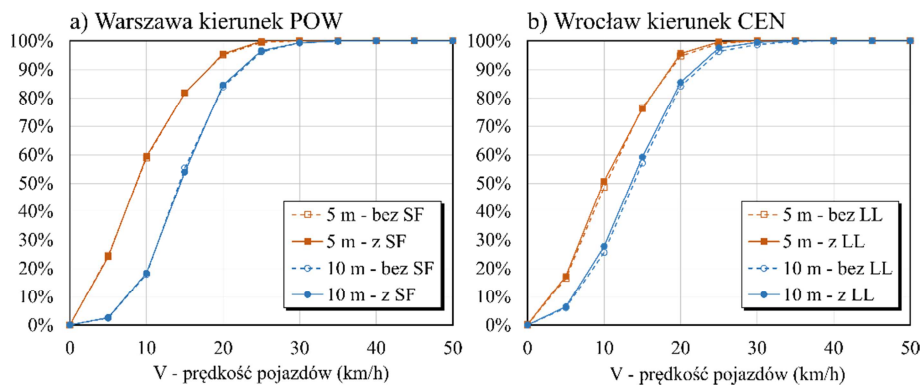
Identyfikacja niebezpiecznych sytuacji typu C wymaga innego podejścia. Analiza wartości prędkości pojazdu w momencie minimalnej odległości pieszy-pojazd nie jest w tym przypadku przydatna, ponieważ w wielu sytuacjach typu C prędkość  $V_{smin}$  jest równa zero – pojazd zatrzymuje się przed pieszym. Wartość opóźnienia nie jest też wystarczająco dobrym wskaźnikiem w sytuacji, gdy pojazd hamował w dużej odległości od przejścia. Także wartość PET jest w takich przypadkach relatywnie duża, ponieważ pojazd, aby minąć pieszego po wyhamowaniu, jest zmuszony do ruszania z zatrzymania. Groźne sytuacje typu C mają miejsce wtedy, gdy kierowca zbliża się do przejścia z dużą prędkością i gwałtownie hamuje tuż przed pieszym. Aby zidentyfikować takie przypadki, przeanalizowano dystrybuanty prędkości pojazdów w odległości 5 i 10 m od krawędzi przejścia dla pieszych (rys. 6). W ocenie sytuacji typu C istotna jest prędkość krytyczna, przy której pojazd jest w stanie wyhamować przed przejściem dla pieszych. Przyjęto, że dana sytuacja była groźna, gdy pojazd miał opóźnienie co najmniej  $4 \text{ m/s}^2$  [10]. Odpowiednio przekształcając wzór ogólny na przyspieszenie pojazdu w ruchu jednostajnie opóźnionym uzyskamy:

$$V_{crit} = \sqrt{2 \cdot s \cdot d} = \sqrt{2 \cdot 10 \cdot 4} = 8,94 \text{ m/} \quad (1)$$

gdzie:  $s$  – droga hamowania (10 m),

$d$  – maksymalne bezpieczne opóźnienie ( $4 \text{ m/s}^2$ ).

Dlatego też sytuacje typu C, w których prędkość pojazdu w odległości 10 m od przejścia przekracza  $8,94 \text{ m/s}$  ( $32,2 \text{ km/h}$ ) są traktowane jako potencjalnie niebezpieczne. Kierowca w tych przypadkach musiał hamować gwałtownie, aby nie znaleźć się na przejściu jednocześnie z pieszymi. Na podstawie rys. 6 można



Rys. 6. Dystrybuanta prędkości pojazdów 5 oraz 10 metrów przed przejściem dla pieszych – dla sytuacji typu C

Fig. 6. Cumulative distribution of vehicle speeds 5 and 10 meters before the pedestrian crossing – situation type C



zauważyć, że takich przypadków zarówno w Warszawie, jak i we Wrocławiu jest około 0,5%. Analiza trajektorii pieszych wykazała, że na badanych poligonach większość pieszych porusza się środkiem przejścia dla pieszych.

Autorzy referatu proponują identyfikację niebezpiecznych sytuacji typu A1 i B na podstawie wartości PET oraz prędkości pojazdu w momencie minimalnej odległości. W przypadku sytuacji typu C istotną wartością jest prędkość pojazdów w odległości 10 metrów od krawędzi przejścia dla pieszych. Podsumowując, przy identyfikacji zdarzeń niebezpiecznych przyjęto następujące kryteria:

- dla sytuacji typu A1 i B – gdy  $PET \leq 1$  s oraz  $V_{smin} \geq 7,64$  m/s,
- dla sytuacji typu C – gdy prędkość pojazdu 10 metrów od przejścia  $V_s > V_{crit} = 8,94$  m/s.

Wskaźnik Zagrożenia Pieszych (WZP) jest zdefiniowany jako udział sytuacji niebezpiecznych w ciągu całego dnia, wyrażony w promilach:

$$WZP = \frac{ND_{AB} + ND_C}{N_{ABC}} \cdot 10000 \quad (2)$$

gdzie:  $ND_{AB}$  – liczba sytuacji niebezpiecznych typu A1 i B na dzień,

$ND_C$  – liczba sytuacji niebezpiecznych typu C na dzień,

$N_{ABC}$  – liczba zarejestrowanych interakcji pojazd–pieszy na dzień (sytuacje typu A1, A2, B i C).

Jak można zobaczyć w tabeli 3, średnia liczba sytuacji niebezpiecznych na dzień na poligonie we Wrocławiu jest większa niż w Warszawie. Wpływ na to może mieć większe natężenie ruchu zarówno pojazdów jak i pieszych, a co za tym idzie większa liczba interakcji pieszy–pojazd na dzień. Jednocześnie na trudniejszą sytuację pieszych we Wrocławiu niewątpliwym wpływ ma brak azylu. Na obu poligonach badawczych średnia liczba sytuacji niebezpiecznych na dzień zmalała po zainstalowaniu aktywnego oznakowania mającego poprawić bezpieczeństwo ruchu.

Tabela 3. Analiza sytuacji niebezpiecznych

Table 3. Analysis of the hazardous situations

Poligon badawczy	Urządzenie brd	Dni	Interakcji na dzień $N_{ABC}$	Sytuacje niebezpieczne, średnio na dzień			WZP	Zmiana
				$ND_{AB}$	$ND_C$	Suma		
Warszawa	Brak	12	512	4,1	1,0	5,1	9,9‰	1,3%
	SF	11	501	4,4	0,5	4,9	9,8‰	
Wrocław	Brak	3	781	11,7	1,7	13,3	17,1‰	16,5%
	LL	3	888	11,0	1,7	12,7	14,3‰	

## 5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania wykazały, że systemy aktywnego oznakowania mają pozytywny wpływ na prędkość pojazdów (spadek nawet o 20%), ale negatywny wpływ na wartość czasu po opuszczeniu (PET). Przy włączonych migających światłach kierowcy mijali pieszych wolniej, ale w mniejszej odległości.

Proponuje się, aby identyfikować niebezpieczne spotkania dla sytuacji typu A1 i B (przejazd tuż przed lub tuż za pieszym) na podstawie kombinacji wartości czasu po opuszczeniu strefy konfliktu (PET) mniejszej niż 1 sekunda oraz prędkości pojazdu przy minimalnej odległości pieszy-pojazd przekraczającej 7,64 m/s. W przypadku sytuacji typu C (pojazdy zatrzymują się lub zwalniają by ustąpić pierwszeństwa pieszym), proponowanym wskaźnikiem jest prędkość pojazdu w odległości 10 m od przejścia przekraczająca krytyczną wartość 32,2 km/h. Do oceny bezpieczeństwa ruchu proponuje się przyjęcie Wskaźnika Zagrożenia Pieszycy (WZP), definiowanego jako promil całkowitej dziennej liczby sytuacji spotkania pieszych i pojazdów, które zostały sklasyfikowane jako niebezpieczne. Porównując oba poligony, można zauważyć, że wartość wskaźnika WZP jest wyższa we Wrocławiu, co wskazuje na niższy poziom bezpieczeństwa. Jest to najprawdopodobniej odzwierciedleniem braku azylu oraz większego natężenia ruchu zarówno pieszych jak i pojazdów, co powoduje, że uczestnicy ruchu decydują się na bardziej ryzykowne zachowania. Na obu poligonach średnia liczba niebezpiecznych sytuacji spadła po instalacji aktywnych systemów oznakowania jako środków poprawy bezpieczeństwa ruchu.

## Literatura

- [1] Jamroz K., Wachnicka J.: Ochrona pieszych i rowerzystów na drogach krajowych. Drogownictwo, nr 4-5, 2009.
- [2] Olszewski P., Zielińska A.: Badania i modelowanie bezpieczeństwa pieszych w ruchu drogowym. Transport Miejski i Regionalny, 2012, str. 23-27.
- [3] Olszewski P., Szagała P., Wolański M., Zielińska A.: Pedestrian fatality risk in accidents at unsignalized zebra crosswalks in Poland. Accident Analysis & Prevention, 84, 2015. str. 83-91.
- [4] Narodowy Program Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego 2013-2020, Krajowa Rada Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego, Warszawa, 2013.
- [5] Czajewski W., Mrówka P., Olszewski P.: Video Processing for Detection and Tracking of Pedestrians and Vehicles at Zebra Crossings, w: J. Mikulski (ed), Tools of Transport Telematics, Springer, 2015.
- [6] Kieć M.: Zastosowanie techniki konfliktów ruchowych jako miary pośredniej w ocenie bezpieczeństwa ruchu drogowego. Logistyka 6/2014, str. 5395-5404.
- [7] Davis G., Saunier N., Sayed T., Tarko A., Washington S.: White Paper, Surrogate Measures of Safety, [https://wiki.umn.edu/pub/TRB\\_ANB203/WebHome/Surrogate\\_Measures\\_of\\_Safety\\_A\\_White\\_Paper\\_2009.pdf](https://wiki.umn.edu/pub/TRB_ANB203/WebHome/Surrogate_Measures_of_Safety_A_White_Paper_2009.pdf).

- [8] Almodfer, R., et al.: Quantitative analysis of lane-based pedestrian-vehicle conflict at a non-signalized marked crosswalk. *Transportation Research Part F* (2015).
- [9] Tefft B.C.: Impact speed and a pedestrian's risk of severe injury or death. *Accident Analysis and Prevention*, 50, 2013, str. 871–878.
- [10] Hupfer C.: *Computergestützte Videobildverarbeitung zur Verkehrssicherheitsarbeit – am Beispiel von Fußgängerquerungen an städtischen Hauptverkehrsstraßen*, Universität Kaiserslautern, 1998.

## ASSESSMENT OF PEDESTRIAN CROSSING SAFETY USING VIDEO ANALYSIS

### Summary

Although road safety situation in Poland is generally improving, the number of accidents at pedestrian crossings has not decreased in the last four years. The paper presents results of research project MOBIS, the aim of which was to develop surrogate safety indicators, based on detection of pedestrian-vehicle conflicts using video analysis. Pedestrian and vehicle traffic was filmed at two unsignalised pedestrian zebra crossings in Warsaw and Wrocław for over 40 days. Motion trajectories of vehicles and pedestrians were determined based on video processing. The number of pedestrian-vehicle encounters was between 600 and 1000 per day. Several parameters describing pedestrian-vehicle interactions were calculated, such as: speed profiles, post encroachment time, minimum distance between the participants, decelerations, etc. Classification of encounters was based on interactions of pedestrians and vehicles i.e.: driver yielding to a pedestrian, vehicle passing just in front of or behind a pedestrian. Dangerous encounters were identified based on Post-Encroachment Time (PET) as well as the vehicle speed. Dangerous Encounter Index is proposed as a surrogate safety indicator for pedestrian crossings. The index shows improvement of safety after introduction of active signage involving blinking lights at the crossings.

**Keywords:** pedestrian safety; pedestrian crossings; road user behaviour; surrogate safety indicator

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.92



Tomasz SZCZURASZEK<sup>1</sup>  
Marcin KARWASZ<sup>2</sup>

## ENHANCEMENT OF ROAD SAFETY WITH IMPROVEMENTS OF THE AREA DEVELOPMENT AND PLANNING PROCESS

A road network should provide all its users with the safe and effective travel with specific means of transport. The process of its development and operation encompasses the inherent and consecutive stages of the road network implementation process, i.e. planning, designing, implementation, and operation. Errors made during one of the stages of the urban transport network development, despite optimal solutions adopted during next stages, may significantly lower the standard of road infrastructure and adjacent areas, leading to the deterioration of road traffic conditions and safety. This is particularly important at the stage of planning, because errors committed at that stage are often difficult to remedy and require additional financial outlays to mitigate their impact of compromising a safety level in road traffic. The results of a survey conducted in the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship have led to diagnosing the most important problems that result from the improper planning of the road network at the stage of the area development and planning. Moreover, the method of improving that process has been proposed from the perspective of road safety.

**Keywords:** road safety, area development and planning, road network, mobility plan, transport plan, road network hierarchy

### 1. The Importance of Road Safety Problems in the Process of Area Development and Planning

The area planning and development of a road network has to be the first stage in every process related to road investment projects, because at this stage the most important technical assumptions are determined for a construction design of every road and, moreover, a number of issues are resolved that affect the

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Tomasz Szczuraszek, University of Science and Technology, Department of Road and Transport Engineering, ul Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, tel. (52) 340-84-30, zikwb@utp.edu.pl

<sup>2</sup> Marcin Karwasz, University of Science and Technology, Department of Road and Transport Engineering, marcin.karwasz@utp.edu.pl

subsequent safety level on the road. In many developed countries, the process of area planning and development, including plans of communication systems, is assigned a very high priority.

In the framework of the Program Improvement of Road Safety Gambit Kujawsko - Pomorski conducted a number of surveys of the persons responsible for drawing up the planning documents (Studies of Conditions and Spatial Development, Local Spatial Development Plans), as well as those responsible for the implementation and monitoring of decisions issued by the zoning of strategic documents. On this basis, we diagnosed the main problems that have a significant impact on the safety of users of road infrastructure. The impact of spatial planning on the level of traffic safety is so important that it constitutes one of the elements of the program Gambit. This article identifies the main assumptions in order to increase the level of road safety by improving the quality of planning and implementation of spatial policy in Kujawsko - Pomorskie.

The policy of area development and planning on different levels of local government administration starts from the Study of Land Use Conditions and Directions (SUiKZP). The Study includes decisions on the functions of specific areas. The document covers also the basic guidelines for all functional zones and the method of basic transport services with an outline of road-street systems. The Local Zoning Plan (MPZP) makes information given in SUiKZP more detailed. The Local Zoning Plan becomes a local law pursuant to a resolution of the gmina council, and its provisions are strictly followed when issuing decisions on building permits and when permitting the implementation of any structural facilities. The Local Zoning Plan includes the provisions that underlie the method of exercising the ownership rights to properties covered by MPZP. It means that an owner of a real property is obliged to follow the provisions concerning the use of a land for specific purposes and functions given in the plan. Therefore, MPZP is an important document that organizes space in an area. Due to the fact that it is not obligatory to prepare Local Zoning Plans for every area, although it is generally considered to be the most effective method of managing land in a municipality, the following documents act as 'safeguards' of proper area development and planning: 'a decision on land development and planning', and 'a decision on the location of a public purpose investment project'. Such decisions are dedicated to single investment projects or complexes of facilities rather than to an area. Provisions given in the decisions indicate only the basic parameters that result from the general local development policy applicable in a location. The draft amendments to the Act on area development and planning includes a proposal of introducing urban planning regulations to facilitate administrative procedures for obtaining a building permit, determining general parameters that have to be met by an investment project in an area. Both tools, the present and proposed in the bill, supplement the process of area development and planning, but they do not provide the in-depth analysis that would formulate a design of the gmina area development in a long term including the whole net-

work of functional connections between its constituents. It is generally known that area development and planning is not limited to plans that concern specific real properties and the attribution of utility functions or architectural parameters to them. It also involves the management of a roadway, the development of its course and surrounding, including the suitable selection of the roadway functionality that should meet both transport needs and the visual and ecological requirements. However, the essential function of area development planning in the transport dimension is the management of future travels by different means of transport, including on foot and by bike, together with the determination of their routes. The survey conducted by the Department of Road and Transport Engineering at the University of Science and Technology in Bydgoszcz in 2009-2012 among respondents involved in road management and officers responsible for development and implementation of the area development and planning policy in gminas and towns of the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship revealed numerous problems that have to be solved to make the further increase of road safety possible. Importantly, the detailed analysis of responses given in the survey showed the imperfections in the creation of the road network development plans in the process of area development and planning. The identified major problem is the general lack of sensitivity to and ignorance of phenomena generated by specific ways of area development and planning in road traffic or the how the method of area development and planning may affect a road safety level. Neither are special positions created in organizations that determine the development plans of gminas, poviats and voivodeships, also with regard to the transport network, which would enable to take account of the correlation of the road-street network plans, area development and planning, and road safety. On the other hand, personnel who are either directly or indirectly involved in area development and planning often do not have sufficient knowledge necessary to implement the solutions that are safest and optimum in terms of transport and economics. Furthermore, there are no catalogues of good practices or workshops that might improve the qualifications of officers in these fields. As a consequence, both personnel and their superiors find it difficult to make a change. Because of that, hardly ever are good examples of area development in terms of road safety in gminas and voivodeships used. Finally, the principle that the general shape of a transport network should emerge from analytical studies that take a multi-sided approach to the subject is violated.

## **2. General Outline of the Concept of Improving the Area Development and Planning Process**

To improve the process of area development and planning and, simultaneously, to reduce the negative impact of area development on road safety, it has been proposed in Gambit Kujawsko- Pomorskie program to raise the quality of solutions included mostly in the Studies of Land Use Conditions and Direc-

tions and Local Zoning Plans. The way to eliminate errors in developing road-street systems is to supplement the action plan of a typical area development and planning process with new elements. In this respect, five main groups of actions have been focused on (see Figure No. 1):

- 1) Raising the professional awareness and knowledge of persons involved in preparing planning documents related to area development through:
  - a) training for personnel responsible for area development and planning;
  - b) additional courses for road safety auditors in the field of area development and planning; and
  - c) holding annual seminars dedicated to the exchange of experiences in implementing new procedures in the process of area development and planning.
- 2) The introduction of new documents into the process of area development and planning:
  - a) Transport Study that is used to prepare the Study of Land Use Conditions and Directions,
  - b) Local Mobility and Transport Plan formulated with draft local zoning plans; and
  - c) Mobility and Transport Plan drawn up for the designed new facilities or investment projects when applying for a building permit and determining the development terms and conditions as well as the conditions of connecting a facility to a road network.
- 3) Introducing quality control tools to be applied to drafted planning documents by:
  - a) conducting road safety audits of Studies of Land Use Conditions and Directions and Local Zoning Plans; and
  - b) issuing quality certificates for individual planning documents; a certificate is to be issued to recognise the fact of including road safety dimensions in the document and obtaining the approval by road safety auditors.
- 4) Developing auxiliary materials in the area development and planning process, including:
  - a) individual guidelines for drawing up new documents:
    - Transport Studies,
    - Local Mobility and Transport Plans, and
    - Mobility and Transport Plans for newly designed facilities,
  - b) guidelines for conducting road safety audits for area development and planning studies;
  - c) a manual entitled 'Road Safety in Area Development and Planning'; and
  - d) training materials concerning road safety in area development and planning and a catalogue of good and bad practices.



5) The promotion of new procedures by:

a) developing promotional and information materials concerning the method of and benefits resulting from the application of the following new documents in the process of area development and planning:

- Transport Studies;
- Local Mobility and Transport Plans;
- Mobility and Transport Plans for investment projects and facilities; and
- road safety audits;

b) entering documents that obtained a quality certificate in the central database of area development and planning.

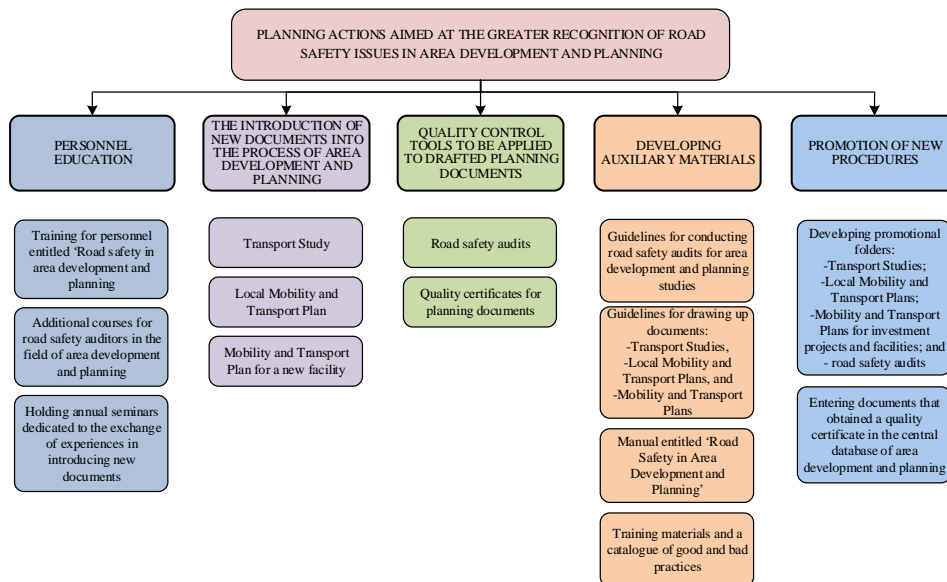


Fig. 1 Planning actions aimed at the greater recognition of road safety issues in area development and planning to be implemented in the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship

Rys. 1. Planowane działania prowadzące do większego uwzględnienia problematyki bezpieczeństwa ruchu drogowego w planowaniu przestrzennym zaproponowane do wdrożenia w województwie kujawsko - pomorskim

### 3. Basic Instruments of Improving Road Safety

It is noteworthy that the process of preparing the area development and planning policy, mostly for gminas, includes four tools of supervision over proposed solutions that determine the effects of interaction between area development and planning and traffic. The basic instruments of formulating a relevant

road safety standard, and hence the comprehensive transport services in a gmina, should include:

- Transport Study prepared for a draft Study of Land Use Conditions and Directions;
- Local Mobility and Transport Plans – when preparing local zoning plans;
- Mobility and Transport Plans for investment projects and new facilities; and
- The road safety audit for Studies of Land Use Conditions and Directions and the Local Zoning Plans.

The prime aim of the Transport Study is to outline the foundations for formulating the sustainable policy of transport development and safe transport in the area. Another objective of the document is to determine the optimum actions involved in the development of individual transport subsystems and their infrastructure as well as to identify the methods of performing the main tasks of local government administration in maximising transport availability of specific areas, while minimising the costs of transport system operation. Moreover, the analyses included in the Transport Study should make it possible to gather information on conditions and methods of limiting the negative impact of transport on the environment and the conditions and method of the optimum development and planning of a specific area.

The Transport Study should be developed in the process of drawing up and updating the Study of Land Use Conditions and Directions for the area. The implementation of the Transport Study should also take place as a part of the regularly prepared Transport Plans, which are required under the Regulation of the Minister of Infrastructure of 25 May 2011 on the detailed scope of the Plan of Public Transport Sustainable Development. As Transport Plans concern the operation of public transport, they must constitute an element of the Transport Study. Their preparation within the Transport Study gives a distinct advantage in terms of accuracy and details compared to transport plans prepared without consideration for the Transport Study. The Transport Study gives a chance to develop Transport Plans based on a broad range of in-situ tests and in relation to other transport systems and with simulation models, because the Transport Study has to include such a scope.

The idea behind the implementation of Local Mobility and Transport Plans is to obtain the maximum transport accessibility of gmina areas for which Local Zoning Plans are prepared and to raise their general attractiveness while keeping financial outlays at minimum and protecting the natural environment. All such actions are accompanied by the special attention devoted to the safety of all road and street users. This is possible owing to the development of optimum solutions of transport services as well as the infrastructure, through the in-depth analysis of the area. The Local Mobility and Transport Plan is the direct executive tool for implementing the premises of the transport and development policy of a gmina. Its foundations are the interests of the gmina, which result from its economic and social successes. Moreover, the scope of the design concept and

analyses that are the final product of the Local Mobility and Transport Plan are supplemented by the needs of the Local Zoning Plan. Therefore, the selected option of developing transport systems will be accurate and adapted to every individual characteristic of the area development and planning.

The Mobility and Transport Plan is dedicated to individual investment projects and building facilities that need to be connected to a road network and whose location and the detailed service method cannot be determined either in the Study of Land Use Conditions and Directions or even in the Local Zoning Plan. Such factors are variables that depend only on a business decision of an investor. This problem is additionally aggravated by the fact that not all areas, especially in towns and cities, have their Local Zoning Plans, and decisions are issued according to 'decisions on area development and planning' and 'decisions on location of public purpose investment projects'. Moreover, the location at a spot that is not suitable or not prepared in terms of transport often has a major impact on the traffic, resulting in the lower road safety level and the excessive congestion on a specific area of the road network. In response to the need of endorsing or indicating the method of transport service of traffic-generating investment projects of varied characteristics (housing estates, shopping centres, business parks, hospitals), the introduction of the procedure for preparing the Mobility and Transport Plans for such investment projects is proposed. The procedure would be carried out during the initial phase of preparing a design of a building or another traffic-generating facility, which ends with a decision on a building permit, and would result from the provisions in the Local Zoning Plans and the conditions of developing and locating public purpose investment projects or the connection to the road network.

No process of selecting the best solutions will be effective or productive, unless the participation of adequately qualified personnel is provided. For this purpose, the promotional campaign is needed to raise the awareness of the fact that transport systems constitute a key element in the area development and planning practice, rather than just being one of many aspects that have limited influence on the life of local communities. The term of a 'promotional and awareness-raising campaign' means mostly a series of courses or workshops as well as post-graduate studies for officers who take decisions on the shape of planning solutions. On the other hand, the fulfilment of duties by such officers should be safeguarded by the developed codes of good practices and guidelines. Access to such materials should be practically unlimited, so that everyone who treats one's job as the mission of creating safer and better living areas could find best practices in such codes and guidelines.

## Literature

- [1] Szczuraszek T. (edited by, collective work); Gambit Kujawsko-Pomorski Volume I: Diagnoza Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego, DIAMOND BOOKS, Bydgoszcz 2010.
- [2] Szczuraszek T. (edited by, collective work); Gambit Kujawsko-Pomorski Volume II: Program Poprawy Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego w Województwie Kujawsko-Pomorskim, DIAMOND BOOKS, Bydgoszcz 2012.
- [3] Samdahl D. R., Ridgway M., Planning Urban Roadway Systems– ITE Proposed Recommended Practice, ITE Western District Conference.
- [4] Guidelines Developing and Implementing a Sustainable Urban Mobility Plan, Funded by the Intelligent Energy Europe Programme of the European Union, January 2014.
- [5] Urban Mobility Plans National Approaches and Local Practice, Federal Ministry for Economic Cooperation and Development.

## POPRAWA BEZPIECZENSTWA RUCHU DROGOWEGO POPRZEZ UDOSKONALENIE PROCESU PLANOWANIA PRZESTRZENNEGO

### Streszczenie

Sieć drogowa powinna gwarantować wszystkim jej użytkownikom bezpieczne i sprawne przemieszczanie się określonymi środkami transportu. Proces jej rozbudowy i funkcjonowania obejmuje nieodłączne etapy procesu realizacji sieci drogowej uszeregowane w czasie, tj.: planowanie, projektowanie, realizacja, eksploatacja. Błędy popełnione podczas jednego z etapów rozwoju sieci transportowej miasta, pomimo przykładowych rozwiązań w ramach pozostałych etapów, mogą znacznie obniżyć standard infrastruktury drogowej i przyległego terenu, w tym mogą prowadzić do pogorszenia się warunków i bezpieczeństwa ruchu drogowego. Jest to w szczególności istotne na etapie planowania, ponieważ błędy popełnione na tym etapie częstą są trudne do usunięcia lub wymagają dodatkowych nakładów finansowych w celu zniwelowania ich wpływu na pogorszenie poziomu bezpieczeństwa ruchu drogowego. Na podstawie wyników badań ankietowych przeprowadzonych na terenie województwa kujawsko – pomorskiego zdiagnozowano najważniejsze problemy wynikające z niewłaściwego planowania sieci drogowej na etapie planowania przestrzennego. Równocześnie zaproponowano sposób udoskonalenia procesu planowania przestrzennego z punktu widzenia bezpieczeństwa ruchu drogowego.

**Słowa kluczowe:** brd, plany przestrzenne, sieć drogowa, plan mobilności, plan transportowy, hierarchizacja sieci drogowej

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.93

Tomasz SZCZURASZEK<sup>1</sup>  
Jan KEMPA<sup>2</sup>

## PROPOSAL OF VOIVODESHIP ROAD SAFETY IMPROVEMENT PROGRAMME

The article presents a proposal of the 'GAMBIT KUJAWSKO-POMORSKI' Road Safety Improvement Programme. The main idea of the Programme is to establish and initiate systems that will be responsible for the most important areas of activity within road safety, including road safety control, supervision, and management systems in the whole Voivodeship. In total, the creation and start of nine such systems has been proposed, namely: the Road Safety Management, the Integrated Road Rescue Service, the Personnel Continuing Education, the Hazardous Road Behaviour Monitoring, the Social Education for Safe Behaviour on Road, the Teaching Personnel Improvement, the Area Development and Planning Process Improvement, the Road Infrastructure Design Quality Improvement, and the Road and Traffic Management Process Efficiency Improvement. The basic aim of each system has been discussed as well as the most important tasks implemented as its part. The Road Safety Improvement Programme for the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship presented in this article is a part of the National Road Safety Programme 2013-2020. Moreover, it is not only an original programme in Poland, but also a universal project that may be adapted for other voivodeships as well.

**Keywords:** road safety, traffic engineering, road transport engineering, transport

### 1. Introduction

Countries that belong to the Organization for Economic Co-operation and Development (OECD), as well as other developed countries follow two strategies of the simultaneous implementation of road safety enhancement programmes:

- a central one, which provides a set of actions taken by the central administration, mostly in law and regulations, financing, and coordination of actions taken by different ministries, and

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Tomasz Szczuraszek, University of Science and Technology, Department of Road and Transport Engineering, ul Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, tel. (52) 340-84-30, zikwb@utp.edu.pl

<sup>2</sup> Jan Kempa, University of Science and Technology, Department of Road and Transport Engineering, janke@utp.edu.pl

- a local one, which includes a set of actions on a local level, mostly taken by local government authorities and encompassing a whole range of initiatives in different safety areas.

This two-fold approach is the most efficient method of increasing road safety, which has also proven effective in Polish conditions. The good example of this is the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship, where both the national GAMBIT Programme (since 1996) and the local Bydgoszcz GAMBIT Programme (also since 1996) have been implemented for many years. They have brought some very favourable changes in road accident and casualty statistics in 2000-2015, as presented in Figure 1. Moreover, the Figure shows the trends of road accident and casualty numbers in a previous period.

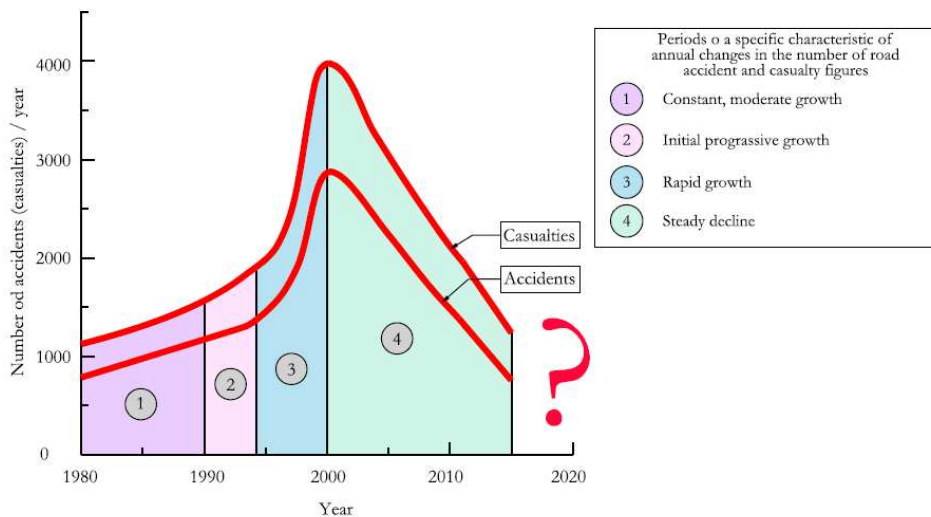


Fig. 1. Changes of road accident and casualty figures in the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship in 1980 – 2015 [3]

Rys. 1. Zmiany liczby wypadków drogowych i ofiar wypadków w województwie kujawsko-pomorskim w latach 1980 – 2015 [3]

It is noteworthy that the State and the local government authorities have both statutory and moral obligations to provide the highest level of safety to its citizens, because they are responsible for the public space in their territory as well as for developing the safe behaviour of their citizens. Having this in mind, the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship Road Safety Council undertook an initiative to commission the development of the 'Road Safety Improvement Programme in 2013-2020 in the Voivodeship', but this time of much greater scope than the previous Bydgoski GAMBIT Programme. Its aims were to be coherent with the objectives of the national GAMBIT Programme adopted in 2005 by the Council of Ministers [1], hence it was given the GAMBIT acronym with the

KUJAWSKO-POMORSKI adjective [2, 3]. The study, due to the broad thematic scope of tasks, was divided into two stages. The first one encompassed the diagnosis of road safety, while the second stage was dedicated to specific proposals of the road safety improvement programme. The study includes a detailed assessment of the road safety status in the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship. Based on the assessment, the detailed analyses of the impact of different factors on road safety as well as by examining solutions of numerous road safety problems adopted in the West-European countries, the new programme was formulated entitled 'Programme of Road Safety Improvement in the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship'.

The proposed programme is the result of European Parliament and Council Directive, that requiring Member States to put in place and implement a necessary procedure or procedures to carry out a systematic action in road safety aspects, as this is the major measure for road safety improvement. This directive concerns the European transcontinental road network (TEN) and roads financed from UE funds, what, from the Polish point of view, is the serious deficiency of this directive. That is why, one of the goal of this programme is to put in action local authorities involved in road safety. According to the UE Directive this programme suggests the wide range of procedures and analytical, control and verifying activities in this topic. It is also consistent to the Road Safety National Programme 2013-2020. It includes five pillars of this programme: safe behaviour of road users, safe road infrastructure, safe speed, safe vehicles and the emergency and medical service.

This article presents the main ideas of the Programme.

## **2. Basic idea of the Programme**

The main idea of the Programme is to create and start in the Voivodeship specific systems responsible for the most important operational areas of road safety, as well as the road safety control, supervision, and management system encompassing the whole Voivodeship. In total, nine such systems have been proposed.

