



GRZEGORZ NOWACZYK

Biurow Projektów Budownictwa Komunikacyjnego TRAKT sp. z o. o. sp. kom. w Katowicach grzegorz.nowaczyk@trakt.eu

Przystosowanie metody AASHTO do obliczeń nośności nawierzchni podatnych wykonanych z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności

Dedukuję pamięci Pana Profesora Józefa Judyckiego, który zainspirował mnie do napisania tego artykułu – autor

Wprowadzenie nowego Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych, a co ważniejsze zmiana metody obliczeniowej stojącej u podstaw wyznaczenia konstrukcji katalogowych, powoduje konieczność zadania pytania dotyczącego równoważności metod AASHTO i metody francuskiej do oceny trwałości betonów o wysokim module sztywności w obecnym stanie wiedzy technicznej.

W poprzednim dokumencie normatywnym, w większości projektów konstrukcji do obliczeń nawierzchni z warstwami z betonu asfaltowego, stosowane było kryterium Instytutu Asfaltowego, natomiast w przypadku betonów o wysokim module sztywności (WMS) – kryterium francuskie, zgodnie z ówczesnym normatywem francuskim określane jako EME – *Enrobés à Module Élevé* – „warstwy o modułach jedenaście” [tysięcy MPa – przyp. aut.].

Kryterium francuskie stosowane dotychczas w projektowaniu betonów asfaltowych o wysokim module sztywności stanowi pewne przybliżenie warunków katalogowych stosowanych w Polsce.

W szczególności:

- osią porównawczą w metodzie francuskiej jest oś 130 MPa z kołami w układzie podwójnym (w odróżnieniu od metody polskiej, gdzie mamy do czynienia z osią 100 kN i obciążeniem kołem pojedynczym);
- ciśnienie kontaktowe w metodzie francuskiej wynosi 662 kPa, w metodzie polskiej – 850 kPa;
- powierzchnie kontaktowe w obu metodach są różne, co wynika z różnicy obciążeń, liczby kół oraz ciśnienia kontaktowego;
- istnieją różnice w składzie i właściwościach mieszanek mineralno-asfaltowych, właściwościach lepiszczy i kruszyw.

Pytanie więc brzmi – czy stosowana obecnie metoda AASHTO-2004 może być użyta również do analizy konstrukcji zawierających warstwy WMS dając dostatecznie dokładne wyniki, czy też do analizy takich konstrukcji w dalszym ciągu powinna być preferowana metoda oparta na kryterium francuskim?

Zadaniem niniejszego artykułu jest pomoc projektantom w rozstrzygnięciu tej kwestii.

Dostosowanie kryterium francuskiego do warunków polskich

Prof. J. Judycki wraz z Zespołem dokonał modyfikacji [1] [2] oryginalnej metody opartej na kryterium francuskim [3] [4], dostosowując wyliczenia w maksymalnym stopniu do warunków polskich.

W wyniku tego dostosowania zmianie uległy następujące elementy obliczeniowe istotne dla wyniku obliczeń (kolorem czerwonym oznaczono elementy podlegające modyfikacji):

Tabela 1. Porównanie elementów obliczeniowych w oryginalnej metodzie francuskiej oraz w jej modyfikacji do warunków polskich

Element	Norma francuska	Modyfikacja do warunków polskich
u – losowa wariancja rozkładu normalnego związanego z ryzykiem „r”	wartość „u” zależna od ryzyka „r”, które waha się w granicach od 1% do 30% w zależności od kategorii ruchu od T5 do TEX	wartość „u” zależna od ryzyka „r”, które waha się w granicach od 2% do 35% w zależności od kategorii ruchu od KR1 do KR6
SN – odchylenie standardowe liczby cykli prowadzących do zniszczenia próbki, w skali logarytmicznej	Sn = 0,25 – 0,30	
Sh – odchylenie standardowe grubości nawierzchni	dla h < 10 Sh = 1 [cm] dla 10 < h < 15 cm Sh = 1 + 0,3(h-10) [cm] dla h > 15 cm Sh = 2,5 [cm]	
c – współczynnik łączący wariancję odkształceń z losową wariancją grubości nawierzchni	c = 0,02 cm ⁻¹	
b – nachylenie krzywej zmęczenia materiału w zależności od odkształceń, w układzie logarytmicznym	b = -0,2	
k _c – współczynnik materiału, dostosowujący wyniki obliczeń do rzeczywistego zachowania danego materiału w konstrukcji	dla WMS (EME) k _c = 1,0	
k _s – współczynnik podłoża, uwzględniający efekt miejscowego osłabienia warstwy leżącej poniżej warstw asfaltowych	Moduły warstw podłoża poniżej rozpatrywanej nawierzchni: E < 50 MPa – k _s = 1/1,2 = 0,833 50 MPa < E < 80 MPa – k _s = 1/1,1 = 0,909 80 MPa < E < 120 MPa – k _s = 1/1,065 = 0,939 E > 120 MPa – k _s = 1,00	

Tabela 1. Porównanie elementów obliczeniowych w oryginalnej metodzie francuskiej oraz w jej modyfikacji do warunków polskich (cd.)

Element	Norma francuska	Modyfikacja do warunków polskich
ϵ_6 – takie odkształcenie w badaniu zmęczenia, przy którym trwałość wynosi 1 mln cykli, tzn. po tej ilości cykli spadek modułu sztywności wynosi 50%	belka 2-punktowo zginana częstotliwość 25 Hz	belka 4-punktowo zginana częstotliwość 10 Hz
	$\epsilon_6 = 130 \text{ } [\mu\text{strain}]$	
NE – ilość obciążeń osią standardową	oś standardowa 130 kN, koło podwójne	oś standardowa 100 kN, koło pojedyncze

Jak wynika to z tabeli 1, istotnym elementem różniącym metodę francuską „oryginalną” od jej modyfikacji do warunków polskich jest kwestia ruchu oraz osi standardowej. Należy przy tym podkreślić, że modyfikacja do warunków polskich została opracowana dla poprzedniego stanu normatywnego zakładającego 6 kategorii ruchu, inne współczynniki przeliczeniowe na osie standardowe oraz okres eksploatacji nawierzchni podatnej na 20 lat, bez względu na jej klasę. W momencie wprowadzenia nowego Katalogu [5] zostały zmienione współczynniki przeliczeniowe pojazdów rzeczywistych na osie obliczeniowe, zmieniono klasyfikację kategorii ruchu zwiększając ich zakres o KR7, a także w przypadku niektórych kategorii technicznych dróg wydłużono okres eksploatacji z 20 na 30 lat, co istotnie zwiększa ilość osi obliczeniowych w okresie projektowym.

Ponownej analizy wymaga więc wpływ obciążenia oraz natężenia ruchu na ilość osi obliczeniowych obliczanych według kryterium francuskiego.

