

POLITECHNIKA WARSZAWSKA

DYSCYPLINA NAUKOWA INŻYNIERIA LĄDOWA I TRANSPORT
DZIEDZINA NAUK INŻYNIERYJNO-TECHNICZNYCH

Rozprawa doktorska

mgr inż. Magdalena Złotowska

**Mechanistyczno-empiryczne projektowanie
konstrukcji nawierzchni drogowych podatnych
z asfaltem wysokomodyfikowanym HiMA
z wykorzystaniem metody podobieństwa SiM**

Promotor

prof. dr hab. inż. Roman Nagórski

Promotor pomocniczy

dr inż. Krzysztof Błażejowski

WARSZAWA 2022

*Składam serdeczne podziękowania Promotorom
Profesorowi Romanowi Nagórskiemu
oraz
Doktorowi Krzysztofowi Błażejowskiemu
za opiekę merytoryczną, poświęcony mi czas i motywację do pracy.*

*Wszystko powinno być tak proste,
jak to tylko możliwe,
ale nie prostsze.*

– A. Einstein

Streszczenie

Przedmiotem pracy jest projektowanie konstrukcji nawierzchni podatnych z mieszanek mineralno-asfaltowych z asfaltem wysokomodyfikowanym HiMA metodą mechanistyczno-empiryczną.

Po zwięzłym wprowadzeniu w rozdziale 1, w rozdziale 2 przedstawiono przegląd literatury w zakresie trzech najważniejszych elementów projektowania konstrukcji metodą mechanistyczno-empiryczną. Pierwszym elementem są badania materiałów warstw konstrukcyjnych nawierzchni, w szczególności mieszanek mineralno-asfaltowych. Drugim elementem jest analiza mechanistyczna konstrukcji pod działaniem obciążenia – na nią składa się modelowanie materiałów i wyznaczenie stanu deformacji, odkształcenia i naprężenia w konstrukcji. Trzecim elementem jest dobranie odpowiednich kryteriów zmęczeniowych – dokonano przeglądu metod i kryteriów stosowanych w różnych krajach. W oddzielnym podrozdziale studium literaturowego zebrano informacje dotyczące prac badawczych poświęconych mieszankom mineralno-asfaltowym z asfaltem wysokomodyfikowanym HiMA i trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni z nich zbudowanych.

W rozdziale 3 pracy sformułowano autorską metodę prognozowania trwałości obliczeniowej ze względu na spękania zmęczeniowe konstrukcji zawierających mieszanki z asfaltem wysokomodyfikowanym, nazwaną metodą podobieństwa (SiM). Metoda polega na wyznaczeniu współczynników równania trwałości zmęczeniowej dla nawierzchni referencyjnej z asfaltem drogowym na podstawie dowolnego kryterium spękań zmęczeniowych, które ma postać równania Wöhlera (w pracy wybrano kryterium AASHTO 2004), a następnie korekty tych współczynników według zaproponowanych zależności wynikających z charakterystyk zmęczeniowych mieszanek mineralno-asfaltowych zastosowanych w ostatniej dolnej warstwie asfaltowej, zwykle w podbudowie asfaltowej konstrukcji (z asfaltem wysokomodyfikowanym i referencyjnej).

Wykazano, że stosując metodę SiM można prognozować trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni drogowych z asfaltem HiMA, co jest treścią pierwszej tezy naukowej rozprawy. Przeprowadzono obliczenia trwałości zmęczeniowej konstrukcji bazujących na typowej konstrukcji nawierzchni podatnej drogi o kategorii ruchu KR5, ale z asfaltem wysokomodyfikowanymi i o zróżnicowanych grubościach warstwy podbudowy asfaltowej. Trwałość obliczono na podstawie dwóch kryteriów: spękań zmęczeniowych (wg metody SiM) i deformacji strukturalnych (wg metody Instytutu Asfaltowego). W przypadku konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym uzyskano znacznie wyższe wartości trwałości ze względu na spękania

zmęczeniowe niż w przypadku konstrukcji standardowych, ale niższe wartości trwałości ze względu na deformacje strukturalne w stosunku do konstrukcji standardowych. Pierwsze wynika z wyjątkowej odporności na spękania zmęczeniowe, którą charakteryzują się mieszanki zawierające lepiszcze HiMA, drugie z ich mniejszych sztywności w stosunku do mieszanek z asfaltem drogowym. Decydującym o trwałości zmęczeniowej konstrukcji staje się kryterium deformacji strukturalnych, wynikających z trwałych odkształceń podłoża.

W omawianym rozdziale sprawdzono wrażliwość metody SiM na odchyłki wyników badań odporności na zmęczenie mieszanek mineralno-asfaltowych. Metoda SiM jest bardzo wrażliwa na te odchyłki, dlatego ważne jest, by charakterystyki zmęczeniowe mieszanek były określone z jak największą wiarygodnością. Sprawdzono również, jaki wpływ na uzyskane rezultaty analizy trwałości zmęczeniowej konstrukcji podstawowych ma zastosowany w analizie mechanistycznej model materiału opisujący mieszanki mineralno-asfaltowe oraz wartość temperatury ekwiwalentnej. Zastosowanie modelu sprężystego prowadzi w tym przypadku do zawyżonej trwałości zmęczeniowej konstrukcji. Podobnie przyjęta wartość temperatury ekwiwalentnej ma duży wpływ na otrzymane wartości trwałości zmęczeniowej konstrukcji.

Podjęto próbę weryfikacji metody SiM porównując konstrukcję z asfaltem wysokomodyfikowanym dla kategorii ruchu KR5 zaproponowaną przez innych polskich badaczy. Uzyskano wynik pozytywny, ale niepełny.

W rozdziale 4 pracy, zawierającym przykłady zastosowania metody SiM, zaproponowano, poza standardowym, inne układy warstw konstrukcji dla dróg o kategoriach ruchu KR5, KR6 i KR7 z zastosowaniem lepiszcza HiMA w jednej lub kilku warstwach asfaltowych. W obliczeniach dążono do optymalizacji grubości warstw nawierzchni poprzez zrównanie trwałości obliczeniowej według dwóch przyjętych kryteriów. Dzięki zastosowaniu asfaltu wysokomodyfikowanego można budować nawierzchnie o cieńszych niż dotychczas warstwach asfaltowych, ale przy wzmocnieniu dolnych warstw konstrukcji lub podłoża.

W podsumowaniu pracy stwierdzono, że zaproponowana metoda SiM jest przydatnym i stosunkowo prostym w zastosowaniu narzędziem do projektowania mechanistyczno-empirycznego konstrukcji nawierzchni drogowych z asfaltem wysokomodyfikowanym, rysując kilka dalszych tematów badawczych wartych podjęcia.

Słowa kluczowe: analiza mechanistyczna, asfalt wysokomodyfikowany HiMA, konstrukcja nawierzchni drogowej podatnej, metoda mechanistyczno-empiryczna, metoda SiM, projektowanie konstrukcji, trwałość zmęczeniowa

Mechanistic-empirical design of flexible pavement structures with HiMA binder using the similarity method (SiM)

Abstract

This dissertation concerns the structural design of flexible pavements, consisting of asphalt mixtures with highly modified asphalt binder (HiMA), using the mechanistic-empirical method.

After a brief introduction in chapter 1, chapter 2 presents a literature review of the three key elements in the design of structures using the mechanistic-empirical method. The first element is the analysis of pavement material properties, particularly of asphalt mixtures. The second element is the mechanistic analysis of the structure under a load - this consists of modeling the structure, including its materials, and determining the deformation, stress and strain states in the structure. The third element is the selection of appropriate fatigue criteria – the methods and criteria used in various countries are reviewed. The literature review also includes an overview of the research on HiMA mixtures and the fatigue life of pavements composed of them.

In chapter 3, the author's method of predicting the design life based on the fatigue cracking - referred to as the similarity method (SiM) - is formulated for structures containing asphalt mixtures with highly modified asphalt binder. The method involves determining the fatigue life equation coefficients for a reference pavement structure with road binder (unmodified), based on any fatigue cracking criterion which has the form of the Wöhler equation (the AASHTO 2004 criterion was chosen in this paper). The coefficients for a structure with HiMA binder can then be calculated by correcting the reference structure coefficients according to the proposed relationships derived from the fatigue characteristics of the asphalt mixtures in the asphalt base courses of the structures (both the structure with highly modified asphalt binder and the reference structure with unmodified binder).

It was shown that it is possible to predict the fatigue life of road pavement structures with HiMA binder using the SiM method, which is the subject of the first thesis of the dissertation. Fatigue life calculations were performed for structures based on a typical pavement structure of a flexible pavement of a road with traffic category KR5 (in Poland - between 7.3 and 22.0 million of 100 kN ESAL), but with highly modified asphalt binder and varying thicknesses of the asphalt base layer. Durability was calculated based on two criteria: fatigue cracking (according to the SiM method) and structural deformation (according to the Asphalt

Institute method). Structures with highly modified asphalt binder resulted in significantly higher durability values for fatigue cracking than standard structures, but lower durability values for structural deformation relative to standard structures. The former is due to the exceptional resistance to fatigue cracking exhibited by asphalt mixtures containing HiMA binder, the latter to their lower stiffnesses relative to asphalt mixtures with road binder. The criterion of structural deformation resulting from permanent deformation of the subgrade becomes decisive for the fatigue life of the structure.

In this chapter, the sensitivity of the SiM method to deviations in the fatigue test results of asphalt mixtures was verified. The method is highly sensitive to these deviations, so it is important that the fatigue characteristics of the asphalt mixtures are determined accurately. The influence of the material model used in the mechanistic analysis on the calculated fatigue life of the primary structures was also examined, as well as the assumed value of equivalent temperature. The application of the elastic model leads to overestimation of the fatigue life of the structure. Similarly, the assumed value of equivalent temperature has a significant effect on the calculated fatigue life of the structure.

An approach was undertaken to verify the SiM method by comparing the design of a structure with a highly modified asphalt binder suitable for traffic category KR5, as proposed by other Polish researchers. The results were promising but further investigation is recommended for an accurate comparison.

Chapter 4 provides examples of the application of the SiM method. As well as standard layer systems, several other layer systems using HiMA mixtures in one or more layers for roads of traffic categories KR5, KR6 and KR7 are proposed. The aim of the calculation was to optimise the structure by equalizing the design durability according to the two adopted criteria introduced in chapter 3. The use of highly modified asphalt mixtures enables the construction of pavements with thinner asphalt layers but requires the strengthening of the lower layers of the structure or subgrade.

The work concludes that the proposed SiM method is a useful and relatively easy-to-apply tool for the mechanistic-empirical design of road pavement structures with highly modified asphalt binder and points to several related research topics worth considering.

