

# **Właściwości mechaniczne podbudów z betonów asfaltowo-cementowych (BAC)**

**Marzena Bajak**

*Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej,  
Katedra Budownictwa Drogowego. e-mail: m.bajak@pollub.pl*

**Streszczenie:** Beton asfaltowo-cementowy jest nowym materiałem. Na zasadzie paradygmatu Kuhna badano go metodami konwencjonalnymi, właściwymi podobnym materiałom nawierzchni drogowych. Powstaje on z wymieszania na zimno zaprawy cementowo-piaskowej, bądź cementowo-kruszywowej lub też cementowo-piaskowo-kruszywowej z „destruktem” powstałym z frezowania warstw betonu asfaltowego lub asfaltu lanego. Do zaprawy stosowany jest cement szybkowiązący wysokiej marki *CEM I 52,5 NA*. Innowacyjność tego materiału wynika z faktu występowania w nim dwóch rodzajów wiązań - podatnych i sztywnych. Sztywność, odkształcalność i wytrzymałość betonu asfaltowo-cementowego zależą od rodzaju i cech zaprawy cementowej otaczającej destruktu i wypełniającej wolne przestrzenie w mieszance. Stabilność warstwy z BAC w warunkach stałych i wolnozmiennych obciążeń można prognozować za pomocą wyznaczenia parametrów modeli lepko-sprężystych poprzez związki konstytutywne, w tym modelu Burgersa, wyrażone relacjami różniczkowymi. Praca ma charakter badawczy. Badania laboratoryjne i ich analiza są jej częścią podstawową. Ponadto zaprojektowano warstwy konstrukcyjne nawierzchni drogowych z podbudową z betonu asfaltowo-cementowego o wyraźnie korzystniejszych parametrach użytkowych od stosowanych.

**Słowa kluczowe:** beton asfaltowo-cementowy, sztywność, stabilność, odkształcalność, nawierzchnia, podbudowa.

## **1. Wprowadzenie**

Przyczyny złego stanu nawierzchni sieci dróg w Polsce są od wielu lat takie same. Być może ich wzajemne zależności nieznacznie się zmieniają, niemniej jednak wśród nich największy wpływ na obecny stan dróg mają następujące czynniki [7]:

1. Coroczne niedoinwestowanie [20, 21].
2. Wzrost obciążenia ruchem samochodowym, zwłaszcza przez pojazdy ciężkie (o ok. 44% od 1995 r. do 2000 r.) [2, 4].
3. Zwiększające się przewozy towarowe w transporcie samochodowym, przy równoległym zaniku transportu kolejowego.
4. Brak skutecznego systemu eliminacji z ruchu pojazdów przeciążonych, które mają najbardziej destrukcyjny wpływ na nawierzchnię [15].
5. Nieprzystosowanie do zwiększonych obciążeń konstrukcji nawierzchni dróg, które charakteryzują się nadmierną ilością i złą jakością asfaltu i często małym udziałem frakcji kruszywa łamanego (poniżej 50%) w warstwach asfaltowych [12, 23, 24].

6. Warunki klimatyczne (rejestruje się jedne z najniższych w Europie temperatur zimą i najwyższych latem, co powoduje konieczność uzyskania odporności na spękania w niskiej temperaturze zimą i odporności na deformacje w wysokiej temperaturze latem) [1, 6, 16].

Wyżej wymienione czynniki powodują przyspieszony proces degradacji nawierzchni drogowych. Poznanie przyczyn i rodzaju zniszczenia nawierzchni ma istotne znaczenie dla wyboru odpowiednich materiałów i technologii naprawczych.

Naprzeciw temu problemowi wychodzi coraz bardziej powszechna technologia recyklingu głębokiego na zimno. Umożliwia ona przebudowę całej konstrukcji nawierzchni oraz przyczynia się do utylizacji materiału odpadowego, powstającego w procesie frezowania (zrywania), szczególnie niestabilnych warstw asfaltowych, zawierających duże ilości lepiszcza. Technika ta jest tańsza i szybsza w porównaniu z tradycyjnymi metodami remontowymi [17]. Recykling na zimno *in situ*, w odróżnieniu od konwencjonalnych metod remontu drogi, nie wymaga wywozu destruktu asfaltowego na składowisko (a zatem regulowania opłat z tym związanych), czy też przewozu materiału ciężkim transportem samochodowym. W przeciwieństwie do innych metod, np. metody recyklingu na gorąco [26], przez zastosowanie metody na zimno unika się emisji do atmosfery szkodliwych gazów.

Recykling na zimno dotyczy sfrezowania (zerwania) materiału z uszkodzonej, wyeksploatowanej nawierzchni drogowej, jego rozdrobnienia i poddania procesowi mieszania w określonych proporcjach ze spoiwem (cementem), lepiszczem (np. emulsją czy asfaltem spienionym) lub z nowym kruszywem doziarniającym (albo ich kombinacji) [19]. W przypadku użycia wyłącznie spoiwa cementowego powstaje materiał nazywany betonem asfaltowo-cementowym – w skrócie oznaczonym – BAC.

## 2. Tezy, cel i nowe elementy badawcze

### 2.1. Podstawowe tezy i cele pracy

Beton asfaltowo-cementowy jest nowym materiałem. Na zasadzie paradygmatu Kuhna badano go wstępnie metodami konwencjonalnymi, właściwymi podobnym materiałom nawierzchni drogowych, takich, jak: beton asfaltowy, chudy beton oraz mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjne (MMCE). W wyniku wielu wykonanych prac, m.in. w ramach programu SHRP, stwierdzono, że na zachowanie się wyżej wymienionych tradycyjnych materiałów w warstwie konstrukcyjnej nawierzchni mają wpływ następujące cechy:

- moduł sztywności (zależny od temperatury i czasu obciążenia),
- odporność na odkształcenia trwałe,
- trwałość zmęczeniowa,
- wodo i mrozoodporność,
- odporność na spękania w niskich temperaturach.

Po wykonaniu wstępnych badań BAC można było sformułować następujące tezy, znajdujące potwierdzenie w treści pracy:

1. Sztywność warstw zależy od zastępczej sztywności płytowej – sześciianu zastępczej grubości, modułu sztywności (sprężystości warstwy) i współczynnika Poissona. Względnie mała zawartość wolnych przestrzeni w BAC, np.

w porównaniu z MMCE oraz duża zawartość asfaltu sprawiają, że wymiarowanie konstrukcji nawierzchni metodą Instytutu Asfaltowego USA jest powodem uzyskiwania wyników zbyt optymistycznych w odniesieniu do trwałości warstwy. Wymiarowanie z zastosowaniem metod, jak dla mieszanek związanych cementem uzasadnione jest zwłaszcza obecnie, tj. w początkowym okresie wdrożeń BAC.

2. Trwałość podbudów z BAC, zwłaszcza w miejscach występowania statycznych obciążeń pojazdami ciężarowymi (np. na przystankach, na placach i w rejonach skrzyżowań) zależy od jej stabilności. Wyznaczenie parametrów modeli lepkosprężystych, w tym modelu Burgersa, umożliwia prognozowanie zachowania się warstwy z BAC w warunkach stałych i wolno zmiennych obciążeń. Ważne są zwłaszcza proporcje składowych procesu deformacji, a więc relacje pomiędzy wartościami parametrów modelu Burgersa, sprężystymi  $\frac{1}{E_1}$ ,  $\frac{1}{E_{31}}$  i lepkimi  $\frac{1}{\eta_2}$ ,  $\frac{t_1}{\eta_2}$ ,  $\frac{t_1}{\eta_{32}}$ , a także wartościami funkcji  $1 - e^{-\frac{E_{31} \cdot t_1}{\eta_{32}}}$ .
3. Sztywność, odkształcalność i wytrzymałość BAC zależą od rodzaju i cech zaprawy cementowej otaczającej destruk i wypełniającej (nie całkowicie) wolne przestrzenie w mieszance. Zastosowanie zaprawy z użyciem drobnoziarnistego kruszywa łamanego lub kruszywa łamanego z dodatkiem piasku do wykonania zaprawy cementowej umożliwi uzyskiwanie korzystniejszych cech BAC niż w przypadku wcześniej używanej zaprawy cementowo-piaskowej.

Celem pracy jest wykazanie poprawności postawionych tez poprzez:

1. Wyznaczenie wpływu różnych czynników, zwłaszcza temperatury ( $T$ ), na moduły sprężystości ( $E$ ) próbek z BAC w warunkach obciążeń dynamicznych (powtarzalnych) w aparacie NAT.
2. Wyznaczenie cech lepkosprężystych BAC sposobem pełzania w temperaturze 20°C, 40°C i 60°C w warunkach zwiększonych obciążeń (0,35 MPa i 0,6 MPa) w porównaniu z obecnie zalecanymi w instrukcji (0,1 MPa).
3. Ustalenie wpływu temperatury ( $T$ ) i innych czynników na wytrzymałość ( $R$ ) BAC.
4. Wymiarowanie konstrukcji nawierzchni o podbudowach z BAC z uwzględnieniem różnych kategorii ruchu (obciążenia drogi).

## 2.2. Nowe elementy badawcze

Wcześniej wykonywane w Polsce nawierzchnie asfaltowe charakteryzowały się bardzo dużą zawartością asfaltu (D70 i D100) i często mniejszym niż 50% udziałem frakcji grysowych. Autorka pragnie wykazać, że destruk o dużej zawartości asfaltu nadaje się do wykonywania podbudów z betonu asfaltowo-cementowego, gdy zastosuje się do zaprawy cement *CEM I 52,5 NA*, piasek oraz grys 2/4 mm. Wyniki badań wytrzymałości i stabilności próbek mogą być korzystniejsze z grysem 2/4 mm niż w przypadku zaprawy cementowo-piaskowej. Wynika to z faktu, że ziarna kruszywa przebijają w czasie zagęszczania BAC otoczkę zaprawy asfaltowej na ziarnach destruktu [14], przyczyniając się m.in. do wzrostu stabilności i wytrzymałości próbek.

Oczywiste jest również, że cechy zaprawy asfaltowej w destrukcie, otaczającej ziarna kruszywa zależą od temperatury. Dlatego przygotowanie i dojrzewanie próbek w możliwie wysokich temperaturach (25°C, 30°C) ma wpływ na uzyskiwane wyniki i może stanowić podstawę np. do wnioskowania, aby warstwy z BAC były wykonywane przy wysokich temperaturach otoczenia.

Dotychczasowe badania i analizy nie uwzględniały stosowania BAC jako podbudów pod nawierzchniami betonowymi. Wpływ dynamicznych obciążeń jest bardzo szkodliwy, gdy podbudowy z chudego betonu nasączone są wodą. Wynika stąd tendencja do zwiększania wytrzymałości wymienionych podbudów [25]. Względnie mała nasiąkliwość BAC jest w tym przypadku ważną zaletą, której dodatkowym aspektem jest wykorzystanie destruktu z warstw asfaltowych. Użycie BAC pod nawierzchniami betonowymi nie wymaga ponadto stosowania szczelin pozornych w podbudowach.

### 3. Zakres i program badań laboratoryjnych

Podstawowy zakres badań dotyczył mieszanek z użyciem zaprawy cementowo-piaskowo-kruszywowej z dodatkiem cementu wysokiej marki oraz „destruktu”, powstałego z frezowania na zimno warstw betonu asfaltowego lub asfaltu lanego. Wstępne wyniki badań wytrzymałości i stabilności próbek z dodatkiem grysu 2/4 mm charakteryzowały się korzystniejszymi wartościami, niż w przypadku użycia tylko zaprawy cementowo-piaskowej.

Charakterystyka materiałów obejmowała badania dotyczące cech destruktu, w tym składu ziarnowego, zawartości asfaltu oraz cech materiałów wchodzących w skład mieszanki, czyli cementu, piasku i kruszywa (grysu 2/4 mm). Następnie zakres badań obejmował ocenę właściwości mieszanek asfaltowo-cementowych oraz cechy mechaniczne i fizyczne próbek z betonu asfaltowo-cementowego. Szczegółowy zakres badań był następujący:

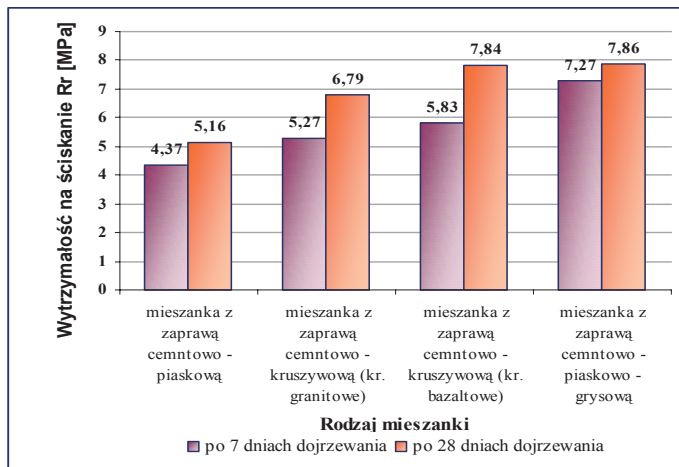
- analiza sitowa składników użytych w mieszance,
- zagęszczalność mieszanki,
- gęstość właściwa szkieletu mineralnego mieszanki,
- gęstość strukturalna (pozorna),
- zawartość wolnych przestrzeni,
- nasiąkliwość,
- mrozoodporność,
- wytrzymałość na ściskanie –  $R_s$ ,
- wytrzymałość na rozciąganie pośrednie –  $R_r$ ,
- stabilność wg Marshalla –  $S$ ,
- moduł sztywności pełzania –  $M_s$ ,
- moduł sztywności sprężystej pod obciążeniem dynamicznym –  $E$ ,
- moduł sztywności sprężystej podczas pośredniego rozciągania przy rozłupywaniu –  $E_r$ ,
- moduł sztywności sprężystej podczas pośredniego rozciągania przy zginaniu –  $E_z$ .