The effective and efficient management of such systems would require changes to structures that are responsible for road safety in the Voivodeship. Therefore, the Voivodeship Road Safety Council has undergone a major reform, and the establishment of a new entity, i.e. the Voivodeship Road Safety Centre, has been proposed.

The names, objectives, and most important tasks implemented within the system have been presented in Table 1.

Table 1. Systems of the Road Safety Improvement Programme in the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship and their objectives

Tabela. 1. Systemy Programu poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego w województwie kujawsko – pomorskim oraz ich cele

<i>Name of system</i>	<i>Aim of the system</i>	<i>Most important tasks fulfilled within the system</i>
[1]	[2]	[3]
<b>Road Safety Management System</b>	Responsible for establishing and operating organizational structures that manage activities within road safety and for the proper operation of most other systems, by inspiring, supervising, controlling and supporting their activities with data and knowledge; raising funds for activities resulting from the Programme	<p>To establish the Voivodeship Road Safety Centre to stimulate and manage road safety as well as to implement the Programme on behalf of the Voivodeship Road Safety Council;</p> <p>To improve the operation of the Voivodeship Road Safety Council structures;</p> <p>To raise funds that will make it possible to fulfil basic statutory tasks within the conduct of standardised and coherent actions resulting from the Programme and the involvement of all relevant social stakeholders in the road safety improvement process;</p> <p>To establish Town/City, Poviast and Gmina Road Safety Councils and to appoint Voivodeship, Poviast and Gmina Road Safety Inspectors;</p> <p>To develop and implement the Road Safety Management System available to all entities responsible for road safety to be used in their statutory and daily activities related to road safety.</p>
<b>Integrated Road Rescue Service</b>	Shortening all elements of the so-called survival chain, i.e. the time of: starting first aid, the arrival of rescue services to an accident site, providing medical care, and arrival at hospital and giving assistance to accident casualties at Hospital Rescue Wards	<p>To develop a concept of establishing the Voivodeship Road Rescue Centre;</p> <p>To prepare materials necessary to create the system of general social education in the first medical aid;</p> <p>To provide regular training to rescue services in order to improve their efficiency as well as to modernise rescue equipment and provide services with additional tools;</p> <p>To support the establishment of Hospital Rescue Wards, to develop the Air Ambulance Service, to take actions aimed at improving the road traffic organization and the development of Smart Transport Systems (faster and more efficient arrival of rescue services to an accident site).</p>



Table 1. Systems of the Road Safety Improvement Programme in the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship and their objectives, c.d.

Tabela. 1. Systemy Programu poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego w województwie kujawsko – pomorskim oraz ich cele, cont.

[1]	[2]	[3]
<b>Personnel Continuing Education</b>	<i>Personnel continuing education and their preparation for fulfilling tasks related to road safety</i>	<i>Training for: road safety auditors, local government officers (including town/city, powiat and gmina road safety inspectors); the management of local government authorities to make them aware of road safety problems that occur in their areas; personnel working in supervision services, to provide better reporting of road incidents and the more effective control over behaviour of road users; officers involved in local development and planning, to provide them with greater knowledge of road safety and the impact of planning decisions on the subsequent hazards in developed areas; road rescue services; road engineering personnel (mostly involved in designing road infrastructure).</i>
<b>Monitoring Hazardous Behaviour on Roads</b>	<i>Minimising hazardous behaviour of road users in traffic</i>	<i>To continually locate road sites where road incidents occur most often, due to a specific hazardous behaviour of road users and to intensify traffic supervision at such locations and to increase penal sanctions for such hazardous offences.</i>
<b>Social Education for Safe Road Behaviour</b>	<i>Developing safe behaviour of adult road users in road traffic</i>	<i>To cover adult road users with educational activities in as many organizations as possible, including media, and to use all means of communication for this purpose. One of the main entities that carries out continued road safety promotional activities will be the Voivodeship Road Safety Centre and the dedicated social media portal.</i>
<b>Teaching Personnel Improvement</b>	<i>Developing safe attitudes of children in road traffic with the proper training of all persons involved in their education and in traffic education</i>	<i>To establish suitable structures and a knowledge base that will enable the continued and effective education of personnel and parents in road safety.</i>

Table 1. Systems of the Road Safety Improvement Programme in the Kujawsko-Pomorskie Voivodship and their objectives, c.d.

Tabela. 1. Systemy Programu poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego w województwie kujawsko – pomorskim oraz ich cele, cont.

[1]	[2]	[3]
<b>Area Development and Planning Process Improvement</b>	<i>Taking account of road safety issues when preparing area development and planning documents, including mostly the Area Development Conditions and Directions Study and Local Zoning Plans</i>	<i>To educate officers involved in area development and planning processes within road safety; to introduce new documents and procedures in the planning process; to control the quality of planning studies in terms of road safety; to develop auxiliary materials needed for the preparation of different planning documents; to promote new procedures among local government authorities, to be introduced in order to improve the quality of area development and planning processes as well as road safety.</i>
<b>Road Infrastructure Design Quality Improvement</b>	<i>Designing safe road infrastructure (infrastructure that forgives errors of road users, self-explanatory roads, etc.)</i>	<i>To provide continued education to designers; To introduce new procedures that result in the improvement of designing process quality; To issue materials that contain different road safety content and information on design processes; To create a database including materials useful in designing road infrastructure.</i>
<b>Road and Traffic Management Process Efficiency Improvement</b>	<i>Maximising maintenance activities and resources for road safety</i>	<i>To introduce improved processes and procedures related to the maintenance of a high road and traffic safety level by road administrators in their road networks, i.e. the systematic revisions of roads in terms of operational standards and road safety, to remove the most hazardous locations from the network, to manage vehicle speed in a road network, to approve and implement designs of traffic organization.</i>

### 3. Cost and main risks to the Programme

The total cost of this road safety programme is estimated at 4.0 mln zł. There were 957 road accidents where registered, 158 people died, 280 persons were seriously injured and 800 slightly injured in the area of Kujawsko-Pomorskie voivodship in 2015. The total cost of these accidents can be estimated at more than 1 miliard zł. The costs of road accidents were determined based on data from [6].

The basic risks to the programme may come from lack of:

- sample solutions on such a scale for the voivodship in Poland,
- the possibility to adapt the right of foreign programs of road safety improvement,
- appropriate efficient structures to manage road safety in the voivodship,
- at the central level of authorities, a number of system solutions, legal and organizational,
- in many cases, the rules for the normalization of standards solutions, books, manuals, auxiliary materials, etc.,

and moreover the need for significant involvement in the implementation of the Programme decision-makers and officials, including government authorities and local authorities at all levels. A serious threat is also a low level of awareness in many decision-makers, planners, designers, teachers and officials of significant importance of road safety for their health and life, as well as the quality and cost of living.

#### **4. Summary**

To achieve the road safety improvement, it is necessary to have good domestic, regional, and local strategies in his area. At present, Poland operates the National Road Safety Programme 2013-2020, which was adopted by the National Road Safety Council in 2013. The programme continues the long-term ZERO Vision accepted in the previous domestic road safety programmes, by assuming that death and injuries cannot be perceived as an unavoidable cost of mobility. Moreover, to implement the long-term Vision, two main objectives have been adopted until 2020, namely to limit the annual number of:

- a) fatalities by minimum 50%, which means maximum 2,000 casualties in 2020, and
- b) the heavily injured by minimum 40%, which means maximum 6,900 heavily injured in 2020.

The GAMBIT KUJAWSKO-POMORSKI Road Safety Improvement Programme presented in this article is a part of the National Road Safety Programme 2013-2020. The programme is original in the domestic scale, but is also universal and can be adapted in other voivodeships of Poland.

#### **Literature**

- [1] Krajowy Program Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego 2005 -2007 – 2013 Gambit 2005. Ministerstwo Infrastruktury. Warszawa 2005.
- [2] Collective work edited by prof. T. Szczuraszek: Diagnoza bezpieczeństwa ruchu drogowego. GAMBIT KUJAWSKO-POMORSKI (Volume I). Diamond Books. Bydgoszcz 2010.

- [3] Collective work edited by prof. T. Szczuraszek: Program poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego. GAMBIT KUJAWSKO-POMORSKI (Volume II). Diamond Books. Bydgoszcz 2012.
- [4] Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady Nr 2008/96/WE w sprawie Zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej. Dziennik Urzędowy Unii Europejskiej L 319/5 z dnia 29.11.2008.
- [5] Narodowy Program Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego 2013 – 2020. Krajowa Rada Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego. Warszawa 2013.
- [6] Niebieska Księga. Infrastruktura drogowa. Jaspers 2015.

## **PROPOZYCJA WOJEWÓDZKIEGO PROGRAMU POPRAWY BEZPIECZEŃSTWA RUCHU DROGOWEGO**

### **Streszczenie**

W artykule przedstawiono propozycję Programu Poprawy Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego „GAMBIT KUJAWSKO-POMORSKI”. Główną ideą Programu jest utworzenie i uruchomienie w województwie określonych systemów odpowiedzialnych za najważniejsze sfery działań na rzecz bezpieczeństwa ruchu drogowego, w tym także systemu sterującego, nadzorującego i zarządzającego bezpieczeństwem ruchu drogowego w całym województwie. Łącznie zaproponowano utworzenie i uruchomienie dziewięciu takich systemów, a mianowicie: Zarządzanie Bezpieczeństwem Ruchu Drogowego, Zintegrowane Ratownictwo Drogowe, Ustawiczne Kształcenie Kadr, Monitorowanie Niebezpiecznych Zachowań na Drodze, Społeczna Edukacja Promująca Bezpieczne Zachowania na Drodze, Doskonalenia Kadr Oświaty, Udoskonalanie Procesu Planowania Przestrzennego, Poprawa Jakości Projektów Infrastruktury Drogowej, Poprawa Efektywności Procesu Zarządzania Drogami i Ruchem Drogowym. Omówiono cel nadrzędny każdego systemu oraz najważniejsze zadania realizowane w jego ramach. Przedstawiony w niniejszym artykule Program Poprawy Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego dla województwa kujawsko-pomorskiego wpisuje się Narodowy Program Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego 2013–2020. Ponadto jest nie tylko oryginalnym w skali kraju tego typu programem, ale jest również programem uniwersalnym, dającym możliwość jego adaptacji dla innych województw kraju.

**Słowa kluczowe:** bezpieczeństwo ruchu drogowego, inżynieria ruchu drogowego, transport

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.94

Tomasz SZCZURASZEK<sup>1</sup>

Jan KEMPA<sup>2</sup>

Paulina OLENKOWICZ-TREMPAŁA<sup>3</sup>

## ENHANCEMENT OF ROAD SAFETY BY IMPROVING THE PROCESS OF ROAD INFRASTRUCTURE DESIGNING

Characteristics of road infrastructure affect the level of road safety significantly. Therefore, the process of designing such infrastructure gains special importance. A general concept of improving road infrastructure designs has been formulated based on the analysis of causes of their low quality. The concept includes the following types of measures: educational, procedural, publishing, informative, and legal to be taken by central government authorities. Educational actions are to involve primarily the systematic training for all persons involved in the designing process. Moreover, the introduction of road safety procedures has been proposed for all road infrastructure designs as well as the preparation of study documentation, a new 'Design Consultation Card', consulting geometric solutions, and the procedures that should improve the quality of ToRs. Activities within publishing are to focus on preparing and publishing design-related studies. Informative actions include the establishment of a voivodeship road safety database including, among other, design norms and regulations, design standards, catalogues of good and bad practices, manuals, scripts, training materials, examples of ToR, and auxiliary designing materials. The last group of activities requires national regulations.

**Keywords:** road safety, traffic engineering, designing safe road infrastructure, and transport road safety, traffic, traffic management

### 1. Introduction

According to both foreign and domestic studies, properties of road infrastructure have a major effect on road safety. Therefore, in the process of designing a 'safe' road infrastructure, one has to keep in mind that the minimum risk of

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Tomasz Szczuraszek, University of Science and Technology, Department of Road and Transport Engineering, ul Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, tel. (52) 340-84-30, zikwb@utp.edu.pl

<sup>2</sup> Jan Kempa, University of Science and Technology, Department of Road and Transport Engineering, janke@utp.edu.pl

<sup>3</sup> Paulina Olenkiewicz-Trempała University of Science and Technology, Department of Road and Transport Engineering, paulina.olenkiewicz@utp.edu.pl

road incidents and their casualties should be guaranteed once an investment project is completed.

One of the principal causes of the insufficient level of road safety on Polish roads is the fact that the participation of a road as the origin of road incidents is not recognised enough. Statistics of road incidents do not include numerous defects of a road infrastructure, traffic characteristics, or traffic organization, which results from the fact that the participation of such errors as causes of road incidents is generally hard to determine. Only a detailed cause and effect analysis of road incidents gives a chance to identify such an effect of a road infrastructure.

The negative impact of road-traffic characteristics on road users may vary and involves, among other, the increased difficulty level of tasks that have to be performed by road users, low 'readability' of a road, forcing road users to change their behaviour suddenly, facilitating or provoking drivers to drive at excessive speeds, higher than a safe speed, etc.

The complexity of the cause and effect relationship between road incidents and the broadly understood road environment stems also from different influences of road-traffic characteristics on road users, the simultaneous effect of various negative properties of road and traffic on road users, and the changing effect of negative road and traffic properties on road users when combined with other characteristics.

This article is aimed at indicating the potential enhancements of road safety by improving the process of road infrastructure designing.

## **2. Main Causes of Low Design Quality**

The main causes of the low quality of road infrastructure designs may be divided into three groups in terms of the institutional hierarchy of entities that influence the designing process:

- Designers: the lack of suitable knowledge and experience held by great many designers, especially in the area of traffic processes and road safety; traffic organization designs are often produced by persons holding low competences (which is allowed by the present rules of law); the frequent failure of designers to carry out analyses that provide the adequate design level in terms of road safety (including in particular: traffic forecasts, flow capacity analyses, visibility analyses, and serviceability analyses); the belief that the application of provisions included in the Technical Terms and Conditions warrants the safe solutions and the automatic compliance with regulations that concern road designing.
- It is worth stressing that the most common excuse given by designers for the low quality or errors in designs is the formalization of the design process. It is true that it is becoming more and more time consuming to obtain permits, approvals, certificates, declarations, opinions, justifications, etc. It is estimated

that the 'actual' design work constitutes at present maximum 25% time of the whole design process.

- Investors (road administrators) who order designs and take decisions on its scope and acceptance: designers are not required to make their designs subject to a road safety audit (with some exceptions, including GDDKiA – General Director for National Roads and Motorways); only occasional requirements of study documentation in the design process (except for GDDKiA); accepting inadequate assessment, endorsing, and consultation procedures of designs among numerous road administrators; a short time of developing designs, resulting usually from the pressure put by investors and the improper road investment planning; only a sporadic requirement for endorsing road geometry solutions in designing processes in terms of the possible application of suitable traffic organization solutions; the careless and unprofessional preparation of terms of reference for numerous road investment projects; and
- Central authorities that impose in regulations, legal acts, and legislation the main framework and rules of the designing process: no regulations or procedures that necessitate the performance of road safety audits with respect to most designs; no materials that explain and justify the adopted road design rules; imperfections (ambiguities and low quality) of some design regulations and rules applicable in Poland; the content of some regulations that is not adequate to the present knowledge, in particular within road safety; no sufficient tools that enable proper designing in terms of road safety; no regulations that determine the qualifications of designers of traffic organization designs, including of street lights; imperfections of the Public Procurement Law.

The problem is illustrated with studies [1, 2]. Moreover lots of main reasons for such poor quality of road infrastructure designs are illustrated with studies [3, 4, 5].

### 3. General Concept of Design Quality Improvement

Based on the analysis of causes that influence the low quality of road infrastructure designs listed in section 2, a general concept has been formulated of improving their quality through various implementation measures, namely: education, procedural actions, publishing, an informative camping, and actions taken towards the central state authorities.

#### ▪ Education

Education should focus on organising systematic training for the following groups of people: persons involved in designing, road safety auditors, officers endorsing designs, and authors of terms of reference.

In this respect, the establishment of six cycles of training has been proposed for the personnel involved in road safety in the voivodeship and the extension of the present training for rescue services. The training should involve: one-term

studies for road safety auditors, two-term post-graduate studies in 'Road Safety' for expert road engineering personnel, one-week training in 'Road Traffic Safety Management' (dedicated mostly to powiat and gmina road safety inspectors and other powiat and gmina officers and road administrators), one-day training entitled 'Role of Local Governments in Road Safety' (dedicated to starosts, mayors, and voyts), two-day training entitled 'Road Safety Supervision and Control' (for police and Road Transport Inspectorate officers), one-week training in 'Road Traffic Safety in Area Development and Planning', aimed at extending the knowledge of road safety problems among planners, and one-day training in road rescue services with a greater frequency and with a much broader scope than at present.

It should be noted that, as explained in [6] specialist of Gdańsk and Cracow University of Technology conduct fundamental and periodical trainings for road safety auditors. Every year several dozen new road auditors are ready to work for road authorities.

#### ▪ **Procedural measures**

The introduction of the following new procedures is planned in the design process: safety audits of all road infrastructure designs, preparing study documentation before any major design processes, a new 'Design Consultation Card', consulting geometric solutions with a road administrator, and procedures that enable the improvement of ToR quality for design tasks.

The present experience shows that the application of audit procedures gives expected positive results. It is often only the awareness of a road administrator or designer that a design will be subject to the presented procedure makes both parties dedicate much more time to selecting correct design solutions and devote more effort to provide their compliance not only with technical-operational requirements but to provide the necessary level of road safety as well. To cover all road design projects with the audit procedure in the present legal conditions, the following are necessary: adopting a resolution by the Voivodeship Road Safety Council, signing an agreement in this respect between the Council and the local government authorities, and the undertaking by road administrators to include road safety audits into provisions when issuing decisions on building terms and conditions, in terms of reference, and in contracts for work related to designs of road infrastructure.

In Poland, however in limited range, new legal acts have been introduced, which obliging road authorities to prepare road safety assessment and road safety audits for road designs [7]. It is the result of European Parliament and Council Directive, that requiring Member States to put in place and implement a necessary procedure or procedures to carry out a systematic action in road safety aspects.

According to the present practice and experience, the first stage of developing important designs of road infrastructure should be always to prepare study



documentation, which gives numerous benefits, such as, first of all, excluding solutions that are not technically feasible, not fully safe, economically controversial, unfavourable due to environmental protection, or impossible to implement, e.g. because of social aspects. Other advantages include: the complete and good knowledge of the advantages and disadvantages of specific options (the ability to carry out a multi-criteria analysis to underlie the selection of an optimum option that takes account of conditionings: road safety, economic, social, and environmental), the estimation of costs and economic efficiency of an investment project including the sensitivity analysis, the indication of potential difficulties in implementing a project in its further phases, the establishment of solid foundations for the compliant and explicit formulation of the provisions of the Terms of Reference concerning the further phase of designing.

It is proposed to introduce the division of all road investment projects into four groups in terms of their importance and the attributed scope of study documentation: very important – the documentation should include four phases: a network study, a corridor study, a technical-economic study, and a programme concept (likewise in the case of GDDKiA documentation); important – the documentation should feature an extended conceptual design; less important – the documentation is to include a simplified conceptual design, and projects that do not require any research work.

At present, a road administrator occupies a highly privileged position in the designing phase. If a design is not accepted by a road administrator, a designer cannot submit it to a competent authority for approval; consequently, a failure to obtain a building permit or a permit for the implementation of a road investment project results in financial penalties imposed on the designer. Hence, designers agree quite often to reject their own solutions, which are favourable in terms of road safety but expensive, and use solutions imposed by road administrators, which are cheaper but do not guarantee the achievement of a desired road safety level. This situation results from the excessively discretionary nature of certain provisions in regulations that govern road designing as well as limited financial resources for implementing investment projects. Another unfavourable factor is also the lack of an entity that would be consulted on in case of differences of opinion, if any, between a road administrator and a designer as to applied design solutions. Therefore, it is proposed to improve this designing phase by the obligatory introduction by all road administrators of consultation and endorsement cards for all road infrastructure and traffic organization designs as well as the introduction of an independent entity that would give opinions on potential differences between a road administrator and a designer. A consultation and endorsement card should include comments and objections including their justification as well as opinions and assessments expressed by all entities that participate in endorsing and consulting a design. A road administrator and a designer should respond in writing to all entries included in a card. In the event of any differences of opinions as to design solutions between a road administra-

tor and a designer, a record of divergences is to be formulated. It is proposed that an entity that gives an opinion on the record of divergences should be a person holding the qualifications of a road safety auditor, and the costs of preparing an opinion, likewise the costs of an audit, should be borne by a designer.

Unfortunately, numerous Terms of Reference (ToR) have the following weaknesses: too vague formulation, ambiguous and imprecise phrasing or giving incomplete or missing some, often very important, tasks to be performed. Such deficiencies give great interpretation potential to a contractor, which is often used 'ingeniously' by contractors. At the same time, they become a source of unnecessary conflicts between contractors and ordering parties. According to the analysis of great many ToRs, in general they do not include any road safety requirements, and if they do, they are often a very good example of how ambiguously the terms of reference may be formulated.

Tasks that are most often omitted in ToRs are the analysis of forecast traffic, flow capacity, visibility, and serviceability, which should come as a surprise, because after all the results of such analyses often underlie a selection of a specific design solution. Such situations result from the fact that, unfortunately too often, persons who prepare terms of reference and their scope (especially in case of administrators of roads of lower categories) do not have required knowledge of road designing and, most important, of road safety. Therefore, actions are proposed aimed at eliminating such deficiencies by: delegating authors of ToRs to relevant trainings and courses (such persons need to have the required knowledge in road infrastructure designing, including road safety), outsourcing ToRs (i.e. from persons with adequate skills and experience, especially in the event of large and important road infrastructure projects, which applies especially to all powiat and gmina road administrators), including examples of ToRs for different investment tasks in the voivodeship databases and the obligatory inclusion of a work timetable in ToR.

#### ▪ **Publishing activity**

The publishing activity should focus on developing and publishing the following: relevant manuals and books, catalogues of good and bad practices, training materials, design standards, and auxiliary materials for designing.

There are not enough manuals concerning the state-of-the-art know-how in road safety on the Polish market, including in particular manuals that concern the area development and planning, safe road infrastructure designing, road management, and road traffic. Therefore, a proposal is made to prepare the following manuals: 'Road Safety Management', 'Road Safety in Area Development and Planning', and 'Road Safety – Selected Topics.

Because Polish regulations lack detailed selection criteria or rules of applying a geometric parameter and technical-operational values for numerous elements of road infrastructure, for the same external conditions different solutions are applied, many a time in the area of the same municipality. As a consequence

of this practice, road users are often confused as to the rules of using such solutions in practice and the safe behaviour in traffic. The necessity to develop uniform design standards for many road infrastructure elements that should apply all over Poland has been discussed for years now. Unfortunately, the authorities that are competent to develop such standards are not taking any steps to change this very unfavourable situation. Therefore, many large cities in Poland have already developed or are developing such standards (usually concerning bikes) on their own. Consequently, a proposal is made that the following most important and at the same most urgent standards should be introduced: 'Cycling Path Designing and Development', 'Low Speed Zone Designing and Equipment'.

New literature about design safe road infrastructure has been increasingly published in recent years on the Polish publishing market, and good examples may be [9, 10].

▪ **Informative measures**

In this area, the establishment of the voivodeship database of traffic safety is planned, which will be available to all designers and will contain, among other: designing standards and regulations, catalogues of good and bad practices, manuals, scripts, training materials, examples of ToRs for selected investment activities, auxiliary materials for designing, etc.

▪ **Activities of central government authorities**

There are certain measures aimed at enhancing road traffic that cannot be implemented on a local level, because they require national regulations. Such measures include: conducting a road safety audit for all road infrastructure designs, the verification and updates of 'Technical Conditions to be Met by Public Roads and their Location', the introduction of amendments to the 'Public Procurement Law', making amendments to the legal acts that concern designs of permanent and temporary traffic organization, and the publication of missing design standards and design auxiliary materials. The solution of such problems requires voivodeship structures involved in road safety to request central government authorities for taking fast and effective measures in this respect.

## Literature

- [1] Collective work edited by prof. T. Szczuraszek: *Diagnoza bezpieczeństwa ruchu drogowego. GAMBIT KUJAWSKO-POMORSKI (Volume I)*. Diamond Books. Bydgoszcz 2010.
- [2] Collective work edited by prof. T. Szczuraszek: *Program poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego. GAMBIT KUJAWSKO-POMORSKI (Volume II)*. Diamond Books. Bydgoszcz 2012. *Drogownictwo* 4/2012.
- [3] Tracz M., Gaca S.: *Wdrażanie audytu bezpieczeństwa ruchu drogowego w Polsce*. *Drogownictwo* 4/2010.

- [4] Gaca S.: Rola przepisów technicznych i promocja dobrej praktyki jako środka poprawy bezpieczeństwa ruchu. *Drogownictwo* 4/2010.
- [5] Gaca S.: Badania naukowe i ich rola w przekształcaniu sieci drogowej. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej „Budownictwo i inżynieria środowiska. Zeszyt nr 59 (3/2012/1)*.
- [6] Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 14 września 2012 r. w sprawie szkoleń oraz wzoru certyfikatu dla audytorów bezpieczeństwa ruchu drogowego. *Dz. U.* 2012r. poz. 1079.
- [7] Zarządzenie nr 42 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 3 września 2009 r. w sprawie oceny wpływu na bezpieczeństwo ruchu drogowego oraz audytu bezpieczeństwa ruchu drogowego projektów infrastruktury drogowej.
- [8] Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady Nr 2008/96/WE w sprawie Zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej. *Dziennik Urzędowy Unii Europejskiej L 319/5 z dnia 29.11.2008.*
- [9] Collective work edited by prof. K. Jamroz: *Ochrona pieszych. Podręcznik dla organizatorów ruchu pieszego.* Krajowa Rada BRD. Gdańsk, Kraków, Warszawa 2014.
- [10] Zalewski A.: *Uspokojenie ruchu jako zagadnienie urbanistyczne.* *Zeszyty Naukowe Politechniki Łódzkiej nr 1104.* Łódź 2011.

## **POPRAWA BEZPIECZEŃSTWA RUCHU DROGOWEGO POPRZEZ UDOSKONALANIE PROCESU PROJEKTOWANIA INFRASTRUKTURY DROGOWEJ**

### **Streszczenie**

Cechy infrastruktury drogowej mają znaczący wpływ na poziom bezpieczeństwa ruchu drogowego. Z tego względu szczególnego znaczenia nabiera proces projektowania tej infrastruktury. Na bazie analizy przyczyn wpływających na niską jakość projektów infrastruktury drogowej sformułowano ogólną koncepcję poprawy ich jakości poprzez działania: edukacyjne, proceduralne, publikacyjno-wydawnicze, informacyjne oraz o charakterze prawnym w stosunku do jednostek centralnych kraju. Działania edukacyjne polegać mają na systematycznych szkoleniach wszystkich osób biorących udział w procesie projektowym. Zaproponowano także wprowadzenie procedur postępowania dotyczących: audytu brd wszystkich projektów infrastruktury drogowej, wykonywania dokumentacji studialnych, nowej „Karty uzgodnień projektu”, uzgadniania rozwiązań geometrycznych oraz procedur poprawiających jakość SIWZ. Działania publikacyjno-wydawnicze polegać mają na opracowaniu i wydaniu publikacji związanych z projektowaniem. Wśród działań informacyjnych zaplanowano utworzenie wojewódzkiej bazy informacji o bezpieczeństwie ruchu, zawierającej między innymi: normy i przepisy projektowania, standardy projektowania, katalogi dobrych i złych praktyk, podręczniki, skrypty, materiały szkoleniowe, przykładowe opisy SIWZ oraz materiały pomocnicze do projektowania. Ostatnia grupa działań wymaga regulacji krajowych.

**Słowa kluczowe:** bezpieczeństwo ruchu drogowego, inżynieria ruchu drogowego, projektowanie bezpiecznej infrastruktury drogowej, transport

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.95

Tomasz SZCZURASZEK<sup>1</sup>  
Radosław KLUSEK<sup>2</sup>  
Grzegorz BEBYN<sup>3</sup>

## ENHANCEMENT OF ROAD SAFETY THROUGH MORE EFFECTIVE ROAD AND TRAFFIC MANAGEMENT

To make the policy aimed at mitigating the risk of road incidents more effective, Poland should see the introduction of the more efficient road and traffic management. In November 2008 the European Parliament and the European Council published the Directive on "infrastructure safety management" which provides guidance on the procedures for carrying impact assessments of traffic safety, traffic safety audits, safety management on the road network and monitoring traffic safety in Member States. In this article, the authors have proposed a systemic approach to road and traffic management, involving the implementation of consistent procedures that should include regular revisions of roads, eliminating hazardous sites, speed management, as well as the approval and implementation of traffic organization designs.

**Keywords:** road safety, traffic, traffic management

### 1. Introduction

The level of hazards on roads is closely related to the road environment. According to research [1], a cause or concurrent cause of 65% road incidents included a road and its surrounding. We can influence the technical and operational characteristics of roads both in the process of creating road infrastructure and during its operation. The analyses conducted in the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship reveal that numerous mistakes are committed both at the stage of planning and designing roads. Such errors are very difficult to eliminate dur-

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Tomasz Szczuraszek, University of Science and Technology, Department of Road and Transport Engineering, ul Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, tel. (52) 340-84-30, zikwb@utp.edu.pl

<sup>2</sup> Radosław Klusek, University of Science and Technology, Department of Road and Transport Engineering, radoslaw.klusek@utp.edu.pl

<sup>3</sup> Grzegorz Bebyn, University of Science and Technology, Department of Road and Transport Engineering, bebyng@utp.edu.pl

ing the use of a road network; hence, the maintenance of the desired road safety level at the stage of its operation is very difficult.

The authors have used the example of the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship to formulate in the road safety diagnosis a number of critical comments on the management of roads and traffic. Such reservations concern mostly the omission or improper performance of great many procedures by the considerable majority of road and traffic administrators. However, such procedures are necessary and essential to the maintenance of the required road safety level in the road network. An important role is played by the shortage of suitable tools that might facilitate the implementation of a correct policy of road and traffic management in almost all organizations concerned. The lack of a suitably equipped and maintained IT database arouses serious concerns in this respect.

The Directive of the European Parliament and the European Council number 2008/96 of 19 November 2008 concerning the "infrastructure safety management" provides detailed guidance on the procedures for carrying out impact assessments of road safety, road safety audits, safety management and monitoring on road network in the Member States.

To adjust to the Directive in this article, some systemic solutions have been proposed that may eliminate the most common irregularities and faults. The idea of enhancing road safety has been based on the implementation of the following permanent tasks in the process of road and traffic management (see Figure 1):

- conducting regular revisions of roads in terms of operational standards and road safety;
- the implementation of the process of liquidating hazardous spots;
- the implementation of the vehicle speed management process in the road network; and
- the introduction of the amended procedure of approving and implementing traffic organization projects.

## **2. The implementation of systemic road revisions in terms of compliance with operational and road safety standards**

One of the essential tasks related to road and traffic management is the maintenance of infrastructural elements that provide safety and operational standards. To enable the control of such road elements and equipment, road administrators have to carry out regular revisions of roads and remove successively any found irregularities that do not conform to the required standards.

In Poland, the obligation to carry out regular road revisions stems from the European Directive No. 2008/96 of the European Parliament, changes to the law of Public Roads of 13 April 2012 (Journal of Laws No. 2012, Item 472) and

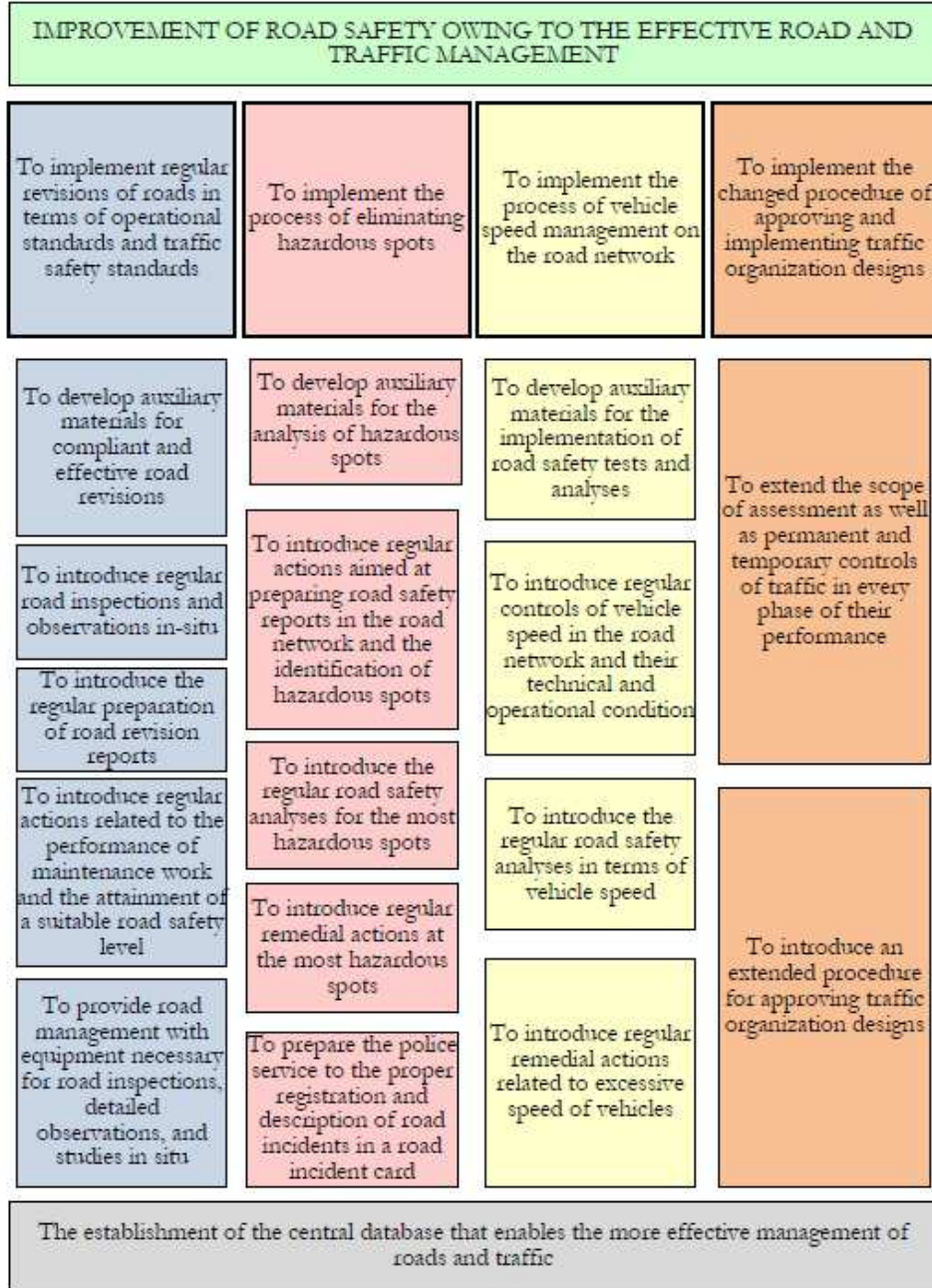


Fig. 1. Schema of necessary actions that enable the improvement of road safety through the efficient road and traffic management in the area of the voivodeship

Rys. 1. Schemat zakresu niezbędnych działań umożliwiających poprawę bezpieczeństwa ruchu drogowego poprzez efektywniejsze zarządzania drogami i ruchem drogowym na obszarze województwa

Regulation by the Minister of Infrastructure of 23 September 2003 on special conditions of managing road traffic and the supervision over such activities (Journal of Laws No. 177, Item 1729). §12(5) of the Regulation imposes the duty on a traffic manager to carry out inspections of the compliant application, performance, operation, and maintenance of all road signs, traffic light devices, traffic sound devices, and traffic safety devices located on roads minimum every six months. The Act on public roads also obliges road administrators to carry out regular controls of road and road engineering facilities on a regular basis, in particular in terms of their impact on road safety (Journal of Laws No. 14, Item 60, as amended). The present experience indicates [1, 3] that except for national roads, there are no revisions in voivodeships and, if they do occur, they are not always carried out properly. The procedure proposed by the authors enables the comprehensive and more exact revision of roads. Its idea is based on the creation of tools that enable managers the correct fulfilment of tasks related to the maintenance of road infrastructure, including by determining the procedures, solutions to be applied, and methods of introducing the effective observations in-situ. A new element of the proposed procedure is the inclusion of the regular assessment of roads used by children to come to school, mostly in terms of their safety. The main objective of such actions is to determine in advance (before a road incident takes place that involves children) any spots that are hazardous for children, considering their psychophysical limitations and difficulties in road traffic and, as a consequence, the application of relevant remedial measures that would provide such locations with the safety level acceptable for the children [2].