Keywords: fatigue life, flexible pavement structure, highly modified asphalt binder, HiMA, mechanistic analysis, mechanistic-empirical pavement design method, SiM method, structural design

Spis treści

Rozdział 1 Wprowadzenie	13
1.1. Tematyka i motywacja.....	13
1.2. Cele i zakres rozważań	14
1.3. Układ pracy.....	16
1.4. Wykaz ważniejszych symboli i oznaczeń.....	16
Rozdział 2 Studium literatury	19
2.1. Asfalty modyfikowane polimerami	19
2.2. Badania laboratoryjne mieszanek mineralno-asfaltowych	21
2.3. Analiza mechanistyczna konstrukcji nawierzchni.....	25
2.4. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji nawierzchni drogowej podatnej	27
2.4.1. Uwagi wstępne.....	27
2.4.2. Wybrane metody projektowania konstrukcji.....	30
2.4.3. Prace w zakresie określenia trwałości zmęczeniowej konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym.....	39
Rozdział 3 Metoda SiM prognozowania trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni podatnej z asfaltem wysokomodyfikowanym	47
3.1. Uwagi wstępne.....	47
3.2. Metoda SiM	49
3.3. Analizowana konstrukcja nawierzchni	54
3.4. Model mechaniczny konstrukcji nawierzchni i materiałów. Założenia i dane materiałowe.....	55
3.5. Przykład obliczeniowy.....	60
3.6. Analiza konstrukcji podstawowej.....	68
3.7. Analiza wrażliwości metody SiM na odchyłki wyników badań laboratoryjnych. ..	73

3.8. Wpływ rodzaju modelu oraz wartości temperatury ekwiwalentnej na wyniki analizy trwałości zmęczeniowej konstrukcji podstawowych.....	85
3.9. Weryfikacja metody.....	98
3.10. Wnioski.....	103
Rozdział 4 Zastosowanie metody SiM do projektowania konstrukcji nawierzchni podatnych	105
4.1. Uwagi wstępne.....	105
4.2. Analiza konstrukcji ze wzmocnieniem dolnych warstw	105
4.3. Zastosowanie warstwy przeciwzmęczeniowej z asfaltem wysokomodyfikowanym	114
4.4. Zamiana mieszanki w podbudowie asfaltowej konstrukcji z AC 22 na AC 16	118
4.5. Połączenie warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej w jedną warstwę wykonaną z mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem wysokomodyfikowanym	122
4.6. Wybór konstrukcji „optymalnych” i wnioski	127
Rozdział 5 Podsumowanie.....	133
Literatura	137
Spis rysunków.....	147
Spis tablic	150

Rozdział 1

Wprowadzenie

1.1. Tematyka i motywacja

Rozwój ekonomiczno-społeczny i idące wraz z nim zwiększające się natężenie ruchu pojazdów, w tym pojazdów ciężarowych, wymaga rozwoju sieci drogowych oraz innowacyjnych rozwiązań technologicznych, zapewniających trwałość nawierzchni w określonym okresie projektowym, bezpieczeństwo i komfort użytkowników przy jak najmniejszej ingerencji w środowisko naturalne.

Jednym z nowych osiągnięć w zakresie materiałów stosowanych do nawierzchni podatnych są lepiszcza asfaltowe wysokomodyfikowane polimerami, tzw. HiMA (*Highly Modified Asphalt*). Pierwsze odcinki testowe z zastosowaniem tego materiału zbudowano w Stanach Zjednoczonych w 2009 roku na torze NCAT Pavement Test Track [90]. W Polsce po raz pierwszy asfalt wysokomodyfikowany zastosowano do budowy drogi w 2013 roku. Wyniki badania laboratoryjnych mieszank z asfaltem HiMA wskazują na ich wielokrotnie wyższą odporność na zmęczenie w stosunku do mieszank z asfaltem drogowym niemodyfikowanym, również w niskich temperaturach [6]. Doświadczenia z odcinków terenowych potwierdzają korzystne właściwości mieszank [83, 93].

Wraz pojawianiem się na rynku nowych technologii i materiałów przychodzi potrzeba dostosowania narzędzi projektowania konstrukcji uwzględniających nowe możliwości. Choć mieszanki mineralno-asfaltowe z lepiszczem HiMA są coraz częściej stosowane, nie ma do tej pory wiarygodnego, względnie prostego i powszechnie dostępnego narzędzia projektowania konstrukcji nawierzchni drogowych z ich użyciem. Standardowe metody, stosowane w Polsce i na świecie, jak metoda Instytutu Asfaltowego (1982), metoda AASHTO (1993), kryterium AASHTO 2004, metoda Shella (1978), metoda francuska (1994) zostały skalibrowane dla standardowych materiałów, o określonych zakresach właściwości i przy bezpośrednim zastosowaniu nie pozwalają na uwzględnienie właściwości mieszank z asfaltem HiMA.

W pracach odnoszących się do problemu projektowania konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym można wyróżnić kilka kierunków.

Po pierwsze przeniesienie wyników badań trwałości zmęczeniowej mieszanki HiMA zastosowanej do podbudowy asfaltowej konstrukcji [49] na trwałość zmęczeniową konstrukcji za pomocą funkcji transferu [68, 76].

Po drugie wyznaczenie współczynnika warstwy z asfaltem wysokomodyfikowanym, który stosowany jest w metodzie AASHTO 1993, co jest przedmiotem prac Habbouche [23, 24].

Po trzecie, uwzględnienie rozwoju degradacji jako fazy osłabienia w równaniach konstytutywnych materiału. Przykładem takiego ujęcia problemu jest wykorzystanie teorii VECD i jej aplikacji S-VECD w programie FlexPave, z uwzględnieniem efektów lepkosprężystych [42, 59].

Po czwarte adaptację formuł trwałości zmęczeniowej w metodach mechanistyczno-empirycznych stosowanych dla standardowych materiałów, na przykład kryterium AASHTO 2004, co jest rozpatrywane w tej pracy.

1.2. Cele i zakres rozważań

Praca dotyczy projektowania indywidualnego metodą mechanistyczno-empiryczną konstrukcji nawierzchni drogowych podatnych z asfaltem wysokomodyfikowanym. Celem jest opracowanie prostego narzędzia pozwalającego na prognozę trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowej podatnej, w której co najmniej w jednej warstwie asfaltowej zastosowano mieszankę mineralno-asfaltową z asfaltem wysokomodyfikowanym (HiMA) oraz pokazanie możliwości zastosowania tego narzędzia do indywidualnego projektowania konstrukcji nawierzchni z asfaltem wysokomodyfikowanym i przykładowych rezultatów jego zastosowania.

Dodatkowym celem pracy jest ocena wpływu zastosowanych modeli materiałów warstw konstrukcyjnych nawierzchni i ich parametrów w analizie mechanistycznej konstrukcji, służącej wyznaczeniu stanu przemieszczenia, odkształcenia i naprężenia w nawierzchni pod obciążeniem na uzyskaną prognozę trwałości obliczeniowej.

Zakres pracy obejmuje:

- przegląd dostępnych narzędzi projektowania mechanistyczno-empirycznego konstrukcji nawierzchni drogowych podatnych, metod stosowanych w Polsce i na świecie, w odniesie-

- niu do konstrukcji standardowych jak i konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym,
- przegląd badań laboratoryjnych wykonywanych dla mieszanek mineralno-asfaltowych,
 - przegląd stosowanych w analizie mechanistycznej modeli konstrukcji i materiałów warstw konstrukcyjnych,
 - sformułowanie autorskiej metody SiM prognozowania trwałości konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym ze względu na spękania zmęczeniowe inicjowane na spodzie warstw asfaltowych i analizę wrażliwości metody na różne czynniki i weryfikację metody,
 - analizę trwałości zmęczeniowej konstrukcji podstawowej KR5 z asfaltem drogowym i jej odpowiedników z asfaltem wysokomodyfikowanym w warstwie podbudowy asfaltowej lub we wszystkich warstwach z uwzględnieniem zmniejszenia grubości warstwy podbudowy asfaltowej,
 - zaproponowanie konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym o innych układach warstw niż w konstrukcji podstawowej, przeznaczonych na drogi o kategorii ruchu KR5, KR6 i KR7.

Do analizy trwałości zmęczeniowej konstrukcji przyjęto dwa kryteria:

- kryterium spękań zmęczeniowych „z dołu do góry” według metody AASHTO 2004 w przypadku konstrukcji standardowych i metody SiM w przypadku konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym,
- kryterium deformacji podłoża gruntowego według metody Instytutu Asfaltowego.

W pracy rozpatrywano konstrukcje z podbudową zasadniczą z betonu asfaltowego i mieszanki niewiązanej (typ A1 według Katalogu TKNiP [107]) na podłożu w grupie nośności G1.

Dane do obliczeń oparto na wynikach badań laboratoryjnych 6 mieszanek mineralno-asfaltowych, 3 z asfaltem drogowym i 3 z asfaltem wysokomodyfikowanym, opublikowanych przez firmę Orlen Asfalt [6].

W pracy nie rozpatrywano zagadnienia innych rodzajów zniszczenia - spękań zmęczeniowych „z góry do dołu”, odporności na deformacje trwałe warstw asfaltowych (koleiny lepko-plastyczne, funkcjonalne), utraty szczepności międzywarstwowej i spękań niskotemperaturowych.

1.3. Układ pracy

Praca podzielona jest na pięć rozdziałów. W pierwszym przedstawiona jest tematyka i uzasadnienie jej podjęcia, cele i zakres pracy oraz jej struktura, a także spis najważniejszych oznaczeń stosowanych w pracy.

Drugi rozdział poświęcony jest studium literatury. Został podzielony na cztery podrozdziały, z czego pierwszy charakteryzuje mieszanki mineralno-asfaltowe z asfaltem modyfikowanym, a kolejne trzy są poświęcone trzem głównym elementom projektowania konstrukcji metodą mechanistyczno-empiryczną: badaniom materiałów, analizie mechanicznej konstrukcji, w szczególności modelowaniu oraz metodom określania trwałości zmęczeniowej konstrukcji podatnych.

Trzeci rozdział pracy dotyczy sformułowania i opisanie metody SiM prognozowania trwałości ze względu na spękania zmęczeniowe konstrukcji nawierzchni z asfaltem wysokomodyfikowanym. W tym rozdziale postawiono najważniejsze tezy pracy i je uzasadniono. Przeprowadzono także analizę wpływu zastosowanych do analizy mechanicznej modeli materiałów warstw konstrukcyjnych i ich parametrów na uzyskaną prognozę trwałości obliczeniowej.

W rozdziale czwartym przedstawiono możliwe rezultaty zastosowania metody SiM w mechanistyczno-empirycznym projektowaniu konstrukcji nawierzchni podatnych z asfaltem wysokomodyfikowanym. Zwymiarowano dla kategorii ruchu KR5 – KR7 konstrukcje z asfaltem wysokomodyfikowanym przy różnych układach warstw.

Rozdział piąty stanowi podsumowanie przedstawionych w pracy rozważań. Znajdują się w nim także plany dalszych badań naukowych w kierunku rozwoju metodyki projektowania konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym.