Badania cech mechanicznych przeprowadzono w zakresie różnych temperatur, bowiem z wcześniejszych prób, jakie zostały wykonane na tym materiale wynika, że cechy zaprawy otaczającej ziarna kruszywa zależą w sposób istotny od temperatury.

Tak więc przygotowywanie i dojrzewanie próbek w odpowiednich temperaturach miało istotne znaczenie. Przeprowadzone badania w warunkach obciążeń dynamicznych w aparacie NAT umożliwiły wyznaczenie modułu sztywności sprężystej ( $E - /ITSM/$ ) i analizę stanu naprężeń w proponowanych przez autorkę rozwiązaniach konstrukcyjnych nawierzchni drogowych, z zastosowaniem warstw z betonu asfaltowo-cementowego, warstw o różnej grubości, zmiennych modułach sztywności sprężystej oraz współczynnikach Poissona.

### 3.1. Analiza wyników badań laboratoryjnych

Beton asfaltowo-cementowy wytwarzany jest na bazie cementów szybkowiązających wysokich marek, dlatego notuje się duży przyrost wytrzymałości w początkowym okresie twardnienia. Z badań wynika, że wytrzymałość 7 dniowa jest bliska wytrzymałości 28 dniowej, a jej wartość na ściskanie osiowe waha się w granicach  $4,37 \div 7,27$  MPa (Rys. 1), przy czym już po pierwszym dniu notuje się wytrzymałość w granicach  $2,5 \div 3$  MPa.



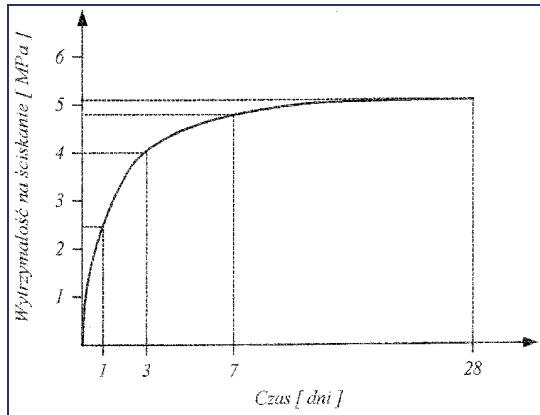
Rys. 1. Zależność wytrzymałości na ściskanie  $R_s$  [MPa] od rodzaju mieszanki i czasu dojrzewania w temperaturze  $23^{\circ}\text{C}$

Fig. 1. The dependence of compression strength  $R_s$  [MPa] from the mixture sorts and the ripening times in the temperature  $23^{\circ}\text{C}$ .

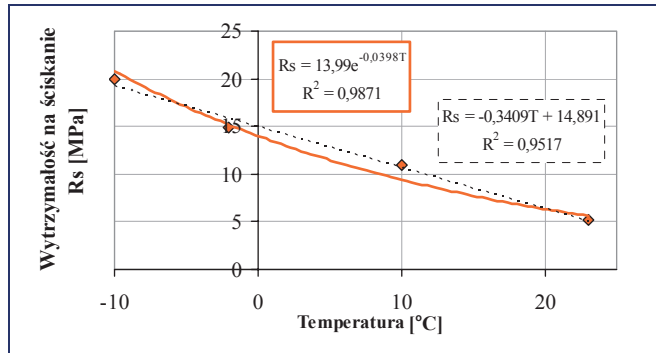
Dlatego też biorąc pod uwagę konieczność wstrzymania ruchu kołowego na czas krótkich przerw technologicznych, perspektywa zastosowania betonu asfaltowo-cementowego do podbudów nawierzchni wydaje się być obiecująca. Dynamikę przyrostu wytrzymałości BAC przedstawia Rys. 2.

Wyniki badań przedstawione na Rys. 3–5 w sposób jednoznaczny potwierdzają, że wraz ze spadkiem temperatury badania wzrasta wytrzymałość betonu asfaltowo-cementowego, niezależnie od rodzaju mieszanki.

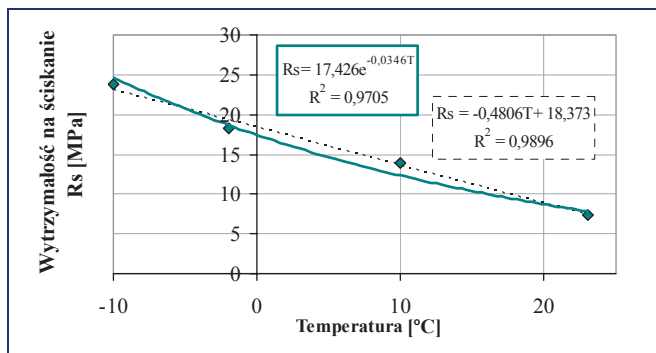
Wytrzymałość na ściskanie badano co  $\sim 10^{\circ}\text{C}$  w zakresie temperatur od  $-10^{\circ}\text{C}$  do  $+23^{\circ}\text{C}$ . Uzyskane wartości dla poszczególnych mieszanek wynosiły odpowiednio od 19,88 do 5,16 MPa dla mieszanki z zaprawą cementowo-piaskową, od 23,77 do 7,31 MPa dla mieszanki z zaprawą cementowo-kruszywową oraz od 22,71 do 7,86 MPa dla mieszanki z zaprawą cementowo-piaskowo-gryśową.



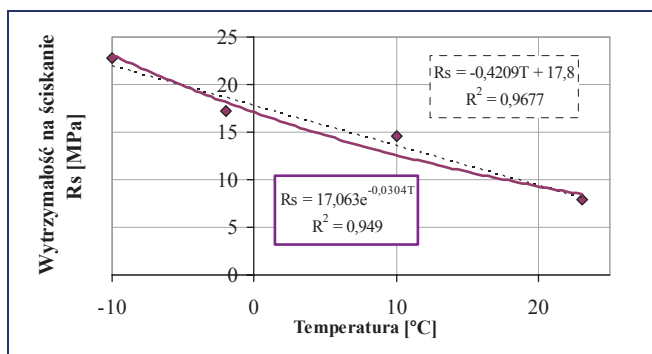
Rys. 2. Dynamika przyrostu wytrzymałości na ściskanie betonu asfaltowo-cementowego [9,10,11].  
 Fig. 2. The time dependence of compression strength increase of the Asphalt-Cement Concrete [9,10,11].



Rys. 3. Zależność wytrzymałości na ściskanie  $R_s$  [MPa] od temperatury badania próbek z zaprawą cementowo-piaskową po 28 dniach dojrzewania [3].  
 Fig. 3. The dependence of compression strength  $R_s$  [MPa] from investigation temperature of the samples with cement-sand mortar after 28 days of ripening [3].



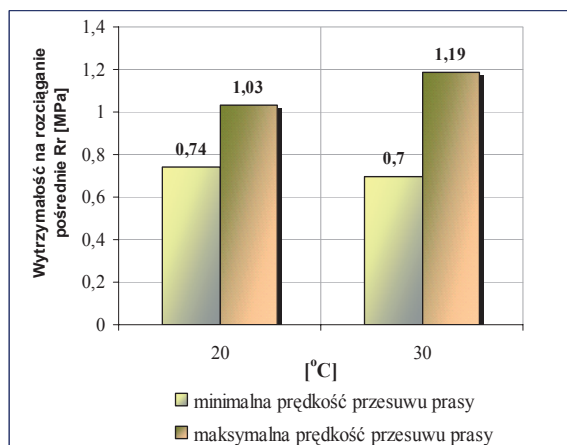
Rys. 4. Zależność wytrzymałości na ściskanie  $R_s$  [MPa] od temperatury badania próbek z zaprawą cementowo-kruszywową po 28 dniach dojrzewania.  
 Fig. 4. The dependence of compression strength  $R_s$  [MPa] from investigation temperature of the samples with cement-mineral aggregate mortar after 28 days of ripening.



Rys. 5. Zależność wytrzymałości na ściskanie  $R_s$  [MPa] od temperatury badania próbek z zaprawą cementowo-piaskowo-grysową po 28 dniach dojrzewania.

Fig. 5. The dependence of compression strength  $R_s$  [MPa] from investigation temperature of the samples with cement-sand-mineral aggregate mortar after 28 days of ripening.

Istotnym parametrem jest również wytrzymałość na rozciąganie pośrednie, która jest interesującą i często stosowaną metodą badania próbek z mieszanek mineralno-asfaltowych, w tym również BAC. Z teorii nawierzchni [18, 27] wynika, że spękania w warstwie jezdnej powstają wskutek przekroczenia dopuszczalnych naprężeń na rozciąganie. Stąd wytrzymałość na rozciąganie pośrednie jest ważnym badaniem dla materiałów nawierzchniowych. W przypadku BAC po 7 dniach dojrzewania wynosi ona średnio 0,67 MPa, a po 28 dniach zawiera się pomiędzy 0,7 a 1,19 MPa.

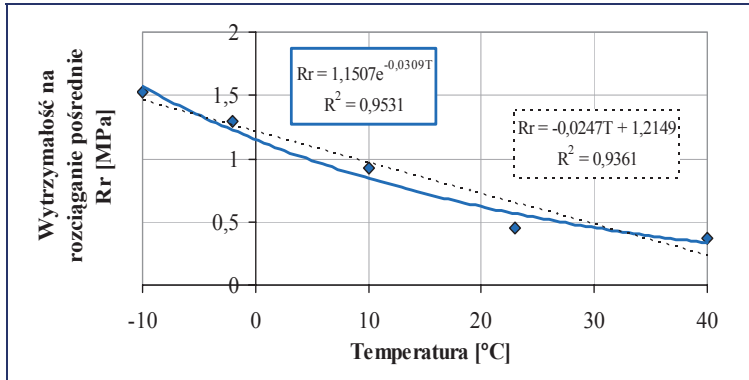


Rys. 6. Zależność wytrzymałości na rozciąganie pośrednie  $R_r$  [MPa] od temperatury badania próbek po 28 dniach dojrzewania (przy różnej prędkości przesuwu tłoka).

Fig. 6. The dependence of indirect tensile strength  $R_r$  [MPa] from investigation temperature of the samples after 28 days of ripening (with different movement speed of the piston).

To, że uzyskiwane wyniki w przypadku wytrzymałość na rozciąganie pośrednie zależą od temperatury, potwierdza Rys. 7, na którym zestawiono uśrednione wielkości  $R_r$  [MPa] po 28 dniach dojrzewania próbek cementowo-piaskowych. Przez ostatnie 24 godziny próbki przechowywano w temperaturach od  $-10^{\circ}\text{C}$  do  $+40^{\circ}\text{C}$ . Osiągane wytrzymałości wynoszą odpowiednio od 1,53 do 0,37 MPa.





Rys. 7. Zależność wytrzymałości na rozciąganie pośrednie  $R_r$  [MPa] od temperatury badania próbek dojrzewających przez okres 28 dni [3].

Fig. 7. The dependence of indirect tensile strength  $R_r$  [MPa] from investigation temperature of the samples ripening during 28 days period [3].

Wykorzystując wyniki badań według metody brazylijskiej i ściskania można powiedzieć, że wytrzymałości rosną wraz z czasem dojrzewania próbek z betonu asfaltowo-cementowego. Proporcja wytrzymałości na rozciąganie do wytrzymałości na ściskanie zawiera się w przedziale od 0,07 - dla mieszanek, w których zastosowano zaprawę cementowo-piaskową do 0,14 w przypadku zaprawy z zastosowaniem drobnego kruszywa łamanego (Tab. 1).

Tabela 1. Wytrzymałości na rozciąganie pośrednie  $R_r$  [MPa] i ściskanie osiowe  $R_s$  [MPa] po 7 dniach i 28 dniach dojrzewania próbek z BAC oraz ich zależności.

Table 1. Indirect tensile strength  $R_r$  [MPa] and compression strength  $R_s$  [MPa] after 7 days and 28 days of ripening samples of Asphalt-Cement Concrete and their mutual dependence.

Rodzaj mieszanki	po 7 dniach		po 28 dniach	
	$\bar{R}_r$	$\bar{R}_s$	$\bar{R}_r$	$\bar{R}_s$
mieszanka cementowo-piaskowa (mieszanka B) – a	0,32	4,37	0,45	5,16
mieszanka cementowo-kruszywowa (z kruszywem granitowym) – b	0,62	5,27	0,97	6,79
mieszanka cementowo-kruszywowa (z kruszywem bazaltowym) – c	0,65	5,83	0,89	7,84
mieszanka cementowo-piaskowo-grysowa – d	0,69	7,27	0,79	7,86
$R_r / R_s$	a – 0,07		0,08	
	b – 0,12		0,14	
	c – 0,11		0,11	
	d – 0,09		0,10	

Wyniki badań na rozciąganie pośrednie metodą brazylijską po 7 i 28 dniach dojrzewania w temperaturze 23°C są znacząco większe w przypadku zastosowania drobnego kruszywa łamanego zamiast piasku w mieszance z BAC (Tab. 2).