In order to implement the procedure of road operation condition controls, auxiliary materials are to be developed for the proper and effective revisions of roads, which will detail the scope and describe the procedures of conducting regular inspections. A database is also to be established in individual road management agencies, to facilitate road and traffic management. Local databases are to be compatible with the databases of 'Road book' and 'Bridge facility book' (according to the Journal of Laws No. 32, Item 393, a road administrator is obliged to keep a record of roads and bridge facilities). Every revision should result in a report. If any non-conformities are found in the report or any violations of required technical standards in a road element, measures are to be taken to enable the performance of maintenance work in order to achieve the required road safety level in the road network.

### **3. Implementing the process of eliminating hazardous spots in the road network**

In practice, poviats road administration, gmina offices, and municipal administrations of small towns in Poland are not involved in the process of eliminating hazardous spots. On the other hand, most other road administrators do implement some individual policies of eliminating hazardous spots; however,



they are generally not proper and do not bring the expected effects. The reconstructions, developments, and changes of traffic organization as well as other repair work aimed at enhancing road safety at a specific location in a road network are not carried out systematically; they are often conducted at random, during other investment projects, or after obtaining special funds for increasing road safety from the domestic or EU funds. A proposal of eliminating hazardous spots made by the authors involves the creation of suitable tools and facilities for road administrators to fulfil regular tasks within the search for such spots in their road network, to conduct their detailed assessments, and to perform planned remedial work in-situ, including the monitoring of its effects. Likewise in the case of inspections, when eliminating hazardous spots a database should be created that will enable road administrators to collect any information on the ongoing basis, as necessary in the process of eliminating hazardous spots. The road administration should have a suitable computer station with necessary software. Moreover, auxiliary materials are to be developed for the analyses of road safety and to select solutions used to improve road safety.

#### **4. The implementation of the vehicle speed management process in the road network**

Today, it is commonly known that one of the most effective methods of enhancing road safety is speed management. However, most voivodeships do not implement a conscious or reasonable speed management policy, even on national roads [1]. Many road administrators identify speed management mostly with speed controls conducted by the police or by municipal, poviata or gmina traffic wardens. Therefore, most of them are not aware of the present speed of vehicles in their network or, obviously, hazards that may be caused by such speed. Even such important actions as determining speed limits in a road network are taken by many road administrators incorrectly, because setting speed limits does not result from detailed road safety analyses or a specific hazard in traffic, but from incidental and interventional actions following a road accident or due to social pressure. The introduction of traffic calming zones is among the exceptional and very rare planned activities related to speed management.

Speed management proposed by the authors involves the conscious development of vehicle speeds on a road so that a relatively high level of road safety is accompanied by the desired operational level, i.e. the service of road network users and the economic efficiency of transport of people and goods. The point is that while managing roads and traffic a compromise should be sought between safety and the speed of travel (including traveling time). After all, the increase of speed without the proper protective actions will always lead to the higher risk of road accidents and the number of fatalities, although it will result in shorter travel times. Therefore, such a compromise involves primarily the maintenance of the given (pre-determined) operational speeds of vehicles with the acceptable

road safety level, which means the safety level for which the probability of a road accident is relatively low. Therefore, in this case the suitable speed management by a road administrator should involve monitoring maximum operational speeds of vehicles on every element of his road network. If a road administrator finds safe speeds exceeded on any elements of the network, he should take suitable actions that will lead to the fulfilment of this condition [2].

To achieve the proper vehicle speed management, it is necessary to develop auxiliary materials that will include rules of conducting the studies of speed, visibility, and other road characteristics and providing the following methods:

- determining a safe speed;
- setting safe distances between vehicles in a traffic flow;
- determining safe differences between vehicle speeds in consecutive and adjacent road sections;
- estimating operational vehicle speeds; and
- determining uniform road sections or elements in terms of their traffic conditions.

Developing ready vehicle speed management manuals would enable road managers to set safe speed limits and would standardise speed limits on roads depending on their technical and operational characteristics.

## **5. Introducing the changed procedure of approving and implementing designs of permanent and temporary traffic organization**

The enhancement of road traffic organization is among the most important tasks that is necessary to increase road safety. If traffic organization is defective, it may raise the risk of accidents and the severance of their effects significantly; on the other hand, if implemented optimally, it may reduce the hazard level substantially. Owing to the traffic organization that is well-thought-out, major errors of an intersection geometry or another element in a road network may be mitigated in terms of road safety. It is generally accepted that the remedy of such errors directly is usually costly and troublesome.

The diagnosis of work performed by traffic administrators in the Kujawsko-Pomorskie Voivodeship has led to the conclusion that there are numerous irregularities in the procedure of approving and implementing traffic organization designs. The basic shortcomings of such designs include [1]:

- low qualifications of many a person approving traffic organization designs, in particular on the level of powiat and gmina roads;
- no road safety audits of all traffic organization designs (other than national roads within the European route corridors);
- no verification of the impact of the proposed traffic organization on the traffic safety;

- the failure to implement fully approved designs of temporal traffic organization, in order to reduce construction costs, which leads to traffic disruptions and poses major hazards in traffic;
- neglecting commonly the safety of unprotected road users when implementing and approving designs of temporary traffic organization;
- the lack of suitable regulations and laws concerning detailed rules of conducting work on a roadway as well as catalogues of solution examples;
- in many cases (especially in cities) there is no adequate coordination of roadway occupation, which leads to major obstructions of traffic and serious hazards;
- the common lack of proper supervision over traffic organization in the course of roadwork;
- non-compliances of traffic organization solutions adopted in a design to applicable regulations;
- the fact that most road administrators do not have databases of traffic organization or suitable software, despite the statutory obligation to keep such records.

To address the above-mentioned deficiencies, the fulfilment of the following tasks is proposed:

1. the continual education of personnel involved in traffic organization, in particular persons who approve traffic organization designs as well as controlling the traffic organization status, both during and after work in a roadway;
2. the obligation to endorse traffic organization designs by a road safety auditor before their acceptance by a traffic administrator and a road administration;
3. the necessity to introduce traffic organization designs into a construction design, which will guarantee that traffic organization designs are prepared by persons holding required design qualifications;
4. the obligation to consult traffic organization designs with the authority that manages public transport, because an introduced traffic organization may change the operation of public transport;
5. the application of a changed procedure of approving traffic organization designs by traffic and road administrators and monitoring a traffic organization status during and after work, to provide the correct performance of traffic organization and the higher level of safety on a road; and
6. developing auxiliary materials that include examples of temporary traffic organization solutions.

## Literature

- [1] Szczuraszek T. (edited by, collective work); Gambit Kujawsko-Pomorski Volume I: Diagnostyka Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego, DIAMOND BOOKS, Bydgoszcz 2010.
- [2] Szczuraszek T. (edited by, collective work); Gambit Kujawsko-Pomorski Volume II: Program Poprawy Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego w Województwie Kujawsko-Pomorskim, DIAMOND BOOKS, Bydgoszcz 2012.
- [3] Jamroz K., Budzyński M., Gaca S., et al.: GAMBIT Drogi Krajowe – Program bezpieczeństwa ruchu drogowego dla dróg krajowych w Polsce na lata 2007-2013, Fundacja Rozwoju Inżynierii Lądowej, Politechnika Gdańska, Politechnika Krakowska, Gdańska 2008.
- [4] European Road Safety Observatory. Report Safety Net – [www.erso.net](http://www.erso.net) 2005.
- [5] The European Parliament and the European Council Directive no. 2008/96 on "infrastructure safety management".

## POPRAWA BEZPIECZENSTWA RUCHU DROGOWEGO POPRZEZ EFEKTYWNIJSZE ZARZĄDZANIE DROGAMI I RUCHEM DROGOWYM

### Streszczenie

Aby polityka związana ze zmniejszeniem ryzyka zdarzenia drogowego była skuteczna należy w Polsce prowadzić bardziej efektywne zarządzanie drogami oraz ruchem drogowym. W artykule autorzy zaproponowali systemowe podejście do zarządzania drogami i ruchem drogowym polegające na wdrożeniu stałych procedur systematycznego przeglądu dróg, likwidacji miejsc niebezpiecznych, zarządzania prędkością oraz zatwierdzania i wdrażania projektów organizacji ruchu.

**Słowa kluczowe:** bezpieczeństwo ruchu, ruch drogowy, zarządzanie ruchem

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.96

Marta WASILEWSKA<sup>1</sup>  
Władysław GARDZIEJCZYK<sup>2</sup>  
Paweł GIERASIMIUK<sup>3</sup>  
Marek MOTYLEWICZ<sup>4</sup>

## OCENA WŁAŚCIWOŚCI PRZECIWPÓŚLIZGOWYCH NAWIERZCHNI DROGOWYCH PRZY WYKORZYSTANIU URZĄDZEŃ TWO, CTM I DFT

Kompleksowa ocena właściwości przeciwpślizgowych powinna być wykonywana w oparciu o ciągły pomiar współczynnika tarcia oraz parametrów dotyczących tekstury nawierzchni drogowych. W artykule przedstawiono ocenę właściwości przeciwpślizgowych nawierzchni drogowych przeprowadzoną na podstawie pomiarów wykonanych zestawem pomiarowym TWO (Traction Watcher One) oraz urządzeniami CTM (Circular Track Meter) i DFT (Dynamic Friction Tester). Do badań wytypowano 11 odcinków testowych, których warstwy ścieralne były zróżnicowane pod względem technologii wykonania, okresu użytkowania i obciążenia ruchem samochodowym. Przy pomocy urządzenia CTM dokonano oceny makrotekstury (parametr MPD), a przy wykorzystaniu urządzenia DFT oceniano w sposób pośredni mikroteksturę powierzchni (współczynnik tarcia DFT20). Urządzenie TWO umożliwiło ciągły pomiar współczynnika tarcia z ustalonym poślizgiem 17,8% koła pomiarowego przy trzech prędkościach 30, 60, 90 km/h. W artykule ustalono zależności funkcyjne pomiędzy współczynnikiem tarcia  $\mu$  z pomiarów TWO, a współczynnikiem DFT20 i parametrem MPD. Wykazano, że na wartość  $\mu$  przy prędkości 30 km/h istotny wpływ ma jedynie mikrotekstura nawierzchni, a przy prędkości 60 i 90 km/h zarówno mikrotekstura i makrotekstura.

**Słowa kluczowe:** właściwości przeciwpślizgowe, makrotekstura, mikrotekstura, współczynnik tarcia, warstwa ścieralna, nawierzchnia drogowa

### 1. Wprowadzenie

Systematyczna ocena właściwości przeciwpślizgowych, która jest wykonywana w ramach diagnostyki nawierzchni drogowych, jest bardzo ważna z uwa-

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Marta Wasilewska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok, +48 691 704 197, marta.wasilewska@pb.edu.pl

<sup>2</sup> Władysław Gardziejczyk, Politechnika Białostocka, w.gardziejczyk@pb.edu.pl

<sup>3</sup> Paweł Gierasimiuk, Politechnika Białostocka, p.gierasimiuk@pb.edu.pl

<sup>4</sup> Marek Motylewicz, Politechnika Białostocka, m.motylewicz@pb.edu.pl

gi na bezpieczeństwo użytkowników dróg. Badania prowadzone w innych krajach wykazały istotny wzrost wypadkowości na mokrych nawierzchniach po przekroczeniu wymaganego poziomu właściwości przeciwpoślizgowych [1].

Jedną z miar właściwości przeciwpoślizgowych jest współczynnik tarcia określany na podstawie stosunku wypadkowej siły tarcia wytwarzanej między hamowanym kołem urządzenia pomiarowego a nawierzchnią, do nacisku koła na jej powierzchnię. Na świecie jest wykorzystanych wiele urządzeń do oceny właściwości przeciwpoślizgowych, które umożliwiają wykonanie pomiaru w zakresie prędkości od 30 do 120 km/h. Wyróżnia się cztery grupy urządzeń [1, 2]: „locked wheel”, „side force”, „fliced slip” i „variable slip”. Różnią się one głównie konstrukcją, sposobem zamontowania koła pomiarowego w stosunku do kierunku ruchu, jego obciążeniem i stopniem poślizgu oraz rodzajem opony testowej. W Europie najczęściej wykorzystywane są urządzenia z grupy „side-force” i „fliced slip”. Umożliwiają one ciągły pomiar współczynnika tarcia w sytuacji gdy koło pomiarowe porusza się względem nawierzchni z ustalonym poślizgiem w zakresie od 14 do 34 %. Jest to niewątpliwie zaleta w stosunku do urządzeń z grupy „locked wheel”, w przypadku których pomiary współczynnika tarcia są punktowe. Dodatkowo, urządzenia które mierzą współczynnik tarcia przy ustalonym poślizgu koła pomiarowego odpowiadają warunkom hamowania pojazdów wyposażonych w system ABS [1]. Najbardziej zaawansowaną technologią charakteryzują się urządzenia z grupy „variable slip”.

Ocena właściwości przeciwpoślizgowych nie powinna opierać się jedynie o pomiar współczynnika tarcia. Wskazana jest znajomość makrotekstury i mikrotekstury nawierzchni drogowych [1, 2]. Makrotekstura może być opisana za pomocą wartości MTD (Mean Texture Depth), ustalonej metodą objętościową lub wartości MPD (Mean Profile Depth) wyznaczonej metodą profilometryczną. W praktyce najczęściej są stosowane mobilne profilografy laserowe oraz stacjonarne urządzenia laserowe, na przykład CTM (Circular Track Meter). Mikrotekstura jest oceniana w sposób pośredni na podstawie pomiaru współczynnika tarcia z grupy „locked wheel” [2]. Do tego celu mogą być użyte stacjonarne urządzenia do pomiaru współczynnika tarcia takie, jak: wahadło angielskie lub DFT (Dynamic Friction Tester).

W Polsce do oceny właściwości przeciwpoślizgowych jest wykorzystywane urządzenie SRT-3 z grupy „locked wheel”. Badania potwierdziły, że jest to urządzenie, które rejestruje jedynie zmiany w mikroteksturze nawierzchni drogowych [3, 4]. GDDKiA planuje zmianę urządzenia do pomiaru współczynnika tarcia. W związku z tym zakupiono urządzenia TWO (Traction Watcher One) z grupy „fliced slip”, tak aby ocena właściwości przeciwpoślizgowych była zgodna z aktualnymi standardami obowiązującymi w innych krajach europejskich.

W artykule przedstawiono analizę właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowych w oparciu o wartości współczynnika tarcia uzyskane z pomiarów urządzeniem TWO oraz wartości makrotekstury i mikrotekstury ustalone przy wykorzystaniu zestawu urządzeń CTM i DFT.

## 2. Program badań

Do badań wytypowano 11 odcinków testowych, które były zróżnicowane pod względem technologii wykonania warstwy ścieralnej, kategorii ruchu oraz okresu użytkowania. W tabeli 1 przedstawiono informacje o warstwie ścieralnej na odcinkach testowych.

Tabela 1. Opis odcinków testowych

Table 1. Description of test sections

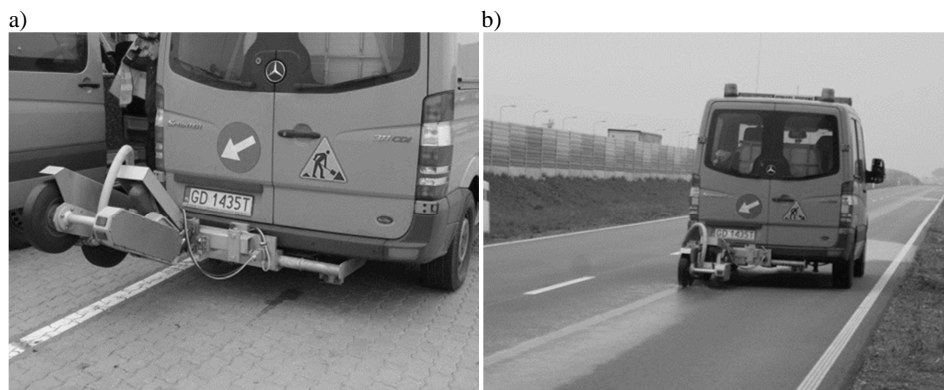
Lp.	Typ warstwy ścieralnej	Kruszywo grube	PSV	Kategoria ruchu	Rok wykonania
1	SMA 12,8	granodioryt	48	KR4	2002
2	SMA 11	melafir	52	KR6	2010
3	SMA 11	melafir i gabro	52/54	KR6	2010
4	SMA 11	granodioryt	53	KR6	2012
5	AC 11	polodowcowe	52	KR3	2012
6	AC 16	bazalt i dolomit	45	KR4	2004
7	Slurry seal 8	bazalt	48	KR4	2010
8	AC 12,8	bazalt	45	KR4	2003
9	AC 11	granit	53	KR3	2010
10	EAC 8*)	bazalt	48	KR6	2014
11	AC 11	kwarcyt	56	KR1	2012

\*) – beton cementowy teksturowany metodą odkrytego kruszywa o max uziarnieniu 8 mm

Na odcinkach testowych o długości 1000 m punkty pomiarowe rozmieszczono w odległości co 100 m w śladzie przejścia koła samochodowego. W każdym punkcie wykonano pomiary urządzeniami CTM i DFT oraz urządzeniem TWO przy prędkościach 30, 60 i 90 km/h. Wykonano po trzy serie powtórzeń. Pomiary na odcinkach testowych były wykonane w ramach projektu badawczego realizowanego we współpracy z Generalną Dyрекcją Dróg Krajowych i Autostrad Oddział w Gdańsku [3], właściciela zestawu pomiarowego TWO.

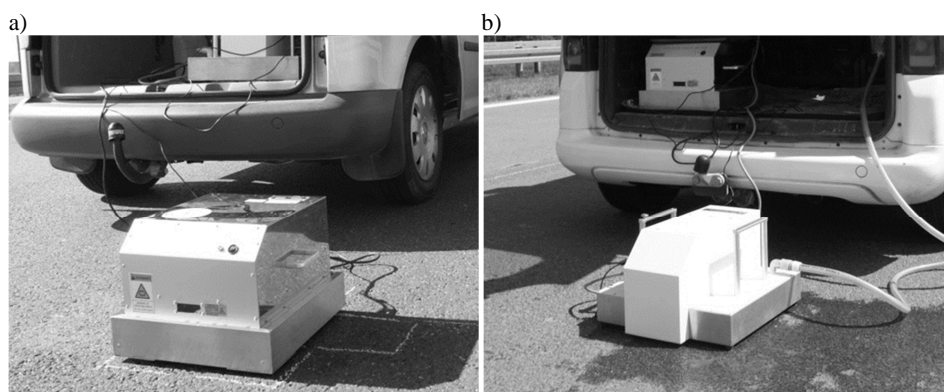
Urządzenie TWO dokonuje pomiaru współczynnika tarcia w sposób ciągły przy stałym poślizgu 17,8% koła pomiarowego w lewym śladzie kół samochodowych (rys. 1). W czasie pomiaru za pomocą specjalnego sytemu przed koło pomiarowe jest „podawana” woda. Wyniki są agregowane jako średnie z jednostkowych odcinków o długości od 0,1 do 0,5 m. Do analizy wykorzystano wyniki współczynnika tarcia  $\mu$  z odcinków o długości 10 m.

CTM jest laserowym urządzeniem do oceny makrotekstury na podstawie pomiaru parametru MPD (rys. 2a). Profil jest mierzony przez laserowy czujnik przemieszczeń CCD, który porusza się po obwodzie okręgu o promieniu 142mm. Po przeprowadzeniu pomiaru urządzeniem CTM, dokładnie na tej samej powierzchni jest przeprowadzany pomiar współczynnika tarcia urządzeniem DFT (rys. 2b). DFT składa się z dwóch dysków, które są ze sobą połączone sprę-



Rys. 1. a) urządzenie TZO b) urządzenie TZO podczas pomiaru na drodze

Fig. 1. a) TZO device b) TZO device during measurement on road



Rys. 2. a) urządzenie CTM b) urządzenie DFT

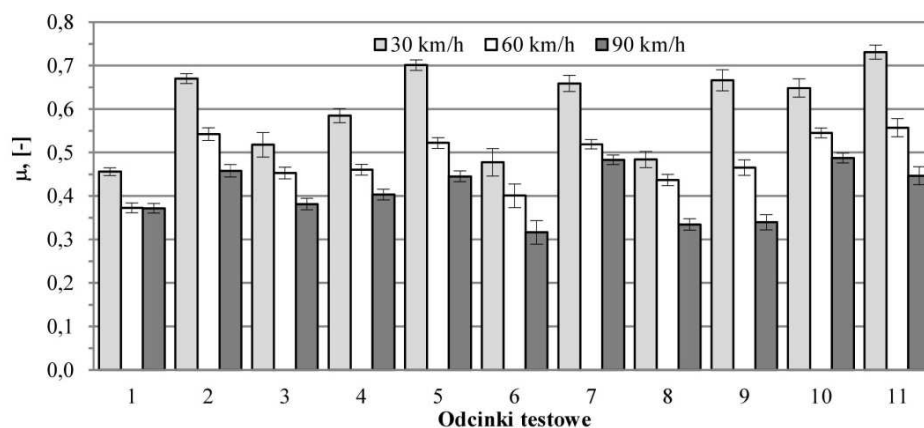
Fig. 2. a) CTM device b) DFT device

żną z czujnikiem. Na dolnym dysku są zamocowane trzy gumowe ślizgacze. Dyski są doprowadzane do prędkości 80 km/h, a następnie opuszczane na badaną powierzchnię. Wówczas następuje pomiar współczynników tarcia DFT20, DFT40 i DFT60. Za pośrednią miarę mikrotekstury przyjmuje się wartość współczynnika tarcia DFT20.

### 3. Wyniki badań i ich analiza

Na rysunku 3 przedstawiono średnie wartości współczynnika tarcia  $\mu$  uzyskane z pomiarów urządzeniem TZO wraz z 95% przedziałami ufności.





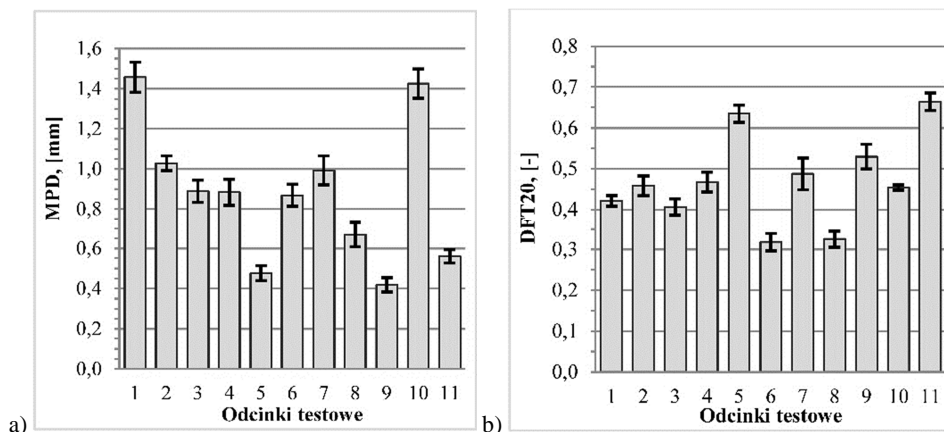
Rys. 3. Średnie wartości współczynnika tarcia  $\mu$  przy prędkościach 30, 60 i 90 km/h wraz z 95% przedziałem ufności

Fig. 3. Mean values of friction coefficient  $\mu$  at test speed 30, 60 and 90 kph with 95% confidence interval

Stwierdzono istotny spadek współczynnika tarcia  $\mu$  wraz ze wzrostem prędkości pomiarowej. Największe różnice w jego wartości zanotowano przy prędkości 30 km/h. Najniższymi wartościami charakteryzują się najstarsze nawierzchnie (odcinki: 1, 6 i 8), do których wbudowano kruszywo podatne na polerowanie (PSV < 50). Na nawierzchniach z SMA zauważono wpływ obciążenia ruchem. Na odcinku 2 (kategoria ruchu: KR 4) otrzymano wyższe wartości niż na odcinkach 3 i 4 (KR 6). Wyższe wartości współczynnika tarcia uzyskano także na nawierzchni slurry seal (odcinek 7), nawierzchni z betonu cementowego z odkrytym kruszywem (odcinek 10) oraz nawierzchniach z betonu asfaltowego obciążonych mniejszym ruchem (odcinki 5 i 11).

Na rysunku 4 pokazano średnie wartości MPD i DFT20 wraz z 95% przedziałami ufności. Najwyższe wartości MPD (powyżej 1,40 mm) zanotowano na nawierzchni SMA 12,8 (odcinek 1) i z betonu cementowego z odkrytym kruszywem EAC 8 (odcinek 10). W przypadku pozostałych nawierzchni z SMA i nawierzchni z warstwą slurry seal wartości MPD były w zakresie 0,80 – 1,00 mm. Najniższymi wartościami MPD charakteryzowały się nawierzchnie z betonu asfaltowego, poza odcinkami 6 i 8 wykonanymi w latach 2003 – 2004, na których zaobserwowano liczne ubytki kruszywa grubego.

Wyniki pomiarów DFT20 wskazują na istotny wpływ odporności na polerowanie kruszywa w ramach poszczególnych technologii wykonania warstwy ścieralnej. Najniższe wartości DFT20 otrzymano na odcinkach z betonu asfaltowego z kruszywem o PSV < 50, a najwyższe - z kruszywem o PSV > 50. Wyższe wartości DFT20 zanotowano na nawierzchni z betonu asfaltowego niż na nawierzchni z SMA.



Rys. 4. a) Średnie wartości parametru MPD wraz z 95% przedziałem ufności b) średnie wartości współczynnika tarcia DFT20 wraz 95% przedziałem ufności

Fig. 4. a) Mean values of the MPD parameter with 95% confidence interval b) mean values of friction coefficient DFT20 with 95% confidence interval

W celu ustalenia zależności funkcyjnych pomiędzy współczynnikiem tarcia  $\mu$  otrzymanym z pomiarów TWO ( $\hat{y}$ ) a współczynnikiem tarcia DFT20 ( $x_1$ ) i parametrem MPD ( $x_2$ ) przyjęto wielomian 2-go stopnia w postaci:

$$\hat{y} = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_{11}x_1^2 + b_{22}x_2^2 + b_{12}x_1x_2 \quad (1)$$

gdzie:

$b_0, b_1, \dots, b_{22}$  – współczynniki wielomianu aproksymującego.

Obliczenia przeprowadzono niezależnie dla współczynników tarcia  $\mu$  przy prędkości 30, 60 i 90 km/h. Do tego celu wykorzystano program Statistica 12.5. Po wyeliminowaniu nieistotnych współczynników otrzymane zależności funkcyjne przedstawiono w tabeli 2. Na poziomie istotności  $\alpha = 0,05$  ustalono, że każdy z modeli adekwatnie opisuje zależność pomiędzy zmiennymi.

Tabela 2. Zależności pomiędzy poszczególnymi parametrami

Table 2. Relationship between parameters

Prędkość pomiarowa [km/h]	Zależność funkcyjna	Średni błąd estymacji $s_e$
30	$\hat{y} = 1,817x_1 - 1,093x_1^2$	0,056
60	$\hat{y} = 0,330 - 0,151x_2^2 + 0,715x_1x_2$	0,049
90	$\hat{y} = -0,267x_2^2 + 1,585x_1x_2$	0,070

Przeprowadzona analiza wykazała, że w przypadku współczynnika tarcia mierzonego przy prędkości pomiarowej 30 km/h istotny wpływ na jego wartość ma jedynie mikrotekstura, a przy wyższych prędkościach (60 i 90 km/h) zarówno mikrotekstura jak i makrotekstura nawierzchni drogowej. Oznacza to potrzebę wdrożenia do systematycznej oceny właściwości przeciwpoślizgowych urządzenia, za pomocą którego przy pomiarze współczynnika tarcia charakterystyka warstwy ścieralnej (mikrotekstura i makrotekstura) będzie uwzględniana w sposób kompleksowy. Jednym z takich urządzeń jest zestaw pomiarowy TWO.

#### 4. Podsumowanie

Do oceny właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowych są wykorzystywane urządzenia o różnej charakterystyce. Szczególnie ważne w tych badaniach jest odzwierciedlenie współpracy opony z mokrą nawierzchnią. Stosowany dotychczas na polskich drogach zestaw SRT-3 umożliwia pomiary współczynnika tarcia bez uwzględniania w sposób kompleksowy tekstury nawierzchni. Przeprowadzone badania na odcinkach testowych o różnej charakterystyce warstwy ścieralnej pod względem technologii wykonania, zastosowanego kruszywa, okresu eksploatacji i obciążenia ruchem wykazały, że konieczne jest uwzględnianie zarówno makrotekstury jak i mikrotekstury nawierzchni przy ocenie właściwości przeciwpoślizgowych. Ustalone zależności potwierdziły przy tym istotny wpływ mikrotekstury w zakresie niższych prędkości oraz wpływ makrotekstury i mikrotekstury w zakresie wyższych prędkości na charakterystykę nawierzchni pod względem bezpieczeństwa ruchu samochodowego. Wyniki badań wskazały także na możliwość zastosowania do oceny właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowych mobilnego zestawu pomiarowego TWO oraz stacjonarnych urządzeń CTM i DFT.

#### Literatura

- [1] Hall, J. W., Smith, K. L., Titus-Glover, L., Wambold, J. C., Yager, T. J., Rado Z.: Guide for pavement friction. NCHRP. Web-only document 108. Contractor's Final Report NCHRP Project 01-43. Transportation Research Board of the National Academies, 2009.
- [2] Roe, P. G., Parry, A. R., Viner, H. E.: High and low speed skidding resistance: the influence of texture depth, TRL Report 367, 1998.
- [3] Wasilewska M., Gardziejczyk W., Gierasimiuk P., Motylewicz M.: Analiza porównawcza parametrów opisujących właściwości przeciwpoślizgowe nawierzchni drogowych, ustalonych w oparciu o wyniki pomiarów współczynnika tarcia i makrotekstury przy wykorzystaniu zestawów pomiarowych: SRT-3 (Skid Resistance Tester), TWO (Traction Watcher One), DFT (Dynamic Friction Tester) oraz CTM (Circular Track Meter)", Raport z pracy realizowanej na zlecenie GDDKiA, 2014.

- [4] Wasilewska M., Gardziejczyk W., Gierasimiuk P.: Evaluation of skid resistance by using CTM, DFT and SRT-3 devices, 6th European Transport Research Conference 'Moving Forward': Innovative Solutions for Tomorrow's Mobility, Warsaw, 2016.

## EVALUATION OF SKID RESISTANCE BY USING TWO, CTM, DFT DEVICES

### Summary

A comprehensive evaluation of the skid resistance should be based on the coefficient of friction measured by continuous fixed slip devices and parameters of the road texture (macrotexture and microtexture). The paper presents results of the coefficient of friction  $\mu$  obtained by TWO device at the test speed of 30, 60 and 90 kph, as well as parameters obtained by CTM and DFT devices. TWO is continuous fixed slip device, which measures the rotational resistance of the smooth tires slipping at a constant slip speed 17,8%. Macrotexture is characterized by the MPD parameter obtained by CTM device. While microtexture is estimated by the coefficient of friction DFT20 by using DFT device. In this paper was considered eleven test sections. They were differed in terms of the type of the wearing course, polishing resistance of the coarse aggregate, the date laid and the traffic load. Established the relationship between the friction coefficient  $\mu$  obtained from measurements TWO, coefficient of friction DFT20 and MPD parameter. It has been shown, that the  $\mu$  value at the test speed of 30 kph depends only on the microtexture, but at the test speed of 60 and 90 kph depends on the both macrotexture and microtexture.

**Keywords:** skid resistance, microtexture, macrotexture, coefficient of friction, wearing course, road pavement

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.97

Piotr ZIELIŃSKI<sup>1</sup>

## PROBLEMY OCENY WŁASNOŚCI MIESZANEK MINERALNO-CEMENTOWO-EMULSYJNYCH (MCE)

Podbudowy z mieszank MCE są podstawowym rodzajem technologii recyklingu nawierzchni w Polsce, wykonywanym już od około 20 lat. Dotychczas stosowany sposób oceny własności tych mieszank jest zdaniem autora niewystarczający gdyż wykonywany jest na próbkach przygotowywanych w sposób ściśle kontrolowany. Cechy ich są w tym przypadku znacznie korzystniejsze od rzeczywistych, określonych na próbkach pobranych z wykonanej na budowie warstwy. W niniejszej publikacji przedstawiono wyniki badań wpływu metody zagęszczenia oraz wielkości próbek na podstawowe własności mieszank MCE takie jak: zawartość wolnych przestrzeni w warstwie, moduł sztywności sprężystej (ITSM) i wytrzymałość na rozciąganie pośrednie (ITS). Analiza wyników pozwoliła na stwierdzenie, że własności próbek wykonywanych w ramach recepty laboratoryjnej są bardziej korzystne niż tych przygotowanych z mieszanki wymieszanej na budowie i zagęszczonej w laboratorium, natomiast najmniej korzystne właściwości posiadają próbki pobrane metodą odwiertów ze stwardniałej warstwy: charakteryzują się one największą porowatością, najmniejszą wytrzymałością na rozciąganie pośrednie i najmniejszym modułem sztywności sprężystej oraz dodatkowo wykazują największe rozrzuty wyników. Dla poprawnej oceny trwałości konstrukcji nawierzchni z podbudową z MCE, powinniśmy oceniać własności tej mieszanki określane na próbkach z odwiertów lub ewentualnie zmienić metodę laboratoryjnego przygotowywania próbek w taki sposób aby lepiej oddawała stan rzeczywisty.