1.4. Wykaz ważniejszych symboli i oznaczeń

a – promień powierzchni obciążenia nawierzchni (promień powierzchni kontaktu koła pojazdu z nawierzchnią) [m]

E – model sprężysty (Hooke’a)

$E_a, E_p, \eta_a, \eta_b, k_a, h_b$ – parametry materiałowe modelu Hueta-Sayegha

E_2 – wtórny moduł odkształcenia [MPa]

E^* – moduł zespolony materiału lepkosprężystego [MPa]

$|E^*|$ – moduł dynamiczny materiału lepkosprężystego [MPa]

f – częstotliwość obciążenia harmonicznego [1/s]
 FC – procent powierzchni pasa ruchu pokrytej spękaniami [%]
 h – grubość warstwy nawierzchni [cm]
 h_{ac} – grubość pakietu warstw asfaltowych [cm]
 h_w – grubość warstwy wiążącej [cm]
 h_p – grubość warstwy podbudowy asfaltowej [cm]
 HiMA – asfalt wysokomodyfikowany polimerem
 H-S – model lepko-sprężysty Hueta-Sayegha
 N_f – trwałość zmęczeniowa (obliczeniowa) konstrukcji nawierzchni ze względu na spękania zmęczeniowe
 $N_{f(lab)}$ – trwałość zmęczeniowa mieszanki mineralno-asfaltowej wyznaczona w badaniach laboratoryjnych
 N_d – trwałość zmęczeniowa (obliczeniowa) konstrukcji nawierzchni ze względu na deformacje podłoża
 P – nacisk standardowego koła pojazdu na nawierzchnię
 p – intensywność obciążenia pionowego nawierzchni kołem pojazdu (ciśnienie kontaktowe)
 v – prędkość przesuwania powierzchni obciążenia (prędkość koła pojazdu)
 V_b – zawartość objętościowa asfaltu w mieszance warstwy asfaltowej [%]
 V_a – zawartość objętościowa wolnych przestrzeni w mieszance warstwy asfaltowej [%]
 T – temperatura [°C]
 xyz – kartezjański układ współrzędnych
 u_z – przemieszczenie pionowe [mm]
 ε_{xx} – składowa tensora odkształcenia w kierunku osi x układu współrzędnych [$\mu\text{m}/\text{m}$]
 ε_{yy} – składowa tensora odkształcenia w kierunku osi y układu współrzędnych [$\mu\text{m}/\text{m}$]
 ε_{zz} – składowa tensora odkształcenia w kierunku osi z układu współrzędnych [$\mu\text{m}/\text{m}$]
 ε_h – maksymalna wartość odkształcenia poziomego rozciągającego na powierzchni dolnej układu warstw asfaltowych [$\mu\text{m}/\text{m}$]
 ε_v – maksymalna wartość odkształcenia pionowego ściskającego na powierzchni górnej podłoża gruntowego [$\mu\text{m}/\text{m}$]
 φ – kąt przesunięcia fazowego
 ω – częstość kołowa obciążenia harmonicznego [rad/s]
 ν – współczynnik Poissona

Oznaczenia własne konstrukcji:

HB – konstrukcja z asfaltem wysokomodyfikowanym w warstwie podbudowy asfaltowej
(*HiMA Base*)

RS – konstrukcja referencyjna (z asfaltem drogowym) wobec konstrukcji z asfaltem
wysokomodyfikowanym (*Reference Structure*)

FH – konstrukcja z asfaltem wysomodyfikowanym we wszystkich warstwach asfaltowych
(*Full HiMA*)

Rozdział 2

Studium literatury

2.1. Asfalty modyfikowane polimerami

Podstawowym celem modyfikacji asfaltu jest wydłużenie okresu eksploatacji nawierzchni w dobrym stanie technicznym przez zwiększenie odporności mieszanek na odkształcenia trwałe, pękanie, zmęczenie, starzenie oraz oddziaływanie czynników zewnętrznych [19, 62].

Jako dodatki modyfikujące stosuje się [77, 85]: gumy z rozdrobnionych opon samochodowych, siarkę, odpady z tworzyw sztucznych, włókna (poliesterowe, polipropylenowe), asfalt naturalny Trynidad lub Gilsonit, wypełniacze, związki organometaliczne (sole manganu na nośniku węglowodorowym), a ostatnio także nanocząsteczki. Najczęściej stosowanymi modyfikatorami są jednak polimery.

Modyfikacje lepszy asfaltowych polimerami stosuje się od lat 60-tych XX wieku. Początkowo do modyfikacji stosowano chloroplen i kopolimer SB. Obecnie jest cały zbiór różnych polimerów. Najczęściej asfalty modyfikuje się elastomerem termoplastycznym – kopolimerem blokowym SBS lub plastomerami, np. kopolimerem etylen-octan winylu EVA. Plastomery, w przeciwieństwie do elastomerów, nie poprawiają niskotemperaturowych właściwości lepiscza, cechują się większym udziałem trwałego odkształcenia i zwiększoną sztywnością w wysokich temperaturach.

Technologia modyfikacji asfaltów elastomerami termoplastycznymi, takimi jak kopolimer blokowy SBS (Styren Butadien Styren) w krajach Europy Zachodniej pojawiła się w latach 80-tych XX wieku. W Polsce zaczęto je wprowadzać na początku lat 90-tych. Początkowo stosowano mieszanki mineralno-asfaltowe z asfaltem modyfikowanym o zawartości polimeru około 2-4% m/m, które cały czas cieszą się dużą popularnością i nazywane są klasycznymi asfaltami modyfikowanymi. Postęp technologiczny pozwolił stworzenie nowych polimerów i dzięki temu na zwiększenie ilości dodatku modyfikującego (polimeru SBS) i uzyskanie materiału o jeszcze lepszych właściwościach – asfaltu wysokomodyfikowanego.

Asfalty wysokomodyfikowane HiMA, to lepiszcza o wysokiej zawartości kopolimeru blokowego SBS, najczęściej powyżej 7,0% m/m, co w konsekwencji procesu modyfikacji asfaltu prowadzi do objętościowego odwrócenia faz w materiale – faza SBS w lepiszczu dominuje nad fazą asfaltu bazowego [5]. Powstały asfalt wysokomodyfikowany charakteryzuje się przejściem dużej części cech elastomeru i zmniejszeniem wpływu cech asfaltu. W szczególności lepiszcza typu HiMA cechują wysokie zdolności do nawrotu sprężystego (więcej niż 90% wg EN 13398 [120]), zmniejszenie sztywności w pośredniej i w niskiej temperaturze eksploatacji. W konsekwencji mieszanki mineralno-asfaltowe z asfaltem wysokomodyfikowanym odznaczają się wieloma zaletami w zakresie właściwości fizycznych i mechanicznych. Są zdecydowanie bardziej podatne i bardziej odporne na pękanie od mieszanek z asfaltem drogowym. Oznacza to, że przy mniejszej wartości modułu sztywności mieszanki asfaltowe z HiMA są, mimo zwiększonych odkształceń, niezwykle odporne na pęknięcia zmęczeniowe. Podobnie w niskiej temperaturze, dzięki mniejszej sztywności lepiszcza pęknięcie zachodzi później niż w mieszankach ze standardowymi (niemodyfikowanymi) lepiszczami. Dowodzą tego badania mieszanek asfaltowych metodami zmęczenia 4PB-PR, TSRST, SCB [3, 7, 8], ale także badania lepiszczy metodą reometru zginanej belki BBR [10] oraz wyniki testu LAS [9, 89].

Na świecie pierwsze prace dotyczące zastosowania asfaltów wysokomodyfikowanych HiMA pojawiły się w 2009 r. [43]. Na przestrzeni lat analizowano zarówno właściwości lepiszcza i mieszanek mineralno-asfaltowych na podstawie badań laboratoryjnych [22, 98] jak i zachowania konstrukcji z nich zbudowanych [44, 82], [91] [88]. Badania wykazały, że zwiększenie ilości polimeru SBS od 0 przez 3%, 6% do 7.5% poprawia właściwości lepiszcza i mieszanki w odniesieniu do odporności na zniszczenie na przykład koleinowanie, spękania zmęczeniowe i niskotemperaturowe. Prowadzone przez badaczy z NCAT (National Center for Asphalt Technology) w USA badania na torze doświadczalnym w pełnej skali wykazały, że nawierzchnia o zmniejszonej grubości z zastosowaniem asfaltu wysokomodyfikowanego jest niezwykle odporna na koleinowanie i spękania zmęczeniowe [83, 90]. Badano również odporność mieszanek HiMA na spękania niskotemperaturowe [41] oraz możliwości zastosowania mieszanek do wzmocnienia istniejących konstrukcji [81].

W Polsce asfalty wysokomodyfikowane zastosowano po raz pierwszy na odcinku doświadczalnym wykonanym wspólnie przez ORLEN Asfalt i ZDW Katowice w 2013 r., w ofercie rynkowej dostępne są od 2015 roku [93]. Zostały zastosowane do budowy dróg w różnych wariantach usytuowania w nawierzchni. Jednym z przykładów jest zastosowanie

nakładki przeciwspekaniowej na istniejącej nawierzchni – w 2013 r. nakładkę wykonano na odcinku drogi DW 789 w Kaletach. Pierwszy w Europie odcinek drogi, w którym zastosowano asfalt wysokomodyfikowany HiMA we wszystkich warstwach asfaltowych został wykonany w 2015 roku w Wiśle. Odcinek ma 4 km długości. W 2016 na drodze ekspresowej S6 Ustronie Morskie – Koszalin asfalt wysokomodyfikowany zastosowano w warstwie wiążącej. W latach 2015 - 2017 z zastosowaniem asfaltu HiMA wykonano w Polsce ponad 40 odcinków, głównie w województwie śląskim i lubelskim [5]. W 2018 roku w ciągu drogi S7 na odcinku Nowy Dwór Gdański – Elbląg nawierzchnię obiektów mostowych wykonano w technologii asfaltu lanego z wysokomodyfikowanym asfaltem HiMA. Doświadczenia ze stosowania mieszanek HiMA potwierdzają ich wysoką odporność na spękania [5].

2.2. Badania laboratoryjne mieszanek mineralno-asfaltowych

Mieszanki mineralno-asfaltowe powinny charakteryzować się takimi cechami mechanicznymi i technicznymi, aby warstwy konstrukcyjne z nich zbudowane zapewniały nawierzchni drogowej:

- nośność konstrukcji nawierzchni,
- odporność na spękania zmęczeniowe,
- odporność na odkształcenia trwałe powodowane przez ruch pojazdów
- odporność na działanie warunków atmosferycznych,
- odporność na spękania niskotemperaturowe,
- szczelność,
- odpowiedni współczynnik tarcia powierzchni,
- niewielki wpływ na środowisko, przy zrównoważonym wykorzystaniu zasobów.

Ponadto mieszanki mineralno-asfaltowe powinny wykazywać się dobrą urabialnością i zagęszczalnością w czasie produkcji i wbudowania w odpowiednich dla tych procesów temperaturach.

Normy europejskie EN 13108-x [119] określają wymagania dotyczące uziarnienia mieszanki mineralnej, rodzaju lepiszczy asfaltowych, dodatków modyfikujących oraz właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych. W Polsce wymagania stawiane mieszankom mineralno-asfaltowym stosowanym do warstw konstrukcyjnych nawierzchni podatnych na drogach krajowych określa Załącznik do zarządzenia Nr 47 Generalnego Dyrektora Dróg

Krajowych i Autostrad WT-2 2014 – część I [20]. Na pozostałych drogach stosowane są także inne systemy wymagań, np. WTW opracowane przez ZDW w Katowicach.

Właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych kształtuje się na etapie projektowania i zależą w dużej mierze od wzajemnych proporcji faz kompozytu: fazy stałej (mieszanka mineralna), ciekłej (lepiszczce) oraz gazowej (wolna przestrzeń), a także od jakości poszczególnych składników.