Korzystając z wyników badań według metody brazylijskiej i ściskania można również uzyskać ważne parametry betonu asfaltowo-cementowego, tj. kąt tarcia wewnętrznego ( $\rho$ ), kohezję ( $C$ ) i naprężenia ścinające ( $\tau$ ). Parametry te oblicza się z następujących zależności [13]:

$$\cos \rho = \frac{2 \times \sqrt{R_s + R_r}}{R_s + R_r} \quad (1)$$

$$C = \frac{1}{2} \times \sqrt{R_s \times R_r} \quad (2)$$

$$\tau = \frac{R_s \times R_r}{R_s + R_r} \quad (3)$$

Wyliczone wartości są zawarte w Tab. 2.

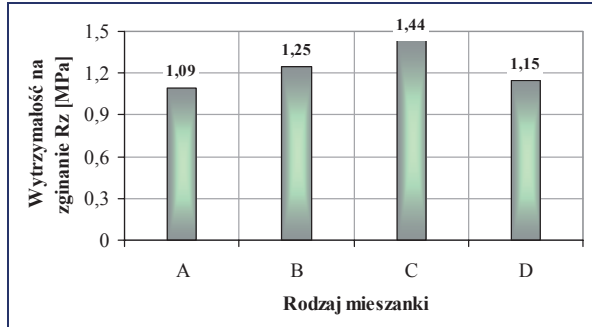
Tabela. 2. Kąt tarcia wewnętrznego, kohezja (spójność) oraz naprężenia ścinające dla różnych mieszanek po 28 dniach dojrzewania próbek z BAC w temp. 23°C

Table 2. The angle of internal friction, the cohesion and shear stress for different mixtures after 28 days of ripening samples of Asphalt-Cement Concrete in temperature 23°C

Rodzaj mieszanki	Właściwości mieszanek		
	$\cos \rho$ ( $\rho$ [deg])	$C$ [MPa]	$\tau$ [MPa]
Próbki z mieszanki cementowo-piaskowej – a	0,84 (32,86)	0,76	0,41
Próbki z mieszanki cementowo-kruszywowej (granit) – b	0,72 (43,95)	1,28	0,85
Próbki z mieszanki cementowo-kruszywowej (bazalt) – c	0,68 (47,16)	1,32	0,80
Próbki z mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej – d	0,68 (47,16)	1,21	0,68

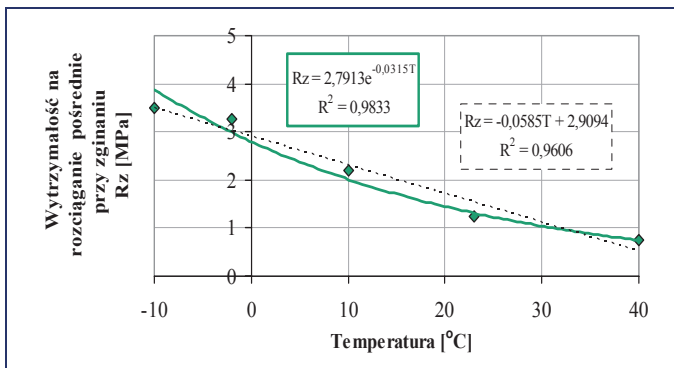
Na podstawie wykresu strefowego wg Smitha [13] wynika, że punkty odpowiadające wartości spójności i kąta tarcia wewnętrznego dla prawie wszystkich mieszanek znajdują się w strefie mas odpowiednich (właściwych). Jedynie dla mieszanki cementowo-piaskowej punkt znalazł się na krzywej granicznej pomiędzy strefą A i B, czyli właściwą i niewłaściwą. Wiadomym jest, że każda mieszanka przeciwstawia się odkształceniu, wywołanemu przez obciążenie, w sposób dwojaki: przez wzajemne klinowanie się i tarcie poszczególnych jej ziaren oraz przez wytrzymałość lepiscza asfaltowego. Oznacza to, że w przypadku tej mieszanki wystarczy zwiększyć kąt tarcia wewnętrznego poprzez dodatek kruszywa łamanego, jak to ma miejsce w przypadku pozostałych mieszanek.

Wartości wytrzymałości na zginanie 28-dniowych belek w temperaturze 23°C, w zależności od rodzaju mieszanki, zawierają się w przedziale 1,09 ÷ 1,44 MPa (Rys. 8), natomiast w zakresie temperatur -10°C do +40°C wynoszą odpowiednio 3,49 ÷ 0,74 MPa (Rys. 9).



Rys. 8. Wytrzymałość na zginanie belek  $R_z$  [MPa] w temp. 23°C, w zależności od rodzaju mieszanki [3].

Fig. 8. The bending strength of beams  $R_z$  [MPa] in temperature 23°C, in dependence from the sorts mixture [3].



Rys. 9. Zależność wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu belek  $R_z$  [MPa] od temperatury badania próbek dojrzewających przez okres 28 dni [3].

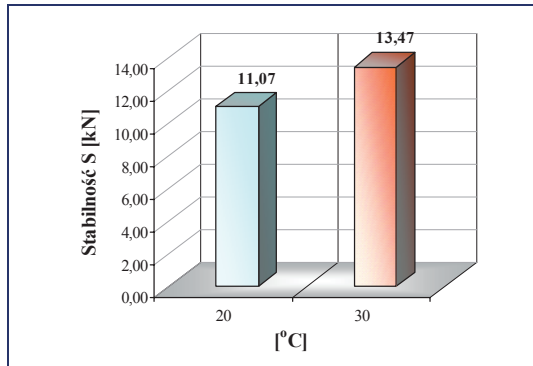
Fig. 9. The dependence of the tensile strength in beam bending test  $R_z$  [MPa] from investigation temperature of the ripening samples during 28 days period [3].

Z porównania wykresów zależności wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu belek i metodą brazylijską, od temperatury dojrzewania próbek należy stwierdzić, że wartości proporcji  $R_z/R_r$  zawierają się w przedziale od 2,00 (temp. 40°C) do 2,28 (temp. -10°C). Podobnie iloraz wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu belek do wytrzymałości na ściskanie  $R_z/R_s$  wynosi odpowiednio 0,26 ÷ 0,18. Z tego powodu pęknięcia w warstwach z BAC będą, jak należy przypuszczać, rozwijać się znacznie wolniej niż np. w chudych betonach, w których  $R_z/R_s$  wynosi ~ 0,10, co prawdopodobnie może być wynikiem występowania w BAC zaprawy asfaltowej otaczającej ziarna destruktu.

W przypadkach badań wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie uzyskano wysokie współczynniki korelacji pomiędzy wytrzymałością a temperaturą. Korelacje te zawierają się w przedziale od 0,93 ÷ 0,98, co świadczy o bardzo dobrym związku pomiędzy nimi. Stwierdzona duża zależność cech BAC od temperatury wskazuje na zbieżność jego parametrów bardziej z betonem asfaltowym niż chudym betonem.

Stabilność wg Marshalla próbek z dodatkiem piasku i kruszywa, po 28 dniach dojrzewania, zawiera się w granicach 11,07 ÷ 13,47 kN, przy odkształceniu

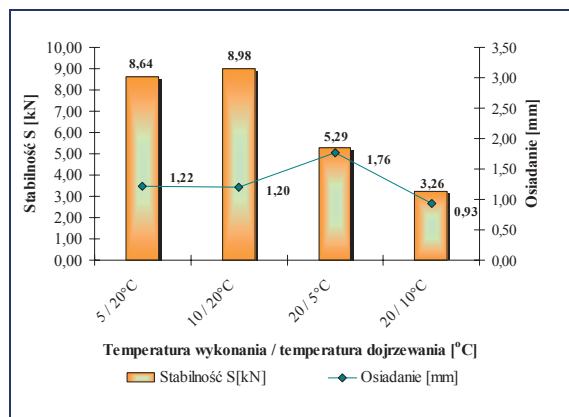
wynoszącym odpowiednio 1,02 i 1,08 mm, które oznacza przemieszczenie odpowiadające maksymalnej wielkości  $S$  wg badania metodą Marshalla (Rys. 10). W przypadku próbek cementowo-piaskowych średnia wielkość stabilności wynosi 8,52 kN, a przemieszczenia 1,14 mm.



Rys. 10. Stabilność  $S$  [kN] próbek wykonanych z mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej w temperaturach 20°C dojrzewających przez okres 28 dni w temp. 20°C i 30°C.

Fig. 10. Stability  $S$  [kN] of the samples made of cement-sand-mineral aggregate mortar in temperatures 20°C ripening during 28 days in temperatures 20°C and 30°C.

Temperatura dojrzewania próbek ma istotny wpływ na uzyskiwane wyniki stabilności. Potwierdza to poniższy Rys. 11, na którym zestawiono wielkości  $S$  [kN] w zależności od różniących się temperatur wykonania i dojrzewania próbek z BAC przez okres 28 dni.



Rys. 11. Stabilność  $S$  [kN] próbek wykonanych i dojrzewających w różnych temperaturach przez okres 28 dni.

Fig. 11. Stability  $S$  [kN] of the samples prepared and ripening in different temperatures during 28 days period.

Przygotowanie próbek w niskich temperaturach, a następnie dojrzewanie w wysokich nie powoduje spadku stabilności. Jednak pomimo tego, że próbki wykonane w wysokich temperaturach, a dojrzewanie odbywać się będzie w niskich, nie gwarantuje to uzyskania odpowiedniej stabilności. Wskaźniki usztywnienia  $FQ$  w tym przypadku wynoszą:

- przy temp. wykonania 5°C / temp. dojrzewania 20°C –  $FQ = 7,08$ ,
- przy temp. wykonania 10°C / temp. dojrzewania 20°C –  $FQ = 7,48$ ,
- przy temp. wykonania 20°C / temp. dojrzewania 5°C –  $FQ = 3,00$ ,
- przy temp. wykonania 20°C / temp. dojrzewania 10°C –  $FQ = 3,50$ .

Próbki wykonane w temperaturach 20°C i wyższych oraz dojrzewające w podobnych warunkach temperaturowych uzyskują wskaźnik usztywnienia średnio  $FQ = 11,26$  [kN/mm].

Ważnym czynnikiem gwarantującym odpowiednią stabilność  $S$  jest także wielkość ziaren destruktu w mieszance o czym świadczą zestawione poniżej wielkości (Tab. 3). Badanie przeprowadzono na próbkach wykonanych z mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej po 7 dniach dojrzewania w temperaturze pomieszczenia laboratoryjnego.

Tabela. 3. Stabilności  $S$  [kN] próbek z mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej po 7 dniach dojrzewania w temp. pomieszczenia laboratoryjnego.

Table 3. Stability  $S$  [kN] of the samples of cement-sand-mineral aggregate mortar after 7 days of ripening in room temperature.

Stabilność $S$ [kN] / Uziarnienie destruktu				
do 16 mm	do 20 mm	do 25 mm	do 31,5 mm	do 63 mm
0,93 (0,30)*	4,99 (1,43)*	5,03 (0,56)*	10,42 (1,24)*	8,97 (1,95)*

( )\* – osiadanie w mm

Wyniki w Tab. 3 jednoznacznie potwierdzają, że pozyskany destruktu z frezowania nadaje się w całości bez odsiewania do wykonywania warstw podbudowy z betonu asfaltowo-cementowego. Większe ziarna wraz z dodawanym kruszywem łamanym tworzą bowiem stabilny szkielet tej warstwy.

Uzyskane wartości wskaźników usztywnienia dla temperatur dojrzewania 20°C i 30°C zawierają się w przedziale  $6,76 \div 13,77$  kN/mm. Natomiast w przypadku temperatur 5°C i 10°C wynoszą one odpowiednio 3 i 3,50 kN/mm. Wielkości te świadczą o tym, że beton asfaltowo-cementowy po korzystniejszych warunkach dojrzewania jest odporny na koleinowanie. Mogą w nim natomiast występować spękania zmęczeniowe z powodu przeszywnienia warstwy.

Proporcja stabilności wg Marshalla do wytrzymałości na ścislenie zmienia się w przedziale od  $\sim 1,40$  w przypadku mieszanek, w których zaprawa występuje z dodatkiem kruszywa, do  $\sim 1,95$  w przypadku, kiedy występuje w mieszance tylko zaprawa cementowo-piaskowa. Ponadto proporcja stabilności wg Marshalla do wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu belek wynosi średnio 6 [kN/MPa]. Najprawdopodobniej tak duża wartość wynika stąd, że badania Marshalla wykonywane są w temperaturze 60°C, w której ujawnia się wpływ asfaltu (najczęściej o dużej penetracji).

Badania BAC wykazały, że zawartość wolnych przestrzeni dla mieszanek, w których dodatkiem jest kruszywo, zawiera się w przedziale  $12 \div 13,5\%$ , zaś dla mieszanek z zaprawą cementowo-piaskową  $12 \div 13\%$ . Jeżeli weźmiemy pod uwagę wymagania, jak dla mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych w Polsce [28], w których mówi się o zawartości wolnych przestrzeni od  $9 \div 16\%$ , możemy stwierdzić, że mieszanki z BAC spełniają to kryterium.