**Słowa kluczowe:** mieszanka MCE, zawartość wolnej przestrzeni, moduł sztywności sprężystej (ITSM), wytrzymałość na rozciąganie pośrednie (ITS), analiza istotności różnic

### 1. Wprowadzenie

Analizując światowe trendy w zakresie technologii stosowanych w przebudowie dróg można zaobserwować coraz większy nacisk na powtórne wykorzystanie zasobów ulokowanych w istniejącej infrastrukturze drogowej przy jednoczesnej tendencji wydłużania okresów eksploatacji konstrukcji nawierzchni, czego przykładem są prace amerykańskie w ramach programu SHRP2 [1]. W zakresie recyklingu nawierzchni główne kierunki zainteresowań obejmują

---

<sup>1</sup> Piotr Zieliński, Politechnika Krakowska, Katedra Budowy Dróg i Inżynierii Ruchu, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków; tel. 126282323; pzielin@pk.edu.pl

wykorzystanie granulatu asfaltowego w produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych w technologii na gorąco (np. prace amerykańskie [2], europejskie [3] czy australijskie [4]) oraz recykling na zimno istniejących konstrukcji nawierzchni z użyciem emulsji lub asfaltu spienionego, gdzie prace są kontynuowane w wielu krajach np. Wielka Brytania [5], Niemcy [6] czy Australia [7].

Niniejsza publikacja dotyczy podstawowej technologii recyklingu na zimno stosowanej w Polsce tj. mieszanek MCE. Podbudowy z mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych są wykonywane w Polsce od około 20 lat, pierwsze wytyczne opracowano już w 1997 r., a następnie zmodyfikowano w 1999 r. [8], jednak aplikacje nie zawsze kończyły się powodzeniem. Wynikało to w dużej mierze z nieadekwatnych do warunków pracy warstwy metod badawczych a także trudności w ocenie rzeczywistych własności tych mieszanek, które charakteryzują się znacznie większą zmiennością cech w stosunku do mieszanek mineralno-asfaltowych. Powyższe przyczyny były powodem weryfikacji wymagań dla mieszanek MCE (wykonanych na Politechnice Gdańskiej), która doprowadziła do opracowania nowej instrukcji projektowania i wbudowywania mieszanek MCE [9]. W ww. instrukcji zamiast stabilności i odkształcenia próbek MCE wprowadzono kryteria oparte na badaniu modułu sztywności, wytrzymałości na rozciąganie pośrednie oraz odporności próbek na działanie wody, niemniej odbiór robót odbywa się dalej na podstawie oceny próbek pobranych z wymieszanej luźnej mieszanki przed jej zagęszczeniem w warstwie, które są następnie zagęszczane w laboratorium. Problemem jest tutaj sposób zagęszczania próbek badawczych, który daje różne wyniki w stosunku do próbek odwierconych z wykonanej warstwy MCE.

W niniejszej publikacji przedstawiono wyniki badań wpływu metody zagęszczenia oraz wielkości próbek na podstawowe własności mieszanek MCE takie jak: zawartość wolnych przestrzeni w warstwie, moduł sztywności sprężystej (ITSM) i wytrzymałość na rozciąganie pośrednie (ITS).

## 2. Program badań

Badaniom poddano zarówno mieszanki MCE pobrane z wykonanej podbudowy drogi powiatowej w Grojcu jak również przygotowane w laboratorium Politechniki Krakowskiej w ramach prac [10, 11]. Mieszanki MCE pobrane na budowie dowieziono do laboratorium i zagęszczono w formach o średnicy 101,6 mm z wykorzystaniem ubijaka Marshalla. Dodatkowo ze stwardniałej podbudowy pobrano próbki o średnicy 150 mm metodą odwiertów. Dla mieszanek przygotowywanych w laboratorium wykonano próbki o średnicach 101,6 mm i 150 mm zagęszczane w prasie statycznej jak również z wykorzystaniem ubijaka Marshalla (średnica 101,6 mm). Badania w zależności od pochodzenia próbek obejmowały:

- określenie gęstości objętościowej metodą hydrostatyczną wg [12],
- określenie gęstości mieszanki MCE w piknometrze wg [13] doskonała przyczepność do różnych materiałów,

- obliczenie zawartości wolnych przestrzeni w próbkach MCE wg [14],
- badania modułu sztywności (ITSM) w aparacie NAT wg metody IT-CY w temperaturze +5°C wg [15] (dla recepty MCE1 wykonano również badania w temperaturze +20°C),
- badania wytrzymałości na rozciąganie pośrednie (ITS) w prasie Marshalla w temperaturze +5°C wg [16].

Badania ITSM i ITS dla wszystkich mieszanek wykonano dla próbek sezonowanych w warunkach suchych, a dla mieszanki z drogi powiatowej w Grojcu badania te przeprowadzono dodatkowo również dla próbek sezonowanych w warunkach mokrych, wg procedur przewidzianych w nowych polskich wytycznych [9]. Badania wytrzymałościowe były prowadzone dla próbek po 7 i 28 dniach od zagęszczenia, liczebność próbek w poszczególnych seriach wynosiła od 3 (dla próbek badanych po 7 dniach) do 9 (dla próbek badanych po 28 dniach, całkowitą liczebność próbek do poszczególnych badań dla każdej analizowanej mieszanki zestawiono w tabeli 1.

Wyniki przedmiotowych badań dla poszczególnych serii próbek poddano analizie statystycznej obejmującej wyznaczenie podstawowych charakterystyk takich jak: wartość średnia, odchylenie standardowe czy wskaźnik zmienności a następnie wykonano testy istotności różnic wartości średniej dla próbek zagęszczanych wg podanych wyżej metod (testy wielokrotnych porównań wg procedury Fishera LSD w programie Statgraphics dla poziomu ufności 95% [17]).

Tabela 1. Program badań mieszanek MCE

Table 1. Program of testing of MCE mixtures

Lp.	Pochodzenie próbki	Badana cecha (liczba próbek)				
		Próżnia [%]	ITSM [MPa]		ITS [MPa]	
			Na mokro	Na sucho	Na mokro	Na sucho
1	Mieszanka laboratoryjna wg [11]	12	-	12	-	18
2	Mieszanka pobrana z DP w Grojcu [12]	15	4	5	4	5
3	Odwierty z DP w Grojcu [12]	10	-	10	-	-
4	Mieszanka laboratoryjna wg [12] ze składników pobranych z DP w Grojcu	15	4	5	4	5
Razem		52	8	32	8	28

### 3. Wyniki badań

#### 3.1 Badania mieszanki laboratoryjnej wg [11]

W wyniku optymalizacji przeprowadzonej w laboratorium przyjęto następujący skład mieszanki dla MCE-1:

- destrukta asfaltowy z frezowania nawierzchni - 72.1%,
- kruszywo doziarniające 0/4 mm – 22.1%,

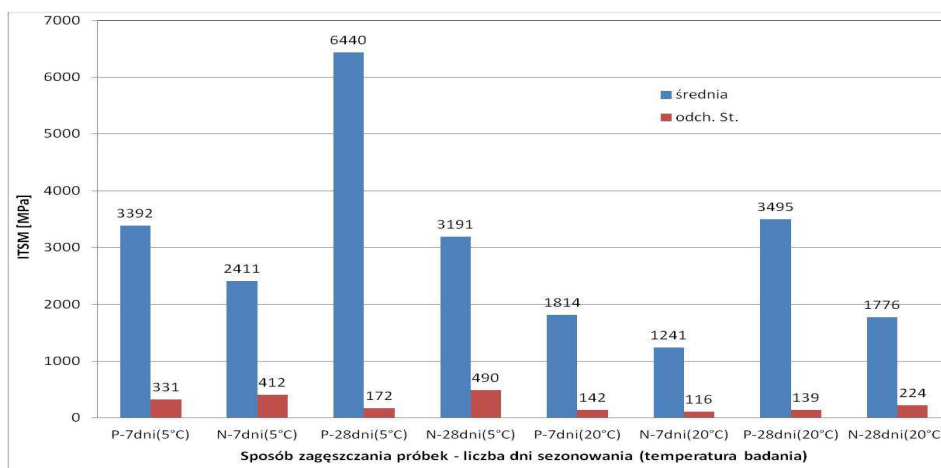
- emulsja asfaltowa C60 B5 R – 3.9%,
- cement CEM I 32.5 R – 1.9%.

Następnym krokiem było przygotowanie próbek badawczych, wykorzystano 2 metody zagęszczania tj.:

- próbki o średnicy 150 mm zagęszczane w prasie pod obciążeniem 49 kN w cyklach dwuminutowych z częściowym odciążaniem i ponownym dociążaniem, zgodnie z wytycznymi niemieckimi [9] (seria N),
- próbki o średnicy 101.6 mm zagęszczane w prasie statycznej pod obciążeniem 100 kN w czasie 5 minut, zgodnie ze starymi polskimi wytycznymi [8] (seria P).

Na przygotowanych w taki sposób próbkach określono zawartość wolnych przestrzeni, moduł sztywności sprężystej w temperaturze  $+5^{\circ}\text{C}$  i  $+20^{\circ}\text{C}$  oraz wytrzymałość na rozciąganie pośrednie w temperaturze  $+5^{\circ}\text{C}$  (zarówno badanie ITSM jak i ITS przeprowadzono na próbkach po 7 i 28 dniach pielęgnacji). Wyniki przedmiotowych badań wraz z analizą istotności różnic pomiędzy próbkami zagęszczanymi wg podanych wyżej metod zestawiono w tabeli 2, na rysunku 2 zestawiono wyniki badań ITSM w zależności od temperatury i czasu sezonowania poszczególnych serii próbek.

Przedstawione wyniki potwierdzają bardzo istotny wpływ stosowanej metody zagęszczania próbek MCE na ich podstawowe właściwości fizyczne i wytrzymałościowe; próbki zagęszczane statycznie wg starych polskich wytycznych miały prawie dwukrotnie mniejszą zawartość wolnych przestrzeni, wykazywały dwukrotnie wyższą sztywność oraz około trzykrotnie wyższą wytrzymałość na rozciąganie pośrednie od próbek zagęszczanych wg metody niemieckiej. Dodatkowo dla porównania przedstawionych w tabeli 1 wyników próbek przygotowywanych w laboratorium pobrano 5 próbek z wykonanej podbudowy MCE, na któ-



Rys.1. Wyniki badań modułu sztywności sprężystej próbek wg recepty MCE-1

Fig. 1. The test results of the stiffness modulus of samples acc. to the recipe MCE-1



Tabela 2. Wyniki badań próbek mieszanki laboratoryjnej w temperaturze +5°C (MCE1), wg [11]

Table 2. The test results of laboratory mix samples at the temperature + 5°C (MCE1), acc. to [11]

Lp.	Właściwość	Badana cecha dla próbek o średnicy 100/ 150 [mm]				
		Próżnia [%]	ITSM [MPa]		ITS [MPa]	
			7 dni	28 dni	7 dni	28 dni
1	Wartość średnia	7.0/ 13.2	3392/ 2411	6440/ 3191	0.687/ 0.239	1,322/ 0.467
2	Odchylenie standardowe	0.17/ 0.76	331/ 412	172/ 490	0.087/ 0.012	0.151/ 0.105
3	Wskaźnik zmienności [%]	2.5/ 5.7	9.8/ 17.1	2.7/ 15.3	12.6/4.8	11.4/ 22.5
4	Różnica dla próbek o średnicy 100 mm i 150 mm	6.2*	981*	3249*	0.448*	0.855*
5	Granica istotności różnic	2.1	646	456	0.186	0.131

\* stwierdzono statystycznie istotną różnicę badanych właściwości

rych przeprowadzono badanie ITS. Wyniki uzyskane na odwiertach (średni ITS = 0.424 MPa) były zbliżone do osiągniętych na próbkach zagęszczanych wg metody niemieckiej (średni ITS = 0.467 MPa) co potwierdza spostrzeżenia pracy [18], że metodą dającą lepsze odwzorowanie rzeczywistych warunków zagęszczenia próbek laboratoryjnych jest metoda niemiecka.

### 3.2. Badania mieszanki z DP w Grojcu wg [12]

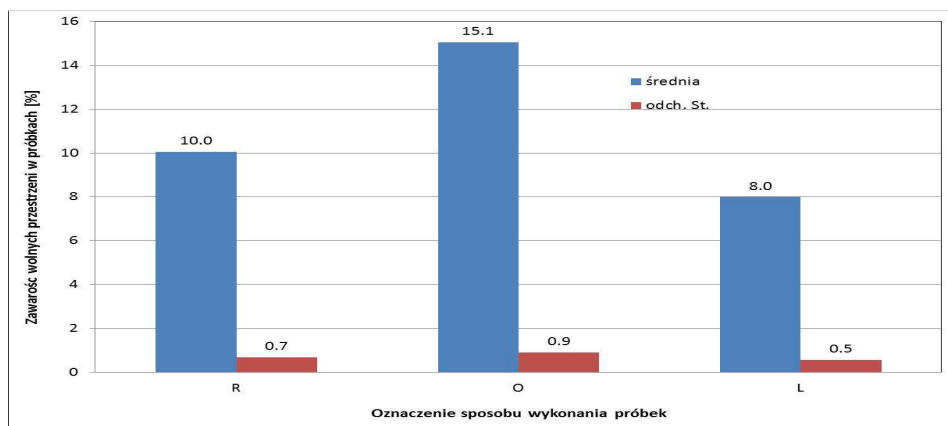
Do badań przygotowano 3 rodzaje próbek MCE-2 z wykorzystaniem materiałów pobranych przy przebudowie DP w Grojcu tj.:

- z mieszanki pobranej za recyklerem przygotowano próbki o średnicy 101.6 mm zagęszczone w ubijaku Marshalla wg nowych polskich wytycznych [9] (**seria R**),
- ze stwardniałej podbudowy wycięto wiertnicą próbki o średnicy 150 mm (**seria O**),
- z destruktu pobranego po frezowaniu warstw asfaltowych (67.6%), kruszywa doziarniającego 0/4 mm (26.5%), emulsji asfaltowej (3.5%) i cementu (2.4%) przygotowano w laboratorium próbki zagęszczane w ubijaku Marshalla wg nowych polskich wytycznych [9] (**seria L**).

Na wszystkich próbkach określono zawartość wolnych przestrzeni, następnie przeprowadzono następujące badania:

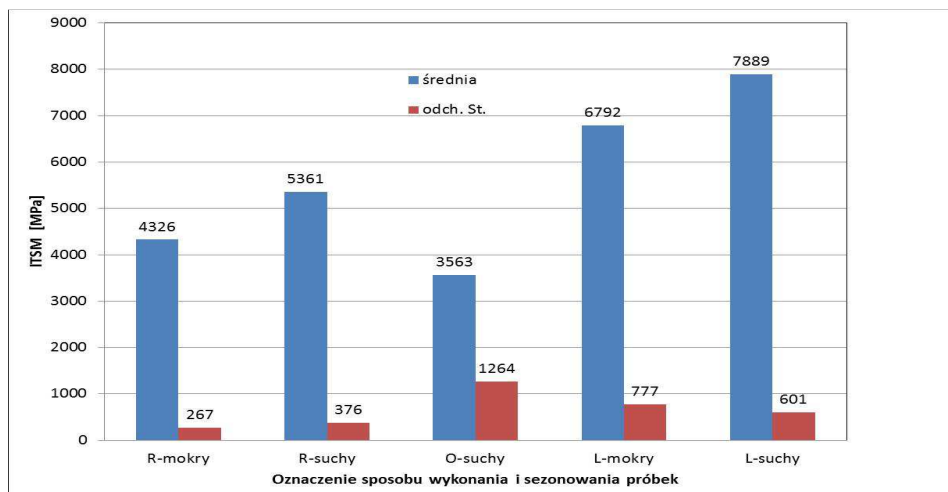
- seria R i L – po 3 próbki z każdej serii podano badaniu ITS po 7 dniach sezonowania, następnie próbki podzielono na serię mokrą suchą (zgodnie z wytycznymi [9]), po 28 dniach sezonowania na obu seriach próbek wykonano badanie modułu sztywności wg procedury ITSM w NAT w +5°C oraz w tej samej temperaturze badanie ITS, co pozwoliło określić wpływ sezonowania próbek w wodzie na spadek modułu sztywności i wytrzymałość na rozciąganie pośrednie próbek MCE.
- seria O – dla 10 próbek uzyskanych z odwiertów wykonano badania modułu sztywności sprężystej (ITSM) w temperaturze +5°C.

Wyniki badań dla mieszanki MCE-2 przedstawiono na rys. 2 (zawartość wolnych przestrzeni), rys. 3. (ITSM) oraz rys. 4 (ITS). Ponadto wykonano analizę istotności różnic dla podanych powyżej wyników ze względu na metodę przygotowania próbki (serie: R, O i L) oraz sposób jej sezonowania (na sucho lub na mokro), wyniki tych analiz zestawiono w tabelicy 3.



Rys. 2. Wyniki badań zawartości wolnych przestrzeni dla próbek z różnych serii MCE-2

Fig. 2. The test results of air voids for a series of samples of different MCE-2



Rys. 3. Wyniki badań modułu sztywności sprężystej dla próbek MCE-2 w temperaturze +5°C

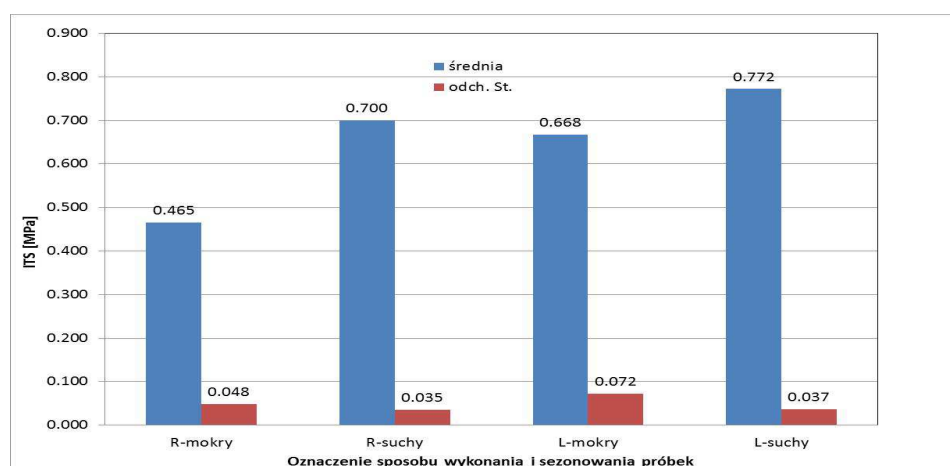
Fig. 3. The test results of the stiffness modulus for the samples MCE-2 at the temperature + 5°C

Tabela 3. Wyniki analiz istotności różnic dla wartości średnich parametrów próbek mieszanki MCE, wg [12]

Table 3. The results of the significance of differences in mean values parameters of MCE mix, acc. to [12]

Lp.	Analizowane serie	Różnica / granica istotności różnic (95%)				
		Próżnia [%]	ITSM [MPa]		ITS [MPa]	
			mokre	suche	mokre	suche
1	L - R	2,0* / 0,5	2466* / 1308	2528* / 1170	0,203* / 0,073	0,072* / 0,066
2	L - O	7,1* / 0,6	Nie badano	4326* / 1014	Nie badano	Nie badano
3	R - O	2,0* / 0,6	Nie badano	1797* / 1024	Nie badano	Nie badano

\* stwierdzono statystycznie istotną różnicę badanych właściwości



Rys. 4. Wyniki badań ITS dla próbek MCE-2 w temperaturze +5°C

Fig. 4. The test results of ITS for the samples MCE-2 at the temperature + 5°C

Przedstawione powyżej wyniki wskazują na istotnie lepsze własności próbek mieszanek MCE przygotowywanych w całości w laboratorium (seria L) w stosunku do tych pobranych z budowy i zagęszczanych w laboratorium (seria R), które z kolei są istotnie lepsze w stosunku do próbek pobranych ze stwardniałej warstwy podbudowy (seria O). W stosunku do poszczególnych właściwości uzyskano następującą ocenę wartości średnich:

- zawartość wolnych przestrzeni w próbkach laboratoryjnych (seria L) jest o 2% mniejsza niż w serii R i aż o około 7% mniejsza niż w odwiertach (seria O),
- moduł sztywności sprężystej badany w warunkach suchych w temperaturze +5°C dla próbek serii L jest o około 50% wyższy w stosunku do serii R i ponad dwukrotnie wyższy w porównaniu do serii O, ponadto próbki pobrane metodą odwiertów charakteryzowały się bardzo dużymi rozrzutami (wskaź-

nik zmienności 35%) podczas gdy w seria L i R wskaźnik zmienności wynosił około 5%,

- stosunek modułu sztywności sprężystej badanego na mokro i na sucho dla próbek laboratoryjnych (seria L) był wyższy niż dla tych z mieszanki pobranej na budowie i zagęszczonej w laboratorium (seria R) i wynosił odpowiednio 86% i 81%,
- wytrzymałość na rozciąganie pośrednie dla próbek serii L jest istotnie wyższa w stosunku do serii R, przy czym znacznie większą różnicę odnotowano dla próbek badanych na mokro (około 44%) niż dla próbek badanych na sucho (około 10%), niemniej w obu przypadkach są to różnice statystycznie istotne,
- stosunek wytrzymałości na rozciąganie pośrednie badanej na mokro i na sucho dla próbek laboratoryjnych (seria L) był znacznie wyższy niż dla tych z mieszanki pobranej na budowie i zagęszczonej w laboratorium (seria R) i wynosił odpowiednio 86% i 66%.

#### 4. Wnioski końcowe

Przedstawione wyniki badań wskazują na problem istotnych różnic w zakresie podstawowych, wymaganych krajowymi przepisami [9] właściwości próbek mieszanek MCE takich jak: zawartość wolnych przestrzeni, moduł sztywności sprężystej (ITSM) oraz wytrzymałość na rozciąganie pośrednie (ITS) w zależności od sposobu przygotowania próbki (recepta laboratoryjna, mieszanka pobrana z budowy i zagęszczona w laboratorium, odwiert z wykonanej warstwy podbudowy).

W ramach badań mieszanki MCE-1 stwierdzono, że próbki laboratoryjne przygotowane zgodnie z przepisami niemieckimi charakteryzują się właściwościami zbliżonymi do właściwości rzeczywistej warstwy, badanej na odwiertach, podczas gdy sposób zagęszczania próbek obowiązujący w starych polskich wytycznych [8] daje wyniki zbyt optymistyczne, zawyżając sztywność i wytrzymałość na rozciąganie pośrednie oraz zaniżając zawartość wolnych przestrzeni w warstwie.

W ramach badań mieszanki MCE-2 przeprowadzonej zgodnie z nowymi wymaganiami krajowymi [9] stwierdzono, że rzeczywiste właściwości warstwy podbudowy z MCE badane na próbkach z odwiertów są istotnie gorsze od tych określonych w receptce laboratoryjnej czy w ramach badań odbiorczych (próbki z mieszanki MCE pobranej na drodze i zagęszczonej w sposób znormalizowany w laboratorium). Ponadto właściwości warstwy podbudowy z MCE charakteryzują się znacznie większą niejednorodnością niż w przypadku próbek wykonywanych w ramach recepty czy badań odbiorczych.

Biorąc pod uwagę powyższe spostrzeżenia, jeżeli nie ulegnie zmianie metoda przygotowywania próbek w ramach recepty, przy projektowaniu konstrukcji nawierzchni z podbudową z MCE należy przewidzieć odpowiednie zapasy bezpieczeństwa dla przyjmowanych charakterystyk materiałowych tj. zawartości

wolnych przestrzeni w warstwie, modułu sztywności czy wytrzymałości na rozciąganie pośrednie.

## Literatura

- [1] Jackson N., Mahoney J., Puccinelli J.: Using the Existing Pavement In Place and Achieving Long Life. SHRP 2 Renewal Project R23, TRB, USA 2012.
- [2] Boriack P., Katicha S., Flintsch G., Tomlinson C.: Laboratory Evaluation of Asphalt Concrete Mixtures Containing High Contents of Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) and Binder, Virginia Center for Transportation Innovation and Research, Charlottesville 2014.
- [3] Kuttah D. et al.: Production and processing of reclaimed asphalt – selected case studies, European Commission DG Research, 2012.
- [4] Denneman E., Dias M., Malone S., Choi Y., Woodall E., Urquhart R.: Maximising the Re-use of Reclaimed Asphalt Pavement: Binder Blend Characterisation. Austroads Technical Report, Sydney 2013.
- [5] Merril D., Nunn M., Carswell I.: A guide to the use and specification of cold recycled materials for the maintenance of road pavements, TRL Report no 611, 2004.
- [6] Merkblatt für Kaltrecycling in situ im Straßenoberbau“ Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen Arbeitsgruppe Mineralstoffe im Straßenbau, Köln, 2005.
- [7] Design and performance of foamed bitumen stabilised pavements: Progress report one, Austroads Technical Report, Sydney 2013.
- [8] Zawadzki J., Matras J., Mechowski T., Sybilski D.: Warunki technicznych wykonania warstw podbudowy z mieszanki mineralno-cementowo emulsyjnej (MCE), IBDiM, Zeszyt 61, Warszawa 1999.
- [9] Dołżycki B.: Instrukcja projektowania i wbudowywania mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MCE), Politechnika Gdańska, Gdańsk 2014.
- [10] Dzieciuch D., Jarczyk P.: Badanie mieszanki MCE wg starych i nowych polskich warunków technicznych, praca dyplomowa inżynierska pod kierunkiem dr inż. Piotra Zielińskiego, Politechnika Krakowska, 2014.
- [11] Gałęcki K., Pękala M.: Badania mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych, praca dyplomowa magisterska pod kierunkiem dr inż. Piotra Zielińskiego, Politechnika Krakowska, 2015.
- [12] PN-EN 12697-5 Mieszanki mineralno-asfaltowe - Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco - Część 5: Oznaczanie gęstości.
- [13] PN-EN 12697-6 Mieszanki mineralno-asfaltowe - Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco - Część 6: Oznaczanie gęstości objętościowej metodą hydrostatyczną.
- [14] PN-EN 12697-8 Mieszanki mineralno-asfaltowe - Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco - Część 8: Oznaczanie zawartości wolnej przestrzeni.
- [15] PN-EN 12697-26 Mieszanki mineralno-asfaltowe - Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco - Część 26: Sztywność.
- [16] PN-EN 12697-23 Mieszanki mineralno-asfaltowe - Metody badania mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco - Część 23: Określanie pośredniej wytrzymałości na rozciąganie próbek asfaltowych.

- [17] Dobosz M. Wspomagana komputerowo statystyczna analiza wyników badań, Problemy współczesnej nauki, Teoria i zastosowania, STATYSTYKA, AOW EXIT, W-wa, 2001.
- [18] Judycki J., Dołżycki B., Hunik K., Stiens M.: Weryfikacja zasad projektowania mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych, Raport końcowy, Politechnika Gdańska, Gdańsk 2006.

## PROBLEMS OF MINERAL – CEMENT – EMULSION MIXTURES PROPERTY EVALUATION

### Summary

Mineral-cement-emulsion mixtures are the basic type of pavement recycling technology in Poland, implemented for about 20 years. Previously used method to assess the properties of these mixtures is in the author's opinion inadequate because it is performed on samples prepared in precisely controlled conditions. Their characteristics are more favorable than actual, specified on the samples taken from the layer constructed on the site. This publication presents the results of the effect of compaction method as well as the sample size on the basic properties of MCE mixture such as the content of air voids in the layer, the stiffness modulus (ITSM) and indirect tensile strength (ITS). Analysis of the results allowed to conclude that the properties of the samples taken in a laboratory recipe are more favorable than those prepared from an in-situ mixture compacted in the laboratory, while the least favorable properties have the samples drilled from the hardened layer: they are characterized by the highest porosity, the smallest indirect tensile strength and the lowest stiffness modulus, and additionally have the greatest dispersion of the results. Therefore, for a correct assessment of durability of the pavement structure with MCE base, we should evaluate properties of the mixture, determined on the samples from boreholes or change the method of sample preparation in laboratory in such a way that it could better express the actual situation.

**Keywords:** Mineral-cement-emulsion mixture (MCE), air voids content, stiffness modulus (ITSM), indirect tensile strength (ITS), the significance tests for differences.

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.98

Robert ZIÓŁKOWSKI<sup>1</sup>

## BADANIA PRĘDKOŚCI POJAZDÓW NA WLOTACH SKRZYŻOWAŃ BEZ SYGNALIZACJI ŚWIETLNEJ

W terenach zurbanizowanych w obszarze skrzyżowań drogowych dochodzi do koncentracji zdarzeń drogowych. Mimo projektowania skrzyżowań z sygnalizacją świetlną w celu poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego, to zdecydowana większość skrzyżowań w miastach funkcjonuje bez sygnalizacji. Od wielu lat jako jedną z podstawowych przyczyn dla jakich dochodzi do zdarzeń drogowych pozostaje prędkość. Celem referatu jest analiza prędkości pojazdów na wlotach skrzyżowań bez sygnalizacji świetlnej z uwzględnieniem charakterystyki odcinka dojazdowego, kierunku jazdy przez skrzyżowanie oraz wielkości promienia wyokrąglającego. Dodatkowo przeanalizowano średnie prędkości pojazdów na przejściach dla pieszych zlokalizowanych na wlotach nadrzędnych. Przeanalizowano prędkości pojazdów w warunkach ruchu swobodnego na 14 skrzyżowaniach zlokalizowanych w Białymstoku. Pomiarów prowadzono wykorzystując metodę pojazdu testowego z wykorzystaniem rejestratora danych GPS. W wyniku przeprowadzonych badań wykazano istotne różnice pomiędzy średnimi prędkościami w zależności od relacji skrajnej. Dodatkowo wykazano istotność wpływu przekroju poprzecznego wlotu na średnią prędkość przejazdu przy wykonywaniu relacji prawoskrętnych. Przy relacjach lewoskrętnych takiego wpływu nie stwierdzono. Przeprowadzone analizy prędkości na przejściach dla pieszych wskazały, istotny wpływ odsunięcia przejścia od skrajnego pasa ruchu poprzecznej drogi na wzrost prędkości.

**Słowa kluczowe:** prędkość, ruch swobodny, przejście dla pieszych, bezpieczeństwo ruchu

### 1. Wprowadzenie

Skrzyżowania drogowe stanowią newralgiczne miejsca w miejskiej sieci drogowo-ulicznej zarówno z uwagi na ich wpływ na warunki ruchu jak również z uwagi na bezpieczeństwo użytkowników dróg. W obszarze skrzyżowań dochodzi do zwiększonej liczby zdarzeń drogowych w porównaniu z innymi obszarami. W celu podniesienia poziomu bezpieczeństwa ruchu drogowego projektuje się skrzyżowania z sygnalizacją świetlną, jednak mimo to, zdecydowana większość skrzyżowań w miastach, to skrzyżowania funkcjonujące bez sygnali-

<sup>1</sup> Robert Ziółkowski, Zakład Inżynierii Drogowej, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok, e-mail: robert.ziolkowski@pb.edu.pl

zacji. Jak wykazały wcześniejsze analizy [1] wśród skrzyżowań drogowych szczególnie niebezpieczne są skrzyżowania ulic jednojezdniowych z dwujezdniowymi. Skrzyżowania bez sygnalizacji świetlnej to również skrzyżowania, na których średnioroczna liczba poszkodowanych przypadających na jedno skrzyżowanie zdecydowanie przewyższa liczby poszkodowanych na skrzyżowaniach z sygnalizacją świetlną i na skrzyżowaniach z ruchem okrężnym.

Działaniami mającymi na celu poprawę brd jest instalowanie sygnalizacji świetlnej na skrzyżowaniach oraz wdrażanie rozwiązań mających na celu redukcję prędkości. O ile pierwsze z rozwiązań, jak wskazują statystyki wypadków drogowych, nie jest wolne od wad i nie prowadzi do całkowitej eliminacji zdarzeń drogowych, to jednak wydatnie podnosi poziom bezpieczeństwa na skrzyżowaniu poprzez redukcję liczby potencjalnych punktów kolizji i często, w zależności od warunków chwilowych, wymuszenie na kierowcach konieczności zatrzymania bądź istotnego zredukowania prędkości jazdy. Działania związane z nakłanianiem kierowców do jazdy w granicach istniejących limitów prędkości nie są już tak skuteczne. O ile w obszarach osiedli mieszkaniowych na ciągach ulic lokalnych i dojazdowych realizowane są przez szeroką gamę środków uspokojenia ruchu, o tyle w przypadku głównych ciągów komunikacyjnych te działania ograniczają się do działań administracyjnych, których skuteczność jest mocno ograniczona [1, 2, 5, 6].

W ostatnich latach coraz większą uwagę skupia się na wypadkach z udziałem pieszych [3, 4]. Znaczna część z tych wypadków ma miejsce w obszarze skrzyżowań drogowych na przejściach dla pieszych. Skutki tych zdarzeń zależą głównie od prędkości przy jakiej do nich dochodzi. Z tego względu ważne są wszelkie działania mające na celu poznanie zachowań kierowców w tych nierzadkich dla bezpieczeństwa miejscach. Szczególnie istotna w obszarze skrzyżowań drogowych, wymagających zwiększonej koncentracji od kierowców z uwagi na interakcje z innymi użytkownikami dróg, jest identyfikacja zmian prędkości. Jej wysokości na dojeździe do tarczy skrzyżowania, jak również na przejściach dla pieszych przekładają się na zwiększone prawdopodobieństwo zaistnienia kolizji drogowej i ciężkość ewentualnych następstw.