Oś obliczeniowa

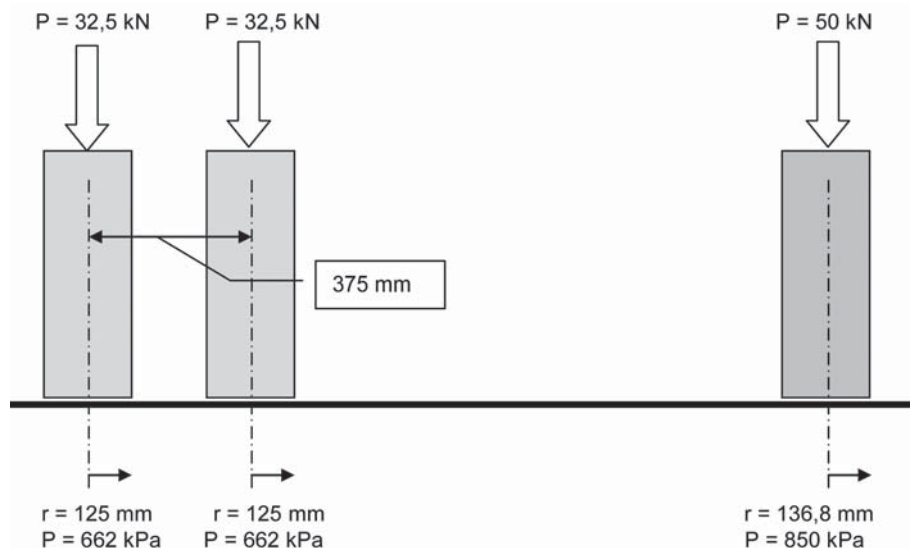
Tak jak podano wcześniej, oś obliczeniowa w normatywie francuskim, przenosi obciążenie 130 kN i wyposażona jest w koła podwójne a ciśnienie stykowe każdego z kół wynosi 0,662 MPa. Należy tu rozróżnić pojęcie „koło podwójne” od „koła w układzie tandem”. Koło podwójne oznacza dwa koła samochodowe na tej samej osi, oddalone nieco od siebie o „gap”. Natomiast koła w układzie „tandem” to dwa koła jedno za drugim.

W polskich warunkach stosuje się oś 100 kN z kołami pojedynczymi i ciśnieniem stykowym 850 kPa. Zestawienie parametrów obu osi zestawiono w tabeli 2.

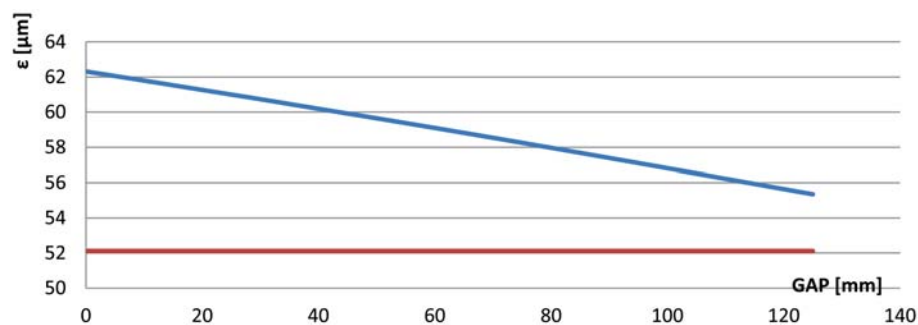
Tabela 2. Porównanie wielkości geometrycznych i mechanicznych osi obliczeniowych

Parametr	Normatyw francuski	Warunki polskie
Obciążenie osi [kN]	130	100
Obciążenie jednej strony [kN]	65	50
Ilość kół	2 × 2	2 × 1
Obciążenie koła [kN]	32,5	50
Ciśnienie stykowe [kPa]	662	850
Powierzchnia styku [mm ²]	2 × 49094	1 × 58823

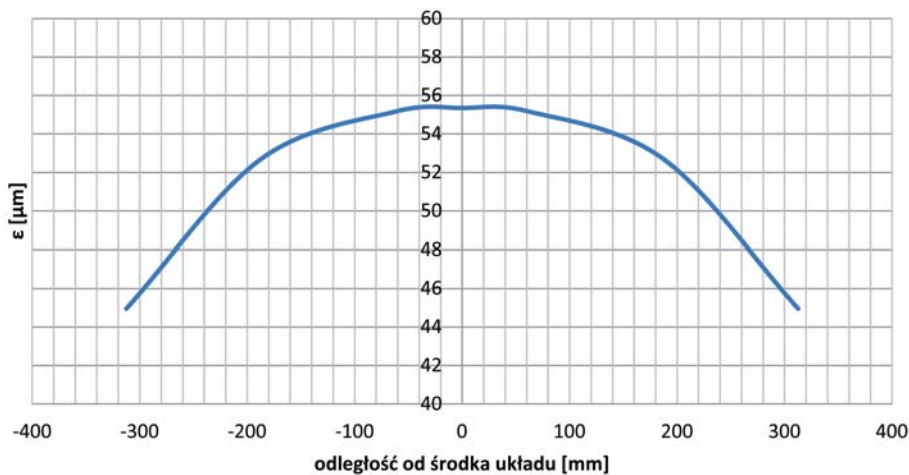
Również ważnym zagadnieniem jest ustalenie, w jaki sposób zmienia się stan naprężeń i odkształceń w funkcji odległości pomiędzy kołami podwójnymi. W tym celu dokonano szeregu obliczeń dotyczących układu kół według normatywu francuskiego przy zmiennej odległości pomiędzy oponami. Obliczenia zostały wykonane dla katalogowej konstrukcji przewidzianej w Katalogu [5] na ruch KR6, przy czym odkształcenia zostały obliczone dla środka układu, tj. punktu na nawierzchni równo oddalonego od obciążających opon ($x = y = z = 0,0$).



Rys. 1. Porównanie obciążenia osi obliczeniowej w metodzie francuskiej i według polskich wytycznych



Rys. 2. Zależność pomiędzy odległością pomiędzy wewnętrznymi krawędziami opon („gap”) i odkształceniami w spodzie warstw asfaltowych; niebieska linia odpowiada układowi opon w układzie francuskim (koło podwójne), czerwona – w układzie polskim (koło pojedyncze)



Rys. 3. Rozkład odkształceń w spodzie warstw asfaltowych w zależności od odległości od osi symetrii pary kół podwójnych

Pierwszym skrajnym punktem jest odległość zerowa, tzn. taki stan, w którym wewnętrzne krawędzie opon stykają się, natomiast drugim skrajnym punktem jest ustawienie opon dokładnie w odległości zgodnej z geometrią podaną w normatywie [3] – a więc 125 mm. W celu porównania na wykresie pokazano również odkształcenie dotyczące koła pojedynczego zgodnego z wytycznymi polskimi (rys. 2).

Z wykresu wynika, że w miarę oddalania się od siebie kół w układzie podwójnym, odkształcenia powodowane przez taki układ maleją, żeby w punkcie finalnym osiągnąć wartość większą od ustalonej w przypadku koła pojedynczego o jedynie 6,2% (przy zwiększeniu obciążenia osi o 30%).