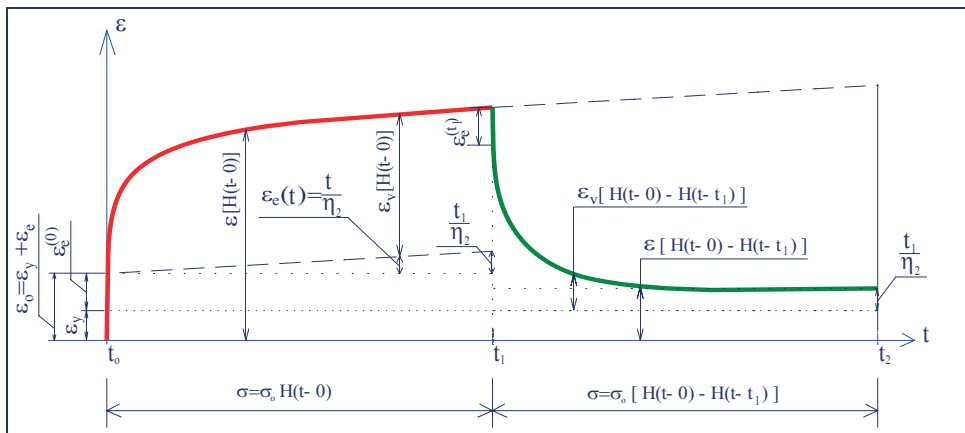
Przy badaniu mrozoodporności BAC uzyskano minimalne ubytki masy, w granicach  $0,23 \div 0,43\%$ . Tak bardzo małe ubytki świadczą o odporności BAC na zamarzanie i odmarzanie oraz odpowiadają zaobserwowanemu po badaniu doskonałemu stanowi próbek, na których brak było jakichkolwiek ubytków i powierzchniowych zniszczeń.

Obok mrozoodporności badano także nasiąkliwość mieszanek asfaltowo-cementowych, która waha się w granicy  $2 \div 4,5\%$  i jak się okazuje jest średnio  $3 \div 4,5$  razy mniejsza, niż zawartość wolnych przestrzeni. Wynika to z faktu, że wolne przestrzenie w BAC są zamknięte występującymi w niej otoczkami starego lepiszcza.

### 3.1.1. Beton asfaltowo-cementowy jako materiał podbudowy nawierzchni asfaltowych

Beton asfaltowo-cementowy jest materiałem o cechach sprężystych i lepkich, a także plastycznych. Badanie modułu sztywności pełzania próbek wykonanych z betonu asfaltowo-cementowego obejmowało pomiar deformacji w dwóch zakresach (Rys. 12):

1. obciążenia siłą wywołującą ciśnienie w materiale o stałej wartości  $\sigma_o = const.$  w czasie jednej godziny;  $t \in [t_0=0, t_1]$ ,  $t_1=1\text{godz.}$  oraz
2. odciążenia  $\sigma_o [H(t-t_0) - H(t-t_1^+)]$  redukującego ciśnienie w materiale do wartości zerowej, w czasie  $(t-t_1) \leq (t-t_2)$ . Teoretycznie chwila końcowa czasu powinna zmierzać do nieskończoności -  $t_2 \rightarrow \infty$ , jednak w warunkach prowadzonych doświadczeń przyjęto jako  $t_2=0,5$  godz.



Rys. 12. Krzywa pełzania wg modelu Burgersa; relacja  $\epsilon \sim t$ .

Fig. 12. The creep curve according to Burgers's model;  $\epsilon \sim t$  relation.

Na rys. 12 wprowadzono następujące oznaczenia:

- $t_0 = 0^+$ ,
- $\epsilon_0$  - odkształcenie doraźne w chwili  $t_0$ , przy czym założono, że odkształcenie doraźne składa się z doraźnego trwałego  $\epsilon_y$  i składnika sprężystego  $\epsilon_e^{(0)}$ :

$$\epsilon_0 = \epsilon_y + \epsilon_e^{(0)} \quad (4)$$

dalej oznaczono:

- $\varepsilon_e(t) = \varepsilon_e[H(t - t_0)] = \frac{t}{\eta_2}$  – liniowe w funkcji czasu odkształcenie sprężyste występujące w przedziale czasu  $t \in [t_0, t_1)$ ,
- $\varepsilon_v[H(t - t_0)]$  – odkształcenie lepkie.

Odształcenie sumaryczne w dowolnej chwili czasu  $t \in [t_0, t_1)$  wyraża następująca suma:

$$\varepsilon[H(t - t_0)] = \varepsilon_y + \varepsilon_e^{(0)} + \varepsilon_e(t) + \varepsilon_v(t) \quad (5)$$

W interwale  $t \in [t_1, t_2)$  oznaczono:

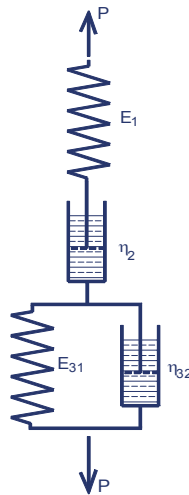
- $\varepsilon_e^{(t_1)}$  – doraźne odkształcenie sprężyste w chwili  $t_1$ ,
- $\varepsilon_v[H(t - t_0) - H(t - t_1)]$  – odkształcenie lepkie w procesie odciążenia, a odkształcenie sumaryczne w rozpatrywanym czasie ma postać:

$$\varepsilon[H(t - t_0) - H(t - t_1)] = \varepsilon_e^{(t_1)} + \varepsilon_v[H(t - t_0) - H(t - t_1)] \quad (6)$$

Dodatkowo wprowadzono graniczną wartość odkształcenia  $\varepsilon_e(t_1) = \frac{t_1}{\eta_2}$ ,

będącą wyrazem procesu dyssypacji energii, objętego czteroparametrowym modelem Burgersa (Rys. 12).

Istnieje zwyczaj obrazowania modelu za pomocą układów tłoków (ciało Newtona) i sprężyn (model Hooke'a). Rys. 13 przedstawia model Burgersa jako szeregowe połączenie modeli: Maxwella i Kelvina – Voigta, alternatywnie możemy to nazwać szeregowym ciągiem ciał: Hooke'a –  $E_1$ , Newtona –  $\eta_2$  i Kelvina-Voigta  $E_{31}, \eta_{32}$ .



Rys. 13. Model Burgersa.

Fig. 13. Burgers model.

Zgodnie z Rys. 12 sumaryczne odkształcenie modelu posiada następujące składniki: ciała Hooke'a, ciała Newtona i Kelvina-Voigta:

$$\varepsilon^\Sigma = \varepsilon^H + \varepsilon^N + \varepsilon^{K-V} \quad (7)$$

Wartość naprężenia w dowolnym przekroju poprzecznym modelu jest stała, tu oznaczona przez  $\sigma$ :

$$\sigma = \sigma^H = \sigma^N = \sigma^{K-V} \quad (8)$$

Uproszczone do zagadnienia jednowymiarowego związku konstytutywne Hooke'a i Newtona mają następujące postacie:

$$\sigma^H = \varepsilon^H E_1 \quad (9)$$

$$\sigma^N = \dot{\varepsilon}^N \eta_2 \quad (10)$$

Natomiast model Kelvina-Voigta jest modelem złożonym o wewnętrznych więzach:

$$\varepsilon^{K-V} = \varepsilon^{31} = \varepsilon^{32} \quad (11)$$

$$\sigma^{K-V} = \sigma^{31} + \sigma^{32} = \varepsilon^{K-V} E_{31} + \dot{\varepsilon}^{K-V} \eta_{32} \quad (12)$$

Korzystając z powyższych zależności wykonujemy transformację na (12), otrzymując:

$$\tilde{\varepsilon}^{K-V} = \frac{\tilde{\sigma}}{E_{31} + p\eta_{32}} \quad (13)$$

Uwzględniając dodatkowo (7), mamy:

$$\tilde{\varepsilon}^\Sigma = \tilde{\sigma} \left( \frac{1}{E_1} + \frac{1}{p\eta_2} + \frac{1}{E_{31} + p\eta_{32}} \right) \quad (14)$$

W przypadku ustalonej wartości naprężenia, na podstawie cechy transformaty Carsona, obrazem skalarą jest dalej skalar, uzyskujemy relację:

$$\tilde{\sigma} = \sigma \quad (15)$$

oraz:

$$\frac{\tilde{\varepsilon}^\Sigma}{\sigma} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{p\eta_2} + \frac{1}{E_{31} + p\eta_{32}} \quad (16)$$

Należy następnie znaleźć oryginał  $\tilde{\varepsilon}^\Sigma$ . W wielu pracach istnieją tablice transformaty Carsona, ale można także znaleźć oryginały przy wykorzystaniu twierdzenia o residuach i twierdzeniu Borela o splocie. W przypadku dwóch pierwszych składników po prawej stronie korzystamy z tablic, a dla trzeciego składnika, przy spełnieniu w omawianym przypadku lematu Jordana, stosujemy wzór residuów:



$$C^{-1} \left[ \frac{1}{E_{31} + p\eta_{32}} \right] = \frac{1}{\eta_{32}} \sum_{p=p_1, p_2} \operatorname{Res} \left[ \frac{\operatorname{Exp}(p t)}{p} \frac{1}{\frac{E_{31}}{\eta_{32}} + p} \right] \quad (17)$$

W wyrażeniu (17) występują dwa punkty osobliwe:  $p_1 = 0$  oraz  $p_2 = -E_{31}/\eta_{32}$ . Wobec tego, kontynuując (17) uzyskujemy:

$$C^{-1} \left[ \frac{1}{E_{31} + p\eta_{32}} \right] = \left[ \frac{\operatorname{Exp}(p t)}{\frac{E_{31}}{\eta_{32}} + p} \right]_{p=p_1} + \left[ \frac{\operatorname{Exp}(p t)}{p} \right]_{p=p_2} = \frac{1}{E_{31}} \left[ 1 - \operatorname{Exp} \left( -\frac{E_{31}}{\eta_{32}} t \right) \right] \quad (17.1)$$

Konstrytuwna zależność różniczkowa modelu Burgersa przy stałym obciążeniu ma ostatecznie następującą postać:

$$\frac{\varepsilon^\Sigma(t)}{\sigma} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{\eta_2} t + \frac{1}{E_{31}} \left[ 1 - \operatorname{Exp} \left( -\frac{E_{31}}{\eta_{32}} t \right) \right], \text{ jeśli } t \in (t_0 = 0; t_1) \quad (18)$$

Korzystając z własności funkcji skokowej Heaviside'a znajdujemy również relację przy odciążeniu, obowiązującą w przedziale  $t > t_1$ :

$$\frac{\varepsilon^\Sigma(t)}{\sigma} = \frac{1}{\eta_2} t + \frac{1}{E_{31}} \operatorname{Exp} \left( \frac{E_{31}}{\eta_{32}} t \right) \left[ \operatorname{Exp} \left( \frac{E_{31}}{\eta_{32}} t_1 \right) - 1 \right] \quad (19)$$

W technicznych warunkach laboratorium PL nie było możliwe w sposób precyzyjny określić przebiegu deformacji w początkowym przedziale czasu, tj. do 10 s. Ten fakt stawia przed koniecznością przyjęcia założeń umożliwiających właściwą pod względem ilościowym i jakościowym interpretację wyników i ich funkcyjny opis.

- Założenie 1: Przyjęto, że deformacje trwałe są spowodowane dostosowaniem materiału, polegającym na destrukcji najsłabszych wiązań. Założono również, że deformacje trwałe można interpretować jako doraźne oraz przebiegające płynnie odpowiednio w chwili  $t_0$  i odpowiednio w przedziale  $(t_0, t_1)$ . Jednocześnie z deformacjami trwałymi (plastycznymi) w przedziale czasu  $[t_0, t_1)$  występują deformacje sprężyste, przy czym wyróżniono również deformację doraźną w chwili  $t_0$  oraz zmienną w dziedzinie  $(t_0, t_1)$ .

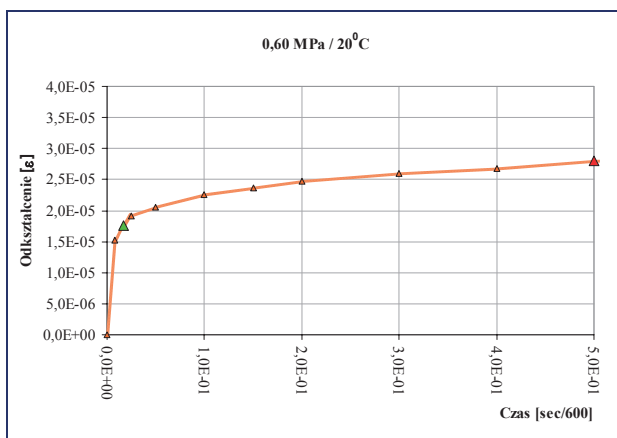
Powyższe trudności techniczne rejestracji przemieszczeń w początkowym okresie badania zmuszają do przyjęcia racjonalnej dystrybucji doraźnych deformacji (plastycznych i sprężystych) oraz oszacowania przebiegu deformacji trwałych w dalszym czasie doświadczenia.