## **2. Obszar badawczy i metodologia pomiarów**

### **2.1 Obszar badawczy**

Do pomiarów prędkości na skrzyżowaniach bez sygnalizacji wyselekcjonowano 14 skrzyżowań zlokalizowanych na obszarze Białegostoku. Wśród skrzyżowań dwa są zlokalizowane w miejscu przecinania się ulic dwujezdniowych o przekroju poprzecznym 2/2 z ulicami jednojezdniowymi 1/2:

1. Kołtąja–Herberta
2. Kołtąja–Bacieczki
3. Popiełuszki–Ks. Andrzeja Boboli
4. Mickiewicza–Karpńskiego



a kolejnych 10 zlokalizowanych jest w miejscu przecinania się ulic jednojezdniowych o przekrojach 1/2:

5. Wrocławska–Ks. Andrzeja Boboli
6. Al. Niepodległości–Magnoliowa
7. Al. Niepodległości–Szkolna
8. Al. Niepodległości–Zielonogórska
9. Transportowa–Ekologiczna
10. Pułaskiego–Dubois
11. Pułaskiego–Wspólna
12. Pułaskiego–Kręta
13. Słoneczna–Wiosenna–11 listopada
14. Ciołkowskiego–Plażowa

Na wszystkich ciągach ulicznych z analizowanymi skrzyżowaniami obowiązuje limit prędkości 50km/h. Charakterystykę podstawowych parametrów geometrycznych wlotów kierunków głównych z organizacją ruchu na wlotach przedstawiono w Tabeli 1.

Tabela 1. Charakterystyka geometrii analizowanych skrzyżowań

Table 1. Geometry characteristics of the analysed junctions

Nr skrzyżowania	Wlot/ulica	Przekrój poprzeczny	Szerokość pasa ruchu[m]/relacja	Promień wyokrągający R [m]
2	Kołątaja	2/2	3,5 (relacje wspólne W/L i W/P)	10
3	Popieluszki	2/2	3,5 (relacje wspólne W/P)	10
	Popieluszki	2/2	3,0 (wydzielony lewoskręt)	
4	Mickiewicza	2/2	3,5 (relacje wspólne W/P)	10
	Mickiewicza	2/2	3,5 (wydzielony lewoskręt)	
5	Wrocławska	1/2	3,5/4,5 (relacje wspólne L/W/P)	8
6	Niepodległości	½	3,5/4,5 (relacje wspólne L/W/P)	10
9	Transportowa	1/2	3,50 (relacje wspólne L/W/P)	10
10	Pułaskiego	1/2	3,50 (relacje wspólne L/W/P)	8/10
13	Słoneczna/ 11 listopada	1/2	4,25 (relacje wspólne L/W/P)	10
14	Ciołkowskiego	1/2	4,0 (relacje wspólne L/W)	

## 2.2 Pomiary prędkości

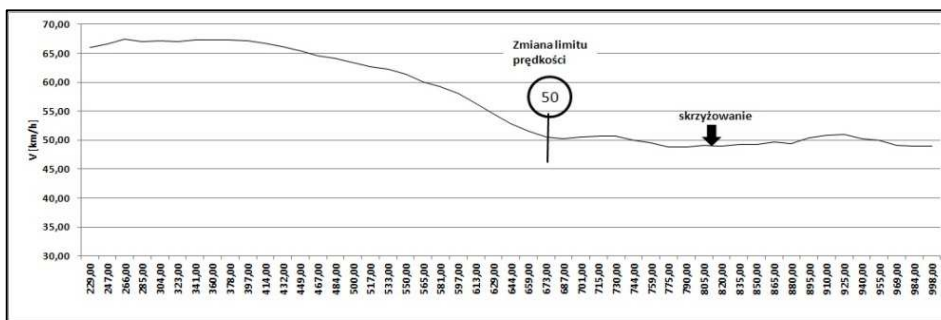
Pomiary prędkości realizowano na wlotach zlokalizowanych na kierunkach z pierwszeństwem przejazdu. Do rejestracji danych wykorzystano rejestrator GPS, umożliwiający zapis danych o pozycji pojazdu i jego prędkości w interwale 1s. Rejestrowano prędkości pojazdów poruszających się w ruchu swobodnym na odcinku międzywęzłowych poprzedzających analizowane skrzyżowania oraz przejazdy na relacjach lewo- i prawoskrętnych z wlotów nadrzędnych. Prędkość chwilowa była rejestrowana z dokładnością do 0,1 m/s, a pozycja horyzontalna

pojazdów z dokładnością do 3m. Pomiary prowadzono metodą pojazdu testowego. W celu zapewnienia warunków ruchu swobodnego pomiary prowadzono w godzinach pozaszczytowych. Dla każdej analizowanej relacji na wlocie zarejestrowano po minimum 20 przejazdów.

### 3. Wyniki i analiza badań

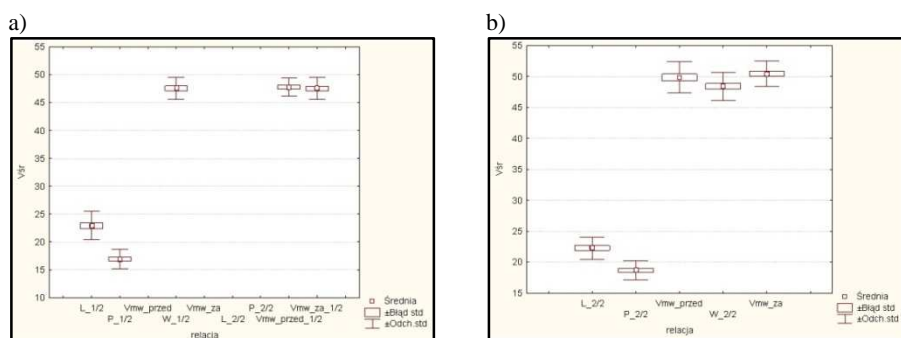
Na podstawie zarejestrowanych danych opracowano indywidualne profile prędkości poszczególnych przejazdów. Na Rys. 1 przedstawiono przykładowy profil prędkości (jazda na wprost) zarejestrowany dla pojedynczego przejazdu wzdłuż ulicy Bacieczki z zaznaczoną lokalizacją skrzyżowania i miejscem zmiany obowiązującego limitu prędkości.

Dane przedstawione na Rys. 2 obrazują średnie prędkości zarejestrowane na odcinkach międzywęzłowych przed wjechaniem w obszar oddziaływania skrzyżowania, prędkość przejazdu przez tarczę skrzyżowania dla każdej z reje-



Rys. 1. Uśredniony profil prędkości wzdłuż ul. Bacieczki

Fig. 1. Mean speed profile registered along Bacieczki str.



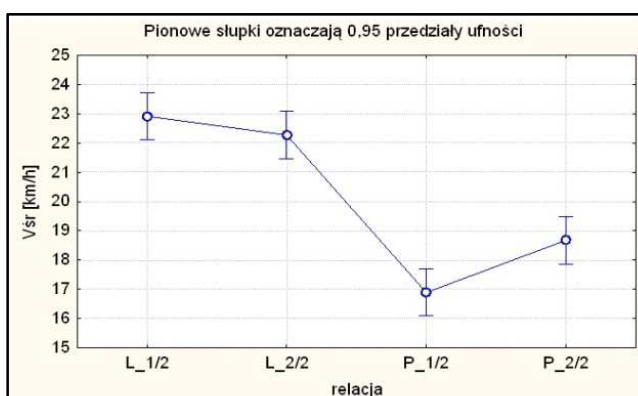
Rys. 2. Wykres średnich prędkości zarejestrowanych na wlocach a) jednojezdniowych b) dwujezdniowych

Fig. 2. Mean speed values registered on inlets a) single carriageway b) dual carriageway

strowanych relacji oraz ustabilizowaną prędkość za skrzyżowaniem. Dane uwiadcniają, że niezależnie od przekroju poprzecznego ulicy na kierunku nadrzędnym przed i za skrzyżowaniem prędkości jazdy pozostają na porównywalnych poziomach. Średnia prędkość na odcinkach dwujezdniowych przed skrzyżowaniem wyniosła 49,9 km/h i była o 7,7% wyższa niż średnia prędkość na odcinkach jednojezdniowych ( $V_{\text{sr}} = 46,3$ ,  $S_d =$ ), przy czym istniejące różnice nie są statystycznie istotne. W przypadku skrzyżowań zlokalizowanych na ciągach ulic dwujezdniowych daje się zauważyć lekkie obniżenie prędkości przy przejeżdżaniu przez skrzyżowania lecz wartość tego obniżenia jest statystycznie nieistotna.

Analiza średnich prędkości relacji skrętnych z wlotów nadrzędnych 1/2 wykazała, że prędkości relacji lewoskrętnych ( $V_{\text{sr}} = 22,9$  km/h,  $S_d = 2,54$ ) były wyższe od średnich prędkości relacji prawoskrętnych ( $V_{\text{sr}} = 16,8$  km/h,  $S_d = 1,74$ ) o 36,3%. Podobną zależność stwierdzono w przypadku średnich prędkości rejestrowanych podczas manewrów skrętnych z wlotów nadrzędnych 2/2. Średnie prędkości relacji L\_2/2 ( $V_{\text{sr}} = 22,7$  km/h,  $S_d = 1,81$ ) były wyższe 21,4% od średnich prędkości relacji P\_2/2 ( $V_{\text{sr}} = 18,7$  km/h,  $S_d = 1,52$ ). W celu ustalenia statystycznej istotności różnic otrzymanych wyników pomiędzy analizowanymi relacjami skrętnymi zastosowano test t-Studenta. Jednorodność wariancji potwierdzono testem Levene'a ( $p = 0,140$ ). Przeprowadzona analiza wykazała statystycznie istotną różnicę prędkości w obu tych przypadkach.

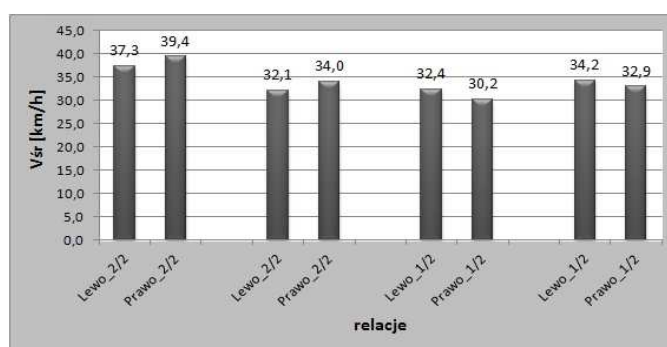
Analogiczną analizę przeprowadzono dla porównania średnich prędkości relacji lewo- i prawoskrętnych pomiędzy wlotami o przekrojach poprzecznych 1/2 i 2/2 (Rys. 3). Wyniki przeprowadzonych testów wykazały brak istotnych różnic pomiędzy średnimi prędkościami relacji L\_1/2 i L\_2/2 ( $p = 0,327$ ), natomiast taką różnicę stwierdzono pomiędzy relacjami P\_1/2 i P\_2/2 ( $p = 0,000$ ).



Rys. 3. Średnie prędkości w zależności od relacji skrętnej i przekroju poprzecznego wlotu

Fig. 3. Mean speed values in relation to the direction of movement and street cross-section

Na rysunku 4 przedstawiono wartości średnich prędkości zarejestrowane na przejściach dla pieszych 6 skrzyżowań - dwa skrzyżowania z kierunkiem nadrzędnym dwujezdniowym 2/2 (skrzyżowanie 2 i 3) i cztery skrzyżowania z kierunkiem nadrzędnym jednojezdniowym 1/2 (skrzyżowanie 6, 8, 9, 12). Najwyższe prędkości zanotowano na relacji lewo- i prawoskrętnej na wlocie ul. Kołłątaja, odpowiednio  $V_{\text{śr}}=37,3\text{km/h}$  i  $V_{\text{śr}}=39,4\text{km/h}$ . Dane zarejestrowane na tym wlocie są wyraźnie wyższe od średnich wartości prędkości pozostałych wlotów o 13,4% (relacje lewoskrętne  $V_{\text{śr}}=32,9\text{km/h}$ ) i o 21,6% (relacje prawoskrętne  $V_{\text{śr}}=32,4\text{km/h}$ ).



Rys. 4. Średnie prędkości na przejściach dla pieszych

Fig. 4. Mean speed values at pedestrian crossings

W celu sprawdzenia istotności różnic pomiędzy wartościami relacji lewo- i prawoskrętnych przeprowadzono test Kruskala-Wallisa. Test Levene'a odrzucił hipotezę o jednorodności wariancji ( $p=0,008$ ) wobec czego do analizy zastosowano nieparametryczny test dla wielu prób Kruskala-Willisa. Wyniki testu tego dowiodły występowania istotnej statystycznie różnicy ( $p=0,0040$ ) pomiędzy rozpatrywanymi średnimi. W dalszym kroku zweryfikowano istotność różnic prędkości pomiędzy średnimi poszczególnych relacji na wlotach jedno- i dwujezdniowych. Wyniki testu Walda-Wolfowitza wykazały brak istotnych różnic na poziomie  $p=0,135$  pomiędzy relacją prawo- i lewoskrętną na wlotach 1/2 i na poziomie  $p=0,496$  pomiędzy relacjami skrętnymi na wlotach 2/2. Statystycznie istotne różnice wystąpiły jedynie pomiędzy relacjami Prawo\_2/2 i Prawo\_1/2 ( $p=0,0012$ ).

Badając wpływ wielkości promienia wyokrągającego na prędkość relacji przeanalizowano prędkości relacji prawoskrętnych, dla których krawędzie wewnętrzne wyokrąglono promieniami  $R=8\text{m}$  i  $R=10\text{m}$ . Średnia prędkość przy promieniu  $R=8\text{m}$  wyniosła  $20,5\text{ km/h}$  i była o  $1,4\text{ km/h}$  wyższa w porównaniu do prędkości przy promieniu  $R=10\text{m}$ . Wyniki testu Walda-Wolfowitza wykazały brak istotnych różnic pomiędzy porównywanymi prędkościami ( $p=0,163$ ).

Badania zostały zrealizowane w ramach pracy statutowej nr S/WBiIS/1/2015 i sfinansowane ze środków na naukę MNiSW.

#### 4. Wnioski końcowe

W artykule przedstawiono wyniki pomiarów prędkości na skrzyżowaniach 3- i 4-wlotowych bez sygnalizacji świetlnej. Pomiar prowadzono na 14 skrzyżowaniach zlokalizowanych w Białymstoku. W pomiarach analizowano prędkości w ruchu swobodnym na odcinkach międzywęzłowych, jak również prędkości przejazdu przez tarczę skrzyżowania uwzględniając relacje skątne, przekrój poprzeczny i wlotu i wielkość promienia wyokrąglającego krawędź wewnętrzną. W oparciu o profile prędkości określono prędkości jazdy na przejściach dla pieszych. W wyniku przeprowadzonych analiz stwierdzono, że średnie prędkości pojazdów w ruchu swobodnym na odcinkach międzywęzłowych przed skrzyżowaniem i za skrzyżowaniem pozostawały na porównywalnych poziomach niezależnie od przekroju poprzecznego i nie stwierdzono między tymi wartościami statystycznie istotnych różnic. Stwierdzono natomiast, że wybór relacji skątnej wpływa na prędkość pojazdów na skrzyżowaniach. Każdorazowo średnie prędkości relacji lewoskrętnych były statystycznie istotnie wyższe od średnich prędkości relacji prawoskrętnych, co można tłumaczyć większymi promieniami. Wśród uzyskanych wyników zwracają uwagę stosunkowo wysokie wartości prędkości pojazdów na przejściach dla pieszych. Większe odsunięcie przejścia dla pieszych od skrajnego pasa ruchu poprzecznej drogi przyczynia się do istotnie wyższych prędkości z jakimi przejeżdżają przez nie kierowcy. Jest to szczególnie ważne w kontekście projektowania przejść dla pieszych na skrzyżowaniach i następstw ewentualnych zdarzeń drogowych z pieszymi, gdzie prawdopodobieństwo poważniejszych obrażeń ponoszonych przez pieszych wzrasta przy wzroście prędkości zderzenia powyżej 30 km/h.

#### Literatura

- [1] Elvik R.: Area-wide urban traffic calming schemes: a meta-analysis of safety effects. *Accident Analysis and Prevention*. 33 (3), 2001, 327–336.
- [2] Elvik R., Vaa T.: *The Handbook of Road Safety Measures*. Elsevier, Oxford 2004.
- [3] Jamroz K., Dąbrowska – Loranc M., Gaca S. i inni: Krajowy Program Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego “GAMBIT 2005”. *Kwartalnik BRD, ITS Warszawa* 4/2005.
- [4] Jamroz K., Kempa J., Rychlewska J., Mackun T.: Metoda wyznaczania obszaru dobrej widoczności na przejściach dla pieszych w Polsce. *Transport Miejski i Regionalny* 4/2015, 10-21.
- [5] Kyoungho A., Hesharn R.: A field evaluation case study of the environmental and energy impacts of traffic calming. *Transportation Research Part D*. Vol. 14 (6), 2009, 411-424.
- [6] Lee G., Joo S., Choi H.: An evaluation framework for traffic calming measures in residential areas. *Transportation Research Part D*. Vol. 25 (12), 2013, 68-76.
- [7] Ziółkowski R.: Analiza bezpieczeństwa ruchu drogowego na wybranych skrzyżowaniach w Białymstoku. *Przegląd komunikacyjny* Nr 8/2013, str. 18-21.

## SPEED INVESTIGATIONS ON INLETS OF PRIORITY JUNCTIONS

### Summary

In urban areas a lot of accidents concentrate in the junctions area. To improve level of safety traffic lights are designed and implemented but still most of the junctions work as priority ones. Speed has been remaining one of the main reasons for accidents occurrence for many years. The goal of the paper is to investigate speed at priority junctions' inlets with special consideration given to the characteristics of approaching sections, direction of movement and the value of rounding radius. Speed on pedestrian crossings located on priority inlets were also subjected to analysis. The paper analyses speeds under free-flow conditions at 14 junctions situated in Białystok. Speed measurements were conducted with the use of GPS data-logger. As a results statistically essential differences between mean speeds depending on the direction movement. Additionally, essential influence of a cross-section on average speed for right-turn movement was proved while it wasn't for the left-turn movement. Conducted analyses of speed at pedestrian crossings showed that location of the crossing essentially influence on speed increase.

**Keywords:** velocity, free-flow movement, pedestrian crossings, traffic safety

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/tb.2016.99

Adam ZOFKA<sup>1</sup>  
Maciej MALISZEWSKI<sup>2</sup>  
Dominika MALISZEWSKA<sup>3</sup>

## BADANIE MIESZANEK MINERALNO- ASFALTOWYCH W WARUNKACH ŚCINANIA PRZY KONTROLOWANEJ SZTYWNOŚCI WZDŁUŻNEJ

W artykule przedstawiono koncepcję nowej metody badania próbek z mieszanki mineralno-asfaltowej w warunkach ścinania z ciśnieniem bocznym. Dotychczas stosowane metody badawcze ścinania z obciążeniem bocznym opierają się na ocenie właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej przy ścinaniu w warunkach stałej siły wzdłużnej lub stałej objętości badanej próbki. Nowa metoda badawcza pozwala na badanie ścinania przy stałej sztywności wzdłużnej. Aby możliwe było badanie według tej metody, zaprojektowano i wykonano specjalną przystawkę o nazwie AST (ang. *Advanced Shear Tester*). W artykule przedstawiono zarówno opis procesu twórczego podczas projektowania przystawki, jak wykonane urządzenie. Zaprezentowano pierwsze wyniki badań walidacyjnych uzyskanych przy użyciu przystawki na próbkach UHMW-PE oraz z mieszanki mineralno-asfaltowej.

**Słowa kluczowe:** właściwości mechaniczne, reologia, nowe metody

### 1. Wstęp

#### 1.1. Informacje ogólne

Laboratoryjna ocena właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych jest od dziesięcioleci przedmiotem wielu prac badawczych. Rzeczywista konstrukcja poddawana jest złożonym obciążeniom, których nie sposób jest w pełni zasymulować w warunkach laboratoryjnych, a każdorazowa budowa odcinka badawczego w skali rzeczywistej nie ma uzasadnienia ekonomicznego i czasowego. Z tego powodu wykonuje się badania laboratoryjne, które mają na celu określenie cech fundamentalnych materiałów (takich jak moduł sprężystości, moduł odkształcenia postaciowego, współczynnik Poisson'a, odporność na zmęczenie,

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Adam Zofka, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, ul. Instytutowa 1, 03-302 Warszawa, 22 39 00 407, azofka@ibdim.edu.pl

<sup>2</sup> Maciej Maliszewski, Instytut Badawczy Dróg i Mostów

<sup>3</sup> Maciej Maliszewski, Instytut Badawczy Dróg i Mostów

itp.) lub cech powiązanych funkcjonalnie (odporność na działanie wody i mrozu, odporność na koleinowanie, itp.). Na podstawie cech mechanicznych ocenionych laboratoryjnie można przewidzieć zachowanie konstrukcji w warunkach rzeczywistych. Również projektowanie trwałości i nośności konstrukcji drogowej jest przedmiotem wielu prac badawczych. Możliwe jest różnorakie podejście do zagadnienia projektowania konstrukcji nawierzchni, m.in. metody obliczeniowe opierające się na wynikach stanu naprężenia i odkształcenia w wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej lub też metody opierające się na obliczeniach metodą elementów skończonych. Bez względu na sposób przeprowadzenia obliczeń, istotną rolę odgrywa zjawisko ścinania występujące na styku pomiędzy warstwami konstrukcyjnymi nawierzchni lub w obrębie warstwy. Osłabienie połączenia warstw powoduje obniżenie nośności konstrukcji [1], [2]. Zjawisko ścinania może mieć charakter monotoniczny doprowadzający do zniszczenia materiału ze względu na wystąpienie jednorazowych naprężeń niszczących, bądź cykliczny, którego pojedyncze wystąpienia nie powodują uszkodzenia materiału, ale powtarzalne wystąpienia prowadzą do zniszczenia materiału ze względu na zmęczenie. Prekursorem badań wytrzymałości na ścinanie połączenia międzywarstwowego był Leutner [3] a inni usprawniali bądź modyfikowali opracowaną przez niego metodę [4]. Następnie opracowywano bardziej zaawansowane urządzenia badawcze np. do badań ścinania z zastosowaniem ciśnienia bocznego lub badań zmęczeniowych połączenia międzywarstwowego [5].

Przejazd pojedynczego koła pojazdu nie ogranicza się jedynie do występowania nacisku pionowego na nawierzchnię, ale wywołuje złożony stan naprężenia, obejmujący również siły ścinające [6]. Wartość sił ścinających zależy od głębokości i odległości od przejeżdżającego koła [7].

Na podstawie studium literatury można stwierdzić, że ocena pracy mieszanek mineralno-asfaltowych (mm-a) w warunkach ścinania może być prowadzona na różne sposoby, m.in. poprzez:

- skręcanie [8],
- rozciąganie [9],
- rozłupywanie [10],
- ścinanie bezpośrednie [3].

Ocenę można przeprowadzać bez udziału siły poprzecznej do kierunku ścinania lub z udziałem tej siły [11]. Badania mogą być wykonywane przy kontrolowanym przesuwie podczas ścinania lub przy kontrolowanej sile ścinania.

W badaniach właściwości mechanicznych w warunkach ścinania z siłą poprzeczną do powierzchni ścinania można wyróżnić 4 zasadnicze schematy badawcze:

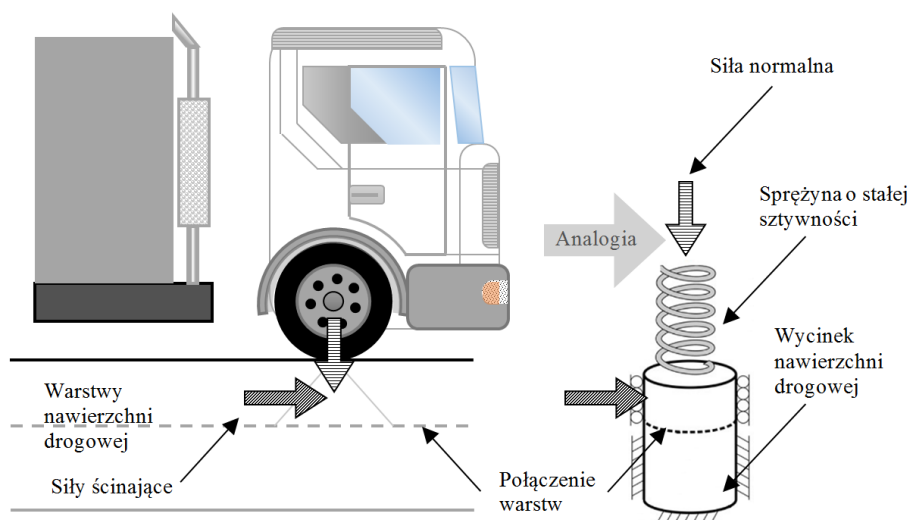
- badanie przy braku obciążenia wzdłużnego,
- badanie przy stałej objętości (ang. *constant volume*),
- badanie przy stałej sztywności (ang. *constant normal stiffness*),
- badanie przy stałej sile wzdłużnej (ang. *constant normal load*).



## 1.2. Koncepcja nowej metody badawczej

Założenia do nowej metody badawczej przyjęto na podstawie analizy literatury i dotychczasowych doświadczeń związanych z metodami badawczymi ścinania mieszanek mineralno-asfaltowych. Większość urządzeń badawczych pracujących w trybie ścinania wykonana była w schemacie obciążenia przy stałej objętości, przy stałej sile wzdłużnej lub bez obciążenia wzdłużnego. Na tle tych metod badawczych, nowa metoda przedstawiona w niniejszym artykule jest innowacyjna w skali światowej. Zastosowano tu bowiem nie stosowany wcześniej w badaniach mm-a schemat pracy w trybie bezpośredniego ścinania i schemacie obciążenia ze stałą sztywnością wzdłużną. Urządzenie pod nazwą AST (ang. *Advanced Shear Tester*) zostało od podstaw zaprojektowane i wykonane w IBDiM [12].

Motywacją do stworzenia tego unikalnego aparatu była fundamentalna analiza zagadnienia nacisku od koła poruszającego się pojazdu na nawierzchnię. Pracę urządzenia AST można przyrównać do oddziaływania pojazdu poruszającego się po nawierzchni z uwzględnieniem sił od nacisku, hamowania i pracy zawieszenia oraz opon. Takiemu schematowi odpowiada schemat badania przy stałej sile wzdłużnej, który został zastosowany w aparacie AST. Schemat koncepcyjny przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat ideowy oraz statyczny działania aparatu AST

Fig. 1 Schematic and static overview of AST device

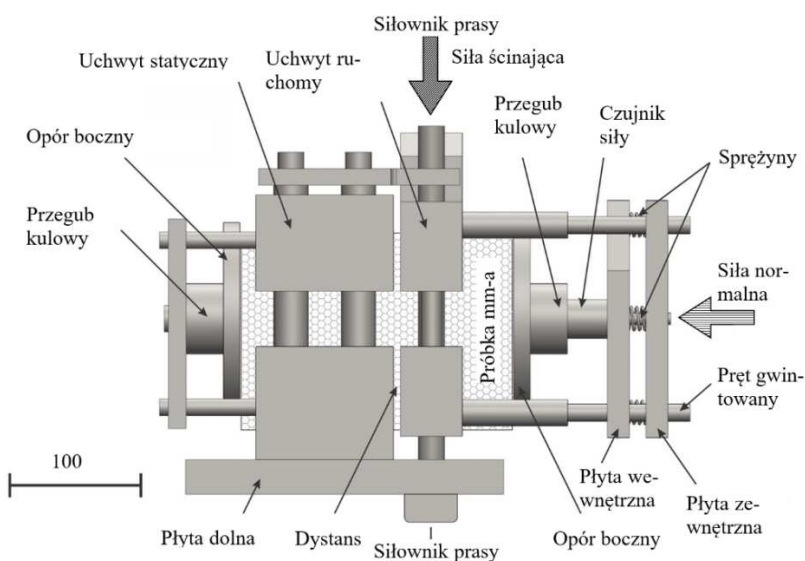
Urządzenie AST zostało opracowane w formie przystawki, którą można zamontować w prasie wytrzymałościowej, w komorze termostatycznej. Możliwości badawcze przystawki zależą od możliwości prasy wytrzymałościowej, na której została zamontowana. Ze wstępnych szacunków wynika, że prasa wytrzymało-

ściowa powinna mieć minimalną nośność 50 kN. W przypadku montażu przystawki AST na urządzeniu MTS w IBDiM urządzenie może pracować w trybie:

- monotonicznym, dwukierunkowym, realizując badania wytrzymałościowe,
- cyklicznym, dwukierunkowym, realizując badania zmęczenia,
- kontrolowanego przemieszczenia lub siły,
- w/w tryby mogą być realizowane bez obciążenia wzdłużnego lub z obciążeniem wzdłużnym w zakresie do 300 kPa.

Badane próbki mają kształt cylindryczny o średnicy ok.  $150 \pm 5$  mm i wysokości  $250 \pm 100$  mm. Odległość pomiędzy płaszczyznami ścinania można regulować w zakresie 5, 10 i 15 mm. W przypadku zastosowania obciążenia bocznego o stałej sztywności wzdłużnej, jej wartość można zmieniać poprzez zmianę sprężyn dociskowych o liniowej charakterystyce sztywności dostosowanej do przewidywanej odpowiedzi badanego materiału, np.  $k=1,654$  kN/mm. Unikalną cechą aparatu jest również możliwość kontrolowania zjawiska dylatacji, czyli ekspansji badanego materiału podczas ścinania na skutek jego granularnej budowy. Przedstawione cechy stanowią o jego unikalnych właściwościach.

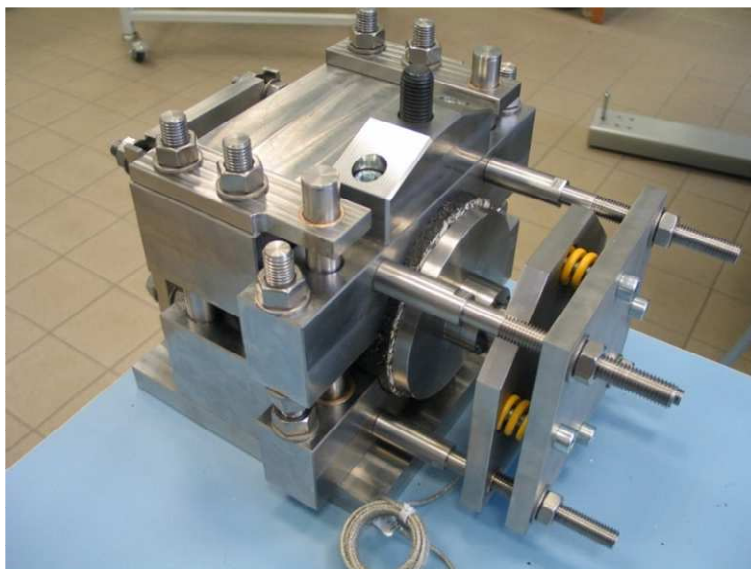
Schemat urządzenia badawczego AST przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Szczegółowy schemat budowy aparatu AST

Fig. 2. Schematic design of AST device

Do wykonania korpusu urządzenia wykorzystano stal kwasoodporną, a stal utwardzana posłużyła do wykonania elementów prowadzących i łączących. Do wykonania elementu obciążającego o stałej sztywności wykorzystano seryjnie produkowane sprężyny oraz tensometryczny czujnik siły. Fotografie gotowego do pracy urządzenia przedstawiono na rysunku 3.



Rys. 3. Urządzenie AST gotowe do badań

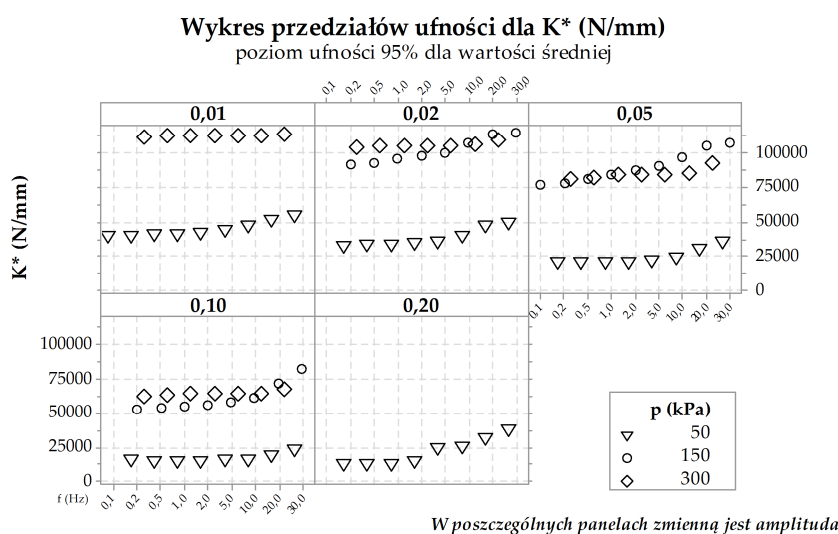
Fig. 3. AST device ready for testing

## 2. Ocena możliwości badawczych urządzenia AST

Ocenę możliwości badawczych nowego urządzenia można realizować np. wykonując badania fundamentalnej cechy materiału o znanych i udokumentowanych właściwościach mechanicznych, bądź porównując wyniki badań z rezultatami uzyskanymi przy wykorzystaniu innych znanych i rozpoznanych metod badawczych. Jeśli przyjęto poprawne założenia przy projektowaniu nowego urządzenia i zostało ono poprawnie skonstruowane powinno być możliwe uzyskanie analogicznych cech materiałowych bez względu na stosowaną metodę badania. Mieszanka mineralno-asfaltowa jest materiałem reologicznie złożonym. W zależności od temperatury dominują w niej pewne cechy charakterystyczne, tj. w niskich temperaturach dominują cechy sprężyste, w średnich temperaturach cechy lepko-sprężyste, a w wysokich temperaturach cechy lepko-plastyczne. Próbki z mm-a wykazują cechy anizotropowe przede wszystkim z uwagi na aspekty technologiczne procesu ich przygotowania, nie powinny być zatem wykorzystywane jako jedyny materiał do oceny możliwości badawczych nowego urządzenia. W celu przeprowadzenia walidacji nowo wykonanego urządzenia pomiarowego można wykorzystać polietylen o ultra wysokiej gęstości cząsteczkowej (UHMW-PE), który wykazuje cechy lepko-sprężyste przy ortotropowej budowie wewnętrznej.

Do oceny możliwości badawczych aparatu AST przewidziano przygotowanie zestawu próbek cylindrycznych i pryzmatycznych o różnych wymiarach, przeznaczonych do przeprowadzenia badań alternatywnymi metodami.