Wynika stąd oczywisty wniosek, że koło pojedyncze jest zdecydowanie bardziej agresywne dla nawierzchni niż koło podwójne. Zwiększenie bowiem obciążenia o 30 (ze 100 do 130 kN) przy rozsunięciu kół powoduje jedynie 6% zwiększenie odkształcenia w spodzie warstw asfaltowych.

Istotnym elementem jest rozpatrzenie zagadnienia rozkładu poprzecznego naprężeń i odkształceń. Analogicznie jak poprzednio, dokonano obliczeń odkształceń w spodzie warstw asfaltowych konstrukcji katalogowej przewidzianej na ruch KR6, modelując odległość punktu obserwacji od 312,5 mm, tj. od zewnętrznej krawędzi opony, do wartości 0 mm, czyli w przypadku punktu obserwacji ustawionego w osi symetrii układu. Rozkład odkształceń w funkcji odległości punktu obserwacji ilustruje rysunek 3.

Liczba osi obliczeniowych

Tak jak sygnalizowano to w treści tabeli 1, istnieją istotne różnice pomiędzy klasyfikacją ruchu w Polsce (KR1 – KR6) i Francji (T5 – T0, TEX). Określenie osi standardowej, różne w obu normatywach, stanowią zasadniczy powód niemożności ujednoczenia kategorii ruchu.

W celu ustalenia zależności pomiędzy ruchem drogowym stosowanym w metodzie francuskiej a polskimi wytycznymi, należy przeanalizować wzajemną korelację obciążenia w obu przypadkach. Nie ma tu zastosowania „wzór czwartej potęgi”, gdyż oprócz różnicy w wartości obciążenia przy-

łożonego do nawierzchni, występują różnice w rozkładzie tego obciążenia wynikające z zastosowania w metodzie francuskiej koła podwójnego, co przedstawiono w poprzednim rozdziale.

W metodzie francuskiej [3] stosowany jest ponadto wzór uwzględniający rodzaj nawierzchni, współczynnik agresywności i rodzaj obciążenia:

$$A = K \cdot \left(\frac{P}{P_0} \right)^\alpha$$

w którym:

- A – współczynnik agresywności osi zależny od obciążenia osi (60, 115, 80, 100 kN), układu kół (pojedyncze, tandem, potrójne – „tridem”);
- K – współczynnik typu osi – pojedyncza, podwójna, potrójna;

P – obciążenie osi;

P₀ – referencyjne obciążenie osi;

α – eksponenta zależna od typu nawierzchni, w przypadku nawierzchni asfaltowych α = 5.

Przytoczona zależność została sparametryzowana dla określonych we Francji obciążeń osi, w których nie występuje odpowiadające polskiemu normatywowi obciążenie osi pojedynczej o wartości 100 kN. W związku z powyższym nie może mieć ona zastosowania do poniższych analiz.

Dokonano analizy konstrukcji w zakresie grubości warstw asfaltowych od 14 do 32 cm w odstępie co 1 cm w przypadku dwóch układów obciążeń:

- a) kołem pojedynczym 50 kN (według wytycznych polskich);
- b) kołami podwójnymi po 32,5 kN (według normatywu francuskiego).

Jak poprzednio, do obliczeń przyjęto typowe wartości modułów sztywności betonów asfaltowych zgodnie z Katalogiem [5] – tab. B1 str. 108. Parametry mieszanek przyjęto zgodnie z wymaganiami WT-2 [6]. Celem ujednoczenia obliczeń przyjęto moduł sprężystości podłoża wraz z dolnymi warstwami konstrukcyjnymi o wartości 120 MPa, bez względu na kategorię ruchu.

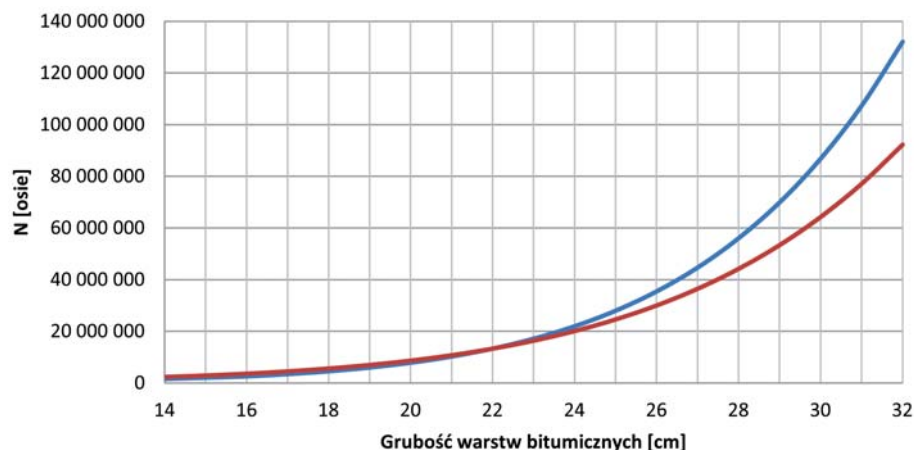
W celu uniknięcia ewentualnego błędu polegającego na niezgodności metod obliczeniowych, dokonano obliczeń metodą AASHTO dla zwykłych betonów asfaltowych o parametrach podanych w Katalogu [5] przy zastosowaniu jednak różnych schematów obciążeń – zgodnie z założeniami obu metod. Pod uwagę nie brano konstrukcji określonych w przypadku KR1 i KR2 z uwagi na ich całkowicie różną konstrukcję (dwie warstwy bitumiczne a nie trzy, jak w pozostałych kategoriach ruchu) oraz możliwy wpływ kryterium podłoża gruntowego.

Tabela 3 ilustruje dane przyjęte do obliczeń oraz otrzymane wyniki – ilości osi obliczeniowych dla dwóch różnych układów obciążenia.

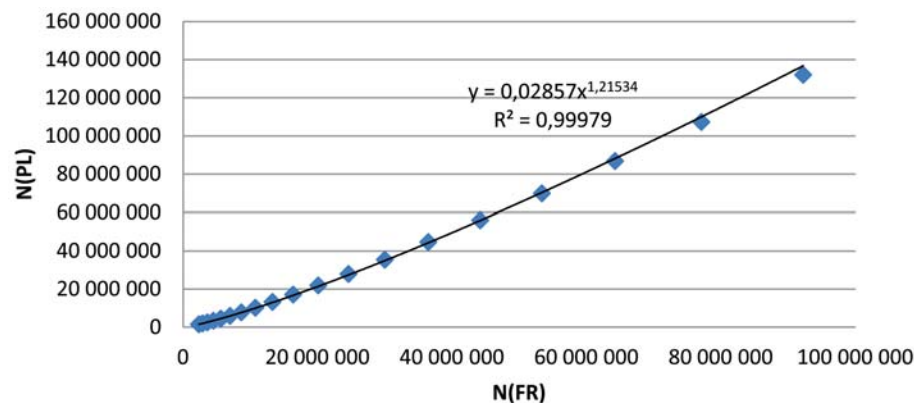
Ilustrację graficzną powyższych wyników przedstawia rysunek 4.