- Założenie 2: Drugi etap badania to odciążenie, które przebiega jako reakcja materiału na obciążenie w etapie pierwszym. Założono zatem, że w tym przypadku nie następuje destrukcja wiązań wewnątrz materiału i ten dąży do stanu minimum energii – stanu równowagi wewnętrznej. W rezultacie, przynajmniej teoretycznie,

deformacja powstająca w chwili  $t_i$  jest wyłączną (czystą) deformacją sprężystą charakteryzującą własność materiału.

Wielkość tej deformacji jest przyjęta w dalszej analizie jako wartość początkowa w procesie iteracyjnego doboru parametrów modelu Burgersa. Jest podstawą do szacowania dystrybucji deformacji w chwili  $t_0$ , tj. wydzielenia doraźnej deformacji plastycznej i sprężystej.

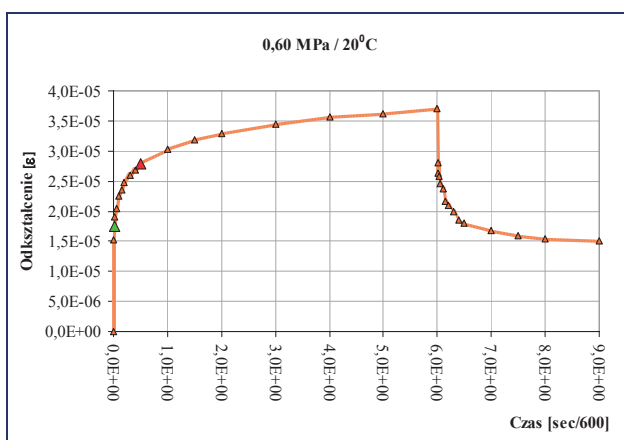
- Założenie 3: Kolejne założenie jest związane z przebiegiem procesu deformacji widzianym w różnych skalach. Rozpatrzono początkowo wykres odkształceń w przedziale czasu  $\{t_0 ; 300 \text{ s}\}$ , mając świadomość, iż jest to 5,5(6)% czasu trwania całego badania, jego obraz graficzny przedstawia Rys. 14.



Rys. 14. Obraz odkształceń  $\varepsilon$  w przedziale czasu  $\{t_0 ; 300 \text{ s}\}$ .

Fig. 14. The strain-time curve  $\varepsilon-t$  of the time period  $\{t_0 ; 300 \text{ s}\}$ .

Na Rys. 14 punktem ‘zielonym’ oznaczono odkształcenie przy  $t = 10 \text{ s}$ , a ‘czerwonym’ gdy  $t = 300 \text{ s}$ . Jak widać przebieg deformacji nie zawiera odkształceń doraźnych, przy czym jest to skutkiem powyżej opisanych możliwości odczytu wyników. Jeśli teraz rozpatrzmy całość badania, to obraz jest odmienny, pokazany na Rys. 15.



Rys. 15. Obraz odkształceń  $\varepsilon$  w przedziale czasu  $\{t_0 ; 1,5 \text{ godz.}\}$ .

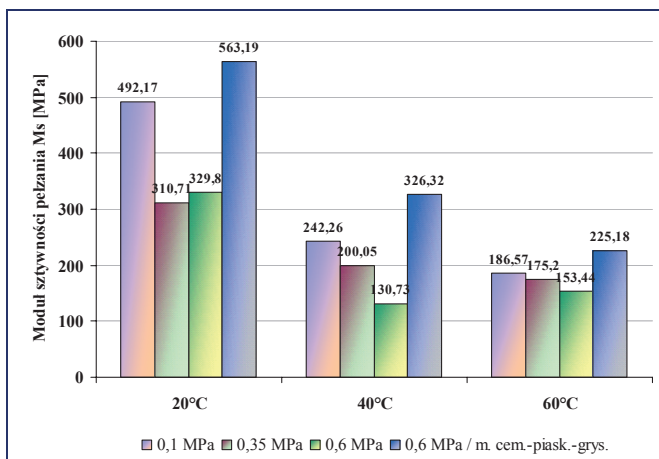
Fig. 15.  $\varepsilon-t$  in the case of time period  $\{t_0 ; 1,5 \text{ h}\}$ .

Punkty ‘zielony’ i ‘czerwony’ oznaczają w tym przypadku te same momenty czasu. Przy skali zastosowanej na Rys. 15. jest dopuszczalne założenie, że deformacje w czasie ( $t_0$ ; 10 s) są z dobrym przybliżeniem – doraźne. W konsekwencji, podobnie można interpretować odkształcenia w przedziale ( $t_1$ ;  $t_1+10$  s).

Przyjęty do opisu doświadczenia czteroparametrowy model Burgersa z suwakiem Saint-Venanta nie opisuje w sposób jawny deformacji plastycznych w przedziale ( $t_0, t_1$ ). Ten proces jest objęty funkcjami wyrażającymi deformacje lepkie. Mamy zatem znaną z teorii sytuację (np. model Schwedoffa), kiedy deformacje plastyczne są opisane przez procesy lepkie.

Biorąc pod uwagę powyższe oraz uzyskane wielkości odkształceń  $\varepsilon$  i modułów sztywności pełzania  $M_s$  [MPa] nasuwają się następujące wnioski:

1. Przy wzrostach wartości naprężeń  $\sigma_0$  od 0,1 do 0,6 MPa, wzrastają odkształcenia  $\varepsilon$  w przedziałach od ok. 0,00042 do 0,00546.
2. W niższych temperaturach badania występują mniejsze odkształcenia  $\varepsilon$ .
3. Wraz ze wzrostem temperatury badania maleją moduły sztywności pełzania  $M_s$  [MPa].
4. Wartości modułów sztywności pełzania  $M_s$  [MPa] w przypadku próbek z BAC są minimum dziesięciokrotnie większe ( $M_{smin} = 153,44$  MPa) w porównaniu do betonów asfaltowych, dla których mamy  $\geq 16$  MPa (Rys. 16) [5].
5. Można zaobserwować, że odkształcenie  $\varepsilon$  stabilizuje się prawie całkowicie już po 60 ÷ 300 sekundach w zależności od temperatury badania i wartości obciążenia  $\sigma_0$ .
6. Dla małych obciążeń, tj. 0,1 MPa i niższych temperatur odkształcenie  $\varepsilon$  po zdjęciu obciążenia szybko spada i dąży do zera. Można więc powiedzieć, że powstałe odkształcenia  $\varepsilon$  mają charakter sprężysty.
7. Mieszanki cementowo-piaskowe, przy obciążeniu 0,35 MPa mają porównywalne odkształcenia  $\varepsilon$  z mieszanką cementowo-piaskowo-grysową, przy obciążeniu 0,6 MPa.



Rys. 16. Wpływ wartości  $\sigma_0$  na zależność  $M_s \sim T$  (temp. badania) dla mieszanek cementowo-piaskowych oraz cementowo-piaskowo-grysowych.

Fig. 16. The influence of  $\sigma_0$  value on  $M_s \sim T$  dependence (the temperature of investigation) of the cement-sand mortar and cement-sand-mineral aggregate mortar.

W Tab. 4 zostały zestawione wielkości odkształceń odpowiadających parametrom modelu Burgersa, określone w chwili czasu  $t_1=1$  godz., tj. przy maksymalnych wartościach deformacji podczas badania.

Tabela 4. Wartości parametrów modelu Burgersa, przy różnych wartościach naprężeń  $\sigma_0$  oraz temperaturach badania dla próbek wykonanych z mieszanki cementowo-piaskowej oraz cementowo-piaskowo-grysowej.

Table 4. The Burgers model parameter values, with different  $\sigma_0$  stress values as well as the investigation temperatures of samples, prepared of the cement-sand mortar and of the cement-sand-mineral aggregate mortar.

Parametry modelu	Obciążenie $\sigma_0$ / temperatura					
	0,1 MPa			0,35 MPa		
	20°C	40°C	60°C	20°C	40°C	60°C
$1/E_1$	0,00013	0,00029	0,00033	0,00054	0,00085	0,00086
$1/\eta_2$	0,0000002	0,0000012	0,0000054	0,000012	0,000022	0,000029
$1/E_{31}$	0,000075	0,0001	0,00012	0,00056	0,00044	0,00041
$1/\eta_{32}$	0,00032	0,00062	0,00032	0,0015	0,0014	0,0019
$\varepsilon_y$	0,00000001	0,000007	0,000077	0,00007	0,00028	0,00065

Parametry modelu	Obciążenie $\sigma_0$ / temperatura			
	0,6 MPa			
	20°C	40°C	40°C <sup>(1)</sup>	60°C
$1/E_1$	0,00055	0,0012	0,00066	0,0014
$1/\eta_2$	0,00003	0,000079	0,000009	0,000072
$1/E_{31}$	0,0007	0,0015	0,00022	0,00072
$1/\eta_{32}$	0,0015	0,0036	0,00074	0,0028
$\varepsilon_y$	0,00045	0,0023	0,0007	0,0015

<sup>1)</sup> wielkości określone dla mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej

Na podstawie wielkości podanych w tab. 4, określono w procentach odkształcenie sprężyste, lepkosprężyste i plastyczne w odniesieniu do całkowitego w chwili czasu  $t_1$  (Tab. 5). Błędy względne aproksymacji metodą najmniejszych kwadratów krzywych pełzania mieszczą się w granicach od 2,33% do 6,92%.

Tabela 5. Procentowy udział sprężysty, lepkosprężysty i plastyczny w całkowitym odkształceniu w BAC, przy różnych naprężeniach  $\sigma_0$  oraz temperaturach badania.

Table 5. Elastic, viscoelastic, plastic percentage share of Asphalt-Cement Concrete total strain value, in relation to different  $\sigma_0$  stresses and temperatures of investigation.

Składniki odkształcenia	Obciążenie $\sigma_0$ / temperatura					
	0,1 MPa			0,35 MPa		
	20°C	40°C	60°C	20°C	40°C	60°C
$1/E_1$	60,39%	68,70%	60,30%	44,96%	48,26%	40,90%
$t_1/\eta_2$	0,56%	1,71%	5,90%	5,99%	7,49%	8,30%
$\frac{1}{E_{31}} \left[ 1 - \exp \left( - \frac{E_{31}}{\eta_{32}} t_1 \right) \right]$	34,84%	23,69%	21,90%	46,62%	24,98%	19,50%
$\varepsilon_y$	0%	1,66%	14,10%	5,83%	15,90	30,90%
<b>Suma [%] <sup>(2)</sup></b>	<b>95,82</b>	<b>95,76</b>	<b>102,2</b>	<b>103,4</b>	<b>96,63</b>	<b>99,60</b>

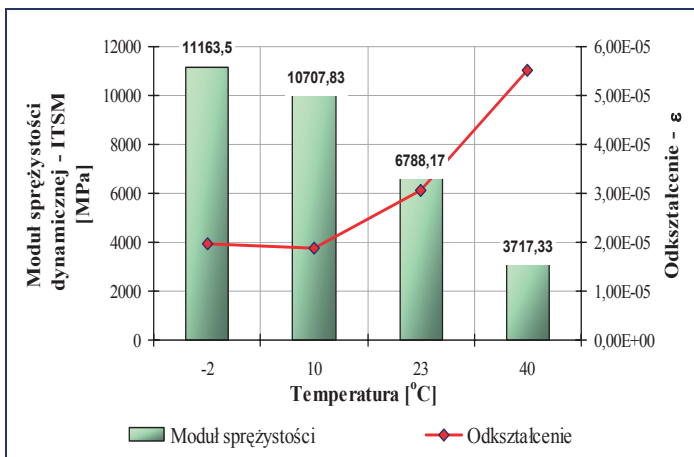
Składniki odkształcenia	Obciążenie $\sigma_o$ / temperatura			
	0,6 MPa			
	20°C	40°C	40°C <sup>(1)</sup>	60°C
$1/E_1$	29,03%	21,97%	40,13%	34,80%
$t_1/\eta_2$	9,50%	8,68%	3,28%	10,70%
$\frac{1}{E_{31}} \left[ 1 - \exp \left( - \frac{E_{31}}{\eta_{32}} t_1 \right) \right]$	36,95%	27,46%	13,38%	17,90%
$\varepsilon_y$	23,76%	42,11%	42,56%	37,30%
Suma [%] <sup>(2)</sup>	99,24	100,22	99,35	100,7

<sup>(1)</sup> wielkości określone dla mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej,

<sup>(2)</sup> sumowane wartości aproksymowane, odnoszone do wielkości pomierzonej.

Określone w trakcie badania modułu sztywności sprężystej pod obciążeniem statycznym przy zginaniu belki odkształcenie sprężyste w temperaturze 23°C wynosi 62,40% całkowitego. Wynik ten jest zbliżony z uzyskaną wartością dla fazy sprężystej, w przypadku badania modułu sztywności pełzania, która wynosi 61,64% odkształcenia całkowitego.