W celu zapewnienia i weryfikacji cech mieszanek przeprowadza się szereg badań laboratoryjnych na etapie projektowania, przed i w czasie wbudowywania. Badaniom poddawane są próbki z mieszanek mineralno-asfaltowych, jak i samego wyekstrahowanego lepiszcza oraz kruszywa.

Informacje o cechach fizycznych mieszanek mineralnych otrzymuje się z oznaczenia zawartości wolnej przestrzeni według normy PN-EN 12697-8 [112], oraz oznaczenia gęstości objętościowej według normy PN-EN 12697-6 [111] i gęstości według normy PN-EN 12697-5 [110].

Do wstępnej oceny odporności na spękania zmęczeniowe i koleinowanie może służyć badanie Marshalla opisane w normie PN-EN 12697-34 [118]. Alternatywnie w przeszłości stosowało się badanie stabilności według Hubbarda-Fielda.

Odporność na deformacje trwałe bada się metodą koleinowania według PN-EN 12697-22 [114]. Badanie przeprowadza się za pomocą małego lub dużego aparatu do koleinowania w różnych warunkach – w powietrzu lub w wodzie.

Odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na niską temperaturę ocenia się na podstawie badania rozciągania prostego, badania skurczu ograniczonego lub badania relaksacji. Najpopularniejsza jest metoda TSRST.

Badanie wytrzymałości na rozciąganie pośrednie ITS określa norma PN-EN 12697-23 [115].

Odporność na działanie wody określa się według normy PN-EN 12697-12 [113]. Wrażliwość na działanie wody określa wskaźnik wytrzymałości na rozciąganie pośrednie ITSR – procentowy stosunek wytrzymałości na rozciąganie pośrednie próbki mokrej do wytrzymałości próbki suchej.

Moduł sztywności

Sztywność mieszanki mineralno-asfaltowej zależy od temperatury, czasu i prędkości obciążenia. W zależności od metodyki badania określa się różne rodzaje modułu sztywności.

W badaniu pełzania wyznacza się moduł sztywności pełzania pod obciążeniem statycznym. Badanie statyczne polega na poddaniu próbki jednoosiowemu ściskaniu przy ściśle określonych warunkach i funkcji obciążenia i rejestracji odkształcenia próbki w czasie. Moduł sztywności pełzania to stosunek badawczego naprężenia ściskającego 0.1 MPa do maksymalnego odkształcenia próbki po 1 godzinie stałego obciążenia.

Moduł sztywności (sprężystej) uzyskuje się też na podstawie badania rozciągania pośredniego próbki cylindrycznej.

Do opisu właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych przyjmuje się zespolony moduł sztywności.

Metody badania zespolonego modułu sztywności określone normie PN-EN 12697-26 [117] to:

- dwupunktowe zginanie próbek trapezowych (2PB-TR),
- dwupunktowego zginanie próbek prostopadłościennych (2PB-PR),
- trzypunktowego zginanie próbek prostopadłościennych (3PB-PR),
- czteropunktowego zginanie próbek prostopadłościennych (4PB-PR),
- rozciąganie pośrednie próbek cylindrycznych (IT-CY),
- proste ściskanie-rozciąganie próbek walcowych (DTC-CY),
- rozciąganie proste próbki walcowej (DT-CY),
- rozciąganie proste próbki prostopadłościennej (DT-PR),

Moduły sztywności mieszanek mineralno-asfaltowych można również oceniać w sposób szacunkowy na podstawie ich cech fizycznych. Najbardziej znaną metodą jest metoda Shella.

Badanie odporności na zmęczenie

Zmęczenie mieszanki mineralno-asfaltowej jest to proces zmian jej właściwości pod wpływem obciążeń cyklicznych.

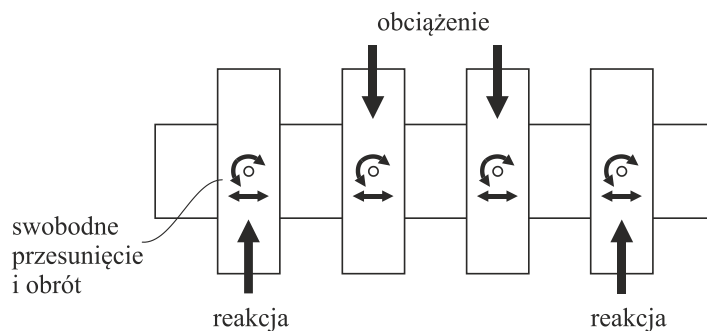
W konstrukcji nawierzchni drogowej jednym z mechanizmów zniszczenia jest postępujący rozwój spękań inicjowanych na spodzie ostatniej dolnej warstwy asfaltowej pod wpływem powtarzającego się obciążenia od ruchu pojazdów. Odporność na ten rodzaj zniszczenia zależy od między innymi od właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych użytych do budowy warstw konstrukcyjnych.

Wymagania dla mieszanek mineralno-asfaltowych w zależności od miejsca ich wbudowania określa norma PN-EN 13108-1 [119], a metody badania odporności na zmęczenie norma PN-EN 12697-24 [116]. Przedstawiono w niej kilka metod badawczych:

- dwupunktowego zginania na próbkach trapezowych,
- dwupunktowego zginania na próbkach prostokątnych,
- trzypunktowego zginania na próbkach prostokątnych,
- czteropunktowego zginania na próbkach prostokątnych,
- rozciągania pośredniego na próbkach cylindrycznych.

Norma nie zapewnia zbieżności wyników przy różnych metodach badawczych.

W Polsce najczęściej stosowany jest schemat czteropunktowego zginania belki prostokątnej (4PB-PR). Schemat obciążenia próbki został przedstawiony na rysunku 2.1.



Rys. 2.1. Schemat obciążenia i podparcia próbki w badaniu czteropunktowego zginania (4PB-PR).

Próbkę obciąża się cyklicznie (sinusoidalnie) przy kontrolowanym odkształceniu lub naprężeniu. Jako konwencjonalne kryterium zniszczenia przy kontrolowanym stałym odkształceniu przyjmuje się liczbę cykli obciążenia $N_{f/50}$, po której dynamiczny moduł sztywności zmniejszy się do połowy swojej wartości początkowej, mierzonej w setnym cyklu obciążenia. Trwałość zmęczeniowa i -tej próbki, $N_{i,j,k}$, oznacza liczbę cykli odpowiadającą konwencjonalnemu kryterium zniszczenia j w warunkach k (temperatura, częstotliwość, tryb obciążenia). Badanie w Polsce wykonuje się najczęściej w temperaturze 10°C i przy częstotliwości obciążenia $f = 10 \text{ Hz}$.

Badanie może być przeprowadzone na próbkach wyciętych z nawierzchni lub przygotowanych w laboratorium. Norma opisuje kształt i wymiary próbek oraz sposób ich podparcia i obciążenia.

Badanie należy przeprowadzić dla trzech serii złożonych z 6 próbek, dla każdej serii przyjmując inną amplitudę odkształcenia ε_1 . Wyniki badania przedstawia się na wykresie we

współrzędnych logarytmicznych. Za pomocą regresji liniowej pomiędzy logarytmami naturalnymi z $N_{i,j,k}$, a logarytmami naturalnymi z amplitudy odkształcenia ε_i otrzymuje się linię charakterystyki zmęczeniowej (krzywą zmęczenia) mieszanki mineralno-asfaltowej

$$\ln(N_{i,j,k}) = A_1 \ln(\varepsilon_i) + A_0 \quad (2.1)$$

Zazwyczaj jednak stosuje się krzywe zmęczenia w osiach logarytmicznych przy podstawie logarytmu 10:

$$\lg(N_{i,j,k}) = A_1 \lg(\varepsilon_i) + A_0 \quad (2.2)$$

Na podstawie badania czteropunktowego zginania belki prostopadłościennej można określić również zespolony moduł sztywności mieszanki, kąt przesunięcia fazowego, energię rozproszoną na cykl i skumulowaną energię rozproszoną.

2.3. Analiza mechanistyczna konstrukcji nawierzchni

Istotnym elementem projektowania indywidualnego konstrukcji nawierzchni drogowych jest wyznaczenie stanu przemieszczenia, odkształcenia i naprężenia w konstrukcji pod działaniem obciążenia standardowego. Nie jest to zadanie trywialne, dlatego aby rozwiązanie go było możliwe przy modelowaniu konstrukcji przyjmuje się wiele uproszczeń. Z biegiem lat powstają coraz lepsze narzędzia i metody, które pozwalają w coraz wierniejszy sposób odwzorować rzeczywiste zachowanie nawierzchni pod obciążeniem od ruchu pojazdów.

W analizie mechanistycznej konstrukcji nawierzchni jako model konstrukcji najczęściej przyjmuje się liniowy model półprzestrzeni materialnej złożony z nieograniczonych w kierunkach poziomych warstw jednorodnych i izotropowych o stałej grubości, opisujących warstwy konstrukcyjne i warstwę ulepszonego podłoża oraz z półprzestrzennej warstwy jednorodnej i izotropowej opisującej podłoże gruntowe.

W standardowej analizie zakłada się ciągłość przemieszczeń warstw na powierzchniach kontaktu (pełną szczepność warstw). Na powierzchni układu przyjmuje się obciążenie prostopadłe do powierzchni równomiernie rozłożone na powierzchni kołowej o wypadkowej równej sile nacisku standardowego koła pojazdu (zazwyczaj 50 kN, połowa siły nacisku osi standardowej 100kN).

Otrzymujemy w ten sposób zagadnienie brzegowe osiowosymetryczne, które można rozwiązać analitycznie w ramach liniowej teorii sprężystości. Formułuje się je w cylindrycznym układzie współrzędnych i rozwiązuje różnymi metodami: metodą Love'a – bihar-

monicznych funkcji naprężeń, metodą Boussinesqa - harmonicznym funkcji przemieszczeń, za pomocą transformat całkowych Henkela i in. [28]. Rozwiązanie za pomocą każdej z wymienionych metod wiąże się z całkowaniem numerycznym funkcji specjalnych (funkcji Bessela), co może być problematyczne.

Jako pierwszy rozwiązanie ściśle zagadnienia brzegowego osiowo-symetrycznego przy założeniu dwóch warstw o charakterystyce liniowo sprężystej otrzymał w 1943 r. Donald Burmister [12], później rozszerzył je na przypadek trzech warstw [11]. Dziś zagadnienia brzegowe osiowo-symetryczne rozwiązywane w ramach liniowej teorii sprężystości przy dowolnej liczbie warstw są dobrze przebadane i powszechnie stosowane w projektowaniu konstrukcji nawierzchni [32, 79].

W projektowaniu konstrukcji nawierzchni podatnych najczęściej stosuje się model sprężysty do opisu właściwości wszystkich warstw nawierzchni (na przykład w programie BISAR), który do podstawowej analizy konstrukcji standardowych jest wystarczający [55], aczkolwiek stosowanie go do opisu właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych jest dużym uproszczeniem i niesie ze sobą wiele ograniczeń [57]. Zachowanie mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem jest zależne od temperatury, czasu działania i prędkości obciążenia [95]. Model sprężysty nie pozwala w pełni uwzględnić tych zależności.