Tabela 3. Obliczone ilości przejść osi obliczeniowych dla różnych układów obciążających i różnych grubości warstw asfaltowych

Nr konstr.	KR wg KTKN PiP [5]	Grubości warstw asfaltowych [cm]	Grubość sumaryczna warstw asfalt. [cm]	N(PL) [osi 100 kN]	N(FR) [osi 130 kN]
1		4+5+5	14	1 535 362	2 332 690
2		4+5+6	15	2 030 580	2 888 749
3	KR3	4+5+7	16	2 546 608	3 594 167
4		4+6+7	17	3 407 854	4 488 453
5		4+6+8	18	4 521 233	5 591 483
6		4+6+9	19	5 964 823	6 959 356
7	KR4	4+6+10	20	7 824 093	8 645 406
8		4+7+10	21	10 225 828	10 729 159
9		4+8+10	22	13 287 432	13 279 788
10		4+8+11	23	17 120 950	16 359 582
11	KR5	4+8+12	24	21 939 276	20 090 213
12		4+8+13	25	27 957 879	24 591 727
13		4+8+14	26	35 432 630	29 994 581
14		4+8+15	27	44 661 303	36 462 436
15	KR6	4+8+16	28	56 029 556	44 183 084
16		4+8+17	29	69 898 509	53 362 438
17	KR7	4+8+18	30	86 818 148	64 242 403
18		4+8+19	31	107 312 318	77 083 486
19		4+8+20	32	132 027 808	92 226 855



Rys. 4. Zależność ilości osi obliczeniowych dla obciążenia kołem pojedynczym 50 kN (niebieska linia) oraz kołem podwójnym 2 × 32,5 kN (czerwona linia) od grubości warstw asfaltowych



Rys. 5. Zależność ilości osi obliczeniowych w metodzie francuskiej $N(FR)$ oraz polskiej $N(PL)$ dla identycznych konstrukcji

Wartym zauważenia jest fakt, że do grubości warstw asfaltowych wynoszących ok. 23 cm, co odpowiada 17,1 mln przejść osi obliczeniowych, wykresy praktycznie pokrywają się. Zgodnie ze starym katalogiem, w którym stosowano inne współczynniki przeliczeniowe pojazdów na oś ekwiwalentną i inny podział kategorii ruchu, najwyższa wówczas kategoria ruchu (KR6) rozpoczynała się od 14,6 mln osi obliczeniowych, a więc znajduje się w strefie niemalże dokładnego dopasowania ilości osi według metody francuskiej oraz polskich wytycznych. Potwierdza to słuszność przyjętej przez Autorów prac [1] i [2] założenia o równoważności osi i traktowanie jako tożsamych ilości osi w obu metodach.

Problem zaistniał w momencie wprowadzenia nowej klasyfikacji kategorii ruchu i wydłużenia okresu obliczeniowego konstrukcji dróg najwyższych klas z 20 do 30 lat. W tym zakresie rozbieżności ilości osi są znaczące i rosnące wraz ze wzrostem natężenia ruchu.

Na podstawie powyższych danych ustalono współczynnik korelacji pomiędzy ilością osi obliczeniowych w obu metodach.

W przypadku identycznej konstrukcji nawierzchni, zależność ilości przejść osi obliczeniowych przyjętych według metody francuskiej – $N(FR)$ oraz polskiej – $N(PL)$ jest określona zależnością:

$$N(PL) = 0,02857 \cdot N(FR)^{1,21534}$$

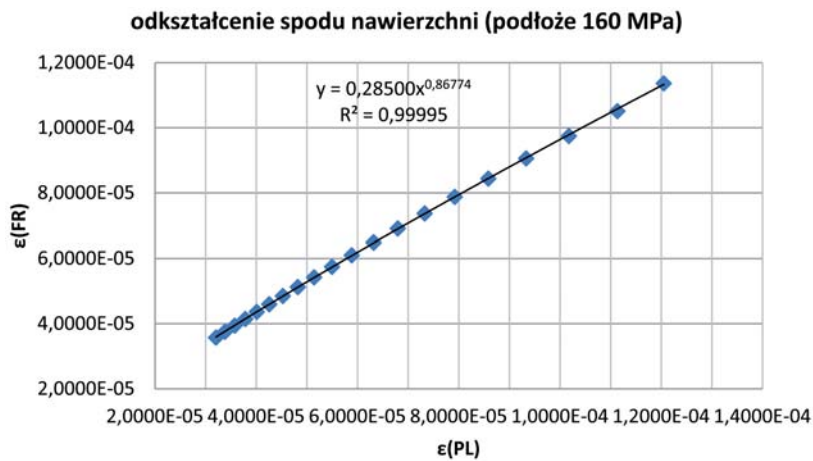
Odształcenia w spodzie warstw asfaltowych

Istotnym elementem różniącym obydwie metody obliczeniowe, który stanowi konsekwencję różnic w układzie obciążenia i rozkładu naprężeń, jest odształcenie poziome w spodzie warstw asfaltowych, które jest istotne przy obu metodach (AASHTO i francuskiej) i stanowi podstawę do obliczenia ilości przejść osi obliczeniowych.

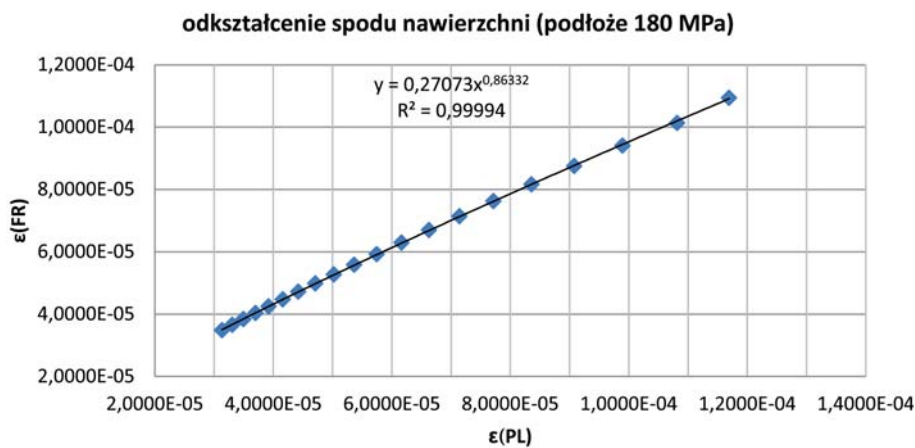
W celu porównania odształceń, dokonano analiz 20 konstrukcji nawierzchni o stałej grubości warstwy SMA (4 cm) oraz zmiennej sumarycznej grubości warstw wiążącej i podbudowy bitumicznej, wykonanych z mieszanki WMS, o grubości od 11 do 30 cm. Katalog [5] przyjmuje nośność warstw leżących poniżej warstw asfaltowych:

- dla KR3 – KR4 – 160 MPa,
- dla KR5 – KR7 – 180 MPa.