Moduł sztywności sprężystej przy obciążeniu dynamicznym ( $E - /ITSM/$ ) dla mieszanek mineralno-asfaltowych, w tym także BAC, wyznacza się za pomocą aparatu NAT. Wartość tego modułu w zakresie temperatur +40°C ÷ -20°C, na podstawie badań dla mieszanki cementowo-piaskowej, waha się w granicach 3717,33 ÷ 11163,5 MPa (Rys. 17). Przy tym odkształcenia zawierają się w przedziale  $5,515 \div 1,985 \cdot 10^{-5}$ . Natomiast dla mieszanek, w których dodatkiem jest kruszywo moduł wynosi odpowiednio 10599 ÷ 21271 MPa (Tab. 6). Badania potwierdzają tezę, że na moduł sprężystości istotny wpływ ma temperatura oraz to, że beton asfaltowo-cementowy wykazuje cechy materiału lepkosprężystego.



Rys. 17. Wpływ temperatury badania ( $T$ ) na moduł sprężystości dynamicznej ( $E - /ITSM/$ ).

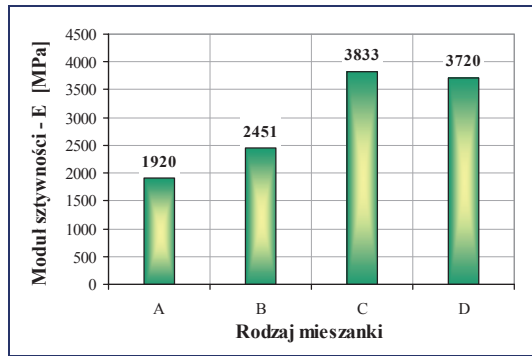
Fig. 17. The influence of investigation temperature ( $T$ ) on the dynamic elastic modulus ( $E - /ITSM/$ ).

Tabela 6. Uśrednione moduły sprężystości dynamicznej dla mieszanki cementowo-kruszywowej i cementowo-piaskowo-grysowej, w temperaturach badania 0°C, 20°C i 40°C

Table 6. The averaged elastic dynamic modulus of cement-mineral and cement-sand-mineral aggregate mortar, in investigation temperatures 0°C, 20°C and 40°C

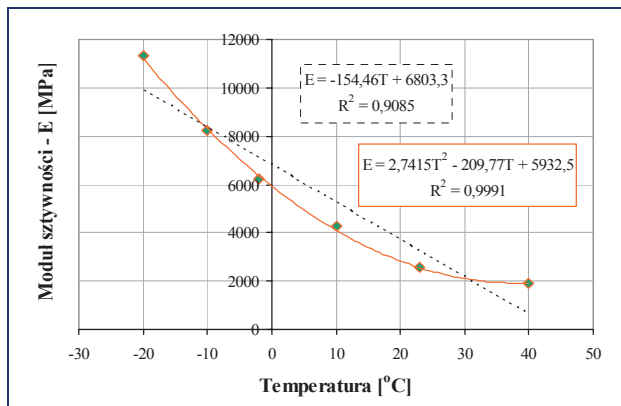
Rodzaj próbek	Temperatura badania/E(ITSM) [MPa]		
	0°C	20°C	40°C
Próbki z mieszanki cementowo-kruszywowej	21 271	13 639	10 599
Próbki z mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej	19 301	19 229	14 858

Moduł sztywności sprężystej przy zginaniu belki ( $E_z$ ) wzrasta, gdy w mieszance pojawia się więcej zaprawy cementowo-piaskowej. W związku z tym uzyskane wartości modułu w temperaturze 23°C wynoszą od 1920 do 3833 MPa (Rys. 18). Dla zakresu temperatur -20°C ÷ +40°C wielkości te zmieniają się w przedziale 11308 ÷ 1901 MPa oraz występuje progresywna tendencja wzrostu modułu sztywności wraz ze zmniejszaniem się temperatury (Rys. 19).



Rys. 18. Moduły sztywności  $E_z$  [MPa] próbek z mieszanek A ÷ D po 28 dniach dojrzewania w temp. 23°C [3].

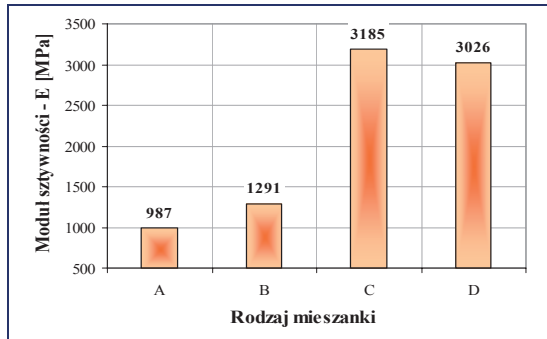
Fig. 18. The stiffness modulus  $E_z$  [MPa] of the samples of the mixtures A ÷ D after 28 days of ripening in temperature 23°C [3].



Rys. 19. Zależność modułu sztywności  $E_z$  [MPa] od temperatury badania próbek z mieszanki B po 28 dniach [3].

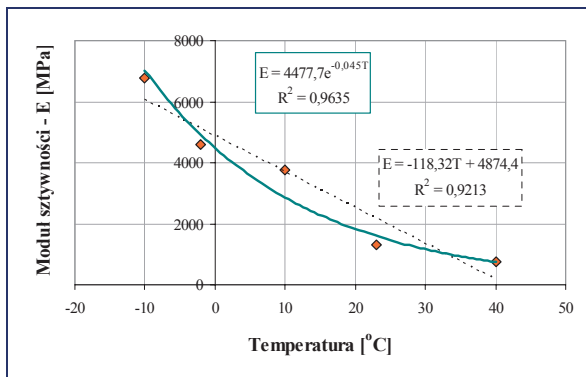
Fig. 19. The dependence of stiffness modulus  $E_z$  [MPa] on the investigation temperature of the samples made of B mixture after 28 days ripening [3].

Wielkości modułu sztywności sprężystej przy rozłupywaniu próbki walcowej ( $E_r$ ) uzależnione są od ilości zaprawy cementowo-piaskowej oraz od temperatury badania, która wpływa istotnie na otrzymywane wyniki. W temperaturze 23°C moduły osiągają wartości od 987 do 3185 MPa (Rys. 20), natomiast w zakresie temperatur  $-10^{\circ}\text{C} \div +40^{\circ}\text{C}$  odpowiednio 6761 i 766 MPa.



Rys. 20. Moduły sztywności  $E_r$  [MPa] próbek z mieszank A ÷ D po 28 dniach dojrzewania w temp. 23°C [3].

Fig. 20. The stiffness modulus  $E_r$  [MPa] of the samples of A ÷ D mixtures after 28 days of ripening in temperature 23°C [3].



Rys. 21. Zależność modułu sztywności  $E_r$  [MPa] od temperatury badania próbek z mieszanki B po 28 dniach [3].

Fig. 21. The dependence of stiffness modulus  $E_r$  [MPa] from investigation temperature of the samples of B mixture after 28 days [3].

W trakcie ruchu pojazdu nawierzchnia jest obciążona kołem samochodu przez bardzo krótki okres czasu (zależny od jego prędkości) tj. 0,01 ÷ 0,02 sekundy. Można więc powiedzieć, że w krótkotrwałym obciążeniu nawierzchni przeważają odkształcenia sprężyste. Ale są miejsca, gdzie występuje postój pojazdów, ruch odbywa się powoli lub też pojazdy często się zatrzymują. W tych miejscach pojawiają się odkształcenia nawierzchni, których wielkość zależy od czasu i wielkości działania obciążenia. W takim przypadku mamy do czynienia z odkształceniami lepkimi, a nawet plastycznymi, co w przypadku mieszank mineralno-asfaltowych objawia się pełzaniem. Zjawisko to wywołuje wzrost odkształceń trwałych. Dlatego też ważnym staje się wykonywanie badań zarówno pod obciążeniem dynamicznym jak i statycznym, poszukiwanie korelacji pomiędzy nimi, czy lepsze rozpoznanie charakteru pracy materiału.



Analizując wpływ temperatury na wartość modułów sztywności sprężystej, przy uwzględnieniu różnych metod badawczych można powiedzieć, że:

- a) Maksymalną wartość modułu sztywności sprężystej uzyskuje się w trakcie badania w aparacie NAT, przy obciążeniu dynamicznym (powtarzalnym).
- b) Wartość modułu sztywności statycznej, który otrzymano podczas rozciągania pośredniego przy zginaniu belki, jest ok.  $1,8 \div 2,6$  razy mniejszy (zależnie od temperatury badania) od modułu sztywności dynamicznej.
- c) Moduł sztywności sprężystej, wyznaczony podczas pośredniego rozłupywania próbki walcowej, jest ok.  $2,4 \div 5,2$  razy mniejszy od modułu sztywności dynamicznej i jak się okazuje jest najniższy z określonych w trakcie tych badań.
- d) Moduł sztywności sprężystej wzrasta wraz ze spadkiem temperatury.
- e) Występuje duża zależność pomiędzy modułem sztywności dynamicznej ( $E$ ), a modułem sztywności statycznej ( $E_z, E_r$ ), którą najlepiej aproksymuje funkcja liniowa przy współczynniku korelacji bliskim 0,99.

Nośność nawierzchni dróg oceniana jest na podstawie m.in. modułów sztywności (lub sprężystości) warstw i analizy mechanistycznej, która z kolei oparta jest o analizę stanu naprężeń i odkształceń oraz o trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni. Dlatego nawierzchnię traktuje się jako układ warstw o określonej grubości na podłożu gruntowym, o nieskończonej grubości. Najczęściej przyjmuje się model warstw sprężystych ułożonych na półprzestrzeni sprężystej.

Aby scharakteryzować układ wielowarstwowy należy ustalić właściwości każdej warstwy:

- grubość –  $h_i$ ,
- moduł sprężystości (sztywności) –  $E_i$ ,
- współczynnik Poissona –  $\nu_i$ .

Dla różnych temperatur, znając wartości modułu sprężystości (sztywności) i współczynnika Poissona oraz dobierając różne grubości warstwy z betonu asfaltowo-cementowego, przy wykorzystaniu programu komputerowego „SF-PL” (S. Firleja), przyjęto wstępne propozycje konstrukcji nawierzchni z podbudową z BAC. Pomocne stały się zalecane konstrukcje nawierzchni dróg dla kategorii ruchu KR3÷KR5, wg Dz. U. Nr 43. Założone wartości modułów  $E$  i współczynników Poissona  $\nu$  dla BAC, w zależności od pory roku, przyjęto następująco:

- lato -  $E = 10\,300$  MPa,  $\nu = 0,40$ ,
- wiosna/jesień -  $E = 14\,200$  MPa,  $\nu = 0,30$ ,
- zima -  $E = 19\,000$  MPa,  $\nu = 0,25$ .

Dla pozostałych materiałów warstw wartości te ustalono zgodnie z Dz. U. Nr 43 (załącznik 5). Trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni z podbudową z betonu asfaltowo-cementowego wyznaczono stosując kryterium zmęczeniowe Dempsey’a (Uniwersytet w Illinois - USA), jak dla warstw związanych spoiwami hydraulicznymi:

$$\log N_f = 11,784 - 12,121 \cdot \left( \sigma / \sigma_{crit} \right) \quad (20)$$

gdzie:  $\sigma / \sigma_{crit}$  – wskaźnik naprężeniowy,  $\sigma$  – naprężenie rozciągające w podbudowie związanej spoiwem hydraulicznym wywołane obciążeniem osią obliczeniową,  $\sigma_{crit}$  – wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu materiału podbudowy,  $N_f$  – liczba obciążeń do zniszczenia.

Przykładowe konstrukcje przedstawiono w Tab. 7.

Tabela 7. Przykłady konstrukcji nawierzchni dla kategorii ruchu - KR3, KR4 i KR5 z wykorzystaniem podbudów z BAC.

Table 7. The examples of pavement construction for movement categories - KR3, KR4 and KR5 with the use of Asphalt-Cement Concrete for road foundations.

Pora roku	KR3		KR4		KR5	
	$q = 0,65 \text{ MPa}$ , $P = 100 \text{ kN/oś}$		$q = 0,65 \text{ MPa}$ , $P = 100 \text{ kN/oś}$		$q = 0,72 \text{ MPa}$ , $P = 115 \text{ kN/oś}$	
Lato	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)
	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)
	10cm – BA (podb.)	16cm – BA (podb.)	16cm – BA (podb.)	20cm – BA (podb.)	20cm – BA (podb.)	8cm – BA (w. w.)
	27cm – BAC (podb.)	25cm – BAC (podb.)	25cm – BAC (podb.)	26cm – BAC (podb.)	26cm – BAC (podb.)	19cm – BAC (podb.)
	15cm – gr. stabil. cem. o $E = 1000 \text{ MPa}$	15cm – gr. stabil. cem. o $E = 1000 \text{ MPa}$	15cm – gr. stabil. cem. o $E = 1000 \text{ MPa}$	20cm – gr. stabil. cem. o $E = 1200 \text{ MPa}$	20cm – gr. stabil. cem. o $E = 1200 \text{ MPa}$	20cm – ch.bet. o $E = 4300 \text{ MPa}$
Wiosna Jesień	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)
	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)
	10cm – BA (podb.)	16cm – BA (podb.)	16cm – BA (podb.)	20cm – BA (podb.)	20cm – BA (podb.)	24cm – BAC (podb.)
	22cm – BAC (podb.)	19cm – BAC (podb.)	19cm – BAC (podb.)	20cm – BAC (podb.)	20cm – BAC (podb.)	20cm – ch.bet.
	15cm – gr. stabil. cem. o $E = 1000 \text{ MPa}$	15cm – gr. stabil. cem. o $E = 1000 \text{ MPa}$	15cm – gr. stabil. cem. o $E = 1000 \text{ MPa}$	20cm – gr. stabil. cem. o $E = 1200 \text{ MPa}$	20cm – gr. stabil. cem. o $E = 1200 \text{ MPa}$	o $E = 4300 \text{ MPa}$
Zima	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)	5cm – BA (w. ść.)
	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)	8cm – BA (w. w.)
	10cm – BA (podb.)	16cm – BA (podb.)	16cm – BA (podb.)	20cm – BA (podb.)	20cm – BA (podb.)	28cm – BAC (podb.)
	21cm – BAC (podb.)	18cm – BAC (podb.)	18cm – BAC (podb.)	19cm – BAC (podb.)	19cm – BAC (podb.)	20cm – ch.bet.
	15cm – gr. stabil. cem. o $E = 1000 \text{ MPa}$	15cm – gr. stabil. cem. o $E = 1000 \text{ MPa}$	15cm – gr. stabil. cem. o $E = 1000 \text{ MPa}$	20cm – gr. stabil. cem. o $E = 1200 \text{ MPa}$	20cm – gr. stabil. cem. o $E = 1200 \text{ MPa}$	o $E = 4300 \text{ MPa}$

Uwaga: Przyjęte konstrukcje nawierzchni jezdni, zgodnie z Dz. U. Nr 43 należy ułożyć na podłożu o wtórnym module sprężystości 120 MPa.