Aby zbliżyć się do rzeczywistości opracowano modele reologiczne uwzględniające lepkosprężyste właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych [50], [35], a rozwiązanie zagadnienia brzegowego wielowarstwowej przestrzeni zostało uzyskane również przy ich zastosowaniu [26, 31]. Program VEROAD umożliwia otrzymanie rozwiązania zadania quasi-statycznego, w którym wielowarstwowa półprzestrzeń jest poddana jest obciążeniu równomiernie rozłożonemu na powierzchni kołowej przesuwanej się z zadaną prędkością. Można zamodelować warstwy półprzestrzeni jako sprężyste lub lepkosprężyste według modelu Burgersa lub Hueta-Sayegha.

Do analizy modelu wielowarstwowego konstrukcji nawierzchni wykorzystuje się także metody przybliżone. Szerokie zastosowanie znajduje tu metoda elementów skończonych (MES). Możliwa jest analiza układów o dowolnej geometrii, nie tylko osiowosymetrycznych, przy dowolnym kształcie powierzchni obciążenia. Dodatkowo mamy możliwość uwzględnienia dowolnych warunków brzegowych – na przykład odwzorowujących ograniczenie swobody odkształceń konstrukcji drogi miejskiej przez krawężniki, w odróżnieniu do swobodnych brzegów warstw nawierzchni zamiejskiej na nasypie [51]. Metoda elementów skończonych daje także możliwość uwzględnienia braku szczepności pomiędzy warstwami na

całej powierzchni styku, osłabionego wiązania warstw lub miejscowej utraty szczepności. (Swobodny poślizg warstw w płaszczyźnie styku został także zastosowany w rozwiązaniach analitycznych [32] i można go uwzględnić w programie BISAR.)

Metoda elementów skończonych daje możliwość zastosowania modelu materiału o dużo bardziej złożonych relacjach konstytutywnych. Na przykład w programie ABAQUS dostępny jest model lepkosprężysty zwany szeregiem Prony'ego, który można zobrazować za pomocą klasycznych struktur reologicznych jako równoległe połączenie modeli Maxwella przy dowolnej liczbie elementów. Zastosowanie go do opisu właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych można znaleźć w pracy Kima [40].

Cały czas opracowywane są nowe modele coraz pełniej odwzorowujące zachowanie mieszanek mineralno-asfaltowych, uwzględniające również możliwość pojawienia się trwałych deformacji. Uogólnienie modelu Prony'ego na zjawiska plastyczne i implementacja go w analizie MES zostało przedstawione w pracy Michalczyka [48]. Nieliniowe modele uwzględniające właściwości reologiczne zaczynają też być stosowane do opisu właściwości podłoża [33].

Istnieją też modele, które odwzorowują niejednorodną strukturę materiału [1, 2, 15, 56]. Do ich opracowania badacze analizują materiały w skali mikro, rozpatrując ich mikrostrukturę i wzajemne oddziaływania składników. Jednak zastosowanie ich do analizy mechanistycznej całej konstrukcji pod obciążeniem jest trudne. W pracy [96] przeprowadzono analizę konstrukcji z uwzględnieniem nieliniowej relacji konstytutywnej materiału ziarnistego.

Jednocześnie postęp technologiczny dostarcza badaczom coraz to nowych wyzwań, związanych ze zmianami odporności materiałów i ich cech oraz zakresów, w których te cechy są wykazywane.

2.4. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji nawierzchni drogowej podatnej

2.4.1. Uwagi wstępne

Konstrukcję nawierzchni drogowej projektuje się w taki sposób, aby stan graniczny nośności i przydatności do użytkowania nie był przekroczony w projektowanym okresie eksploatacji [122]. Liczbę obciążeń jaką może przenieść nawierzchnia do wystąpienia stanu granicznego nosi miano trwałości zmęczeniowej konstrukcji [62]. Katalog TKNiP [107] precyzuje definicję na liczbę równoważnych osi standardowych, a stan graniczny nazywa jako

krytyczny i precyzuje, że określa go powierzchnia spękań zmęczeniowych lub głębokość kolein strukturalnych.

Metoda mechanistyczno-empiryczna projektowania konstrukcji nawierzchni polega na określeniu jej trwałości zmęczeniowej na podstawie analizy mechanistycznej konstrukcji (opisanej w punkcie 2.3) oraz wyników badań doświadczalnych określających cechy materiałów warstw konstrukcyjnych i podłoża gruntowego (opisanych w punkcie 2.2). Najczęściej, od lat 60-tych XX w., przyjmuje się dwa kryteria zniszczenia konstrukcji nawierzchni drogowej:

- kryterium spękań zmęczeniowych warstw asfaltowych,
- kryterium deformacji trwałych podłoża gruntowego.

Spękania zmęczeniowe są wynikiem wielokrotnie powtarzanych obciążeń nawierzchni od kół pojazdów. Deformacje trwałe to koleiny strukturalne wynikające z akumulacji odkształceń plastycznych podłoża gruntowego.

Jako pierwsi podejście mechanistyczno-empiryczne do projektowania konstrukcji nawierzchni zastosowali Dormon i Metcalf w 1965 roku [17]. Kryteria przez nich zaproponowane były rozwijane i modyfikowane w wielu ośrodkach badawczych w różnych krajach. Znalazły zastosowanie w metodzie Shella z 1977 roku [14], w metodzie Instytutu Asfaltowego z 1982 roku [103], metodzie francuskiej LCPC [104] z 1994 roku.

Wymienione tu metody mają wspólną cechę. Przyjmuje się, że [62]:

- istnieje związek, pomiędzy wielkością odkształcenia rozciągającego na spodzie warstw asfaltowych, a ilością spękań zmęczeniowych pojawiających się na powierzchni konstrukcji;
- istnieje związek, pomiędzy wielkością odkształcenia w kierunku pionowym na powierzchni podłoża gruntowego, a głębokością koleiny występującej na powierzchni konstrukcji.

Związek ten w większości kryteriów zmęczeniowych ma postać równania według koncepcji Wöhlera:

$$N_f = C \left(\frac{1}{\varepsilon_{cr}} \right)^\alpha, \quad (2.3)$$

gdzie:

ε_{cr} – krytyczne odkształcenie, od którego głównie zależy trwałość obliczeniowa konstrukcji nawierzchni (poziome rozciągające na spodzie warstw asfaltowych lub

pionowe ściskające na górnej powierzchni podłoża gruntowego) występujące w konstrukcji pod standardowym obciążeniem,

C, α – współczynniki kalibracyjne - są często iloczynami współczynników zależnych od konkretnych czynników i podlegają kalibracji doświadczalnej.

Trwałość zmęczeniowa mieszanek mineralno-asfaltowych w dużej mierze zależy od ilości wolnych przestrzeni i zawartości asfaltu [124], co znajduje odzwierciedlenie w równaniach zmęczenia konstrukcji według różnych metod. Opis kryteriów stosowanych w wybranych metodach znajduje się w kolejnym podrozdziale, porównanie kryteriów według niektórych metod przedstawiono w pracy [32].

Najnowszą i obecnie najbardziej zaawansowaną metodą mechanistyczno-empiryczną jest MEPDG (Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide) [106] opracowana w 2004 roku przez stowarzyszenie AASHTO w ramach projektu NCHRP 1-37A. W metodzie nie stosuje się pojęcia osi standardowych, ruch analizuje się w podziale pojazdów na klasy i z uwzględnieniem różnego rozłożenia obciążenia. Prognozuje się postępujące zniszczenie konstrukcji nawierzchni w czasie wynikające z obciążenia ruchem pojazdów i czynników klimatycznych, takich jak wilgotność i zmiany temperatury.

Jednocześnie cały czas trwają prace nad opracowaniem zależności pomiędzy cechami materiału określanymi w badaniach laboratoryjnych a ilością spękań rzeczywistej konstrukcji nawierzchni drogowej. W pracy [97] pokazano współczynniki korelacji pomiędzy różnymi parametrami mieszanki mineralno-asfaltowej oraz lepiscza a ilością spękań konstrukcji (zarówno zmęczeniowych jak i termicznych). Zaproponowano graniczne dopuszczalne wartości parametrów, które mogą pomóc w kontroli spękania konstrukcji.

Obecnie prowadzone są także badania nad określeniem funkcji zniszczenia konstrukcji ze względu na deformacje strukturalne. W pracy [4] zastosowano wieloetapową sekwencję obciążeń konstrukcji nawierzchni do określenia krzywej Wöhlera wyrażającej zależność pomiędzy odkształceniem podłoża, a liczbą obciążeń prowadzącą do zniszczenia konstrukcji. Zaproponowano empiryczną funkcję przeniesienia (*transfer function*) dla dróg nieutwardzonych, zweryfikowaną w badaniach terenowych.

Niektóre metody mechanistyczno-empiryczne mogą zostać dostosowane do analizy konstrukcji z zastosowaniem nowych technologii i materiałów, takich jak asfalty wysokomodyfikowane. Należy jednak pamiętać o warunkach, w jakich zostały przeprowadzone procedury empiryczne i wynikających z nich ograniczeniach [80]. W celu zastosowania standardowych metod do analizy niestandardowych konstrukcji potrzebne są zatem modyfi-

kacje oparte na badaniach nowych materiałów lub zastosowanie innych, niestandardowych metod.

Przykładem odmiennego podejście do prognozowania trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni jest metoda VECD [59]. W tej metodzie modelowane jest zjawisko rozproszonego niszczenia mieszanek mineralno-asfaltowych w różnych warunkach obciążenia.

Jeszcze inne podejście stosuje się w przypadku projektowania nawierzchni długowiecznych (*perpetual*). Należy wówczas wyznaczyć *Fatigue Endurance Limit (FEL)*, czyli wartość odkształceń rozciągających w konstrukcji, poniżej której nie będą występowały procesy prowadzące do zniszczenia konstrukcji przy cyklicznym występowaniu. Wówczas, projektując konstrukcję, należy tak dobrać grubości warstw i materiały, by odkształcenia rozciągające w warstwach asfaltowych nie przekraczały wartości *FEL* tych warstw. Wartość *FEL* w dużej mierze zależy od temperatury. Badania w tym zakresie prowadzili na przykład Carpenter [13], Shen [73]. Korelację pomiędzy wartością *FEL* wyznaczoną w badaniach laboratoryjnych a wartością odkształceń występujących w konstrukcji badali Willis i Tim [92]. O włączeniu *FEL* do projektowania konstrukcji metodą MEPDG pisali Sheng Hu et al. [27].

2.4.2. Wybrane metody projektowania konstrukcji

Metoda Instytutu Asfaltowego

Metoda mechanistyczno-empiryczna została opublikowana w Stanach Zjednoczonych w 1982 r. [121]. Stan krytyczny nawierzchni przyjęto jako wystąpienie spękań zmęczeniowych na co najmniej 20% powierzchni jezdni lub powstanie deformacji trwałych w postaci koleiny o głębokości powyżej 12 mm.