W związku z powyższym, obliczenia wykonano dwukrotnie, osobno do każdej z wyżej podanych nośności podłoża oraz w przypadku obu schematów obciążenia – PL (1 × 50 kN) i FR (2 × 32,5 kN).



Rys. 6. Zależność odkształceń w spodzie warstw asfaltowych dla schematu obciążenia obowiązującego w metodologii polskiej – $\epsilon(PL)$ oraz francuskiej – $\epsilon(FR)$, przy nośności warstw leżących poniżej – 160 MPa



Rys. 7. Zależność odkształceń w spodzie warstw asfaltowych dla schematu obciążenia obowiązującego w metodologii polskiej – $\epsilon(PL)$ oraz francuskiej – $\epsilon(FR)$, przy nośności warstw leżących poniżej – 180 MPa

Moduł sztywności warstw WMS obliczono za pomocą programu BANDS dla granicznych parametrów mieszanek WMS dopuszczonych przez WT-2 [6], tj. zawartość asfaltu (20/30) – 5,0% m/m (11,2% v/v) i zawartość wolnych przestrzeni – 4,0% v/v. Przyjęto parametry asfaltu (temperaturę mięknięcia i penetrację) po starzeniu metodą RTFOT.

Przy tak przyjętych parametrach wartość modułów sztywności w przypadku temperatur 10°C i 13°C wyniosły odpowiednio:

$$M_s^{10} = 15100 \text{ MPa}$$

$$M_s^{13} = 13300 \text{ MPa}$$

Reasumując, zależność odkształceń w obu schematach obciążenia jest określona jest wzorami zależnymi od przyjętej nośności podłoża:

$$\epsilon_{160} (FR) = 0,28500 \cdot \epsilon_{160} (PL)^{0,86724}$$

$$\epsilon_{180} (FR) = 0,27073 \cdot \epsilon_{180} (PL)^{0,86332}$$

Obliczając odkształcenie w spodzie warstw asfaltowych dla metody AASHTO według polskiego schematu

(koło pojedyncze 50 kN), można za pomocą powyższej zależności obliczyć odkształcenie, jakie wystąpiłoby w przypadku obciążenia tej samej konstrukcji za pomocą osi francuskiej ($2 \times 32,5 \text{ kN}$).

Trwałość zmęczeniowa (ϵ_6)

Trwałość zmęczeniowa wyznaczana jest na próbkach pryzmatycznych poddawanych cyklicznemu obciążeniu podczas 4-punktowego zginania (4PB-PR) zgodnie z normą PN-EN 12697-24. Badanie prowadzi się w temperaturze 10°C i częstotliwości 10 Hz. Badanie ma sprawdzić, czy próbka poddawana z góry założonym odkształceniom, wytrzyma 1 mln cykli.

Zgodnie z WT-2 [6], próbka powinna wytrzymać (nie ulec zniszczeniu polegającym na obniżeniu jej modułu sztywności o 50% w stosunku do wartości początkowej) powtarzane cyklicznie odkształcenia wynoszące 130 μstrain ($\mu\text{m/m}$). Badanie odbywa się na zasadzie eliminacyjnej – „wytrzyma – nie wytrzyma”. Za wynik pozytywny uważa się określenie „ $\epsilon_6 > 130 \mu\text{m/m}$ ”, co oznacza, że próbka odkształcana amplitudą 130 $\mu\text{m/m}$ nie uległa osłabieniu o 50% (przyjmując jako miarę osłabienia spadek modułu sztywności) po 1×10^6 cyklach.

Tego rodzaju podejście jest jednak uproszczone i nie daje pełnych informacji o trwałości zmęczeniowej, które

można określić badając próbki przy różnych odkształceniach i określając tzw. charakterystykę zmęczeniową [13].

Czy jednak badanie to daje wynik o rzeczywistej trwałości zmęczeniowej tzn. przy jakiej amplitudzie odkształceń próbka ulegnie destrukcji po milionie cykli? Odpowiedź brzmi: nie.

Zagadnieniem tym zajmował się dr A. Plewa [7]. Okazuje się, że trwałość zmęczeniowa mieszanek WMS, niezależnie od ich uziarnienia, lecz w zależności od rodzaju zastosowanego asfaltu wynosi:

- nie mniej niż 150 μstrain – w przypadku asfaltu 20/30
- nie mniej niż 170 μstrain – w przypadku asfaltu modyfikowanego PMB 10/40-65

Niektóre laboratoria akredytowane prowadzą takie badania. Potwierdzają one tezę o wyższych niż 130 μstrain trwałościach zmęczeniowych.

Należy wziąć pod uwagę fakt, że w metodzie francuskiej badanie prowadzone jest przy obciążeniu cyklicznym przykładanym z częstotliwością 25 Hz, natomiast w badaniu polskim – 10 Hz.

Uwzględniając, że częstotliwość obciążenia przy powta-

rzalnych innych warunkach badania wpływa negatywnie na trwałość zmęczeniową [8], [9] (większa częstotliwość badania odpowiada zmniejszeniu trwałości zmęczeniowej), w dalszych rozważaniach pozostawiono jako miarodajną trwałość zmęczeniową o wartości 130 μ strain. Ewentualna zmiana tego parametru powinna być poprzedzona badaniami porównawczymi prowadzonymi w różnych częstotliwościach. Dodatkowo należy zauważyć, że we Francji stosuje się metodę belki dwupunktowo zginanej (2PB), natomiast w Polsce – metodę zginania czteropunktowego (4PB-PR). Pomimo różnic w schemacie obciążenia, znane są doświadczenia z badań międzylaboratoryjnych wskazujące na zgodność tych metod w ustalonej temperaturze i częstotliwości obciążenia [14].

Odchylenie standardowe grubości nawierzchni (Sh)

Parametr ten jest miarą niezgodności grubości wbudowanych warstw nawierzchni do grubości zaprojektowanej. Generalnie w projekcie konstrukcji nawierzchni można przyjąć dwa schematy postępowania dotyczące przyjmowanych grubości warstw konstrukcyjnych:

- wyznaczyć grubości „obliczeniowe” z uwzględnieniem dopuszczalnych odchyłek wykonawczych wyznaczonych przez przepisy (np. WT-2 [6], Specyfikacje Techniczne Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych określone przez Zamawiającego, Wytyczne Techniczne Zamawiającego); w tym trybie do obliczeń przyjmuje się grubości warstw pomniejszone o dopuszczalne odchyłki wykonawcze – np. jeśli dopuszczalna odchyłka ułożenia warstwy wiążącej o grubości 10 cm wynosi ± 1 cm, do obliczeń przyjmuje się wartość obliczeniową wynoszącą $(10 - 1) = 9$ cm – i analogicznie do wszystkich warstw;
- wykonać obliczenia dla wartości nominalnych (bez uwzględnienia odchyłek wykonawczych) i następnie w obliczeniach ująć odpowiednie (lub odpowiednio wysokie) współczynniki bezpieczeństwa.