Powyższe układy warstw konstrukcji nawierzchni w zależności od sezonu temperaturowego, spełniają przypisane im funkcje nośności. Przyjmując parametry podane w Tab. 7 wyliczono naprężenia rozciągające  $\sigma_r$  na spodzie warstwy z BAC, dla poszczególnych grubości wraz z trwałością zmęczeniową  $N_f$  dla całej konstrukcji, które wynoszą odpowiednio:

Tabela 8. Naprężenia rozciągające  $\sigma_r$  w spodzie warstwy z BAC oraz trwałość zmęczeniowa dla poszczególnych konstrukcji z Tab. 7.Table 8. The tensile stresses  $\sigma_r$  in bottom of Asphalt-Cement Concrete layer and fatigue durability for the specified pavement constructions assumed from the Tab. 7.

Pora roku	KR3		KR4		KR5			
Lato	27cm (BAC)	$\sigma_r =$ 333,2815 kPa	25cm (BAC)	$\sigma_r =$ 302,2592 kPa	26cm (BAC)	$\sigma_r =$ 274,0642 kPa	19cm (BAC)	$\sigma_r =$ 276,1519 kPa
		$N_f =$ 0,849875 mln osi		$N_f =$ 2,980667 mln osi		$N_f =$ 9,324071 mln osi		$N_f =$ 8,569029 mln osi
Wiosna Jesień	22cm (BAC)	$\sigma_r =$ 335,7213 kPa	19cm (BAC)	$\sigma_r =$ 303,6500 kPa	20cm (BAC)	$\sigma_r =$ 274,7663 kPa	24cm (BAC)	$\sigma_r =$ 279,6925 kPa
		$N_f =$ 0,770009 mln osi		$N_f =$ 2,817615 mln osi		$N_f =$ 9,063000 mln osi		$N_f =$ 7,425660 mln osi
Zima	21cm (BAC)	$\sigma_r =$ 332,6483 kPa	18cm (BAC)	$\sigma_r =$ 297,1486 kPa	19cm (BAC)	$\sigma_r =$ 271,0450 kPa	28cm (BAC)	$\sigma_r =$ 275,5895 kPa
		$N_f =$ 0,871923 mln osi		$N_f =$ 3,665132 mln osi		$N_f =$ 10,535201 mln osi		$N_f =$ 8,766195 mln osi

W początkowej fazie analiz autorka brała również pod uwagę trwałość zmęczeniową konstrukcji według kryterium zmęczenia warstw asfaltowych (Instytut Asfaltowego - USA), obliczając  $\varepsilon_r$  (odkształcenia rozciągające), dla których następnie wyliczono przewidywaną liczbę przejść osi obliczeniowych w założonym okresie projektowym (20 lat). Uzyskane wielkości  $\varepsilon_r$  okazały się stosunkowo małe i w każdym przypadku wyliczana trwałość zmęczeniowa była bardzo duża, dlatego do dalszych obliczeń i analiz stosowano tylko kryterium, jak dla warstw związanych spoiwami hydraulicznymi.

Obecnie D. Sybilski i W. Bańkowski [22] do analiz trwałości zmęczeniowej proponują przyjmowanie temperatury równoważnej  $T_{eff}$ , którą można obliczyć na podstawie średniej rocznej temperatury nawierzchni, wg wzoru:

$$T_{eff} = 0,8 \cdot (MAPT) - 2,7 \quad (21)$$

gdzie: MAPT - średnia roczna temp. nawierzchni wyznaczona na głębokości 1/3 grubości warstw asfaltowych na podstawie danych klimatycznych dla danej lokalizacji geograficznej, lub przyjęć wartość równą 10°C.

Z zaprezentowanych w Tab. 7 konstrukcji za miarodajne można więc przyjąć te z okresu wiosny/jesieni.

Na podstawie „Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztynnych” [8] dokonano także obliczeń dla kilku przyjętych konstrukcji nawierzchni sztywnych, zastępując podbudowę z chudego betonu lub betonu asfaltowego betonem asfaltowo-cementowym. Parametry warstw zostały przyjęte dla temperatury 10°C (wiosna/jesień), zgodnie z Dz. U. Nr 43. Opis przyjętych warstw zawiera Tab. 9.

Tabela 9. Przykłady konstrukcji nawierzchni sztywnych dla kategorii ruchu - KR3, KR4 i KR5 z wykorzystaniem podbudów z BAC zamiast chudego betonu lub betonu asfaltowego.

Table 9. The examples of rigid pavement constructions for movement categories - KR3, KR4 and KR5 with the use of Asphalt-Cement Concrete road foundations instead of C8/10 concrete or asphalt concrete.

Warstwa podbudowy wg „Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztynnych”	KR3	KR4	KR5
	$q = 0,65$ MPa, $P = 100$ kN/oś	$q = 0,65$ MPa, $P = 100$ kN/oś	$q = 0,72$ MPa, $P = 115$ kN/oś
chudy beton/beton asfaltowy	20cm – BC 22cm – BAC (podb.) podłoże o E=120MPa	23cm – BC 21cm – BAC (podb.) podłoże o E=120MPa	25cm – BC 25cm – BAC (podb.) podłoże o E=120MPa

Zestawienie wyników obliczeń trwałości wraz z naprężeniami rozciągającymi dla poszczególnych konstrukcji przedstawiono w Tab. 10.

Tabela 10. Naprężenia rozciągające  $\sigma_r$  w spodzie warstwy z BAC oraz trwałość zmęczeniowa dla poszczególnych konstrukcji z tab. 9.

Table 10. The tensile stresses  $\sigma_r$  in bottom of Asphalt-Cement Concrete layer and fatigue durability for the specified pavement constructions taken from table 9.

Pora roku	KR3		KR4		KR5	
Lato	22cm (BAC)	$\sigma_r = 326,7109$ kPa $N_f = 1,108609$ mln osi	21cm (BAC)	$\sigma_r = 293,8339$ kPa $N_f = 4,191002$ mln osi	25cm (BAC)	$\sigma_r = 268,3526$ kPa $N_f = 11,747334$ mln osi

Przedstawione wyniki świadczą, że w analizowanych wariantach o trwałości konstrukcji nawierzchni w głównej mierze decyduje kryterium warstw związanych spoiwami hydraulicznymi. Wraz ze wzrostem grubości podbudowy z BAC maleją naprężenia rozciągające  $\sigma$ , na spodzie warstwy i wzrasta trwałość zmęczeniowa. Ponadto w każdym przypadku wraz ze wzrostem temperatury, maleje trwałość, która wymaga zwiększania grubości warstwy podbudowy z BAC.

### **3.1.2. Beton asfaltowo-cementowy jako materiał podbudowy nawierzchni betonowych**

Podbudowy pod nawierzchnie betonowe, wg A. Szydły [25] ulegały wielu przeobrażeniom. Wymaga się obecnie, aby były one sztywne i spełniały m.in. następujące zadania:

- stwarzały jednorodne podparcie dla płyt betonowych,
- zwiększały nośność płyty betonowej,
- zapobiegały zjawiskom erozji i pompowania,
- zabezpieczały przed działaniem wody przenikającej przez szczeliny dylatacyjne.

Jak podaje dalej A. Szydło, najniebezpieczniejszym zjawiskiem jest erozja podbudów. Występuje ona wówczas, gdy pomiędzy nawierzchnią betonową a podbudową znajduje się woda, która powoduje tzw. zjawisko hydrodynamicznego pompowania, co w konsekwencji może prowadzić do klawiszowania płyt. Dlatego poszukuje się sposobów, które eliminowałyby te negatywne skutki. Jednym ze sposobów zabezpieczania jest zastosowanie podbudów z chudego betonu o wytrzymałości ponad 15 MPa czy z betonu asfaltowego o zawartości asfaltu powyżej 6% (Anglia). Ponadto można zastosować geowłókninę pomiędzy podbudową a nawierzchnią (Niemcy, Francja), która oprócz tego, że będzie zapobiegać powstawaniu ciśnienia hydraulicznego zabezpieczy również przed spękaniem odbitymi z podbudowy na płyty betonowe. Występuje więc obecnie tendencja do zwiększania wytrzymałości i zmniejszania nasiąkliwości podbudów.

Ocenia się, że beton asfaltowo-cementowy może z powodzeniem stanowić podbudowę nawierzchni betonowych, obok preferowanych w „Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych” [8] między innymi z chudego betonu i betonu asfaltowego. Po pierwsze dlatego, że posiada wytrzymałość zbliżoną do chudego betonu i to już po 7 dniach dojrzewania (6,8 ÷ 7,9 MPa) a po drugie bardzo małą nasiąkliwość wynoszącą do 4,5%, gdzie dla chudego betonu przyjmuje się do 9%.

W podbudowach z chudego betonu zalecane jest wykonywanie szczelin pozornych na głębokość około 1/3 jej grubości i szerokości od 3 ÷ 5 mm. Jednak niemieckie doświadczenia dowodzą, że w miejscach szczelin pojawia się jeszcze większa korozja, spowodowana nie tylko wnikaniem wody ale także środków zimowego utrzymania. Dlatego proponuje się zastosowanie geowłóknin o odpowiedniej gęstości (gramaturze) bez nacinania szczelin w podbudowie, które mają spełniać następujące funkcje: separacyjną, przeciwoerozyjną, filtracyjną i antyspękaniową [25]. Można więc zaproponować podobne rozwiązanie w przypadku zastosowania betonu asfaltowo-cementowego jako podbudowy pod nawierzchnie betonowe. Geowłóknina odprowadzi wodę, która wsiąknie przez szczeliny nawierzchni w kierunku pobocza, a także zabezpieczy przed przenoszeniem spękań skurczowych podbudowy na płyty betonowe. Z tego też powodu wymienione powyżej zadania stawiane podbudo-

wom zostaną spełnione. Może się okazać również, że korzystne cechy podbudowy z mieszanki asfaltowo-cementowej, w przyszłości, po potwierdzeniu w doświadczeniach praktycznych (terenowych) będą konkurencyjne z podbudowami zalecanymi w obecnym katalogu.

#### 4. Wnioski końcowe

1. Przegląd literatury technicznej wskazuje na potrzebę dokonywania wyboru pomiędzy konwencjonalnymi metodami napraw drogowych nawierzchni asfaltowych a powtórным wykorzystaniem materiału odzyskanego z nawierzchni poprzez jej recykling. Im bardziej jest ona zniszczona, tym bardziej racjonalne staje się zastosowanie metody recyklingu głębokiego nawierzchni asfaltowej na miejscu. Stosowanie recyklingu starych, zniszczonych nawierzchni drogowych daje możliwości zmniejszenia zapotrzebowania na nowe kruszywa oraz asfalt. Ponadto, z punktu widzenia ochrony środowiska, zastosowanie metody na zimno sprawia, że nie występuje emisja szkodliwych gazów, zarówno podczas procesu przygotowania, jak i wbudowania mieszanek mineralno-asfaltowych.

2. Przeprowadzone badania laboratoryjne i analiza wyników badania próbek wykonanych z różnych mieszanek w sposób jednoznaczny pozwalają stwierdzić, że wartości parametrów wytrzymałościowych zależą od rodzaju zastosowanej zaprawy w mieszance, rodzaju użytego cementu oraz temperatury badania. Rozpatrywane próbki z BAC w przypadku wytrzymałości na ściskanie ( $R_s$ ) charakteryzują się wartościami, które zbliżone są do wymaganej wytrzymałości na ściskanie dla chudego betonu po 28 dniach dojrzewania - są więc wysokie. Stwierdzono także, że wymagania wg wytycznych IBDiM, co do wytrzymałości na rozciąganie pośrednie ( $R_t$ ), dla próbek wykonanych w technologii recyklingu na zimno z MMCE, wynoszące po 28 dniach 0,35 MPa, w przypadku BAC są spełnione. Niezależnie od temperatury wykonania i dojrzewania mieszanki osiągają zdefiniowane minimum wytrzymałości na rozciąganie pośrednie już po 7 dniach. Może to się przyczynić do skrócenia czasu pielęgnacji po wykonaniu takiej warstwy.