Przyjęte w metodzie Instytutu Asfaltowego kryteria wyrażone są przez równania:

- kryterium spękań zmęczeniowych:

$$N_f = 18.4C \left(6.167 \cdot 10^{-5} \cdot \varepsilon_h^{-3.291} \cdot |E^*|^{-0.854} \right), \quad (2.4)$$

gdzie:

N_f – trwałość zmęczeniowa [liczba osi standardowych],

ε_h – odkształcenie rozciągające w spodzie warstw asfaltowych [m/m],

$|E^*|$ – moduł dynamiczny sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej [MPa],

C – współczynnik zależny od właściwości fizycznych mieszanki mineralno-asfaltowej,

$$C = 10^M, \quad (2.5)$$

$$M = 4.84 \left(\frac{V_b}{V_b + V_a} - 0.69 \right), \quad (2.6)$$

V_a – zawartość objętościowa wolnych przestrzeni [%],

V_b – zawartość objętościowa asfaltu [%];

- kryterium deformacji strukturalnych:

$$N_d = \left(\frac{k}{\varepsilon_v} \right)^{1/m}, \quad (2.7)$$

gdzie:

k, m – współczynniki doświadczalne: $k = 1.05 \cdot 10^{-2}$, $m = 0.223$,

N_d – trwałość zmęczeniowa [liczba osi standardowych do wystąpienia krytycznych deformacji trwałych],

ε_v – pionowe odkształcenie ściskające na poziomie podłoża gruntowego [m/m].

Metoda francuska

Metodę opisano w podręczniku [104] z 1994 i [16] z 1997. Podejście obliczeniowe jest nieco inne niż w przypadku metody Instytutu Asfaltowego. Dla prognozowanego ruchu ustala się liczbę osi (równoważnych) o nacisku 130 kN (NE) i wyznacza się maksymalne poziomy odkształceń jakie mogą wystąpić w nawierzchni, aby nie uległa zniszczeniu w projektowanym okresie, przy dobranym poziomie ryzyka. Następnie dobiera się grubości warstw konstrukcyjnych, tak, aby wartości odkształceń były mniejsze od dopuszczalnych. Konstrukcję wymiaruje ze względu na te same kryteria co w metodzie Instytutu Asfaltowego wyrażone w odmiennej postaci.

- kryterium spękań zmęczeniowych:

Dopuszczalna wartość odkształcenia rozciągającego na spodzie warstw asfaltowych $\varepsilon_{t,ad}$ określona jest równaniem:

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon \left(NE, \theta_{eq}, f \right) k_r k_c k_s \quad (2.8)$$

gdzie:

k_r – współczynnik ryzyka,

k_c – współczynnik materiału,

k_s – współczynnik podłoża,

$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f)$ – odkształcenie rozciągające, dla którego z 50% prawdopodobieństwem następuje zniszczenie zginanej próbki po NE cyklach obciążenia w temperaturze ekwiwalentnej θ_{eq} przy częstotliwości f .

Równanie zmęczenia mieszanek mineralno-asfaltowych ma postać:

$$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) = \varepsilon_6(\theta_{eq}, f) \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b, \quad (2.9)$$

gdzie:

NE - liczba równoważnych osi 130 kN,

$\varepsilon_6(\theta_{eq}, f)$ – odkształcenie rozciągające, dla którego z 50% prawdopodobieństwem następuje zniszczenie zginanej próbki po 10^6 cyklach obciążenia w temperaturze ekwiwalentnej θ_{eq} przy częstotliwości f ,

b – współczynnik kierunkowy krzywej zmęczenia materiału w układzie współrzędnych $\lg \varepsilon - \lg N$ ($b = -0.2$).

Przy tym równanie zmęczenia mieszanki jest określone w teście zginania wspornikowego belki trapezowej przy kontrolowanym odkształceniu. Najczęściej badanie przeprowadza się w temperaturze $t = 10^\circ\text{C}$ i przy częstotliwości obciążenia $f = 25 \text{ Hz}$. W takim przypadku równanie (2.7) dla konstrukcji w umiarkowanym zakresie temperatur $t > 0^\circ\text{C}$ i częstotliwości obciążenia w zakresie 10–25 Hz przyjmuje formę:

$$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) = \varepsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz}) \left[\frac{E(10^\circ\text{C})}{E(\theta_{eq})} \right]^{0.5} \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b. \quad (2.10)$$

Dopuszczalne odkształcenie wywołane obciążeniem standardowym w projektowanej konstrukcji wyznaczone oprócz odporności na zmęczenie materiału nawierzchni zależy od następujących współczynników:

- k_r – współczynnik ryzyka, który dostosowuje dopuszczalne odkształcenie w nawierzchni do danego poziomu ryzyka w zależności od odchylenia standardowego grubości warstw (Sh) nawierzchni oraz odchylenia standardowego wyników testów odporności na zmęczenie (SN):

$$k_r = 10^{-u\delta b}, \quad (2.11)$$

gdzie:

u – zredukowana średnia wartość zmiennej powiązana z ryzykiem

b – współczynnik kierunkowy krzywej zmęczenia materiału w układzie współrzędnych $\log \varepsilon - \log N$

δ – odchylenie standardowe rozkładu $\log N$

$$\delta = \left[SN^2 + (c^2 / b^2) Sh^2 \right]^{0.5}, \quad (2.12)$$

$$c \approx 0.02 \text{ cm}^{-1};$$

- k_c – współczynnik materiału, który dostosowuje wyniki modelu obliczeniowego do zachowania materiału w rzeczywistej konstrukcji nawierzchni i w zależności od materiału przyjmuje wartości:

dla betonu asfaltowego do warstwy podbudowy - $k_c = 1.3$,

dla betonu asfaltowego - $k_c = 1.1$,

dla betonu asfaltowego o wysokim module sztywności - $k_c = 1.0$;

- k_s – współczynnik podłoża - współczynnik redukujący, uwzględniający efekt miejscowego obniżenia nośności warstwy podłoża położonej poniżej rozpatrywanych warstw nawierzchni; w zależności od modułu sztywności podłoża przyjmuje wartości:

$$k_s = \frac{1.0}{1.2} = 0.833 \text{ dla } E < 50 \text{ MPa},$$

$$k_s = \frac{1.0}{1.1} = 0.909 \text{ dla } 50 \text{ MPa} < E < 120 \text{ MPa},$$

$$k_s = 1.0 \text{ dla } E > 120 \text{ MPa}.$$

- kryterium deformacji strukturalnych:

Dopuszczalna wartość odkształcenia pionowego $\varepsilon_{z,ad}$ na górnej powierzchni podłoża określona jest równaniem:

$$\varepsilon_{z,ad} = k (NE)^{-m}, \quad (2.13)$$

gdzie:

k, m – współczynniki doświadczalne:

$$m = 0.222,$$

$$k = 1.016 \text{ dla ruchu lekkiego,}$$

$$k = 1.012 \text{ dla ruchu średniego i ciężkiego,}$$

NE – trwałość zmęczeniowa [liczba osi standardowych do wystąpienia krytycznych deformacji trwałych],

$\varepsilon_{z,ad}$ – pionowe odkształcenie ściskające na poziomie podłoża gruntowego [m/m].

O adaptacji francuskich kryteriów zmęczeniowych do projektowania nawierzchni w Polsce napisali Jaczewski i Judycki [29, 36].

Metoda Shella

Badacze firmy Shell w 1980 roku przedstawili równania do oceny trwałości zmęczeniowej warstw nawierzchni w warunkach kontrolowanego odkształcenia (o stałej amplitudzie) i kontrolowanego naprężenia (o stałej amplitudzie).

- kryterium spękań zmęczeniowych

– przy kontrolowanym odkształceniu:

$$N_f = (4.102PI - 0.205PI \cdot V_b + 1.094V_b - 2.707)^5 \cdot \varepsilon_0^{-5} \cdot S_m^{-1.8}, \quad (2.14)$$

– przy kontrolowanym naprężeniu:

$$N_f = (0.300PI - 0.015PI \cdot V_b + 0.090V_b - 0.198)^5 \cdot \varepsilon_0^{-5} \cdot S_m^{-1.4}, \quad (2.15)$$

gdzie:

N_f – trwałość zmęczeniowa [liczba cykli obciążenia],

ε_0 – odkształcenie rozciągające [m/m],

PI – indeks penetracji,

S_m – moduł sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej [Pa],

V_b – zawartość objętościowa asfaltu [%];

- kryterium deformacji trwałych:

$$N_d = \left(\frac{k}{\varepsilon_v} \right)^{1/m}, \quad (2.16)$$

gdzie:

k, m – współczynniki doświadczalne:

$$m = 0.25,$$

$$k = 2.8 \cdot 10^{-2} \text{ przy poziomie niezawodności 50\%,}$$

$$k = 2.1 \cdot 10^{-2} \text{ przy poziomie niezawodności 85\%,}$$

$$k = 1.8 \cdot 10^{-2} \text{ przy poziomie niezawodności 95\%,}$$

N_d – trwałość zmęczeniowa [liczba osi standardowych do wystąpienia krytycznych deformacji trwałych],

ε_v – pionowe odkształcenie ściskające na poziomie podłoża gruntowego [m/m].

Metoda AASHTO

W 1993 roku stowarzyszenie AASHTO wydało podręcznik projektowania konstrukcji „AASHTO Guide for Design of Pavement Structures” [100].

Koncepcja projektowania jest oparta na określeniu sumarycznego ruchu w danym okresie projektowym i wymaganego minimalnego poziomu użyteczności drogi na koniec tego okresu. Miarą funkcjonalnej przydatności nawierzchni jest wskaźnik PSI (*Present Serviceability Index*), który jest wyznaczany na podstawie pomiarów stanu nawierzchni, m.in. równości podłużnej i poprzecznej, ilości spękań. PSI przyjmuje wartości w skali 0-5, gdzie 5 oznacza drogę w stanie idealnym. Początkowa wartość wskaźnika PSI dla nawierzchni asfaltowych wynosi 4.2, wartość końcowa – najniższa dopuszczalna zanim droga będzie zakwalifikowana do remontu – zależy od klasy drogi wynosi od 3.0 do 2.0.

Metoda polega na dobraniu grubości warstw konstrukcji nawierzchni w taki sposób, aby zapewnić odpowiednią wartość SN (*Structural Number*), obliczanego według wzoru:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3, \quad (2.17)$$

gdzie:

a_i – współczynnik materiałowy i -tej warstwy,

D_i – grubość i -tej warstwy [cale],

m_i – współczynnik odwodnienia warstwy.

Wymagany poziom SN wyznacza się w zależności od przewidywanego ruchu w danym okresie projektowym, nośności podłoża, projektowanego spadku wskaźnika PSI, a także przyjętego poziomu niezawodności (np. poziom 50% zakłada średnie wartości zmiennych) na podstawie równania:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \times \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10} M_R - 8.07 \quad (2.18)$$

gdzie:

W_{18} – liczba osi standardowych 80 kN w danym okresie projektowym,

Z_R – odchylenie standardowe,

S_o – wypadkowy błąd standardowy,

ΔPSI – projektowany spadek wskaźnika PSI, $\Delta PSI = p_o - p_t$,

M_R – moduł sprężystości podłoża [psi].

Metoda AASHTO 2004/2008 (MEPDG)

Metoda „Mechanical-Empirical Pavement Design Guide” [106] to jedna z najbardziej zaawansowanych metod projektowania konstrukcji nawierzchni. Została utworzona na podstawie szerokich badań odcinków doświadczalnych zlokalizowanych w różnych strefach klimatycznych.