Obecnie powszechnym oczekiwaniem zamawiającego jest dokonanie analizy odchyłek wykonawczych w fazie projektowania konstrukcji, w efekcie czego szeroko stosowany jest scenariusz opisany w p. (a). W rezultacie obliczenia przeprowadza się dla wirtualnej konstrukcji maksymalnie pocienionej o wartości dopuszczalnych odchyłek wykonawczych dopuszczonych przez zamawiającego (w przypadku najgorszego możliwego wariantu wykonania konstrukcji, który statystycznie rzecz ujmując, nigdy nie wystąpi). Jakiekolwiek pogrubienie warstw konstrukcyjnych powyżej tych, które są dopuszczone przez odchyłki wykonawcze, skutkuje powstaniem zapasu nośności konstrukcji w stosunku do obliczeń. Należy podkreślić, że zmniejszenie grubości warstw poniżej grubości obliczeniowych (z uwzględnieniem maksymalnych odchyłek) nie jest możliwe, bowiem warstwa taka musi zostać przez zamawiającego uznana za wykonaną niezgodnie z warunkami Kontraktu i musi spowodować brak jej odbioru.

Scenariusz (b) był szeroko stosowany podczas obliczeń z zastosowaniem Kryterium Instytutu Asfaltowego, gdyż

kryterium to kryło w sobie istotne przewymiarowanie konstrukcji. Zakładanie więc najgorszego możliwego wariantu nie było konieczne.

Przyjmując scenariusz obliczeń (a), projektant ma pewność, że żadna z zaprojektowanych warstw nie zostanie wykonana cienie, niż zakłada do projekt konstrukcji i założone w nim grubości obliczeniowe. Zastosowanie w takiej sytuacji dodatkowego współczynnika zmniejszającego, którego celem jest uwzględnienie błędów wykonawczych w grubości warstw (występującego w metodzie francuskiej jako Sh) byłoby powieleniem dokonanego założenia o wbudowaniu każdej warstwy o minimalnej dopuszczalnej grubości i podwojeniem tegoż.

Stąd uwzględniając powyższe założenie przyjmuje się, że:

$$Sh = 0,0$$

z czego wynika, że:

$$\delta = Sn$$

Nachylenie krzywej zmęczeniowej (b)

W metodzie francuskiej przyjęto, że zależność ilości cykli od odkształceń (w układzie logarytmicznym: $\log \varepsilon = f(\log N)$) jest stała i jej wartość wynosi 0,2 (odwrotność liczby 5).

Badania IBDiM wykonane w warunkach polskich przeczą założeniu przyjętemu do metody francuskiej.

Badania mieszanek WMS na asfalcie 20/30 [10] [11] [12] wskazują na wartości parametru „b” w granicach od 6,22 do 8,71. Przyjęcie tej wartości na poziomie 6,5 ($-1/b = -0,154$) jest więc bezpieczne.

Należy przy tym zauważyć, że liczba badań dostępnych do jednoznacznego określenia nachylenia krzywej zmęczeniowej jest stosunkowo niewielka. Zachodzi więc konieczność podjęcia programu badawczego na poziomie podstawowym, który jednoznacznie określi ten parametr w zależności od czynników takich jak skład mieszanki, parametru asfaltu itd. Obecnie dostępne są jedynie badania wymienione powyżej i na ich podstawie przyjęto wartość na potrzeby obliczeń dokonanych w niniejszym artykule.

Współczynnik zależny od ryzyka powstania uszkodzeń

Metoda francuska w swojej formule zawiera współczynnik k_r , który jest uzależniony od prawdopodobieństwa zniszczenia konstrukcji. Prawdopodobieństwo to waha się w granicach od 1% w przypadku dróg najwyższej klasy (ruchowej i funkcjonalnej) – TEX do 30% w przypadku dróg najniższej kategorii – T5.

W normatywie francuskim [3] parametrem wskazującym na kategorię ruchu jest średniodobowe natężenie ruchu.

Liczbę osi obliczeniowych oblicza się ze wzorów:

$$N(HV) = 365 \cdot AADT \cdot C$$

$$NE = N(HV) \cdot CAM \cdot T$$

w których:

AADT – (annual average daily traffic) – średni ruch dzienny pojazdów ciężkich (liczba przejść osi obliczeniowych 130 kN);

N(HV) – (oryginalnie określany jako „N(PL)”) – *Nombre de Poids Lourds*, w niniejszym artykule zmieniono to określenie w celu uniknięcia pomylenia oznaczeniem ilości osi w metodzie polskiej) – liczba pojazdów ciężkich w ciągu roku;

C – współczynnik zależny od rocznego wskaźnika natężenia ruchu; wobec przyjęcia w przypadku metody polskiej średniego ruchu w okresie obliczeniowym, przyjęto $C = 1$;

CAM – współczynnik agresywności ruchu wynoszący 0,8;

T – okres obliczeniowy;

NE – liczba pojazdów w okresie obliczeniowym.

W rezultacie więc:

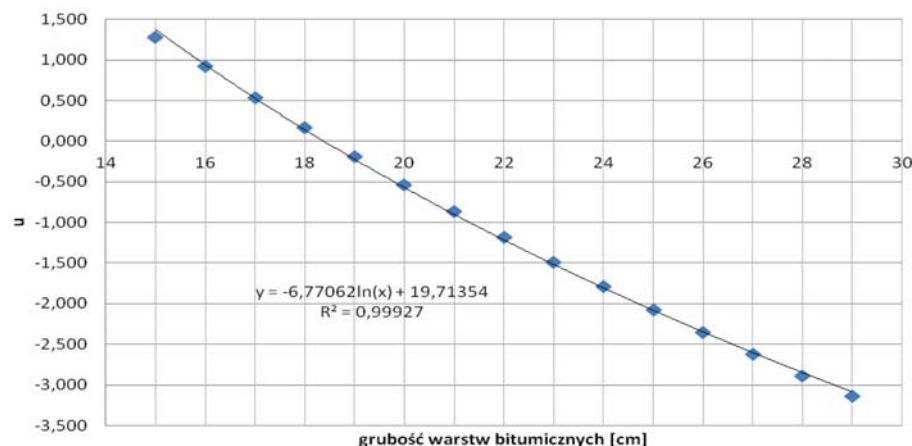
$$NE = 365 \cdot T \cdot AADT \cdot CAM$$

W tabeli 4 zestawiono natężenia ruchu dotyczące poszczególnych kategorii ruchu dla okresu 30-letniego oraz prawdopodobieństwo zniszczenia i współczynnik „u”.