Wstępne badania w aparacie AST wykonano na próbkach z UHMW-PE o średnicy 150 mm i wysokości 200 mm przy różnych częstotliwościach (0,1, 0,2, 0,5, 1, 2, 5, 10, 20 i 30 Hz), amplitudach przemieszczenia (0,01, 0,02, 0,05, 0,1 mm) i zmiennym ciśnieniu bocznym (50, 150 i 300 kPa). Badania wykonano w trybie nieniszczącym, w zakresie odkształceń lepko-sprężystych. Wyniki tych oznaczeń przedstawiono na rysunku 4.

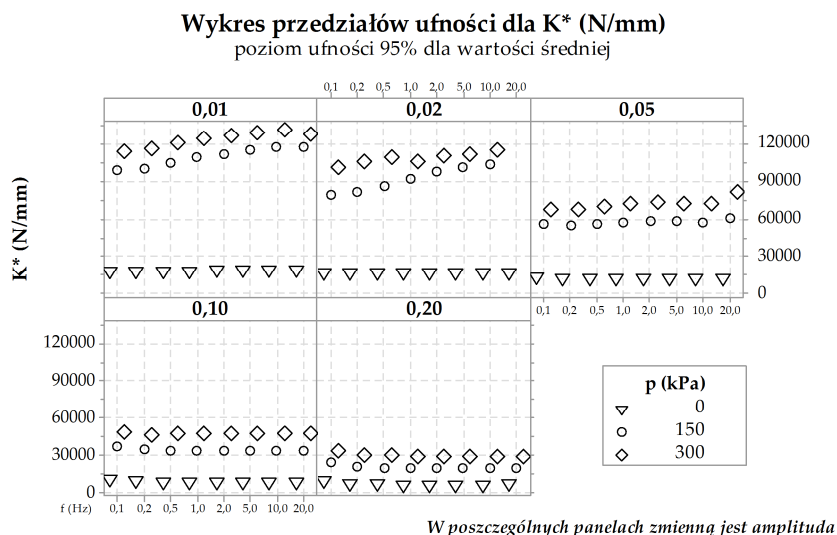


Rys. 4. Wykres przedziałów ufności dla sztywności zespolonej  $K^*$  (N/mm) próbek UHMW-PE w funkcji zmiennej częstotliwości  $f$  (Hz) (pozioma oś kategorii), amplitudy  $A$  (mm) (poszczególne panele) oraz ciśnienie boczne  $p$  (kPa)

Fig. 4. Interval plot for complex stiffness  $K^*$  (N/mm) UHMW-PE specimens vs. frequency  $f$  (Hz) (horizontal category domain), amplitude  $A$  (mm) (adequate panels) and normal pressure  $p$  (kPa)

Z przeprowadzonych wstępnych badań wynika, że aparat był w stanie pracować w zakresie częstotliwości do 20 Hz i amplitudzie do 0,1 mm, przy czym wyższe częstotliwości badawcze i amplitudy wymagają dopracowania metody. Zastosowanie ciśnienia bocznego podnosiło wyniki sztywności zespolonej badanej próbki.

Po przeprowadzeniu badań próbek UHMW-PE wykonano pilotażowe badania z mm-a przy różnych warunkach obciążenia. Z badań tych wynikły podobne zależności, tzn. odpowiedź materiału rozkładała się płasko w funkcji amplitudy i częstotliwości obciążenia.



Rys. 5. Wykres przedziałów ufności dla sztywności zespolonej  $K^*$  (N/mm) próbek mm-a w funkcji zmiennej częstotliwości  $f$  (Hz) (pozioma oś kategorii), amplitudy  $A$  (mm) (poszczególne panele) oraz ciśnienie boczne  $p$  (kPa)

Fig. 5. Interval plot for complex stiffness  $K^*$  (N/mm) of Hot Mix Asphalt specimens vs. frequency  $f$  (Hz) (horizontal category domain), amplitude  $A$  (mm) (adequate panels) and normal pressure  $p$  (kPa)

### 3. Plany badawcze

Planowane jest wykonanie szerokich badań próbek z UHMW-PE i mm-a w celu scharakteryzowania właściwości tych materiałów i odniesienia do obecnie stosowanych metod. Planowane jest wykonanie badań modułu rozciągania pośredniego według IT-CY, modułu ściskania/rozciągania UCT oraz sprawdzenie właściwości uzyskanych w tych badaniach do wartości zastępczych.

### Literatura

- [1] S. F. Brown and J. M. Brunton, "The influence of bonding between bituminous layers," *J. Inst. Highw. Transp.*, vol. 31, pp. 16–17, 1984.
- [2] P. JASKUŁA, "Wpływ braku szczepności międzywarstwowej na wartość modułów warstw asfaltowych obliczanych na podstawie ugięć," *Drogownictwo*, pp. 13–17, 2010.
- [3] R. Leutner, "Untersuchungen des Schichtenverbunds beim bituminösen Oberbau [Investigation of the Adhesion of Bituminous Pavements]," *Bitumen*, vol. 3, pp. 84–91, 1979.
- [4] C. Raab and M. N. Partl, "Methoden zur beurteilung des schichtenverbunds von asphaltbelägen," 1999.
- [5] J. Sousa, M. Solaimanian, and S. Weissman, "Development and Use of the Repeated Shear Test (Constant Height): An Optional Superpave Mix Design Test," 1994.

- [6] R. V Siddharthan, J. Yao, and P. E. Sebaaly, "Pavement strain from moving dynamic 3D load distribution," *J. Transp. Eng.*, vol. 124, no. 6, pp. 557–566, 1998.
- [7] A. Zofka, M. Maliszewski, A. Bernier, R. Josen, A. Vaitkus, and R. Kleizienė, "Advanced shear tester for evaluation of asphalt concrete under constant normal stiffness conditions," *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 16, no. sup1, pp. 187–210, May 2015.
- [8] M. Diakhaté, C. Petit, A. Millien, B. Phelipot-Mardelé, A. Pouteau, and H. Goacolou, "Comparison of direct shear and torque tests for determining viscoelastic shear behavior of tack coats," in *Proceeding of the international conference on advanced characterization of pavement and soil engineering materials*, 2007, pp. 281–90.
- [9] S. Hakimzadeh, W. G. Buttlar, and R. Santarromana, "Shear- and Tension-Type Tests to Evaluate Bonding of Hot-Mix Asphalt Layers with Different Tack Coat Application Rates," *Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board*, vol. 2295, no. -1, pp. 54–62, Dec. 2012.
- [10] H. N. Linsbauer and E. K. Tschegg, "Fracture energy determination of concrete with cube shaped specimens," *Zement und Bet.*, no. 31, pp. 38–40, 1986.
- [11] M. P. Divakar and A. Fafiti, "Micromechanics-Based Constitutive Model for Interface Shear," *J. Eng. Mech.*, vol. 118, no. 7, pp. 1317–1337, 1986.
- [12] A. Zofka, A. Bernier, R. Josen, and M. Maliszewski, "Advanced Shear Tester for Solid and Layered Samples," in *Proceedings of 12th International Society for Asphalt Pavements Conference*, 2014.

## HOT MIX ASPHALT SHEARING TEST METHOD IN CONSTANT NORMAL STIFFNESS CONDITIONS

### Summary

The concept of new test method in shear mode with normal load was presented in this article. Present methods are based on constant normal load and constant volume test mode. The new test method utilizes constant normal stiffness mode. Special device called AST (*Advanced Shear Tester*) was designed to meet the test conditions. Both motivation and design process was described in article. Preliminary test results on UHMW-PE and hot mix asphalt specimens were also presented.

**Keywords:** mechanical properties, rheology, new test method

*Przestano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.100

Mirosław BISKUP<sup>1</sup>  
Juliusz CIEŚLA<sup>2</sup>  
Marian SKAWIŃSKI<sup>3</sup>  
Łukasz TOPCZEWSKI<sup>4</sup>

## AWARIE KABLI SPRĘŻAJĄCYCH W TRAKCIE REALIZACJI BETONOWYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH

W artykule przedstawiono dwa typowe przypadki awarii kabli sprężających podczas budowy kabl betonowych obiektów mostowych w Polsce. W obu przypadkach awaria wystąpiła w czasie naciągu kabli. W jej wyniku następował nagły spadek siły naciągu i uszkodzenie betonu w strefie krzywoliniowego przebiegu kabli. Na podstawie analizy dokumentacji, a zwłaszcza rysunków zbrojenia w miejscach uszkodzenia betonu można stwierdzić, że w konstrukcjach nie zastosowano specjalnych prętów zbrojeniowych do przejmowania sił wewnętrznych, wywoływanych przez naciski kabli na odcinkach krzywoliniowych. W miejscach tych, siły nacisku kabla były przenoszone tylko przez beton. Przyjęte rozwiązania były sprzeczne z podstawową zasadą zbrojonego betonu, w którym siły rozciągające powinny być przejmowane przez zbrojenie, a siły ściskające przez beton.

**Słowa kluczowe:** kable sprężające, awarie, mosty betonowe, realizacja

### 1. Wstęp

Dostosowywanie trasy kabli do rozkładu sił wewnętrznych w konstrukcji sprężonej wymaga w określonych miejscach zmiany kierunku ich działania. W konstrukcjach z kablami wewnętrznymi zmiana przebiegu kabli możliwa jest dzięki ukształtowanym kanałom kablowym w betonie, co zapewnia płynną zmianę kierunku przebiegu i mimośrodów kabli. W konstrukcjach z kablami zewnętrznymi stosuje się zazwyczaj trasy kabli o kształcie wielokąta, a zmiana kierunku działania kabla możliwa jest dzięki dewiatorom usytuowanym w załamaniach trasy, przenoszącym powstające tam dodatkowe siły oddziaływujące na konstrukcję sprężanego przęsła. W obu przypadkach mamy podobne sytuacje, wynikające

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Mirosław Biskup, Instytut Badawczy Dróg i Mostów w Warszawie, tel. (41) 342 67 68, e-mail: mbiskup@ibdim.edu.pl

<sup>2</sup> Juliusz Cieśla, Instytut Badawczy Dróg i Mostów w Warszawie

<sup>3</sup> Marian Skawiński, Instytut Badawczy Dróg i Mostów w Warszawie

<sup>4</sup> Łukasz Topczewski, Instytut Badawczy Dróg i Mostów w Warszawie

z konieczności przeniesienia sił powstających w miejscach zmiany kierunku działania kabla sprężającego i działających prostopadle do jego osi. Podobieństwo wynika stąd, że w obu przypadkach zmianę kierunku kabla dokonujemy z zachowaniem pewnego promienia, zalecanego przez producenta systemu sprężania i zmiany tej dokonuje się w obrębie przekroju betonowego dźwigara lub dewiatora. W obu przypadkach na krzywoliniowym odcinku kabla powstają siły prostopadłe do jego osi, które przekazywane są na wewnętrzną powierzchnię betonu w stosunku do jego krzywizny. Siły te, wyrażone w jednostce siły przypadającej na jednostkę długości kabla np. MN/m o kierunku radialnym, można przedstawić za pomocą wzoru opartego na zasadzie przyjętej przez Eulera o postaci:

$$q_z = \frac{P_v * \gamma_p}{r}, \quad (1)$$

w którym:  $P_v$  – siła sprężająca dla pojedynczego kabla sprężającego,  
 $r$  – promień krzywizny kabla,  
 $\gamma_p$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla siły sprężającej wg aktualnej normy.

W konsekwencji projektant musi uwzględnić fakt, że na określonej długości łuku  $s$  działa na element betonowy siła o łącznej wartości:

$$F_r = \int_0^s q_z ds, \quad (2)$$

Siła ta, działająca prostopadle do kierunku sprężenia, wywołuje naprężenia rozciągające w betonie, które mogą spowodować zniszczenie fragmentu konstrukcji i zwolnienie naciągu kabla sprężającego, o ile naprężenia te nie zostaną w odpowiedni sposób przeniesione [1]. W Eurokodach PN EN 1992-1-1 i PN EN 1992-2 [2,3] stwierdza się jedynie ogólnikowo, że dewiator powinien przenieść zarówno siły podłużne jak i poprzeczne, które przekazuje na niego ciągnie oraz zapewnić, że promień krzywizny ciągnie nie spowoduje jakiegokolwiek przekroczenia naprężeń lub jego uszkodzenia. Nie podaje jednak konkretnego sposobu przeniesienia powstających na krzywiznie kabla sił radialnych. Nie wszyscy projektanci poświęcają należyłą uwagę tym zjawiskom, dlatego zdarzają się błędy projektowe, które skutkują awarią w czasie sprężania obiektu. Usunięcie awarii często bywa kłopotliwe i kosztowne.

Przykłady takich problemów można znaleźć zarówno w kraju, jak i za granicą. W artykule [4], opisano przypadek awarii, która miała miejsce w czasie sprężania trzyprzęsłowego kablobetonowego mostu o przekroju skrzynkowym w Chinach. W trakcie naciągu kabli sprężających nastąpiło rozerwanie płyty dolnej przekroju skrzynkowego. Autorzy powyższego artykułu, jako przyczynę tego zjawiska podają między innymi brak odpowiedniego zbrojenia, które mogłoby przejść naprężenia rozciągające w betonie. W artykule tym wspomniano również, że takie awarie kilkakrotnie miały tam miejsce w ciągu ostatnich lat.



Krajowym przykładem awarii o podobnym charakterze może być budowa mostu w ciągu autostrady A1 w Mszanie, gdzie w trakcie budowy również nastąpiła awaria dolnej płyty kablobetonowego dźwigara skrzynkowego, polegająca na jej rozwarstwieniu. Profesor J. Biliszczuk w swoim referacie [5] wskazuje przyczyny tej awarii, przypisując ją siłom powstałym w wyniku krzywizny płyty i imperfekcji wykonawczych kabli, wobec braku należytego powiązania górnej i dolnej siatki zbrojeniowej płyty. Autor wymienia również kilka innych podobnych awarii, w których wystąpiły uszkodzenia płyty dolnej kablobetonowych dźwigarów skrzynkowych z tych samych powodów.

Przedstawione przykłady awarii wskazują, że niekorzystne oddziaływania na konstrukcję sił radialnych wywoływane przez kable sprężające, mogą być zarówno wynikiem niedoceniań tych zjawisk przez projektantów, jak również błędów i niedokładności wykonawczych.

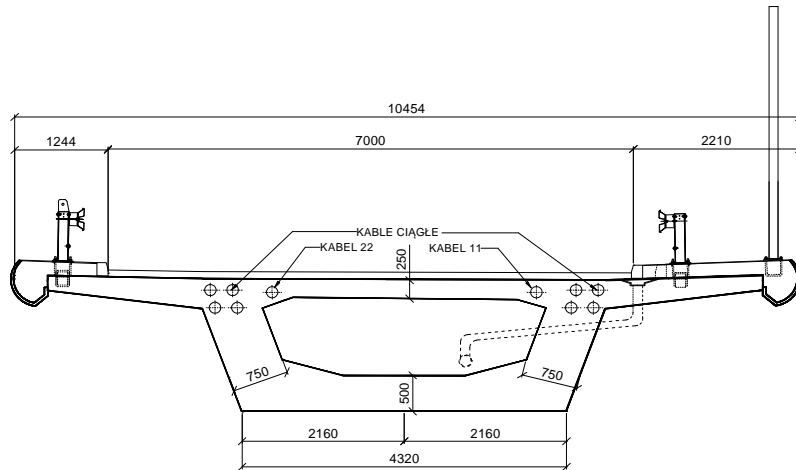
W niniejszym artykule opisano dwa typowe przypadki awarii kabli w trakcie budowy obiektów mostowych z betonu sprężonego w Polsce, które były szczegółowo analizowane przez autorów.

## **2. Awaria kabla sprężającego estakady w węźle Ostrobramska – Marsa w Warszawie**

Ustrój niosący estakady zaprojektowano jako pięcioprzęślową konstrukcję ciągłą, o przekroju skrzynkowym o rozpiętościach teoretycznych poszczególnych przęseł: 38,00 + 38,96 + 38,95 + 44,98 + 35,00 m i całkowitej długości 195,90 m [1]. W przekroju poprzecznym konstrukcja niosąca posiada kształt jednokomorowej skrzynki z obustronnymi wspornikami w przęsłach i w strefach podporowych, o stałej wysokości konstrukcyjnej około 1,90 m. Przekrój skrzynkowy usztywniono poprzecznymi podporowymi. Konstrukcję niosącą zaprojektowano jako kablobetonową, sprężoną kablami 25L15,7, wykonaną z betonu B50, który odpowiada klasie betonu C40/50 według aktualnych oznaczeń. Estakadę zaprojektowano na obciążenie klasy A wg PN-85/S-10030 [6]. W każdym ze środków zastosowano po 4 kable o trasie parabolicznej, biegnące wzdłuż całej estakady, łączone w przęśle II w styku konstrukcyjnym. Oprócz tego nad podporami pośrednimi zastosowano prostoliniowe kable odcinkowe, kotwione obustronnie po uprzednim odgięciu ku dołowi, w blokach kotwiących, usytuowanych w wewnętrznych narożach przekrojów skrzynkowych.

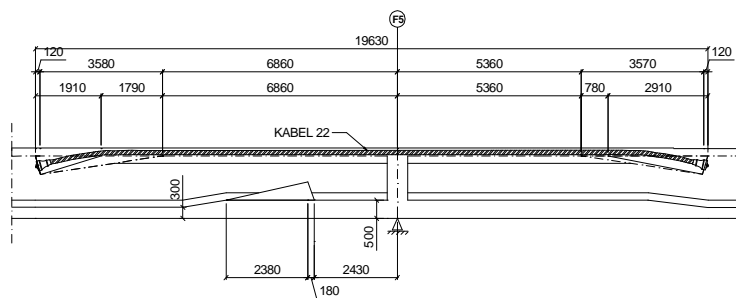
Na rys. 1 pokazano przekrój poprzeczny, a na rys. 2 przekrój podłużny przęsła nad podporą 5, w strefie gdzie wystąpiła awaria. Na rysunkach tych pokazano trasę kabla odcinkowego nr 22 nad podporą 5, który uległ awarii.

Awaria nastąpiła w czasie naciągu kabla nr 22 i polegała na nagłym odspojeniu się betonu, stanowiącego otulinę w jego krzywoliniowej części w sąsiedztwie podpory 5, obok bloku kotwiącego tego kabla [1]. Obszar zniszczenia struktury betonu był dosyć znaczny i wyniósł około 1,8 m wzdłuż przęsła i około 0,9 m w poprzek przęsła. Zniszczoną strefę betonu bezpośrednio po awarii pokazano na rys. 3.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny przęsła nad podporą 5

Fig. 1. The cross-section of the span over the support 5



Rys. 2. Przekrój podłużny przęsła nad podporą 5

Fig. 2. Longitudinal section of the span over the support 5



Rys. 3. Widok górnej płyty skrzynki bezpośrednio po awarii

Fig. 3. View of the top plate of the box girder immediately after the crash

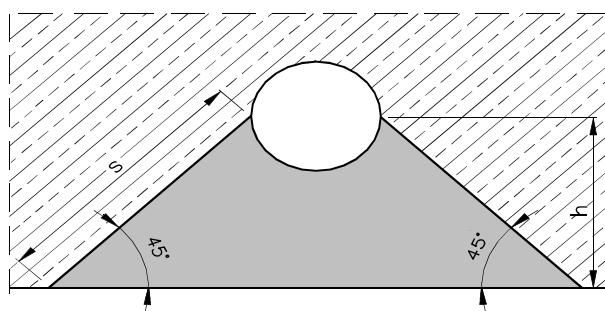
Na podstawie dokonanych oględzin można było stwierdzić, że minimalna otulina kabla wynosiła tylko około 8 cm. Po zwolnieniu kabla nr 22 stwierdzono również rysy na bloku kotwiącym i płycie w strefie odgięcia kabla nr 11, położonego po drugiej stronie skrzynki w stosunku do miejsca awarii kabla nr 22. W miejscu tym nie stwierdzono jednak większego uszkodzenia strefy betonu otulającej kabel. Uszkodzeń w pozostałych strefach odgięć kabli nad podporowych nie stwierdzono.

Ze względu na lokalny charakter awarii, bardziej szczegółowej analizie poddano strefy odgięć odcinkowych kabli nad podporowych. Na podstawie przeglądu dokumentacji, a zwłaszcza rysunków tych stref, można stwierdzić, że w projekcie nie zastosowano zbrojenia do przeniesienia sił wywołanych dociskiem, występującym na wewnętrznej krzywiznie kabla i w związku z tym wynikające z tego oddziaływania przenoszone są wyłącznie przez beton. Jest to sprzeczne z kardynalną zasadą, przyjmowaną żelbecie, że siły wywołujące rozciąganie powinny być przenoszone przez zbrojenie, a beton powinien pracować wyłącznie na ściskanie. W konsekwencji nośność tej strefy zależy od wytrzymałości betonu na rozciąganie i od grubości otuliny. W rezultacie konstrukcja jest bardzo wrażliwa na niedokładności wynikające w trakcie wykonawstwa, na przykład zmniejszenie grubości otuliny powoduje proporcjonalne obniżenie nośności tej strefy.

W celu określenia przyczyn awarii przeprowadzono przybliżone obliczenia sprawdzające dla stref, w których wystąpiła awaria. Obliczenia te wykonano dla dwóch przypadków, a mianowicie:

- ułożenie kabla i kształt deskowania tej strefy są zgodne z projektem,
- ułożenie kabla i kształt deskowania są zgodne ze stanem stwierdzonym na budowie.

Przyjęto przy tym, że zniszczenie następuje na skutek nacisku kabla na jego krzywiznie na beton, poprzez wyrwanie klina odłamku betonu pod kątem  $45^\circ$  (rys. 4).



Rys. 4. Schemat zniszczenia strefy betonu pod kablem

Fig. 4. Scheme of the destruction of the concrete area under the cable

Obliczony według wzoru (1) nacisk kabla na beton, przy przyjętym w projekcie promieniu krzywizny  $r = 6,0$  m, wyniósł  $q_z = 1,060$  MN/m. Szerokość przełomu  $2s$  określić można z zależności geometrycznych, przyjmując wymiary kabla i otuliny z projektu. Stąd  $h = 22,0 + 6,0 = 28,0$  cm, a połowa szerokości przełomu:

$$s = \sqrt{2 * 28,0^2} = 39,6 \text{ cm}$$

oraz średnie naprężenia rozciągające na powierzchni przełomu wyniosą:

$$\sigma = \frac{q_z}{2 * s * 1,0} = \frac{1.0602}{2 * 0,396 * 1,0} = 1,34 \text{ MPa} < R_{br0,05} = 1,60 \text{ MPa}, \quad (3)$$

Wynika z tego, że naprężenia rozciągające na powierzchni przełomu osiągają 84% wytrzymałości obliczeniowej betonu zbrojonego B50 na rozciąganie  $R_{bt0,05}$  oraz są większe od wytrzymałości betonu niezbrojonego  $R_{bto,50} = 1,20 \text{ MPa}$  wg. PN-91/S-10042 [7]. Normy europejskie PN-EN 1992-1-1 [2] oraz PN-EN 1992-2 [3] nie podają wytrzymałości betonu niezbrojonego na rozciąganie. Norma PN-EN 1992-2 podaje jedynie wzór na określenie wytrzymałości obliczeniowej betonu na rozciąganie:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk0,05} / \gamma_c, \quad (4)$$

w którym: -  $f_{ctk0,05}$  – wytrzymałość charakterystyczna betonu na rozciąganie,

-  $\gamma_c$  – materiałowy współczynnik bezpieczeństwa dla betonu równy 1,5,

-  $\alpha_{ct}$  – współczynnik redukcyjny o zalecanej wartości od 0,8 do 1,0 o ile załącznik krajowy nie podaje innej wartości.

Ponieważ w opisywanym przypadku brak jest zbrojenia do przeniesienia naprężeń rozciągających w betonie pod wpływem nacisku kabli na krzywiznie uznano za stosowne przyjęcie wartości  $\alpha_{ct} = 0,8$ . Wytrzymałość obliczeniowa betonu C40/50 na rozciąganie wynosi w tym przypadku  $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$ , czyli jest w przybliżeniu równa wartości naprężeń obliczonych według wzoru (3).

Z powyższego wynika, że średnie naprężenia w betonie, nawet przy zachowaniu wymiarów przyjętych w projekcie, są równe lub większe od wartości wytrzymałości obliczeniowej betonu na rozciąganie.

Podobnie określone naprężenia rozciągające, dla stwierdzonej na budowie otuliny kabla 22 o grubości 8,0 cm, wyniosły aż 2,68 MPa, czyli w przypadku tym wartość ta przekroczyła około dwukrotnie wartość wytrzymałości obliczeniowej betonu na rozciąganie, co tłumaczy przyczynę wystąpienia awarii.

Powyższe wyliczenia potwierdzają fakt, że otulina betonowa kabla znajduje się w stanie krytycznym i przy jakichkolwiek niedokładnościach w jego ułożeniu naprężenia w betonie mogą przekroczyć wartości dozwolone i doprowadzić do awarii. Na podstawie dokonanych analiz, podjęto decyzję o wzmocnieniu wszystkich strefy odgięć kabli nad podporowych.

- strefy odgięć kabli, które nie zostały jeszcze zabetonowane można było wzmocnić przez zastosowanie odpowiedniego zbrojenia dodatkowego, które mogły przenieść promieniowy nacisk tych kabli na beton na ich krzywoliniowych odcinkach.
- strefę odgięcia kabla 22, w pobliżu podpory 5, gdzie nastąpiła awaria oraz strefy odgięć pozostałych kabli nad podporowych, wzmocniono przez zaprojektowa-

nie podpór żelbetowych w kształcie pilastrów, obejmujących w planie uszkodzone strefy płyty górnej przekroju skrzynkowego.

### 3. Awaria na wiadukcie nad linią kolejową w Tarnawie Dolnej

Wiadukt zlokalizowany jest w ciągu nowo projektowanego odcinka drogi krajowej nr 28 Wadowice – Sucha Beskidzka, na odcinku Tarnawa Dolna – Zembrzyce nad linią kolejową Stryszów – Sucha Beskidzka. Obiekt przeznaczony jest do bezkolizyjnego przeprowadzenia ruchu drogowego nad istniejącą i projektowaną linią kolejową. Inwestycja wykonywana jest w ramach zadania budowy zbiornika Swinna Poręba.

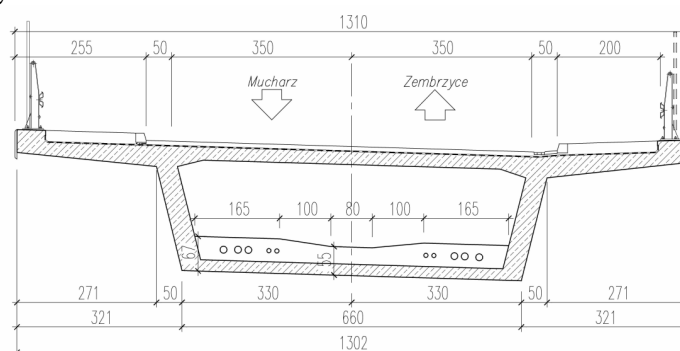
Wiadukt zaprojektowano jako konstrukcję kablobetonową, czteroprzęsłową ciągłą, położoną w łuku. Konstrukcja niosąca wiaduktu to dźwigar skrzynkowy o rozpiętościach poszczególnych przęseł wynosząca:

39,00 + 47,50 + 47,50 + 39,00 m. Szerokość jezdni wynosi 7,00 + 2 x 0,50 m z obustronnymi chodnikami o szerokości 2,00 m. Całkowita długość w osi obiektu wynosi 195,62 m, natomiast całkowita szerokość prostopadle do osi obiektu wynosi 13,10 m. Konstrukcję przęseł wiaduktu wykonano z betonu klasy C35/45 według oznaczeń zgodnych z PN-EN 1992-1-1 [2].

Konstrukcja niosąca została sprężona łącznie 24 kablami zewnętrznymi składającymi się z lin  $\varnothing 15,5$  mm:

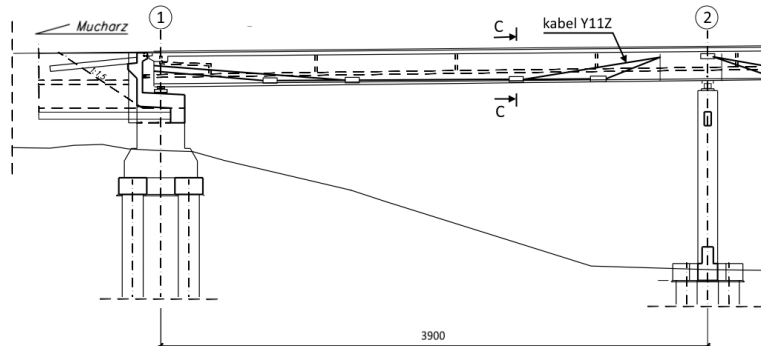
- BBR VT CONA CME 1906 – 150 1860 o początkowej sile naciągu 3,975 MN,
- BBR VT CONA CME 1506 – 150 1860 o początkowej sile naciągu 3,140 MN,
- BBR VT CONA CME 0706 – 150 1860 o początkowej sile naciągu 1,465 MN.

W obliczeniach oddziaływania kabli na konstrukcję uwzględniono doraźne i reologiczne straty siły sprężającej oraz współczynnik obciążeń  $\gamma_p$ , który wynosi 1,2 lub 0,85, w zależności od tego, czy siła sprężająca działa obciążająco, czy odciążająco. Przekrój poprzeczny przęsła z dewiatorem przedstawiono na rysunku 5, natomiast schemat układu dewiatorów oraz kabli w przekroju podłużnym przęsła 1-2 pokazano na rysunku 6.



Rys. 5. Przekrój poprzeczny przęsła z dewiatorem

Fig. 5. The cross-section of the span at the deviator



Rys. 6. Przekrój podłużny przęsła z dewiatorami

Fig. 6. Longitudinal section of the span with deviators

Awaria miała miejsce w trakcie naciągu kabla Y11Z w dewiatorze w przekroju C-C przęsła 1-2. W rezultacie nastąpiło oderwanie fragmentu betonu dewiatora bezpośrednio nad kablem sprężającym (Rys. 7). Po awarii naciąg kabla został zwolniony.



Rys. 7. Widok zniszczonego fragmentu dewiatora

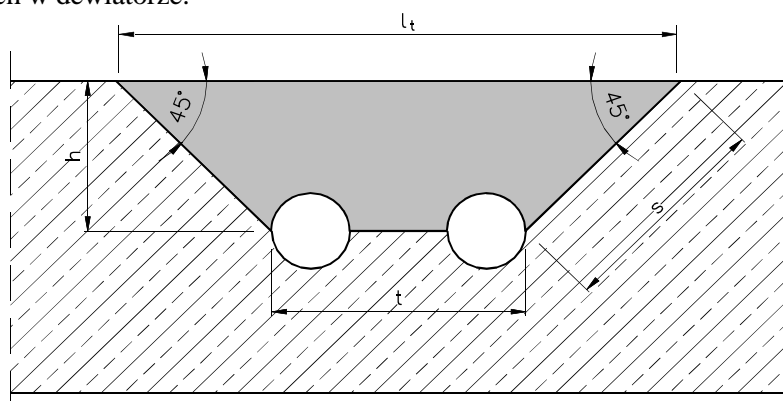
Fig. 7. View of the damaged part of the deviator

Wnioski dotyczące przyczyn zaistniałej awarii nasuwają się już po pobieżnej analizie dokumentacji projektowej oraz analizie zaistniałych uszkodzeń. Dlatego też, zakres obliczeń sprawdzających ograniczono do przedstawienia w sposób uproszczony naprężeń rozciągających w betonie poszczególnych dewiatorów obciążonych wypadkową siłą naciągu kabli.

Obliczenia sprawdzające dewiatorów w przęsłach 1-2 i 2-3 przeprowadzono na podstawie elementarnych założeń, umożliwiających określenie średnich warto-

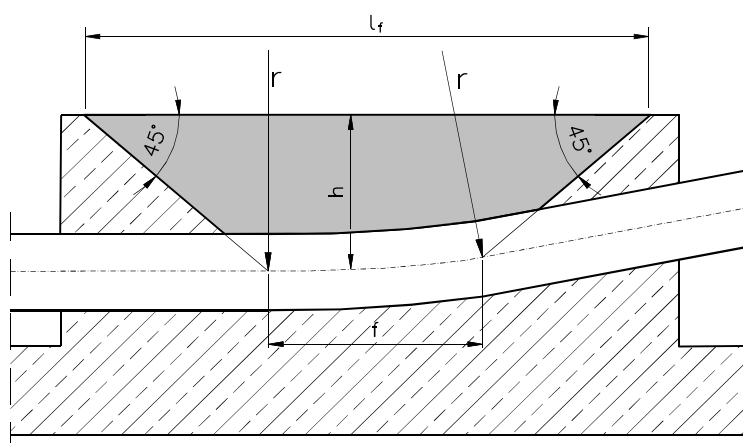
ści naprężeń rozciągających w betonie, powstających w miejscach odgięcia kabli sprężających.

Przyjęto hipotetyczne założenie, że zniszczenie dewiatora następuje na skutek docisku kabli do betonu na ich krzywiźnie o natężeniu  $q_z$  (por. pkt. 1). Wypadkowa tego obciążenia wywołuje naprężenia rozciągające w betonie, które w konsekwencji powodują oddzielenie się klina odłamu betonu w dewiatorze pod kątem  $45^\circ$ . Na rys. 8 i 9 przedstawiono widok klina odłamu betonu dla przypadku dwóch kabli odgiętych w dewiatorze.



Rys. 8. Klin odłamu betonu w poprzek kabli

Fig. 8. Scheme of the destruction of the concrete area across the cables



Rys. 9. Klin odłamu betonu wzdłuż kabli

Fig. 9. Scheme of the destruction of the concrete area along the cables

Wartość docisku poprzecznego kabli na beton  $q_z$  na ich krzywiźnie wyznaczono ze wzoru (1). Wartość częściowego współczynnika  $\gamma_p$  przyjęto równą 1, ponieważ jako siły sprężające przyjęto ich wartości początkowe, czyli możliwie

największe, kontrolowane do tego w trakcie procesu sprężania. Przyjęto, że docisk ten będzie się realizował na całej długości łuku, którą można przyjąć równą długości siecznej  $f$ , czyli całkowita wartość siły rozciągającej beton w dewiatorze będzie wynosić:  $F_r = q * f$  [MN]. Siła ta, wobec braku skutecznego zbrojenia w kierunku jej działania, będzie wywoływała naprężenia rozciągające w betonie dewiatora. Powierzchnia, na którą rozkłada się ta siła, to powierzchnia klina odłamu betonu w kształcie ściętego ostrosłupa. Ostatecznie na podstawie zależności geometrycznych przyjęto, że siła  $F_r$  będzie się rozkładała na hipotetycznej powierzchni zniszczenia, wywołując naprężenia rozciągające o wartości:

$$\sigma = \frac{F_r}{t \times f + s(t + l_f + f + l_t)} \quad (5)$$

W obliczeniach uwzględniono rzeczywistą liczbę odginanych kabli w danym dewiatorze. Obliczone w ten sposób naprężenia  $\sigma$  są wartościami średnimi. Miejscowe naprężenia rozciągające mogą znacznie przekraczać te wartości. Obliczenia przeprowadzono dla wszystkich grup kabli i dewiatorów.