Metoda jest bardzo złożona:

- można dowolnie konfigurować obciążenie, bez przeliczania na standardowe osie pojazdu;
- modelowane są charakterystyki materiałowe warstw w zależności od warunków klimatycznych (temperatury i wilgotności), dzięki czemu można lepiej odwzorować zachowanie materiałów warstw nawierzchni jak i podłoża;
- przeprowadza się dokładną analizę stanu nawierzchni w każdym kolejnym okresie od długości miesiąca, bądź krótszym z uwzględnieniem danych klimatycznych z obserwacji meteorologicznych;
- bada się stan każdej warstwy w kilku miejscach;
- szkody zmęczeniowe w kolejnych okresach sumuje się wg reguły Minera;
- uwzględnia się starzenie warstw asfaltowych;
- prognozowane jest wiele wskaźników stanu nawierzchni, na przykład stan nierówności nawierzchni w postaci wskaźnika IRI.

Aby zastosować pełną metodę MEPDG trzeba dysponować dużą ilością danych z badań doświadczalnych i terenowych, dotyczących ruchu, temperatury, wilgotności oraz cech ma-

teriałów. Dodatkowo trzeba posłużyć się programem AASHTOWare Pavement ME Design. Zastosowanie do tej metody standardowych programów do analizy mechanistycznej, jak VEROAD czy BISAR, wymagałoby dziesiątek obliczeń dla pojedynczej konstrukcji.

W 2013 roku w Polsce na zlecenie GDDKiA został wydany podręcznik mechaniczno-empirycznego projektowania nawierzchni w warunkach polskich [108], którego celem było udostępnienie polskim projektantom dróg narzędzia opartego na nowej metodzie. Podręcznik pomimo omawiania wielu złożonych procedur, nie podaje odpowiedzi w jaki sposób określić współczynniki kalibracyjne dla nawierzchni. Stosowanie w pełni zaproponowanego podejścia jest więc bardzo trudne.

Ocenę zastosowania metody MEPDG wraz z oprogramowaniem AASHTOWare do analizy trwałości zmęczeniowej typowych konstrukcji stosowanych w Polsce opisano w pracy [69].

Alternatywnym uproszczonym podejściem jest zastosowanie samego kryterium spękań zmęczeniowych metody MEPDG w odniesieniu do temperatury ekwiwalentnej dla całego roku kalendarzowego. Budowę i kalibrację modelu spękań zmęczeniowych warstw asfaltowych zastosowanego w tej metodzie opisał Judycki [34].

Kryterium spękań zmęczeniowych (dalej zwane kryterium AASHTO 2004) ma postać:

$$N_f = 7.3557(10^{-6}) C k_1' \left(\frac{1}{\varepsilon_h} \right)^{3.9492} \left(\frac{1}{E} \right)^{1.281}, \quad (2.19)$$

gdzie:

N_f – trwałość zmęczeniowa [liczba cykli],

k_1' – parametr określony w procesie kalibracji, zależny od grubości warstwy asfaltowej,

ε_h – odkształcenie rozciągające w spodzie warstw asfaltowych [m/m],

E – moduł sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej [Pa],

C – współczynnik zależny od właściwości fizycznych mieszanki mineralno-asfaltowej:

$$C = 10^M, \quad (2.20)$$

$$M = 4.84 \left(\frac{V_b}{V_b + V_a} - 0.69 \right), \quad (2.21)$$

V_a – zawartość objętościowa wolnych przestrzeni [%],

V_b – zawartość objętościowa asfaltu [%],

Parametr k_1' oblicza się zgodnie ze wzorem:

- dla spękań typu „z dołu do góry”

$$k_1' = \frac{1}{0.000398 + \frac{0.003602}{1 + e^{(11.02 - 1.374 \cdot h_{ac})}}}, \quad (2.22)$$

- dla spękań typu „z góry do dołu”

$$k_1' = \frac{1}{0.01 + \frac{12}{1 + e^{(15.676 - 1.1097 \cdot h_{ac})}}}, \quad (2.23)$$

h_{ac} – całkowita grubość warstw asfaltowych [cm].

Zależność pomiędzy szkodą zmęczeniową a procentem spękań siatkowych na powierzchni konstrukcji opisuje równanie:

$$FC = \left(\frac{1000}{1 + e^{[C_1 C_1' + C_2 C_2' \log_{10}(D \cdot 100)]}} \right) \cdot \left(\frac{1}{60} \right), \quad (2.24)$$

gdzie:

D – szkoda zmęczeniowa,

$$C_1 = 1.0, C_1' = -2C_2', C_2 = 1.0, C_2' = -2.40874 - 39.748 \left(1 + \frac{h_{ac}}{2.54} \right)^{-2.856},$$

h_{ac} – całkowita grubość warstw asfaltowych [cm].

Zatem ostatecznie równanie trwałości zmęczeniowej według kryterium spękań zmęczeniowych „z dołu do góry” AASHTO 2004 można zapisać w postaci:

$$N_f = C \left(\frac{1}{\varepsilon_h} \right)^\alpha, \quad (2.25)$$

przy czym:

$$\alpha = 3.9492,$$

$$C = D_{FC} C_{ph} C_m,$$

$$D_{FC} = \frac{1}{100} 10^{\left[-C_1 C_1' + \ln \left(\frac{100}{FC} - 1 \right) \right] \frac{1}{C_2 C_2'}},$$

$$C_{ph} = 7.3557 \cdot 10^M, \quad (2.26)$$

$$C_m = k_1' (10^{-6}) \left(\frac{1}{|E^*|} \right)^{1.281},$$

$$k_1' = \frac{1}{0.000398 + \frac{0.003602}{1 + e^{(11.02 - 1.374 \cdot h_{ac})}}},$$

gdzie:

FC – procent powierzchni jezdni pokrytej spękaniami.

Kryterium AASHTO 2004 razem z metodą francuską zostało przyjęte do wymiarowania konstrukcji nawierzchni podatnych w Katalogu [107]. Kryterium zostało także zastosowane w programie MWS Pavement Design [109] do projektowania nawierzchni podatnych i półsztywnych.

2.4.3. Prace w zakresie określenia trwałości zmęczeniowej konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym

Metoda AASHTO 1993

Habbouche prowadził badania [23, 24], których celem jest określenie współczynnika warstwy z asfaltem wysokomodyfikowanym według metody AASHTO 1993 [100]. W pracy [25] przedstawił obszerny przegląd badań naukowych prowadzonych w tym zakresie przez inne jednostki. Wymienia wartość współczynnika 0.44 jako dobrze reprezentującą mieszanki mineralno-asfaltowe PMA (modyfikowane przy zawartości polimeru 2-3%) i zwraca uwagę, że przy większej zawartości polimeru, współczynnik warstwy będzie większy i dzięki temu będzie można zastosować cieńsze warstwy asfaltowe dla takiego samego ruchu projektowego i przewidywanej szkody zmęczeniowej. Przywołał cztery podejścia do określenia tego współczynnika przy rezultatach w zakresie 0.54 - 0.94, jednocześnie wskazując, że żadne z dotychczasowych opracowań nie uwzględnia w pełni możliwości zniszczenia konstrukcji.

Habbouche w artykule [24] przedstawił badania i analizy, które prowadził w celu wyznaczenia współczynnika materiałowego warstwy z asfaltem wysokomodyfikowanym stosując kompleksowe podejście mechanistyczne. Metoda badawcza polega na wyznaczeniu cech mieszanek mineralno-asfaltowych na podstawie badań laboratoryjnych i modelowaniu

zachowania konstrukcji za pomocą programu 3D-Move [75]. Przeprowadził analizę ośmiu mieszanek mineralno-asfaltowych z asfaltem modyfikowanym PMA i ośmiu z asfaltem wysokomodyfikowanym HP (*High Polymer Modified*). Na podstawie badań laboratoryjnych potwierdził, że mieszanki HP charakteryzują się niższymi lub podobnymi modułami sztywności niż mieszanki PMA przy czym wykazują się większą odpornością na zmęczenie. Na podstawie analizy mechanistycznej porównując trwałość zmęczeniową konstrukcji PMA do trwałości konstrukcji HP otrzymał współczynnik warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem wysokomodyfikowanym HP w zakresie 0.33-1.32. Następnie stosując zaawansowaną analizę statystyczną wyników otrzymał współczynnik warstwy z mieszanki HP równy 0.54. Zaznaczył potrzebę weryfikacji wartości współczynnika przy uwzględnieniu innych rodzajów zniszczenia niż spękania zmęczeniowe.

W omawianej pracy Habbouche moduły dynamiczne mieszanek mineralno-asfaltowych zostały wyznaczone dla różnych kombinacji temperatury i częstotliwości obciążenia według AASHTO T 378. Testy były przeprowadzone za pomocą aparatu Asphalt Mixture Performance Tester przy częstotliwości obciążenia 25 Hz, 10 Hz, 1 Hz i 0.1 Hz w temperaturach 4°C, 20°C i 50°C. Próbkki zostały zagęszczone do poziomu 7.0% ± 1.0% wolnych przestrzeni i poddane starzeniu według AASHTO R 30.

Odporność mieszanek na spękania zmęczeniowe została wyznaczona w teście czteropunktowego zginania belki według ASTM D7460 i AASHTO T 321. Test został przeprowadzony w różnych temperaturach - 13°C, 21°C i 30°C w przypadku mieszanek o większej sztywności oraz 4.4°C, 13°C i 21°C w przypadku mieszanek o mniejszej sztywności. Na podstawie badań laboratoryjnych zostały określone współczynniki k_{f1}, k_{f2}, k_{f3} równania modelu zmęczenia według metody MEPDG [106] dla każdej z analizowanych mieszanek.

$$N_f = \beta_{f1} \times k_{f1} \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{\beta_{f2} \times k_{f2}} \left(\frac{1}{E_{AC}} \right)^{\beta_{f3} \times k_{f3}}, \quad (2.27)$$

gdzie:

N_f – trwałość zmęczeniowa mieszanki [liczba cykli obciążenia do osiągnięcia szkody zmęczeniowej],

ε_t – odkształcenie rozciągające w próbkach [m/m],

E_{AC} – moduł sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej [psi],

k_{f1}, k_{f2}, k_{f3} – współczynniki określane w badaniach laboratoryjnych,

$\beta_{f1}, \beta_{f2}, \beta_{f3}$ – współczynniki kalibracyjne badania laboratoryjne - badania terenowe.

Przy wykorzystaniu podręcznika FDOT [18] wybrano sześć typowych konstrukcji dla dwóch poziomów ruchu i dobrano parametry pozostałych warstw konstrukcyjnych – dwóch rodzajów podbudowy z kruszywa i podłoża gruntowego. Do analizy mechanistycznej konstrukcji zastosowano program 3D-Move, w którym modelowane jest ruchome obciążenie od pojazdu z oddziaływaniem normalnym i stycznym na powierzchni kontaktu o dowolnym kształcie [75], a warstwy z mieszanek mineralno-asfaltowych modelowane są jako lepko-sprężyste. Analiza mechanistyczna została przeprowadzona dla efektywnej temperatury ekwiwalentnej dla Stanu Floryda na podstawie równania [84]:

$$T_{eff-Int} = -13.995 - 2.332(\text{Freq})^{0.5} + 1.006(\text{MAAT}) + 0.876(\sigma_{\text{MAAT}}) + \\ - 1.186(\text{Wind}) + 0.549(\text{Sunshine}) + 0.071(\text{Rain}) \quad (2.28)$$

gdzie:

$T_{eff-Int}$ – zmodyfikowana temperatura Witczaka [°F],

Freq – częstotliwość obciążenia [Hz],

MAAT – średnia roczna temperatura powietrza [°F],

σ_{MAAT} – odchylenie standardowe średniej miesięcznej temperatury powietrza [°F],

Rain – suma rocznych opadów [cal],

Sunshine – średnie roczne nasłonecznienie [%],

Wind – średnia roczna prędkość wiatru [mph].