W metodzie AASHTO współczynnik F_c określa „ilość spękań siatkowych typu „z dołu do góry” wyrażoną w procentach, w stosunku do całej powierzchni pasa ruchu [1]. Wartość tego współczynnika może być przyjmowana według [1] w zakresie od 10% do 20%, przy czym wartości od 10% do 15% wyczerpują przedział sensownego zastosowania tego współczynnika. Wartość współczynnika F_c w Katalogu [5] (po uwzględnieniu pogrubienia pakietu

Tabela 4. Przeliczenie ruchu dziennego na ruch w okresie obliczeniowym 30 lat oraz współczynniki bezpieczeństwa

KAT.	N(HV) / dzień		NE(30)		p [%]	u
	0	10	0	87 600		
T6	0	10	0	87 600	30%	-0,524
T5	10	25	87 600	219 000	30%	-0,524
T4	25	50	219 000	438 000	30%	-0,524
T3	50	150	438 000	1 314 000	25%	-0,674
T2	150	300	1 314 000	2 628 000	12%	-1,175
T1	300	750	2 628 000	6 570 000	5%	-1,645
T0	750	2 000	6 570 000	17 520 000	2%	-2,054
TS	2 000	5 000	17 520 000	43 800 000	1%	-2,326
TEX	5 000	7 000	43 800 000	61 320 000	1%	-2,326



Rys. 8. Zależność parametru „u” od całkowitej grubości warstw asfaltowych

warstw asfaltowych o 1 cm, o czym w [1]), wynosi 10–11% a w projektowaniu indywidualnym powinna być przyjmowana w zakresie 10–15%.

Natomiast „ryzyko” i wywodzący się z tego pojęcia współczynnik „u” w metodzie francuskiej jest określone jako prawdopodobieństwo wystąpienia zdarzenia polegającego na tym, że przez okres „p” lat, bez wykonywania zabiegów wzmacniających nawierzchni drogowej, pojawią się takie zniszczenia, że będzie wymagana całkowita rekonstrukcja nawierzchni” [2]. Nie są przy tym podane żadne wskaźniki liczbowe definiujące stan, w którym wymagana jest całkowita rekonstrukcja nawierzchni.

Co więcej „dobranie ryzyka w projektowaniu nawierzchni leży w gestii projektanta” [2].

Pojęcia te są więc nieporównywalne w skali liczbowej, zależą od wymagań administracyjnych i utrzymaniowych, a nie od mechaniki pracy nawierzchni.

Z jednej strony nie sposób zaproponować sensownego poziomu tego prawdopodobieństwa, z drugiej zaś strony – celem niniejszej publikacji jest określenie możliwości zrównania obu metod obliczeniowych – kryterium AASHTO oraz francuskiego. Aby więc zrównać obie metody obliczeniowe, tzn. za pomocą obu metod osiągnąć identyczny wynik wyrażony liczbą przejść osi obliczeniowych w okresie projektowych, dokonano ponownego przeliczenia 20 konstrukcji w ten sposób, aby zmieniając współczynnik „u” osiągnąć identyczne ilości osi obliczeniowych (w wypadku metody francuskiej – przeliczone na osie polskie N(PL)).

Obliczenia były prowadzone według następującego schematu:

- na podstawie parametrów mechanicznych warstw i przyjętej grubości, obliczono odkształcenie w spodzie warstw asfaltowych w przypadku obciążenia kołem pojedynczym 50 kN – $\epsilon(PL)$;
- w przypadku każdej z konstrukcji obliczono metodą AASHTO ($F_c = 10\%$) nośność konstrukcji wyrażoną w liczbie przejść osi obliczeniowych N(PL);
- na podstawie zależności podanej w rozdziale 5 obliczono równoważne odkształcenia w schemacie francuskim – $\epsilon(PL)$;
- w przypadku standardowych parametrów metody francuskiej obliczono N(FR);
- za pomocą zależności podanej w rozdz. 4, przeliczono N(FR) na N(PL);
- dopasowano parametr „u” w ten sposób, aby obliczone N(PL) w obu metodach pokrywały się.

W rezultacie ustalono zależność wartości zmodyfikowanych parametrów „u” od całkowitej grubości nawierzchni bitumicznej, która została przedstawiona na rysunku 8.

Zależność parametru „u” od grubości warstw asfaltowych przyjmuje więc postać:

$$u = -6,77062 \cdot \ln(h_{br}) + 19,71354$$

Parametr „u” przybiera wartości od 1,281 do -3,138.

W przypadku tak przyjętego parametru, wyniki nośności podane w liczbie osi obliczeniowych w metodzie francuskiej i AASHTO, pokrywają się.

Przykład obliczeniowy

Obliczyć nośność konstrukcji drogowej metodą AASHTO i francuską.

Konstrukcja składa się z następujących warstw:

- 4 cm warstwa ścieralna SMA PMB 45-80/55,
- 6 cm warstwa wiążąca AC WMS W 20/30,
- 8 cm warstwa podbudowy AC WMS P 20/30.

Powyższe grubości podane z uwzględnieniem dopuszczalnych odchyłek wykonawczych, jako minimalne możliwe do wykonania.

METODA AASHTO

Parametry betonów asfaltowych:

- warstwa ścieralna SMA – $M_s = 7300$ MPa (wg tab. B1 Katalogu [5]), współczynnik Poissona $\nu = 0,30$
- warstwa wiążąca i podbudowa WMS: zawartość asfaltu % m/m – 5,0
zawartość wolnych przestrzeni % v/v – 4,0
objętościowa zawartość asfaltu % v/v – 11,2
objętościowa zawartość kruszywa % v/v – 84,8
rodzaj asfaltu – 20/30
temperatura mięknięcia po starzeniu – 68,0°C
penetracja w 25°C – 18,7 mm \times 0,1
obliczony moduł sztywności w 10°C – 15100 MPa
obliczony moduł sztywności w 13°C – 13300 MPa
współczynnik Poissona $\nu = 0,30$
- warstwy poniżej leżące: moduł sprężystości $M_s = 160$ MPa
współczynnik Poissona $\nu = 0,35$

obliczone poziome odkształcenia rozciągające na spodzie warstw asfaltowych: $\epsilon_{PL} = 9,3311E-5$

obliczone współczynniki do metody AASHTO:

M =	0,23
C =	1,70
k1' =	250,00025
hac =	18
C2' =	-2,510
C1' =	5,021
FCB [%] =	10
D =	0,13327

obliczona ilość przejazdów osi obliczeniowych **N(PL) = 17,8 mln [osi kN]**

METODA FRANCUSKA:

poziome odkształcenia rozciągające na spodzie warstw asfaltowych

$$\epsilon_{FR} = 0,27348 \cdot \epsilon_{PL}^{0,86336} = 9,0683E-5 [m] = 90,6832 [\mu m]$$

$\epsilon_6(10^\circ C) =$	130
$E(10^\circ C) =$	15100
$E(13^\circ C) =$	13300
u =	0,144
SN =	0,25
c =	0,02
-1/b =	6,5
b =	-0,154
Sh =	0
ks =	1
kc =	1
? =	0,25
kr =	1,013

$$N(FR) = 17\ 054\ 841$$

$$N(PL) = 0,02857 \cdot N(FR)^{1,21534} = 17,5 \text{ mln [osi kN]}$$

Obliczeniowo obie metody dały niemal identyczny wynik.