Na podstawie dokonanych obliczeń uzyskano następujące wartości naprężeń rozciągających w betonie:

- dla projektowanego położenia kabli sprężających, maksymalna wartość naprężeń wynosi 1,75 MPa, a średnia 1,13 MPa,
- dla rzeczywistego położenia kabli sprężających, wynikającego z błędów wykonawczych, obliczona maksymalna wartość naprężeń wynosi 2,32 MPa, a średnia 1,23 MPa,
- w dewiatorze w którym nastąpiła awaria wartość naprężeń wynosiła 1,57 MPa,

Obliczone średnie wartości naprężeń są bliskie wytrzymałości obliczeniowej betonu niezbrojonego B45 na rozciąganie według normy [7], wynoszącej  $R_{bbt} = 1,15$  MPa oraz betonu C35/45 według normy PN-EN 1992-2 [3], wynoszącej  $f_{ctd} = 1,17$  MPa przy projektowanym położeniu kabli, a przy położeniu rzeczywistym je przekraczają. Natomiast wartość naprężeń w dewiatorze, w którym nastąpiła awaria oraz obliczone maksymalne wartości naprężeń znacznie przekraczają wartości wytrzymałości obliczeniowych. Wyjaśnia to przyczynę awarii naciąganego kabla Y11Z w dewiatorze C-C. Ryzyko awarii jest o tyle większe, o ile uwzględnimy możliwość występowania miejscowej koncentracji naprężeń.

Elementem dodatkowym, który bez wątpienia wpłynął na skalę awarii dewiatora C-C, to błędy wykonawcze, popełnione podczas tyczenia tras kabli.

Analizując dokumentację projektową obiektu, nasuwa się od razu istotne spostrzeżenie, że w dewiatorach nie przewidziano zbrojenia, które skutecznie może przejąć naprężenia rozciągające w betonie, spowodowane działaniem wypadkowych sił naciągu kabli. Zastosowane w dewiatorach zbrojenie w postaci strzemion nie może przenieść naprężeń w wymaganym kierunku, co sprawia, że beton zachowuje się jak niezbrojony. Elementarną zasadą powinno być stosowanie specjalnych prętów zszywających, przeciwdziałających rozwarstwieniu się betonu,



ewentualnie przepon, które przeniosłyby siły powodujące rozciąganie w betonie. Wytrzymałość betonu na rozciąganie powinna być traktowana jedynie jako rezerwa, a nie podstawowy element zapewniający nośność dewiatora.

#### 4. Wnioski końcowe

Z przeprowadzonej analizy obliczeniowej awarii kabla sprężającego estakady w węźle Ostrobramska – Marsa w Warszawie wynika że:

- nie zastosowano zbrojenia do przeniesienia naprężeń rozciągających w betonie, powodowanych naciskiem kabli na beton na krzywiznach,
- otulina betonowa, przy idealnym zachowaniu trasy kabli nad podporowych na łuku i geometrii konstrukcji w tej strefie zgodnie z projektem, znajduje się blisko granicznej wartości, jaką może wytrzymać beton w stanie rozciągania,
- przy niedokładnościach w ułożeniu kabli naprężenia w betonie przekroczyły wartości dopuszczalne i to doprowadziło to do awarii, jaka miała miejsce w opisywanym przypadku.

Na podstawie przytoczonego materiału z awarii wiaduktu w Tarnawie można sformułować następujące wnioski:

- podstawową przyczyną awarii, tak jak i w przypadku estakady w węźle Ostrobramska – Marsa, był brak odpowiedniego zbrojenia w strefie naprężeń rozciągających w betonie dewiatorów,
- w projekcie należało zastosować strzemiona pętlowe, przenoszące siły rozciągające, lub odpowiednio ukształtowane przepony, które wyeliminowałyby prawie całkowicie rozciąganie, a jednocześnie wzmocniłyby dewiatory w pracy na zginanie poprzez zmniejszenie ich rozpiętości,
- skala uszkodzenia dewiatora C-C, spowodowana była również niezgodnym z projektem trasowaniem kabli przez wykonawcę.

Z analizy dokumentacji projektowej obu obiektów, nasuwa się istotne spostrzeżenie, że nie przewidziano w nich zbrojenia, które mogłoby przejąć skutecznie naprężenia rozciągające w betonie, spowodowane działaniem radialnych sił powstających na krzywiznach kabli. Przyczyny opisywanych przypadków rozwarstwiania się dolnych płyt przekrojów skrzynkowych pod wpływem sprężenia osiowego są podobne i wynikają najprawdopodobniej z powstających na skutek imperfekcji wykonawczych krzywizn kabli, które generują naprężenia rozciągające w betonie.

#### Literatura

- [1] J. Cieśla, K. Fordoński: Awaria kabla sprężającego i projekt naprawy estakady w węźle Ostrobramska w Warszawie; Drogownictwo nr 12/2007.
- [2] PN EN 1992-1-1 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne dla budynków.
- [3] PN EN 1992-2 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 2: Mosty betonowe. Projektowanie i szczegółowe zasady.

- [4] Xin Ruan, Xuefei Shi, Xiaoxiang Li, Failure analysis of tendon on bottom slab of a prestressed concrete box girder bridge during construction; *Engineering Failure Analysis* 25 (2012) 291-303.
- [5] J. Biliszczyk, Most MA 532 w ciągu autostrady A1 w Mszanie. Historia budowy; Wrocławskie Dni Mostowe, Wrocław, 21-22 listopada 2013.
- [6] PN-85 / S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [7] PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.

## **FAILURES OF PRESTRESSING CABLES DURING EXECUTION OF CONCRETE BRIDGES**

### **S u m m a r y**

The paper describes two typical cases of failure of prestressing cables during construction of concrete bridges in Poland. In both cases failures occurred at the time of tension of the cables, and consisted of sudden loosening of cables and failure of concrete in zone under the curved portion of the cables. Based on the review of documentation, and particularly of the drawings of these zones, it can be concluded, that in the design were not applied of the special reinforcement bars for overtaking the forces caused by the pressure occurring on the inner curvature of the cables, and the resulting forces are transferred only by the concrete. The basic principle of reinforced concrete is, that tensile forces should be taken by reinforcement, and the compressive forces by the concrete.

**Keywords:** prestressing cables, failures, concrete bridges, execution

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.101

Andrzej HELOWICZ<sup>1</sup>

## MOSTOWE OBIEKTY SYSTEMU MATIÈRE – DOŚWIADCZENIA PROJEKTANTA

Artykuł dotyczy jednoprzęsłowych mostów gruntowo-powłokowych o przeznaczeniu komunikacyjnym, z zastosowaniem prefabrykatów żelbetowych systemu Matière CM4 40 m<sup>2</sup>. Mosty te zaprojektowane są przez autora referatu. Zbudowane są one w ciągu drogi ekspresowej nad rzeką Banoge w Irlandii. Na przykładzie tych obiektów omówiono niektóre zalety i wady systemu Matière CM4 ze szczególnym uwzględnieniem: projektowania, procesu budowy, kosztów wykonania oraz zachowania się tych mostów w trakcie użytkowania. W podsumowaniu autor dzieli się wiedzą i doświadczeniem, jakie nabył przy projektowaniu zintegrowanych mostów oraz formułuje zalecenia dotyczące ich projektowania i budowy w Polsce.

**Słowa kluczowe:** most zintegrowany, obiekt gruntowo-powłokowy, system Matière CM4, most jednoprzęsłowy, projektowanie i budowa.

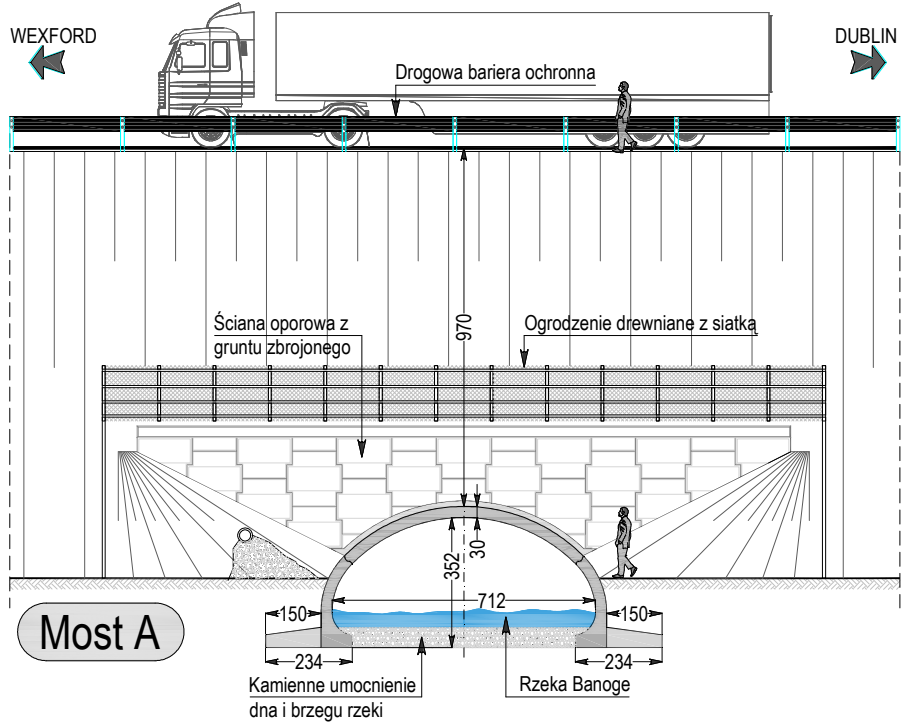
### 1. Wstęp

Artykuł ten poświęcony jest projektowaniu i budowie zintegrowanych mostów gruntowo-powłokowych systemu Matière CM4, wykonanych z prefabrykowanych elementów żelbetowych. W pracach [1, 2] opisane są inne typy mostów zintegrowanych, takich jak mosty jednoprzęsłowe oraz dwuprzęsłowe.

### 2. Przykłady zintegrowanych mostów gruntowo-powłokowych

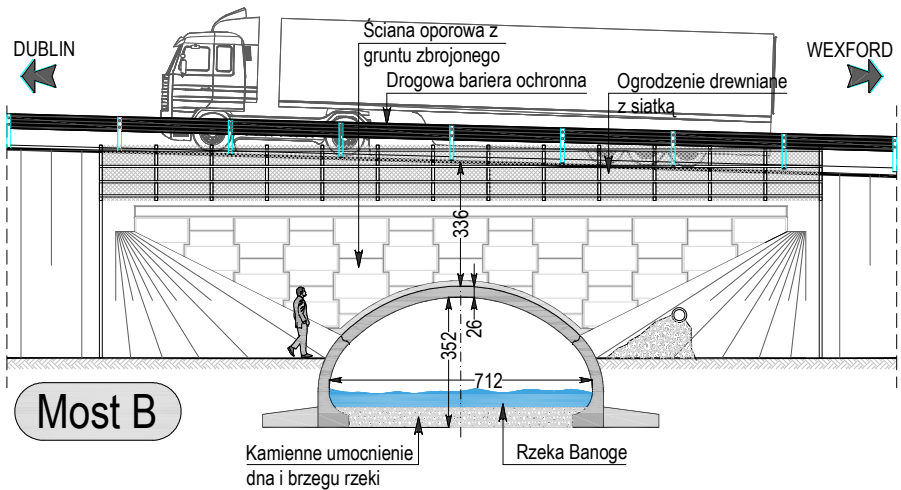
Opisywane mosty A i B to zintegrowane obiekty gruntowo-powłokowe systemu Matière CM4, 40m<sup>2</sup>, (rys. 1, 2). Obiekty te są o konstrukcji jednoprzęsłowej i w kształcie łuku. Wykonano je z prefabrykowanych elementów żelbetowych i zbudowano na obwodnicy miasta Gorey koło miasta Dublin w Irlandii. Most A znajduje się pod drogą ekspresową E01, dwujezdniową z pasem rozdzielającym. Most B znajduje się pod drogą jednojezdniową służącą jako droga dojazdowa do drogi ekspresowej E01. Obydwie konstrukcje położone są blisko siebie i przekraczają tą samą rzekę Banoge. Zaprojektowano je w firmach konsultingowych z Irlandii [9, 11]. Autor jest projektantem czterech

<sup>1</sup> Andrzej Helowicz, Politechnika Wrocławska, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, tel. +48 71 3204852, andrzej.helowicz@pwr.edu.pl



Rys. 1. Widok z boku na most A

Fig. 1. A side view of the bridge A



Rys. 2. Widok z boku na most B

Fig. 2. A side view of the bridge B

takich mostów na odcinku nowej obwodnicy miasta Gorey. Zaprojektował on również kilku takich mostów w innych częściach Irlandii.

Ze względu na współpracę konstrukcji tych mostów z otaczającym je gruntem, posadowiono je na poduszkach kamiennych z kruszywa klasy 6N/6P, ułożonych na gruncie rodzimym. W mostach tych występują żelbetowe przeguby łączące części boczne łuku ze stropem łuku oraz żelbetowe ławy fundamentowe wykonane na budowie. Ławy fundamentowe tych obiektów znajdują się od strony wewnętrznej nasypu. W celu skrócenia długości tych mostów na początku i na końcu obu konstrukcji zastosowano ściany oporowe z gruntu zbrojonego. W obiektach tych nie stosuje się dylatacji w jezdni drogowej. Rzeka Banoge na czas budowy została przekierowana do sztucznie wykonanego koryta rzeki przy budowanych mostach.

Do zaprojektowania mostów wykorzystano między innymi normy:

- Obciążenia mostów zintegrowanych BA42/96 [3],
- Obciążenia mostowe BD37/01 [4],
- Wymiarowanie elementów żelbetowych BS5400-04 [6],
- Projektowanie zasypanych ziemią betonowych konstrukcji skrzynkowych i ramowych [5].

Dodatkowo przy projektowaniu wykorzystano irlandzkie specyfikacje techniczne do robót drogowych [12] i najnowsze zalecenia podane przez inwestora [8]. Do zaprojektowania ścian oporowych wykorzystano normę pt. „Wzmacnianie, zbrojenie gruntów i zasypki gruntowych” [7],

Ze względu na współpracę mostu zintegrowanego z gruntem, w dalszej części opisano posadowienie tych mostów oraz ważne elementy konstrukcyjne takie jak: łuk i zasypkę za ścianami bocznymi łuku.

### 3. Posadowienie

W miejscu posadowienia obydwu konstrukcji znajduje się bardzo sztywny żwir gliniasty. Na podstawie przeprowadzonych badań określono jego nośność na 300 kPa. Ze względu na wysoki nasyp przebiegający w miejscu posadowienia obydwu mostów, (tab. 1) na ich konstrukcje oddziałują duże obciążenia stałe. Obciążenia stałe w sumie ze zmiennymi powodują, że naprężenia pod stopami mostu A przekraczają prawie dwukrotnie wartości naprężeń dopuszczalnych i wynoszą 510 kPa. Jest to wartość średnia naprężenia pod stopą tego mostu. Ze względu na to, że obydwie mosty zaprojektowano jako konstrukcje zintegrowane z otaczającym je gruntem, zrezygnowano z kosztownego posadowienia pośredniego tych mostów na palach i zastosowano wymianę gruntu rodzimego na warstwę z kruszywa łamanego klasy 6N/6P o znacznie wyższej nośności od gruntu usuniętego (tab. 2). W moście A usunięto warstwę głębokości 2 m, natomiast w moście B 1 m. Zasięg wymienionego gruntu poza obrys konstrukcji pokazano na rysunku 3. W efekcie naprężenia od działających na most obciążeń stałych i zmiennych zostały zredukowane do wartości poniżej dopuszczalnej nośności gruntu rodzimego.

Tabela 1. Podstawowe parametry mostu A i B

Table 1. The basic information of the bridge A and B

Elementy	Most A	Most B
Rozpiętość łuku	$L_t = 7,42$ [m]	$L_t = 7,38$ [m]
Długość całkowita mostu	$B = 62,7$ [m]	$B = 27,6$ [m]
Długość pojedynczego prefabrykatu	$B_p = 2,49$ [m]	$B_p = 2,49$ [m]
Konstrukcja łuku i ławy fundamentowej wykonana jest z betonu klasy	C40/50	C40/50
Kąt skrzyżowania obiektu z przeszkodą	$\alpha = 74^0$	$\alpha = 80^0$
Liczba pełnych sekcji łuku o długości 2,49 [m]	23 [szt.]	9 [szt.]
Długość skrzydełek	2,49 [m]	2,49 [m]
Wysokość konstrukcyjna łuku	$h_k = 3,82$ [m]	$h_k = 3,78$ [m]
Grubość łuku	$h_s = 300$ [mm]	$h_s = 260$ [mm]
Pole przekroju poprzecznego łuku, bez części ław fundamentowych wylewanych na mokro	$A_s = 4,16$ [m <sup>2</sup> ]	$A_s = 3,68$ [m <sup>2</sup> ]
Masa jednej pełnej sekcji łuku długości 2,49 [m], bez części ław fundamentowych wylewanych na mokro	$G_s = 25,9$ [ton]	$G_s = 21,5$ [ton]
Całkowita szerokość ławy fundamentowej	2,34 [m]	2,3 [m]
Kubatura części ławy fundamentowej wykonanej na budowie dla całego obiektu	84 [m <sup>3</sup> ]	37 [m <sup>3</sup> ]
Obciążenie zmienne, typ	HA i HB45	HA i HB30
Wysokość nasypu	11,75 [m]	4,96 [m]
Wysokość nasypu nad mostem	9,7 [m]	3,36 [m]

Po 5 latach od zakończenia budowy tych mostów sprawdzony został ich stan techniczny. Nie zauważono widocznych zarysowań na elementach konstrukcyjnych tych mostów i widocznego ich osiadania. Słuszna więc była wymiana gruntu dla tych konstrukcji.

#### 4. Konstrukcja łuku

Prefabrykaty żelbetowe, z których wykonane są mosty pokazano na rysunku 1 i 2. Beton użyty do ich wykonania jest klasy C40/50. Prefabrykaty wykonano w zakładzie prefabrykacji [10] i transportowano je drogą lądową na teren budowy. Do ich wbudowania użyto dźwigu samochodowego. W konstrukcji tych mostów występują dwie prefabrykowane żelbetowe części boczne łuku i ułożony na nich prefabrykowany żelbetowy strop. Po połączeniu tych elementów otrzymuje się most o kształcie łuku. Ponadto ze ścian bocznych łuku wprowadzono na zewnątrz zbrojenie do części ławy fundamentowej wykonywanej

na budowie. Zbrojenie to łączone było ze zbrojeniem podłużnym, ułożonym wzdłuż mostu. Po zamontowaniu zbrojenia i wykonaniu deskowania zabetonowano pozostałą część ławy. Następnie wykonano uszczelnienie połączeń między prefabrykatami i po tym na ścianach wewnętrznych ułożono hydroizolację z dwóch warstw żywicy epoksydowej. Należy dodać, że projekt elementów żelbetowych tych mostów wykonała firma ABM z Irlandii [11]. Firma, w której pracował autor [9], była odpowiedzialna za cały projekt tych mostów wraz ze sprawdzeniem wykonanego projektu elementów żelbetowych przez firmę ABM.

## 5. Zasyпка za ścianami bocznymi mostu

W mostach zintegrowanych rodzaj materiału stosowanego do ich zasypania oraz sposób jego ułożenia ma duży wpływ na rozkład sił wewnętrznych w ich elementach. Z tego względu na Wyspach Brytyjskich stosowane są zasyпки z kruszywa łamanego klasy 6N i 6P. Szczegółowe informacje o nich podane są w specyfikacji do robót ziemnych [12] (tab. 2). Do budowy opisywanych mostów użyto zasyпки o kącie tarcia wewnętrznego  $\phi$  wahającym się w przedziale od  $35^{\circ}$  do  $38^{\circ}$ .

Ważne jest, że przed rozpoczęciem budowy mostu, w miejscach przyszłych podpór wykonywane są odwierty geologiczne, wyznaczane są moduły sprężystości gruntu i obliczane jest osiadanie podpór.

Informacje te umożliwiają projektantowi zbudowanie modelu obliczeniowego konstrukcji, który dokładnie opisze faktyczne warunki jej posadowienia. Otrzymuje się w ten sposób model obliczeniowy konstrukcji na podporach sprężystych, poddających się wpływowi oddziałujących obciążeń stałych i zmiennych. Istotne jest również, że gdy sztywności elementów konstrukcyjnych są małe, konstrukcja jest podatna i lepiej współpracuje z otaczającym ją gruntem. Dzięki temu naprężenia w niej są mniejsze. Z tego względu w mostach zintegrowanych występują mniejsze przekroje elementów konstrukcyjnych i tym samym są one tańsze w budowie od innych mostów.

Tabela 2. Uziarnienie zasypek klasy 6N i 6P, na podstawie [12]

Table 2. Grading requirement for class 6N and 6P material, based on [12]

Sito kwadratowe [mm]	Przechodzi przez sito [%]	
	6N	6P
125		100
100	100	
75	65 - 100	
37,5	45 - 100	
10	15 - 75	
5	10 - 60	
0.6	0 - 30	
0.063	0 - 15	





jowych warunkach klimatycznych. Badania takie umożliwiłyby inżynierom mostowym wnikliwe poznanie pracy tych konstrukcji, co mogłoby prowadzić do stopniowego zwiększania ich długości. Na uwagę zasługuje fakt, że w Polsce pojawia się coraz więcej bardzo cennych publikacji na temat mostów zintegrowanych [13, 14, 15, 16]. Świadczy to o rosnącym zainteresowaniu przez inżynierów mostowych w Polsce tymi konstrukcjami.

## Literatura

- [1] Helowicz A., Wiadukty zintegrowane jednoprzęsłowe z prefabrykowanych dźwigarów sprężonych. Konferencja Naukowa, Bydgoszcz-Krynica Zdrój, 20-25 Września 2015.
- [2] Helowicz A., Mosty zintegrowane z prefabrykowanych dźwigarów sprężonych – doświadczenie projektanta. Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone, Kraków, 16-17 Kwietnia 2015.
- [3] BA42/96: 2003. Volume 1, Section 3, Part 12. The Design of Integral Bridges. Design Manual for Roads and Bridges. The Stationery Office, London.
- [4] BD37/01: 2001. Volume 1, Section 3, Part 14. Loads for Highway Bridges. Design Manual for Roads and Bridges. The Stationery Office, London. ISBN 0115523545.
- [5] BD31/01: 2001. Volume 2, Section 2, Part 12. The design of buried concrete box and portal frame structures. Design Manual for Roads and Bridges. The Stationery Office, London.
- [6] BS5400-04: 1990. British Standard. Steel, concrete and composite bridges – Part 4: Code of practice for design of concrete bridges. ISBN 0580184420.
- [7] BS8006: 1995. British Standard. Code of practice for Strengthened/reinforced soils and other fills. ISBN 0580242161.
- [8] National Road Authority. Urząd administracji rządowej w Irlandii, zarządzający drogami w tym kraju. [www.nra.ie](http://www.nra.ie).
- [9] Fehily and Timoney. Irlandzkie biuro konsultingowe. Cork Office, Core House, Pouladuff Road, Cork, Ireland. [www.fehilytimoney.ie](http://www.fehilytimoney.ie).
- [10] Banagher Precast Concrete. Wykonawca prefabrykatów betonowych. [www.banconcrete.com](http://www.banconcrete.com).
- [11] ABM Europe. Firma dostarczająca pełną dokumentację do systemu Matière CM4. [www.abmeurope.com/](http://www.abmeurope.com/)
- [12] Manual of Contract Documents for Road Works. Volume 1. Specification for Road Works. National Road Authority. March 2000.
- [13] Furtak K., Wrana B., Mosty zintegrowane. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności Warszawa. 2005. ISBN: 832061550X.
- [14] Machelski Cz., Modelowanie mostowych konstrukcji gruntowo-powłokowych, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2008, ISBN: 978-83-7125-163-4.
- [15] Machelski Cz., Budowa konstrukcji gruntowo-powłokowych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. 2013. ISBN: 978-83-7125-234-1.
- [16] Jarosz J., Radomski W., Analiza numeryczna przemieszczeń mostowych konstrukcji zintegrowanych. Inżynieria i Budownictwo, nr 6/2013.

---

## **INTEGRAL ARCH BRIDGES MATIÈRE CM4 SYSTEM – THE DESIGNER EXPERIENCE**

### **Summary**

The paper presents examples of single span integral Matière CM4 40 m2 arch bridges, built using precast concrete elements. Presented bridges have been designed by the author of this paper. All the structures have been constructed along N11 Gorey to Arklow link road over river Banoge in Ireland. Some advantages and disadvantages of those structures have been discussed. The author is focused in particular on an integral bridge design, its construction process, construction cost, and behavior during its service. The article concludes with a summary of author skills and knowledge about the design of integral Matière CM4 arch bridges, with recommendations as to the design of those bridges in Poland.

**Keywords:** integral bridge, precast Matière arch bridge, single span bridge, design and construction

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.102

Piotr POKORSKI<sup>1</sup>  
Piotr RADZISZEWSKI<sup>2</sup>  
Michał SARNOWSKI<sup>3</sup>

## ODPORNOŚĆ NA DEFORMACJE TRWAŁE ASFALTOWYCH NAWIERZCHNI MOSTOWYCH

Jednym z elementów, który decyduje o trwałości obiektu mostowego jest jego nawierzchnia. Jest ona narażona zarówno na obciążenia od przejeżdżających pojazdów, jak również na zmienne warunki atmosferyczne, naprężenia i odkształcenia przejmowane od płyty pomostu. W artykule przedstawiono problematykę związaną z oceną odporności na deformacje trwałe nawierzchni na obiektach inżynierskich. Przedstawione zostały metody badawcze oraz wyniki badań odporności na deformacje trwałe różnego typu mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych w konstrukcji nawierzchni mostowej. Oprócz zastosowanych w pracy standardowych metod pomiarowych, zaproponowana została ocena odporności na deformacje trwałe poprzez koleinowanie całych pakietów konstrukcji nawierzchni mostowej. Taka metoda pozwala na prawidłową ocenę warstw ochronnych charakteryzujących się dużą szczelnością. Plan badań obejmował zarówno typowe jak i nowe rozwiązania materiałowo-technologiczne. Porównano odporność na koleinowanie pakietów warstw nawierzchni ze względu na rodzaj zastosowanej mieszanki mineralno-asfaltowej w dolnej warstwie nawierzchni.

**Słowa kluczowe:** nawierzchnie mostowe, odporność na deformacje trwałe, mieszanki mineralno-asfaltowe

### 1. Wprowadzenie

Mosty stanowią integralną część drogowych ciągów komunikacyjnych i powinny charakteryzować się wysoką trwałością. Nawierzchnia mostowa ma duży wpływ na trwałość całego obiektu. Jest ona narażona na duże i szybkie

<sup>1</sup> Autor do korespondencji/corresponding author: Piotr Pokorski, Zespół Technologii Materiałów i Nawierzchni Drogowych, Instytut Dróg i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. 22 234 64 61, p.pokorski@il.pw.edu.pl

<sup>2</sup> Piotr Radziszewski, Zespół Technologii Materiałów i Nawierzchni Drogowych, Instytut Dróg i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. 22 234 64 72, p.radziszewski@il.pw.edu.pl

<sup>3</sup> Michał Sarnowski, Zespół Technologii Materiałów i Nawierzchni Drogowych, Instytut Dróg i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. 22 234 64 61, m.sarnowski@il.pw.edu.pl

zmiany temperatury [1, 2]. Poza zasadniczymi funkcjami, które powinna spełniać nawierzchnia (rozkład obciążeń na pomost, zapewnienie przyczepności do podłoża, równość, szorstkość, odporność na ścieranie i powstawanie kolein) [3, 4], powinna ona zapewnić ochronę pomostu przed destrukcyjnym wpływem wody oraz stosowanych w okresie zimowym środków odladzających [1]. Brak uszkodzeń jest warunkiem koniecznym do zapewnienia odpowiedniej szczelności i trwałości nawierzchni mostowej.

Nawierzchnie asfaltowe na obiektach mostowych składają się z warstwy ścieralnej i ochronnej ułożonych na izolacji. Ze względu na zapewnienie szczelności nawierzchni, w mostowych mieszankach mineralno-asfaltowych, szczególnie przeznaczonych do dolnych warstw ochronnych, stosuje się wysoką zawartość asfaltu. Na sztywnych betonowych pomostach obiektów mostowych trwałość nawierzchni w dużej mierze zależy od odporności na deformacje trwałe.

Zwiększona zawartość lepiszcza oraz specyficzne warunki pracy nawierzchni mostowej mogą powodować powstawanie deformacji trwałych w postaci kolein.

W celu oceny odporności na odkształcenia trwałe mostowych systemów nawierzchniowych proponuje się wprowadzenie badania laboratoryjnego całego pakietu warstw, który w dobrym stopniu symuluje pracę nawierzchni na obiekcie mostowym w warunkach „in situ”.

## 2. Charakterystyka badanych mieszanek mineralno-asfaltowych

Na podstawie przeglądu stosowanych rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych oraz wniosków z badań rozpoznawczych, do badań odporności na deformacje trwałe wybrano cztery mieszanki mineralno-asfaltowe [5,7]. Do warstwy ścieralnej zastosowana została mieszanka grysowo-mastyksowa SMA 8 z polimeroasfalt PmB 45/80-55, do warstwy ochronnej beton asfaltowy AC 11 z lepiszczem PmB 45/80-55, asfalt lany MA 11 z polimeroasfaltem PmB 25/55-60 oraz nowa mieszanka mastyks wysokogrysowy SMA-MA 8 z polimeroasfaltem PmB 45/80-55. Mieszanki mineralno-asfaltowe zaprojektowano zgodnie z wymaganiami WT-2. Mieszanka SMA-MA, która jest nowym rozwiązaniem materiałowo-technologicznym przeznaczonym do dolnych warstw nawierzchni oraz do izolacji obiektów mostowych, zaprojektowana została zgodnie z wymaganiami jak dla mieszanki SMA ze zmniejszoną zawartością wolnych przestrzeni. Dzięki temu charakteryzuje się ona rozbudowanym szkieletem grysowym oraz wysoką zawartością lepiszcza (około 8,5-9,0% m/m). Tak dobrany skład mieszanki powoduje jej dużą szczelność (zawartość wolnych przestrzeni około 0,5-0,8% m/m) oraz dobrą odporność na deformacje trwałe [5, 6, 7].

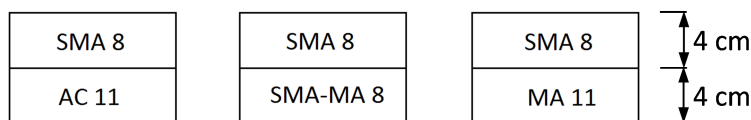
## 3. Metodyka badawcza

Obowiązujące w kraju dokumenty techniczne w sposób jednoznaczny opisują procedury określenia odporności na deformacje trwałe mieszanek mineral-

no-asfaltowych. Podstawowym rodzajem badania jest koleinowanie w małym koleinomierzu wg PN-EN 12697-22. Dla mieszanki asfalt lany MA wymagania dotyczą odporności przy zastosowaniu metody penetracji stemplem wg PN-EN 12697-20. W celu oceny odporności na deformacje trwałe nawierzchni mostowych, w planie badań uwzględniono dodatkowo pomiar metodą koleinowania pakietu warstw oraz cyklicznego jednoosiowego ściskania (pełzanie pod obciążeniem dynamicznym) wg PN-EN 12697-25.

Metoda badania w małym koleinomierzu w powietrzu polega na koleinowaniu pojedynczej warstwy mieszanki mineralno-asfaltowej kołem obciążeniowym aż do momentu osiągnięcia 20 000 przejazdów lub głębokości koleiny 20 mm w temperaturze 60°C. Po zakończeniu badania obliczone zostają wymagane parametry zgodnie z normą PN-EN 12697-22: proporcjonalna głębokość koleiny  $PRD_{AIR}$  oraz nachylenie wykresu koleinowania  $WTS_{AIR}$ . Badanie przeprowadzono na dwóch płytach każdego rodzaju mieszanki mineralno-asfaltowej.

W artykule zaprezentowano zmodyfikowaną metodykę oceny odporności na deformacje trwałe poprzez badanie koleinowania pakietu warstw. W pierwszym etapie badań oceniono oddzielnie poszczególne warstwy o grubości 4 cm a następnie pakiet asfaltowych warstw nawierzchni mostowej o łącznej grubości 8 cm. Warianty badanych pakietów warstw przedstawione zostały na rys. 1. Płyty przygotowane do badania odporności na deformacje trwałe w koleinomierzu przedstawiono na rys. 2.



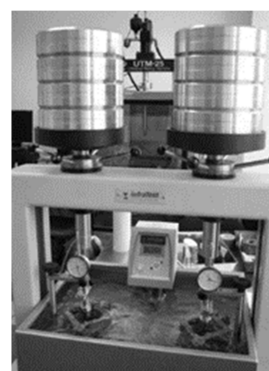
Rys. 1. Pakiety konstrukcji nawierzchni mostowych

Fig. 1. Packages of asphalt pavement deck construction



Rys. 2. Badanie próbki w koleinomierzu

Fig. 2. Sample in the wheel tracking device

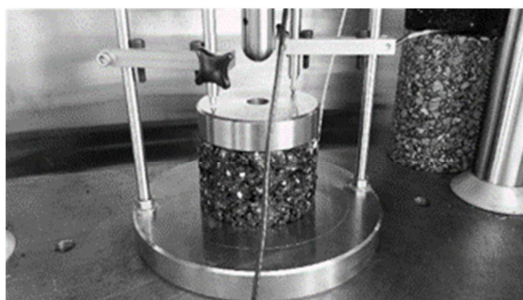


Rys. 3. Aparat do pomiaru penetracji stemplem

Fig. 3. The asphalt indentation penetrometer

Badanie odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na deformacje trwałe metodą penetracji stemplem polega na oddziaływaniu na próbkę stałym obciążeniem przez 60 min w temperaturze 40<sup>0</sup>C. Rejestrowany jest przyrost zagłębienia stempla (trzcienia) w próbkę i na tej podstawie oblicza się zagłębienie trzcienia po 30 min ( $I$ ) oraz przyrost zagłębienia między 30 a 60 min pomiaru ( $I_{nc}$ ). Badanie przeprowadzono równolegle na dwóch próbkach każdego rodzaju mieszanki. W badaniach laboratoryjnych tę metodę wykorzystano do określenia odporności na deformacje trwałe mieszanek z wysoką zawartością lepiszcza MA 11 oraz SMA-MA 8. Na rys. 3 przedstawiono urządzenie do pomiaru penetracji stemplem.