3. Badania stabilności ( $S$ ) w teście Marshalla po 7 i 28 dniach dojrzewania próbek, w różnych temperaturach wykazują, że pozyskany destruk z frezowania nadaje się w całości, bez odsiewania frakcji ponad 25 mm, do wykonywania warstw podbudowy z betonu asfaltowo-cementowego. Ocena stabilności wg Marshalla na podstawie kryteriów przyjętych jak dla betonów asfaltowych i mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych nie jest przydatna do oceny stabilności BAC, gdyż uzyskiwane wyniki w każdym przypadku są wystarczające. Podobnie jest, jeśli bierze się pod uwagę badania modułu sztywności pełzania ( $M_s$ ), których wartości w przypadku próbek z BAC są minimum dziesięciokrotnie większe w porównaniu do betonów asfaltowych. Moduł sztywności pełzania dla małych (normowych) obciążeń, tj. 0,1 MPa powoduje, że powstające odkształcenia  $\varepsilon$  są znikome, a po usunięciu obciążenia szybko spadają i dążą do zera. Można więc powiedzieć, że powstałe odkształcenia  $\varepsilon$  mają charakter sprężysty. Natomiast w przypadku obciążeń wyższych, tj. 0,35 MPa, 0,6 MPa i wyższych temperatur próbki z BAC ujawniają cechy lepkosprężystoplastyczne.

4. Wartości wskaźników usztywnienia niezależnie od temperatury dojrzewania są wysokie w porównaniu do betonów asfaltowych, w większości przypadków przekraczają wartość 6 kN/mm. Świadczy to o tym, że beton asfaltowo-cementowy,

według kryterium wskaźnika usztywnienia, jest odporny na koleinowanie. Otwarty jest problem występowania w podbudowie z BAC spękań zmęczeniowych z powodu jej przeszywnienia.

5. Potwierdza się teza, że wyniki badań wytrzymałości i stabilności próbek z grysem 2/4 mm są bardziej korzystne niż w przypadku zaprawy cementowo-piaskowej. Przyczyną jest to, że ziarna kruszywa przebijają w czasie zagęszczania mieszanki otoczkę asfaltową na ziarnach destruktu. Ponadto parametry nośności warstwy zależą od temperatury wykonania i dojrzewania mieszanki z BAC. Warstwy z tego materiału korzystnie jest więc wykonywać i pielęgnować w czasie pierwszego tygodnia dojrzewania w temperaturach otoczenia 25 – 30°C.

6. Uzyskane wartości modułu sztywności sprężystej pod obciążeniem dynamicznym (powtarzalnym) zależą wyraźnie od temperatury badania. W miarę wzrostu temperatury beton asfaltowo-cementowy wykazuje cechy materiału lepkosprężystego. Zauważyć należy również, że próbki z zaprawą cementowo-piaskowo-gryśową są najmniej wrażliwe na działanie temperatury. Wartość modułu sztywności sprężystej dla betonu asfaltowo-cementowego w temperaturze 0°C przekracza nieznacznie wielkość modułu betonu asfaltowego podanego w Dz. U. Nr 43 z 1999 r. W wyższej temperaturze moduł BAC jest znacznie większy. Przyczyną tego jest wypełnienie wolnych przestrzeni w destrukcie zaprawą cementową.

7. Przeprowadzona analiza przebiegu krzywych uzyskanych z badania pełzania wskazała na możliwość zastosowania do opisu procesów deformacji betonów asfaltowo-cementowych modelu Burgersa. Potwierdzeniem właściwości przyjętego związku konstytutywnego są niskie, kilkuprocentowe wartości wskaźników zmienności aproksymacji. Wzrost zarówno obciążenia, jak i temperatury badania powoduje zwiększanie procentowego udziału plastycznych składowych odkształcenia nawet do ~ 40%. Dodatek kruszywa łamanego (grysu 2/4 mm) w zaprawie sprawia, że udział składowych sprężystych i plastycznych wynosi odpowiednio 40% i 43% ( $\sigma_0 = 0,6$  MPa,  $T = 40^\circ\text{C}$ ), podczas gdy w przypadku zaprawy cementowo-piaskowej rozkłada się na 22% i 42% udziału (w tych samych warunkach badania). Zatem dodatek drobnego grysu w sposób ewidentny sprawia, że beton asfaltowo-cementowy staje się bardziej sprężysty.

8. Przykładowe układy warstw konstrukcji nawierzchni, jakie zaproponowała autorka, zostały ustalone wg kryterium zmęczeniowego, tego samego, jakie stosuje się dla warstw związanych spoiwami hydraulicznymi. Uwzględniane konstrukcje spełniają przypisane im funkcje nośności. Grubości warstwy z BAC w proponowanych konstrukcjach zostały dobrane tak, aby naprężenia rozciągające  $\sigma_r$  na spodzie warstwy nie przekraczały dopuszczalnych (krytycznych), wynikających z trwałości zmęczeniowej  $N_f$  dla całej konstrukcji określonej kategorii ruchu. W związku z tym, w przypadku kategorii ruchu od KR3 do KR5 należy przyjmować grubości warstwy podbudowy od 19 ÷ 25 cm.

9. Beton asfaltowo-cementowy jest materiałem posiadającym wysoki moduł sztywności sprężystej. To sprawia, że nie może on być wbudowywany jako warstwa podbudowy pomocniczej, która układana jest bezpośrednio na podłożu gruntowym. Powodem tego są zbyt duże różnice występujące pomiędzy modułami BAC i gruntu podłoża, które powodują, że występujące naprężenia rozciągające nie są w stanie osiągnąć trwałości zmęczeniowej dla danej kategorii ruchu. BAC powinien



stanowiąc warstwę podbudowy zasadniczej, pod którą zostanie ułożona warstwa podbudowy pomocniczej z materiału o module co najmniej 1000 MPa. Mniejsza wartość modułu warstwy podbudowy pomocniczej będzie wymagała zwiększenia grubości warstwy z BAC. Ponadto podłoże gruntowe należy ulepszyć tak, aby uzyskało wtórny moduł sprężystości co najmniej 120 MPa.

Reasumując - przeprowadzone badania i analizy uzyskanych wyników w przedstawionej pracy potwierdziły słuszność postawionej wstępnie tezy, że beton asfaltowo-cementowy jest materiałem stabilnym i względnie sztywnym. Nadaje się więc do wbudowywania, jako warstwa podbudowy zasadniczej w konstrukcji nawierzchni drogowej. Na podstawie powyżej sformułowanych wniosków można też zalecić stosowanie BAC w połączeniu z właściwymi, wysokiej jakości warstwami nawierzchni w celu likwidacji uciążliwego dla polskich dróg problemu koleinowania.

## Literatura

- [1] Błażejowski K., Sybilski D., *Nawierzchnie bitumiczne w polskim klimacie*, Drogownictwo 1/94.
- [2] Chałabis J., *Rozkład ruchu z przejść granicznych na sieć drogową - na podstawie badań ankietowych*, Diagnoza stanu sieci drogowej polskiej części Euroregionu Bug na tle ruchu drogowego, Euroregion Bug t.5, Norbertinum, Lublin 1997 r.
- [3] Chałabis J., *Struktura, wytrzymałość i odkształcalność betonów asfaltowo-cementowych*, Prace Naukowe Politechniki Lubelskiej, Lublin 2002.
- [4] Chilingarian G.V., Yen T.F., *Bitumens, Asphalt and Tar Sands*, Developments in Petroleum Science, 7, Elsevier Scientific Publishing Company Amsterdam-Oxford-New York 1978.
- [5] *Cold Planning Applications and Recommended Specifications*, Asphalt Recycling and Reclaiming Association (ARRA), Washington 1981.
- [6] Eckmann B., *Exxon Research in Pavement Design – Moebius Software*, A Case Study Reduction of Creep Through Polymer Modification, Proc. of AAPT, Vol.58, 1989.
- [7] *Infrastruktura transportowa a rozwój gospodarczy regionów*, Konferencja Świnoujście, 2002 r.
- [8] *Katalog typowych konstrukcji nawierzchni sztywnych*, IBDiM, Warszawa 2001.
- [9] Khaddour N., *Badania stabilności i wytrzymałości próbek z mieszanki destruktu asfaltowego z zaprawą cementowo-piaskową pobranych z ul. Piłsudskiego i ul. Północnej w Lublinie* (opracowanie na zlecenie LPRD S.A., konsultacja prof. J. Kukiełka), Lublin 10'1997.
- [10] Khaddour N., *Badania stabilności i wytrzymałości próbek z mieszanki destruktu asfaltowego z zaprawą cementowo-piaskową pobranych z ul.: Smorawińskiego, Zamojskiej, Placu Bychawskiego i skrzyżowania ul. Smorawińskiego i Spółdzielczości Pracy w Lublinie*, (opracowanie na zlecenie LPRD S.A., konsultacja prof. J. Kukiełka), Lublin 09'1998.
- [11] Kukiełka J., Chałabis J., *Lubelskie doświadczenia nad zastosowaniem betonów asfaltowo-cementowych w podbudowach i warstwach wiążących nawierzchni przystanków autobusowych*, Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe, V Międzynarodowa Konferencja, Kielce 11-12 maj 1999, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa 1999.
- [12] Kukiełka J., *Recykling nawierzchni asfaltowych na zimno z dodatkiem cementu*, Drogownictwo 2/2003.
- [13] Luszawski S., Wojdanowicz S., *Nowoczesne nawierzchnie bitumiczne*, WKiŁ, W-wa 1977.
- [14] Mechowski T., Sybilski D., Zawadzki J., *Konstrukcja nawierzchni z podbudową z mieszanki mineraln-cementowo-emulsyjnej (MCE)*, V Międzynarodowa Konferencja „Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe”, Kielce 1999 r.



- [15] Misztal Z., *Analiza udziału w ruchu drogowym pojazdów o ponadnormatywnych obciążeniach*, Diagnoza stanu sieci drogowej polskiej części Euroregionu Bug na tle ruchu drogowego, Euroregion Bug t.5, Norbertinum, Lublin 1997 r.
- [16] Piber H., *Den Spurrinnen auf der Spur*, Die Asphaltstrasse 6/93.
- [17] Rodney Byles, *New live for old roads*, Raport z kontraktu, Highways - October 1997.
- [18] Rolla S., *Badania materiałów i nawierzchni drogowych*, WKL, Warszawa 1979.
- [19] Rolla S., *Recykling itp.*, Drogownictwo 12/93.
- [20] Saganowski C., *Stan techniczny sieci dróg krajowych*, Drogownictwo 9/2000.
- [21] Suwara T., *Stan techniczny nawierzchni dróg krajowych w 1999r.*, Drogownictwo 9/2000.
- [22] Sybilski D., Bańkowski W., *Wyznaczenia temperatury równoważnej nawierzchni asfaltowej ze względu na zmęczenie w polskich warunkach klimatycznych*, Drogownictwo 6/2004.
- [23] Sybilski D., *Jakościowa ocena funkcjonalna asfaltów drogowych*, Prace IBDiM nr 4/90.
- [24] Sybilski D., *Wpływ rodzaju asfaltu na technologie robót nawierzchniowych i właściwości nawierzchni*, Asfalty polskie i zagraniczne, Drogownictwo 9/90.
- [25] Szydło A., *Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego*, Polski Cement, Kraków 2004.
- [26] Egli U., *Ressourceneffizienz im Straßenrecycling*, Strassenbau 2/99.
- [27] Youder E., *Principles of pavement design*, N. York, 1975.
- [28] Zawadzki J., Matras J., Mechowski T., Sybilski D., *Warunki techniczne wykonania warstw podbudowy z mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej (MMCE)*, Zeszyt I IBDiM nr 61/1999r.

## Mechanical characteristics of Asphalt-Cement Concrete foundations (ACC)

Marzena Bajak

*Lublin University of Technology, Faculty of Civil and Sanitary Engineering,  
Chair of Road Engineering, e-mail: m.bajak@pollub.pl*

**Abstract:** Asphalt Cement Concrete (ACC) is a new material. On the basis of Kuhn's paradigm, conventional methods which are proper for similar road pavement materials were applied for studying the ACC. ACC is obtained from cold mixing technology such ingredients as cement-sand mortar or cement-mineral aggregate mortar, or cement-sand-mineral aggregate mortar with recycled Asphalt Concrete (AC) mixture or with recycled Mastic Asphalt (MA) mixture. Quick setting cement (CEM I 52,5 NA) is used in all mentioned cases. Novelty of the presented material is due to existence of two internal bounds - flexibility and rigidity. Such ACC parameters as stiffness, deformability and strength in general depend on type and characteristics of cementitious grout which coats applied recycled asphalt materials and fills mixture's air voids. ACC layer stability may be predicted using viscoelastic model parameters of constitutive relations, including Burgers model, under steady and slow loadings, finally expressed by exponential formulae. This is the research study. Its basic part consists of laboratory and field testing and obtained tests results analysis. Further, road pavements were designed with subbase of ACC with improved performance comparing to typical materials.

**Key words:** Asphalt-Cement Concrete, stiffness, stability, deformability, pavement, foundation.