Wnioski

Metoda AASHTO oraz metoda francuska dają bardzo zbliżone wyniki nośności konstrukcji wyrażonej jako liczba przejazdów osi obliczeniowych przy następujących założeniach dotyczących obu metod a wynikających z przeprowadzonych w artykule analiz:

- F_c w metodzie AASHTO = 10%;
- ϵ_{FR} obliczone z wartości ϵ_{PL} określone zależnością podaną w rozdziale 5;
- $1/b = 0,154$;
- $Sh = 0,000$;
- u określone zależnością podaną w rozdziale 9;
- liczba osi N(PL) przeliczona z wynikowej liczby N(FR) zależnością podaną w rozdziale 4.

Możliwe jest zatem stwierdzenie, że metoda AASHTO ze współczynnikiem ilości spękań $F_c = 10\%$, może być stosowana do obliczeń konstrukcji nawierzchni z udziałem betonów asfaltowych o wysokim module sztywności (WMS).

Literatura

- [1] „Analizy i projektowanie konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych”, praca zbiorowa pod kierownictwem J. Judyckiego, WKiŁ Warszawa, 2014;
- [2] Jaczewski M., Judycki J. – „Adaptacja francuskich kryteriów zmęczenia do projektowania nawierzchni podatnych w warunkach polskich”, Drogownictwo nr 5/2012;
- [3] NF P98-086 – “Dimensionnement structurel des chaussées routières – Application aux chaussées neuves”, Norme Française, Octobre 2011;
- [4] Petho L. – “P9 Cost-effective Design of Thick Asphalt Pavements: High Modulus Asphalt Implementation”, National Asset

- Centre of Excellence, Queensland Department of Transport and Main Roads, Brisbane 2014;
- [5] Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych – 2014 r. (załącznik do zarządzenia nr 31 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 16.06.2014 r.),
- [6] Wymagania Techniczne WT-2: Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych – 2014 r. (załącznik do zarządzenia nr 54 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 18.11.2014 r.),
- [7] Plewa A. – „Ocena trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych o wysokim module sztywności”, Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej, z. 59, nr 3/IV,
- [8] Mollenhauer K., Wistuba M., Rabe R. – “Loading frequency and fatigue: in situ conditions and Impact test results”, University of Minho, Portugal, 2009,
- [9] Ghazi G. Al-Khateeb, Khalid A. Ghuzlan – “The combined effect of loading frequency, temperature and stress level on the fatigue life of asphalt paving mixtures using the IDT test configuration”, Department of Civil Engineering, Jordan University of Science and Technology, 2013,

- [10] Bańkowski W., Gajewski M. – “Badania przyspieszone w skali rzeczywistej innowacyjnych nawierzchni drogowych”, Drogi i Mosty nr 2/2012,
- [11] Bańkowski W., Gajewski M., Horodecka R., Mirski K., Sybilski D. – „Wpływ zastosowania włókien polimerowych na właściwości funkcjonalne betonu asfaltowego o wysokim module sztywności”, Logistyka 4/2015,
- [12] Bańkowski W. – “Laboratory and field implementation of high modulus asphalt concrete. Requirements for HMAC mix design and pavement design”, European Commission, DG Research, 2006,
- [13] Bańkowski W. – “Analiza trwałości zmęczeniowej kompozytów mineralno-asfaltowych metodą konwencjonalną oraz metodą energii rozproszonej”, Zeszyty serii „S”, z. 60, IBDiM Warszawa, 2008,
- [14] Bańkowski W., Sybilski D., Soenen H., Gajewski M., Chailleux E. – “Advances in Laboratory Testing and Evaluation of Bituminous Materials”, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 206-ATB. Springer, State-of-the-Art Reports, Volume IX, 2012.

Z serwisu GDDKiA

Podpisano umowę o zastępstwie inwestycyjnym przy realizacji tunelu łączącego wyspy Uznam i Wolin w Świnoujściu

Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad oraz Gmina Miasto Świnoujście podpisały umowę o zastępstwie inwestycyjnym przy budowie tunelu drogowego pomiędzy wyspami Uznam i Wolin w Świnoujściu. Jest to wypełnienie postanowień porozumienia z 2007 roku (aneksowanego w roku ubiegłym) w sprawie realizacji tunelu zawartego pomiędzy GDDKiA, Ministerstwem Infrastruktury i Budownictwa oraz Miastem Świnoujście. Zawarta umowa szczegółowo reguluje obowiązki Inwestora (Gmina Miasto Świnoujście) i Inwestora Zastępczego (GDDKiA O/Szczecin) oraz ustala wszelkie kwestie związane ze wspólną realizacją tunelu. Równocześnie została podpisana umowa o dofinansowanie pomiędzy Centrum Unijnych Projektów Transportowych i Miastem Świnoujście.

Zgodnie z zawartą umową GDDKiA będzie zajmowała się w uzgodnieniu z Miastem Świnoujście realizacją projektu, podczas gdy Miasto będzie zapewniało finansowanie dla inwestycji. Projekt będzie finansowany z dofinansowania ze środków UE i z wkładu własnego Miasta Świnoujście.



Obecnie w trakcie jest procedura przetargowa na zaprojektowanie i budowę tunelu. Zakończył się jej pierwszy etap, do drugiego etapu zostało zakwalifikowanych 14 podmiotów. Trwa przygotowywanie dokumentów niezbędnych do wysłania zaproszeń do składania ofert cenowych.

Rozpoczęcie drugiego etapu postępowania przetargowego powinno nastąpić w bieżącym kwartale. Podpisanie umowy na realizację tunelu planowane jest na przełomie 2017/2018 roku. Zakończenie realizacji inwestycji przewidziane jest w grudniu 2021 roku.

Stała przeprawa w Świnoujściu połączy wyspy Uznam i Wolin, które rozdziela rzeka Świna, która stanowi część toru wodnego do portu w Szczecinie. Obecnie komunikacje zapewniają przeprawy promowe, które nie zapewniają odpowiedniej przepustowości (co powoduje długi czas oczekiwania na prom) i są wrażliwe na zmienne warunki atmosferyczne. Stałe połączenie będzie drogowym tunelem drążonym w korytarzu północnym (zgodnie z uzyskaną w 2010 roku decyzją środowiskową).



Całkowita długość inwestycji wyniesie około 3,4 kilometra, w tym 1,44 kilometra jednorurowego tunelu, który zostanie wykonany w technologii tarczy drążonej TBM (ang. *Tunnel Boring Machine*). Średnica wewnętrzna tunelu będzie wynosić 12 metrów, zostanie w nim wykonana dwukierunkowa jezdnia z pasami ruchu o szerokości 3,5 m. Poniżej jezdni powstanie również galeria ewakuacyjna.

28-04-2017