Badanie odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na deformacje trwałe metodą cyklicznego jednoosiowego ściskania polega na wielokrotnym powtarzalnym oddziaływaniu na próbkę naprężeniem o tej samej wartości. Badanie przeprowadzane jest w temperaturze 40<sup>0</sup>C i trwa ono 3600 cykli. Badanie przeprowadzono na pięciu próbkach każdego rodzaju mieszanki mineralno-asfaltowej. Wynikiem badania jest końcowe odkształcenie próbki oraz proporcjonalne nachylenie wykresu odkształcenia. Próbkę podczas badania przedstawiono na rys. 4.

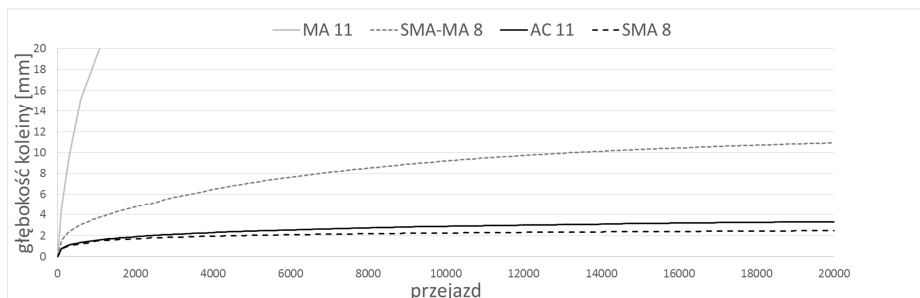


Rys. 4. Aparatura do badania jednoosiowego cyklicznego ściskania

Fig. 4. Cyclic compression test equipment

#### 4. Wyniki badań odporności na deformacje trwałe

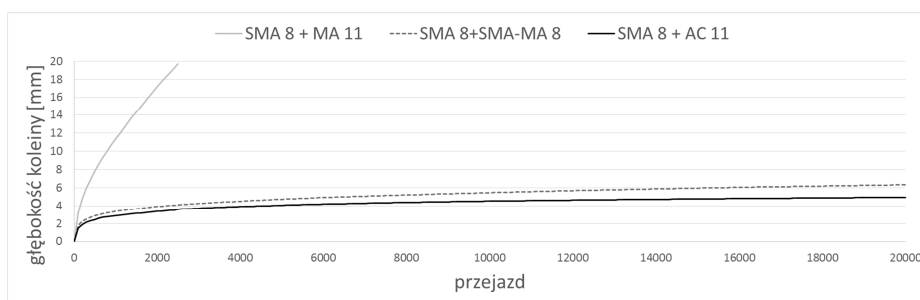
Wyniki badań odporności na deformacje trwałe mieszanek mineralno-asfaltowych określone w pojedynczej warstwie przedstawiono na rys. 5. Z rysunku wynika, że najwyższą odpornością na deformacje trwałe charakteryzuje się mieszanka SMA 8 i mieszanka AC 11. Mieszanka SMA-MA 8 wykazuje właściwości pośrednie pomiędzy asfaltem lanim i mieszanką SMA. Badanie mieszanek SMA8, AC11 oraz SMA-MA8 przeprowadzono przy wymaganych 20 000 przejazdów koła. Mieszanka typu MA 11 osiągnęła maksymalną dopuszczalną maksymalną głębokość koleiny 20 mm już po 1000 przejazdów.



Rys. 5. Wykres badania koleinowania pojedynczych warstw

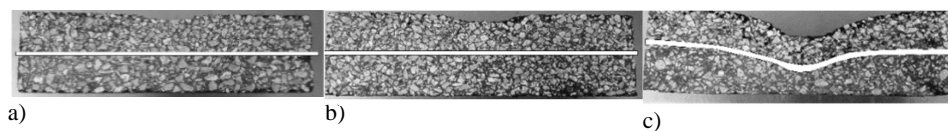
Fig. 5. Rutting single layers chart

Na rys. 6 przedstawiono wyniki badania odporności na deformacje pakietów warstw asfaltowych. Konstrukcje, w których dolne warstwy stanowiły mieszanki AC 11 oraz SMA-MA 8 wykazały korzystną, podobną odporność na deformacje trwałe. Pakiet z mieszanką MA 11 osiągnął maksymalną dopuszczalną głębokość koleiny po 2500 przejazdach. Na rys. 7 przedstawiono zdjęcia przeciętych pakietów płyt po koleinowaniu. W przypadku pakietów z mieszankami AC 11 i SMA-MA 8 deformacji uległa tylko górna warstwa z mieszanki SMA 8. W pakiecie z mieszanką MA 11 dużej deformacji uległa warstwa ochronna.



Rys. 6. Wykres badania koleinowania pakietów warstw

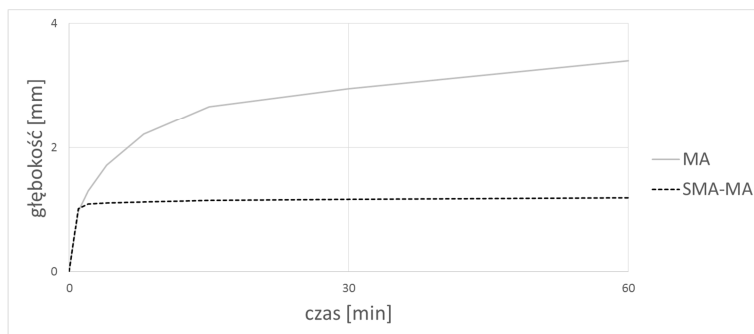
Fig. 6. Rutting package layers chart



Rys. 7. Przekroje poprzeczne pakietów warstw po badaniu koleinowania: a) SMA+AC, b) SMA+SMA-MA, c) SMA+MA

Fig. 7. Cross-section packages after wheel tracking test: a) SMA+AC, b) SMA+SMA-MA, c) SMA+MA

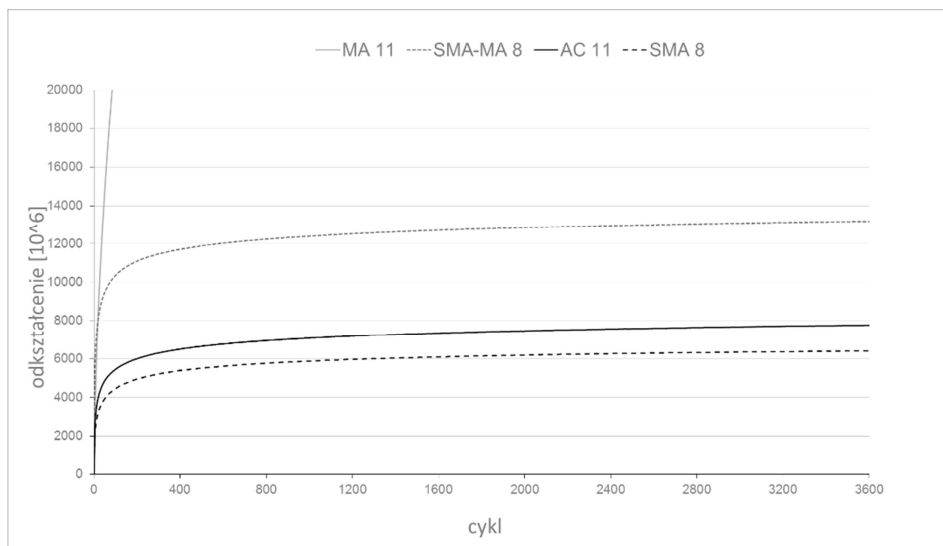
Badanie odporności na deformacje trwałe metodą penetracji stemplem wykazało znacznie większą odporność mieszanki SMA-MA 8 w porównaniu do mieszanki asfaltu lanego MA 11. Wyniki przedstawiono na rys. 8



Rys. 8. Wyniki badania penetracji stempel

Fig. 8. Permanent deformation indentation results

Wszystkie mieszanki mineralno-asfaltowe poddane zostały także badaniu odporności na deformacje trwałe metodą cyklicznego jednoosiowego ściskania w pojedynczej warstwie. Na podstawie wyników badań przedstawionych na rys. 9 można stwierdzić, że najmniejszą odporność na powstawanie deformacji trwałych wykazał asfalt lany. Wyniki pełzania są zbieżne z wynikami otrzymanymi podczas badania w małym kolein mierzu (rys. 5).



Rys. 9. Wyniki badania cyklicznego ściskania

Fig. 9. Cyclic compression test results



## 5. Podsumowanie

W artykule przedstawiono laboratoryjne procedury określania odporności na deformacje trwałe mieszanek mineralno-asfaltowych do nawierzchni mostowych. Analiza wyników badań koleinowania pojedynczych warstw i pakietów warstw nawierzchni wykazała zależność pomiędzy rodzajem zastosowanego typu mieszanki mineralno-asfaltowej, a odpornością na deformacje trwałe całej konstrukcji nawierzchni. Stwierdzono, że odporność na deformacje trwałe nawierzchni mostowych, charakteryzujących się zwiększoną zawartością lepiszcza należy badać w pakiecie warstw, co pozwala na ocenę w warunkach zbliżonych do rzeczywistych. Pod względem odporności na powstawanie deformacji trwałych zdecydowanie lepsze właściwości wykazały mieszanki grysowo-mastyksowe SMA-MA w porównaniu od mieszanki asfaltu lanego. Potwierdzono zależność pomiędzy wynikami badania odporności na deformacje trwałe oznaczanych metodą cyklicznego jednoosiowego ściskania (pełzania) i metodą koleinowania w powietrzu. Obydwie metody mogą być stosowane wymiennie. W celu pełnego potwierdzenia wyników badań otrzymanych metodą koleinowania, w przyszłości planuje się również ocenę pełzania pakietów warstw nawierzchni mostowych. Procedura badania koleinowania pakietu warstw nawierzchni w temperaturze 60°C oraz odporności na deformacje trwałe metodą cyklicznego ściskania w temperaturze 40°C i przy normowych warunkach obciążenia nie pozwala na prawidłową ocenę konstrukcji, w których wykorzystywana jest mieszanka asfaltu lanego.

## Literatura

- [1] Piłat J., Radziszewski P., Kowalski K.: Nawierzchnie asfaltowe i betonowe na obiektach mostowych. Seminarium „Nawierzchnie, izolacje i inne elementy wyposażenia mostów” Warszawa 2007, s. 49-52.
- [2] Kilariski R.: Trwałość nawierzchni na pomostach drogowych obiektów mostowych, *Materiały Budowlane* 4/2006, s. 86-89.
- [3] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie, Dz.U. nr 63 poz 735, 2000.
- [4] Madaj A., Wołowicki W.: Budowa i utrzymanie mostów, Wydawnictwo komunikacji i łączności, Warszawa 2001.
- [5] Piłat J., Radziszewski P., Nawierzchnie asfaltowe, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2010.
- [6] Mieczkowski P.: Warstwy ochronne z mieszanek mineralno-asfaltowych na obiektach mostowych. *Izolacje* nr 10/2013, s. 54-61.
- [7] Radziszewski P., Piłat J., Sarnowski M., Kowalski K., Król J., Pokorski P., Liphardt A.: Rozwiązania materiałowo-technologiczne izolacji i nawierzchni obiektów mostowych, praca na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad, Warszawa 2013.

## RESISTANCE TO PERMANENT DEFORMATION OF BRIDGE PAVEMENTS

### Summary

One of the elements that determines the durability of bridge structure is its pavement. It is exposed on the load of passing vehicles, changing weather conditions, stress and strain taken over from the deck. The article describes the problems associated with laboratory tests of resistance to permanent deformation of the pavement on engineering objects. Research methods and results of test of resistance to permanent deformation of different asphalt mixtures types were presented. In addition to the existing testing methods it has been proposed assessment of resistance to rutting whole bridge pavement packages. The research plan included typical and new technology and materials solutions. The rutting resistance of pavement packages with different type of bottom layer were compared.

**Keywords:** bridge pavement, resistance to permanent deformation, resistance, hot mix asphalt

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.103

nnnnnnnMariusz WESOŁOWSKI<sup>1</sup>

## BADANIA NOŚNOŚCI MOBILNYCH POKRYĆ KOMPOZYTOWYCH STOSOWANYCH DO ODBUDOWY NAWIERZCHNI LOTNISKOWYCH

Sprawną odbudowa zniszczeń nawierzchni lotniskowych umożliwia wznowienie wykonywania operacji lotniczych w czasie możliwie najkrótszym. Dotychczasowe metody i technologie odbudowy nawierzchni lotniskowych, zniszczonych w sytuacjach losowych (zagrożenia wojennego), nie były w stanie sprostać wysokim reżimom czasowym, dlatego skonstruowano mobilne, kompozytowe nawierzchnie lotniskowe. W publikacji przedstawione zostaną walory eksploatacyjne i użytkowe elastycznego pokrycia lotniskowego ELP-1 KRATER, którego producentem jest Stocznia Żuławy. Zaprezentowana zostanie struktura modelu obliczeniowego konstrukcji składającej się z nawierzchni kompozytowej i podłoża gruntowego, a także wyniki badań poligonowych, które zostały przeprowadzone przez Instytut Techniczny Wojsk Lotniczych. Ponadto, omówione zostaną wyniki badań nośności kompozytowego pokrycia lotniskowego ELP-1 KRATER uzyskane w trakcie weryfikacji poligonowej.

**Słowa kluczowe:** kompozytowe pokrycie lotniskowe, przenośne nawierzchnie lotniskowe, odbudowa zniszczeń lotniskowych, nośność nawierzchni lotniskowych

### 1. Wprowadzenie

Ostatnie konflikty zbrojne, które miały miejsce na Falklandach, w Zatoce Perskiej, Iraku, jak również trwająca obecnie misja sił NATO w Afganistanie, potwierdziły zasadność stosowania mobilnych, składanych nawierzchni lotniskowych. W ramach prowadzonej działalności badawczo-rozwojowej, Instytut Techniczny Wojsk Lotniczych (ITWL) przeprowadził szczegółowe badania laboratoryjne i poligonowe mobilnego pokrycia kompozytowego ELP-1 KRATER, które zostało wyprodukowane w Polsce przez Stocznnię Żuławy.

Wykorzystanie przedmiotowego pokrycia kompozytowego pozwala na spełnienie wysokich reżimów czasowych i zapewnienie bezpieczeństwa dla poruszających się po nich statków powietrznych. Pokrycia te mogą również znaleźć zastosowanie w sytuacjach kryzysowych poza granicami Polski, np. w ramach kontyn-

---

<sup>1</sup> Mariusz Wesółowski, Instytut Techniczny Wojsk Lotniczych, ul. Księcia Bolesława 6, 01-494 Warszawa, 261 851 324, mariusz.wesolowski@itwl.pl

gentów wojskowych. Podobne rozwiązania funkcjonują w innych krajach, między innymi w Stanach Zjednoczonych, Niemczech czy Francji.

## 2. Pokrycie kompozytowe ELP-1 KRATER

Mobilne, kompozytowe pokrycie lotniskowe ELP-1 KRATER składa się z 9 elementów, z których każdy posiada wymiary: szerokość 1,8 m, długość 9,1 m i grubość 8,0 mm. Elementy połączone są ze sobą elastycznymi przegubami, które zapewniają współpracę pojedynczych segmentów pod obciążeniem. Ze-spół tych elementów stanowi pokrycie o wymiarach: 16,5 x 9,1 m. Połączone ze sobą dwa pokrycia tworzą matę o wymiarach: 16,5 x 18,2 m, która spełnia wymagania naprawy dużych uszkodzeń nawierzchni lotniskowych. Standardowe pokrycie kompozytowe ELP-1 KRATER (rys. 1) waży 1 638 kg [3].



Rys. 1. Mata kompozytowa ELP-1 KRATER

Fig. 1. The ELP-1 KRATER composite mat

### 2.1. Składniki materiałowe, struktura i technologia produkcji

Do produkcji krajowej, mobilnej nawierzchni lotniskowej wykorzystano jako matrycę żywicę poliestrową typu PALATAL U 541 TV-03, a jako wzmocnienie włókno szklane typu E. Producent w przeprowadzonych przez siebie badaniach kompozytu uzyskał następujące wyniki badań wytrzymałościowych, które przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Własności kompozytu

Table 1. Composite properties

Własności kompozytu	Wartość	Jednostka
Wytrzymałość na rozciąganie	145,00	MPa
Wytrzymałość na zginanie	205,00	MPa
Moduł sprężystości przy statycznym rozciąganiu	12,20	GPa
Moduł sprężystości przy zginaniu	8,95	GPa
Współczynnik Poissona	0,29	---

Struktura wyprodukowanego kompozytu składa się z dziesięciu warstw maty z włókna szklanego oraz dwóch warstw tkaniny. Produkcja odbywała się na specjalnie przygotowanych stanowiskach roboczych, gdzie pojedyncze warstwy, z których składa się struktura płyty łączono na zakład z elastycznym łącznikiem płyt. Wytworzony kompozyt miał za zadanie spełnienie specjalnych wymagań technicznych i użytkowych. Decydującymi cechami były: zdolność do przeniesienia obciążeń statycznych, dynamicznych i termicznych od poruszających się po tych nawierzchniach statków powietrznych. W związku z powyższym, pokrycie lotniskowe ELP-1 KRATER zostało zweryfikowane podczas badań przeprowadzonych w warunkach laboratoryjnych i poligonowych.

## **2.2. Badania materiałowe**

Mobilne, kompozytowe pokrycie lotniskowe ELP-1 KRATER zostało podane szczegółowym badaniom materiałowym, w celu określenia podstawowych własności fizyko-mechanicznych oraz sprawdzenia jego odporności na działanie czynników chemicznych występujących na nawierzchniach lotniskowych podczas ich całorocznej eksploatacji [1], [2]. Badania wykonano w laboratoriach Zakładu Lotniskowego oraz Zakładu Niezawodności i Bezpieczeństwa Techniki Lotniczej ITWL, a także w laboratorium badań materiałowych Wojskowej Akademii Technicznej (WAT). Zakres badań laboratoryjnych obejmował: określenie wytrzymałości na rozciąganie, sprawdzenie wytrzymałości na zginanie, sprawdzenie wytrzymałości zmęczeniowej na zginanie, badania wytrzymałościowe w podwyższonych i niskich temperaturach, sprawdzenie odporności na działanie czynników eksploatacyjnych, badanie szorstkości (średnia wartość współczynnika tarcia wynosi 0,52), oznaczenie wytrzymałości elastycznych połączeń między elementami pokrycia lotniskowego ELP-1 KRATER oraz badanie wytrzymałości połączeń kotwiących pokrycie do nawierzchni lotniskowej (połączenia śrubowe).

Wyniki uzyskane ze zrealizowanego programu badań laboratoryjnych potwierdziły, że kompozyt, z którego wykonano mobilne pokrycie lotniskowe ELP-1 KRATER spełnia zakładane wymagania i może być stosowany do odbudowy zniszczonych nawierzchni lotniskowych, np. drogi startowej.

## **3. Badania poligonowe pokrycia kompozytowego ELP-1 KRATER**

Badania poligonowe pokrycia kompozytowego podzielono na trzy etapy. Etap I obejmował badania sprawdzające odbudowę, wypełnienie krateru odpowiednio dobranym kruszywem. Etap II dotyczył badań nośności układu konstrukcyjnego składającego się z pokrycia ELP-1 KRATER i nowo uformowanego podłoża gruntowego. W III etapie badań poligonowych przeprowadzono próby wytrzymałościowe, które polegały na obciążaniu dynamicznym rozłożonego pokrycia. Podczas trwania eksperymentu prowadzony był pomiar sił i odkształceń techniką tensometryczną. Dzięki temu określone zostały między innymi ugięcia pokrycia kompozytowego, siły reakcji w punktach mocowania pokrycia

do podłoża i siły działające pomiędzy segmentami pokrycia. Wyniki uzyskane w trakcie weryfikacyjnych badań terenowych, zrealizowanych w ramach pracy [4], będą sukcesywnie prezentowane w kolejnych publikacjach dotyczących pokrycia kompozytowego ELP-1 KRATER.

### 3.1. Badania podłoża gruntowego

Badania odbiorcze nowo uformowanego podłoża gruntowego [4], stanowiącego wypełnienie dużego uszkodzenia typu krater, zostały wykonane z wykorzystaniem lekkiej płyty dynamicznej typu HMP LFG-K, aparatury VSS oraz ciężkiego ugięciomierza udarowego typu HWD. Krater przygotowany na potrzeby badań miał następujące wymiary geometryczne: głębokość leja - 2,5 m; średnica widzialna leja - 6,4 m; górna, rzeczywista średnica leja - 11,8 m.

Przy użyciu lekkiej płyty dynamicznej określono moduł dynamiczny  $E_{vd}$  dla rodzimego podłoża na dnie krateru ( $E_{vd} = 15,5$  MPa) oraz dla nowo uformowanego wypełnienia krateru o grubości 2,5 m ( $E_{vd} = 84,9$  MPa). Kontrolne badanie nośności podłoża gruntowego w analizowanym kraterze, wykonano przy użyciu urządzenia VSS. Miarą nośności podłoża jest moduł odkształcenia. Liczbowe wielkości uzyskanych wyników wyznaczono z zależności:

$$E = \frac{3 \cdot \Delta p}{4 \cdot \Delta s} \cdot D \quad (1)$$

gdzie:  $\Delta p$  – przyrost obciążenia jednostkowego w określonym zakresie,

$\Delta s$  – przyrost odkształcenia odpowiadający przyjętemu zakresowi obciążeń jednostkowych, tj. 0,15 – 0,25 MPa (zakres jak dla warstwy nośnej),

$D$  – średnica płyty obciążającej (300 mm).

Przebieg badania z wykorzystaniem aparatury VSS przedstawiono na rys. 2. Wykorzystując zależność (1) wyznaczono moduły odkształcenia: pierwotny i wtórny



dla podłoża gruntowego ( $E_1$  i  $E_2$ ) stanowiącego wypełnienie badanego krateru. Wartości wyznaczonych modułów wynoszą odpowiednio:  $E_1 = 62,5$  MPa,  $E_2 = 140,0$  MPa. Na podstawie ww. wartości modułów odkształcenia, obliczono wskaźnik odkształce-

Rys. 2. Pomiar modułu odkształcenia podłoża urządzeniem VSS

Fig. 2. Displacement modulus tests with the use of VSS

nia badanego podłoża gruntowego  $I_0$ , który osiągnął wartość równą 2,2. Ww. wartości modułów odkształcenia podłoża gruntowego potwierdziły właściwe przygotowanie i zagęszczenie wypełnienia krateru.

Badania nośności podłoża gruntowego, przeprowadzone z wykorzystaniem ciężkiego ugięciomierza udarowego typu HWD potwierdziły dobrą korelację z wynikami uzyskanymi z pomiarów lekką płytą dynamiczną i aparaturą VSS. Zastępczy moduł sprężystości konstrukcji (wypełnienia) odbudowanego krateru wyznaczono na podstawie zależności (2), a jego wartość wyniosła 161,0 MPa.

$$E_z = \frac{2 \cdot q \cdot a}{u(0)} \quad (2)$$

gdzie:  $E_z$  – zastępczy moduł sprężystości konstrukcji pod płytą dociskową,  
 $a$  – promień płyty dociskowej (150 mm),  
 $u$  – ugięcie w badanym punkcie (0 – pod płytą dociskową),  
 $q$  – naprężenie pod płytą dociskową.

### 3.2. Badanie nośności układu konstrukcyjnego

Badanie nośności układu konstrukcyjnego składającego się z pokrycia kompozytowego ELP-1 KRATER i nowo uformowanego podłoża gruntowego, zostało wykonane z wykorzystaniem ciężkiego ugięciomierza udarowego typu HWD. Urządzenie działa na zasadzie zrzutu odpowiedniego obciążenia na płytę dociskową z elementem tłumiącym, spoczywającą na badanej nawierzchni (rys. 3). W momencie zrzutu czujniki (geofony) umieszczone na listwie oraz pod samą stopą, mierzą wartości ugięcia oraz jego zmianę w czasie. Moduły sprężystości poszczególnych warstw badanego układu konstrukcyjnego, w tym nowo uformowanego wypełnienia krateru, wyznaczone zostały z zależności (2) metodą odwrotną („backcalculation”). Wartość współczynnika reakcji podłoża  $k$  została określona na podstawie [5]. Następnie dokonano iteracyjnego porównywania zmierzonych ugięć i ugięć teoretycznych tak, aby funkcja  $F$  miała wartość minimalną:



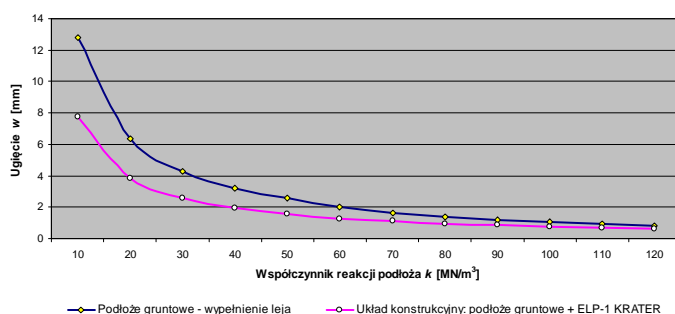
Rys. 3. Badanie nośności układu konstrukcyjnego ugięciomierzem HWD

Fig. 3. Load-bearing capacity tests with the use of HWD

$$F = \sum_{j=1}^k (w_j - u_j)^2 \quad (3)$$

gdzie:  $w_j$  – obliczone ugięcia nawierzchni w odległości  $r$  od środka płyty,  
 $u_j$  – pomierzone ugięcia nawierzchni w odległości  $r$  od środka płyty,  
 $k$  – liczba czujników (punktów opisujących czaszę ugięć) równa 9.

Na podstawie przeprowadzonych pomiarów ugięć na pokryciu kompozytowym ELP-1 KRATER, rozłożonym na nowo uformowanym podłożu gruntowym wypełniającym odbudowany krater, uzyskano następującą zależność ugięcia  $w$  od współczynnika reakcji podłoża  $k$ , którą przedstawiono na rys. 4 [4].



Rys. 4. Zależność ugięcia badanego układu konstrukcyjnego od współczynnika reakcji podłoża

Fig. 4. Mat deflection as a function of the subbase stiffness coefficient

Zastosowanie pokrycia kompozytowego na odbudowanym kraterze powoduje zmniejszenie ugięć całego układu konstrukcyjnego, co jednocześnie wskazuje na zwiększenie jego nośności. Spadek ugięć jest uzależniony od nośności podłoża gruntowego, wyrażonego współczynnikiem reakcji podłoża  $k$ . Dla  $k < 70 MN/m^3$  (podłoże o bardzo niskiej, niskiej i częściowo średniej nośności), pokrycie lotniskowe ELP-1 KRATER ma duży udział w przenoszeniu i przekazywaniu obciążeń, natomiast dla  $k \geq 70 MN/m^3$  (podłoże o średniej i wysokiej nośności) udział pokrycia we współpracy z podłożem jest ograniczony.

#### 4. Analiza nośności

Uzyskane wyniki z badań poligonowych posłużyły do przeprowadzenia szczegółowej analizy nośności rozpatrywanego układu konstrukcyjnego pod względem określenia możliwości jego eksploatacji w sytuacjach zagrożenia wojennego przez wybrane typy statków powietrznych, będących na wyposażeniu Sił Zbrojnych RP, tj.: MiG-29, F-16, Su-22, CASA C-295M i C-130E Hercules.

Do analizy nośności przyjęto następujący model obliczeniowy: warstwę kompozytową rozpatrywano jako cienką płytę, zaś podłoże gruntowe jako półprzestrzeń sprężystą. Na podstawie zmierzonych wartości ugięć na badanym



układzie konstrukcyjnym, wyznaczono czasy ugięć oraz naprężenia. Następnie wyznaczono dopuszczalne, całkowite liczby operacji lotniczych dla przyjętych typów statków powietrznych, które przedstawiono w tabeli 2 [4]. Liczbę dopuszczalnych operacji lotniczych wyznaczono dla określonej liczby powtórzeń obciążenia  $N$ , którą obliczono dla rozpatrywanego modelu obliczeniowego i analizowanych typów statków powietrznych.

Tabela 2. Wyniki nośności

Table 2. Load-bearing capacity results

Dopuszczalna liczba operacji lotniczych				
MiG-29	F-16	Su-22	CASA C-295M	Hercules C-130E
32	37	34	48	10

Uzyskane wyniki posłużyły do przeprowadzenia analizy wpływu stopnia zagęszczenia podłoża gruntowego stanowiącego wypełnienie krateru (wyrażonego przez współczynnik reakcji podłoża  $k$ ) na dopuszczalną ilość operacji lotniczych dla rozważanych typów samolotów. Uzyskane wyniki przedstawiono graficznie na rys. 5 [4].

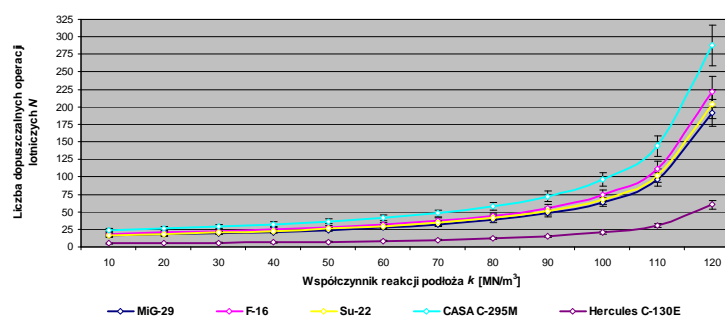
Rys. 5. Liczba dopuszczalnych operacji lotniczych w zależności od współczynnika reakcji  $k$ 

Fig. 5. Number of aircraft operations as a function of the subbase stiffness coefficient

Otrzymane wyniki z przeprowadzonej analizy potwierdziły, że mobilne pokrycie kompozytowe ELP-1 KRATER ułożone na nowo uformowanym podłożu gruntowym w odbudowanym leju spełnia wymagania nośności i zapewnia warunki bezpieczeństwa podczas wykonywania operacji lotniczych dla analizowanych typów samolotów w sytuacjach losowych.

## 5. Podsumowanie

W publikacji przedstawiono wybrane analizy oraz wyniki badań poligonowych, dotyczących nośności mobilnego pokrycia kompozytowego ELP-1 KRATER stosowanego do odbudowy nawierzchni lotniskowych. Zaproponowa-

no model obliczeniowy dla rozpatrywanego układu konstrukcyjnego w postaci cienkiej płyty (warstwy kompozytowej) na półprzestrzeni sprężystej (podłoże gruntowe). W rezultacie przeprowadzonych badań i analiz uzyskano rozwiązania dotyczące nośności mobilnego pokrycia kompozytowego ELP-1 KRATER stosowanego do odbudowy nawierzchni lotniskowych. Potwierdzono, że układ konstrukcyjny składający się z mobilnego pokrycia kompozytowego i nowo uformowanego podłoża gruntowego, stanowi warstwę nośną przenoszącą bezpiecznie obciążenia pochodzące od statku powietrznego. W kolejnych publikacjach będą sukcesywnie prezentowane wyniki uzyskane w trakcie weryfikacyjnych badań terenowych, zrealizowanych w ramach pracy [4].

### Literatura

- [1] Nita P.: Określenie wymagań fizyko-mechanicznych dla przenośnych pokryć lotniskowych, ITWL, Warszawa 2001.
- [2] Wesołowski M.: Przenośne nawierzchnie lotniskowe, Prace Naukowe Instytutu Technicznego Wojsk Lotniczych, Zeszyt 23, ITWL, Warszawa 2008.
- [3] Wesołowski M.: Problemy nośności kompozytowych, mobilnych płyt nawierzchniowych, 56 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Krynica 2010.
- [4] Wesołowski M.: Nośność mobilnych pokryć kompozytowych stosowanych do odbudowy nawierzchni lotniskowych, Rozprawa doktorska, WAT, Warszawa 2012.
- [5] Aerodrome Design Manual, Doc 9157-AN/901, Part 3, Pavements, ICAO, 1983.

## TESTS OF THE LOAD-BEARING CAPACITY THE MOBILE COMPOSITE MATS USED TO REPAIR OF AIRFIELD PAVEMENTS

### Summary

Rapid repair of airfield pavements enables a quick resumption of air operations. Existing technology and methods of airfield pavement reconstruction couldn't meet the stringent time requirements of military operations, that is why mobile, composite airfield mats have been developed. In the paper, operational and maintenance advantages of the elastic, mobile airfield mat ELP-1 KRATER manufactured by Shipyard Żuławy are shown. There is presented the computational model of composite pavement which co-operates with subbase and also shown are the results of field tests, performed by the Air Force Institute of Technology. Moreover, there are presented the results of load-bearing capacity of the composite airfield mat ELP-1 KRATER received during field tests.

**Keywords:** composite airfield pavement, mobile airfield pavement, airfield pavement damage repair, load-bearing capacity of airfield pavements

*Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.*

DOI: 10.7862/rb.2016.104

## Informacje dodatkowe

1. Lista recenzentów współpracujących jest opublikowana w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*: 63(4/16) oraz na stronie internetowej:  
[www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/](http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/)  
(dotychczasowa nazwa: *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*), strona internetowa:  
[www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/](http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/)
2. Zasady recenzowania są udostępnione na stronie internetowej:  
[www.oficyna.portal.prz.edu.pl/zasady-recenzowania/](http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/zasady-recenzowania/)
3. Informacje dla autorów artykułów są udostępnione na stronie internetowej:  
[oficyna.portal.prz.edu.pl/informacje-dla-autorow/](http://oficyna.portal.prz.edu.pl/informacje-dla-autorow/)
4. Formularz recenzji jest udostępniony na stronie internetowej:  
[www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/](http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/)
5. Instrukcja dla autorów omawiająca szczegółowo strukturę artykułu, jego układ, sposób przygotowywania materiału ilustracyjnego i piśmiennictwa jest zamieszczona na stronie internetowej:  
[www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorow/](http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorow/)  
oraz  
[www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/wzakladce „Instrukcja dla autorów”](http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/wzakladce%20Instrukcja%20dla%20autorow)
6. Dane kontaktowe do redakcji czasopisma, adresy pocztowe i e-mail do przesyłania artykułów oraz dane kontaktowe do wydawcy są podane na stronie internetowej (Komitet Redakcyjny):  
[www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/](http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/)

Zasady recenzowania, informacje dla autorów, formularz recenzji, instrukcja dla autorów i dane kontaktowe do redakcji czasopisma i wydawcy są również opublikowane w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, z. 63 (4/2016).