Otrzymano efektywną temperaturę 25°C, dla której dobrano moduły sztywności mieszanek mineralno-asfaltowych na podstawie krzywych wiodących wyznaczonych w badaniach laboratoryjnych.

Z obliczonych za pomocą programu 3D-Move odkształceń na spodzie warstw asfaltowych, oszacowano trwałość zmęczeniową konstrukcji z asfaltem modyfikowanym PMA na podstawie równania (2.27), przyjmując współczynniki kalibracyjne $\beta_{f1} = 1, \beta_{f2} = 1, \beta_{f3} = 1$. Następnie przyrównując trwałość zmęczeniową konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HP do konstrukcji z asfaltem modyfikowanym PMA wyznaczono równoważną wartość odkształceń w konstrukcji z mieszankami mineralno-asfaltowymi z asfaltem wysokomodyfikowanym HP:

$$N_{f\text{-PMA}} = N_{f\text{-HP}}, \quad (2.29)$$

stąd:

$$\varepsilon_{t\text{-HP}} = 10 \left[\left(\frac{-1}{k_{f2\text{-HP}}} \right) \log \left[\left(\frac{k_{f1\text{-PMA}}}{k_{f1\text{-HP}}} \right) \left(\frac{1}{\varepsilon_{t\text{-PMA}}} \right)^{k_{f2\text{-PMA}}} \left(\frac{\left(\frac{1}{E_{AC\text{-PMA}}} \right)^{k_{f3\text{-PMA}}}}{\left(\frac{1}{E_{AC\text{-HP}}} \right)^{k_{f3\text{-HP}}}} \right) \right] \right], \quad (2.30)$$

gdzie:

$N_{f\text{-PMA}}$, $N_{f\text{-HP}}$ – trwałość zmęczeniowa konstrukcji odpowiednio z asfaltem modyfikowanym PMA i z asfaltem wysokomodyfikowanym HP [liczba obciążeń do osiągnięcia szkody zmęczeniowej],

$\varepsilon_{t\text{-PMA}}$, $\varepsilon_{t\text{-HP}}$ – odkształcenie rozciągające na spodzie warstw asfaltowych konstrukcji odpowiednio z asfaltem PMA i HP [m/m],

$E_{AC\text{-PMA}}$, $E_{AC\text{-HP}}$ – moduł sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej odpowiednio PMA i HP [psi],

$k_{f1\text{-PMA}}$, $k_{f2\text{-PMA}}$, $k_{f3\text{-PMA}}$ – współczynniki określone w badaniach laboratoryjnych mieszanek PMA,

$k_{f1\text{-HP}}$, $k_{f2\text{-HP}}$, $k_{f3\text{-HP}}$ – współczynniki określone w badaniach laboratoryjnych mieszanek HP.

Następnie wykorzystując program 3D-Move w iteracyjnym procesie dobrano grubość warstwy mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem wysokomodyfikowanym HP, tak, aby pod standardowym obciążeniem występowały w niej obliczone odkształcenia, czyli tak, aby trwałość konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HP była równa trwałości konstrukcji z asfaltem modyfikowanym PMA. Znając grubość warstwy podbudowy z mieszanki PMA i odpowiadającą jej grubość warstwy podbudowy z mieszanki HP współczynnik warstwy z asfaltem wysokomodyfikowanym HP wyznaczono z równania:

$$a_{AC\text{-HP-Fat}} = \frac{h_{AC\text{-PMA}}}{h_{AC\text{-HP}}} \times 0.44, \quad (2.31)$$

gdzie:

$a_{AC-HP-Fat}$ – współczynnik warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem wysokomodyfikowanym HP wyznaczony w analizie trwałości zmęczeniowej konstrukcji,
 h_{AC-PMA} – grubość warstwy z asfaltem modyfikowanym PMA,
 h_{AC-HP} – grubość odpowiadającej warstwy z asfaltem wysokomodyfikowanym HP.

Obliczenia przeprowadzono dla trzech typów konstrukcji przy ośmiu rodzajach mieszanek mineralno-asfaltowych (z asfaltem modyfikowanym PMA i odpowiadającym im mieszanek z asfaltem wysokomodyfikowanym HP), rozważając trzy prędkości obciążenia: 0 km/h, 13 km/h, 72 km/h.

W rozważaniach uwzględniono, że może istnieć poziom odkształceń rozciągających w konstrukcji, poniżej którego nie zachodzą procesy prowadzące do zniszczenia konstrukcji - Fatigue Endurance Limit (*FEL*) [13, 65, 73, 92]. Oprócz Habbouche nad określeniem wartości *FEL* dla mieszanek mineralno-asfaltowych pracowali Kluttz [44] i Underwood [86]. W omawianej pracy przyjęto *FEL* na podstawie charakterystyk zmęczeniowych mieszanek wg wzoru (2.27) jako wartość odkształceń, przy których trwałość zmęczeniowa wynosi 50 mln cykli obciążenia (co według raportu NCHRP (2010) [65] odpowiada 500 mln osi standardowych dla konstrukcji, uwzględniając poprawkę ze względu na rozrzut wyników).

Wyznaczono łącznie 72 wartości współczynnika warstwy z asfaltem wysokomodyfikowanym HP. Uzyskano rozkład o minimalnej wartości 0.33 i maksymalnej wartości 1.32, który nie spełniał wymagań rozkładu normalnego. Na podstawie zaawansowanej analizy statystycznej wyników **ustalono wartość współczynnika warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem wysokomodyfikowanym równą 0.54.**

Metoda VECD i S-VECD

W Polsce jedną z metod zaproponowanych do określenia trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni z asfaltem wysokomodyfikowanym HiMA jest metoda wykorzystująca model rozproszonego niszczenia w ośrodku lepkosprężystym VECD (ang. *Viscoelastic continuum damage*). Nad jej zastosowaniem w Polsce pracowali Ostrowski, Zofka i Błażejowski. W pracy opublikowanej w 2021 r. [59] opisano metodę VECD oraz jej uproszczoną wersję S-VECD, którą zastosowano do przykładowej analizy porównawczej konstrukcji z mieszankami mineralno-asfaltowymi z asfaltem wysokomodyfikowanym HiMA w warstwie podbudowy lub we wszystkich warstwach asfaltowych.

Metoda oparta na modelu rozproszonego niszczenia w ośrodku lepkosprężystym VECD (*Viscoelastic continuum damage*) została opracowana przez Schapery'ego [70–72]. Zakłada, że

zmiany zachodzące w materiale, określane jako postępujące niszczenie, mogą być opisane przez zmienną stanu wewnętrznego S (*internal state variable*), a związek konstytutywny materiału lepkosprężystego ulegającemu zniszczeniu można określić równaniem:

$$\sigma = C(S) \cdot \varepsilon^R, \quad (2.32)$$

$$\varepsilon^R = \frac{1}{E_R} \int_0^t E(t-\tau) \frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau} d\tau, \quad (2.33)$$

gdzie:

ε^R – pseudoodkształcenie,

E_R – moduł referencyjny dla niezniszczonego materiału,

t – czas,

$C(S)$ – pseudoszywność w funkcji zmiennej stanu wewnętrznego - krzywa przebiegu niszczenia materiału.

Wraz z postępującym niszczeniem materiału poddanemu cyklicznemu obciążeniu, w zależności od trybu obciążenia, następuje pochylenie lub przesunięcie pętli histerezy naprężenie-pseudoodkształcenie, co opisane jest przez malejącą wartość pseudoszywności C w funkcji zmiany stanu wewnętrznego S [74].

W przypadku betonu asfaltowego zmienną stanu wewnętrznego S można wyrazić równaniem [47, 60]:

$$\frac{dS}{dt} = \left(-\frac{\partial W^R}{\partial S} \right)^\alpha, \quad (2.34)$$

gdzie:

W^R – wykonana praca,

α – parametr określający szybkość przyrostu uszkodzeń w materiale.

Uproszczony model rozproszonego niszczenia w ośrodku lepkosprężystym – S-VECD (*Simplified VECD*) opracowali Underwood i Kim [87]. Metoda S-VECD pozwala na prognozowanie trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych w zależności od amplitudy obciążenia i temperatury. Potrzebna jest krzywa wiodąca modułu dynamicznego i charakterystyki zmęczeniowe. Odporność na zmęczenie określa się w badaniu cyklicznego rozciągania jednoosiowego przy kontrolowanym odkształceniu według AASHTO TP 107 [102], a zespolony moduł dynamiczny według AASHTO TP 79 [101].

Prognoza trwałości zmęczeniowej metody S-VECD może być wyrażona równaniem:

$$N_f = A(\varepsilon^R)^{-B}, \quad (2.35)$$

gdzie:

N_f – liczba cykli obciążenia do pełnego zniszczenia materiału,

ε^R – pseudoodkształcenie,

A, B – współczynniki opisujące właściwości materiału:

$$A = f \left\{ \frac{1}{2} C_1 C_2 \right\}^\alpha \{1 + \alpha(1 - C_2)\}^{-1} S_f^{1 + \alpha(1 - C_2)}, \quad (2.36)$$

$$B = 2\alpha,$$

gdzie:

C_1, C_2 – współczynniki otrzymane z badań laboratoryjnych,

f – częstotliwość obciążenia.

Zdaniem autorów artykułu metoda S-VECD, przy wykorzystaniu odpowiedniego oprogramowania, pozwala na wiarygodne określenie trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowych podatnych, również w przypadku zastosowania innowacyjnych materiałów, jak wysokomodyfikowane mieszanki mineralno-asfaltowe HiMA.

Projekt „Optymalizacja konstrukcji asfaltowej nawierzchni drogowej z zastosowaniem asfaltów modyfikowanych”

Projekt zakończony w 2021 roku, realizowany był w Polsce przez konsorcjum Politechniki Gdańskiej, Politechniki Warszawskiej, Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, na zlecenie firm Budimex, Lotos i Orlen Asfalt. Wyniki przedstawiono w prezentacji podczas konferencji Krakowskie Dni Nawierzchni 2021 [30].

W projekcie analizowano konstrukcje z asfaltem wysokomodyfikowanym w podbudowie asfaltowej przeznaczone do ruchu o kategorii od KR4 do KR7 w celu uzupełnienia o nie Katalogu TKNPiP [107]. Przeprowadzono szeroki zakres badań laboratoryjnych mieszanek mineralno-asfaltowych. Stosowano trzy podejścia do określania trwałości zmęczeniowej konstrukcji:

- 1) kryterium spękań zmęczeniowych AASHTO 2004, ze współczynnikami kalibracyjnymi dla asfaltów wysokomodyfikowanych na podstawie danych literaturowych

(raporty z badań prowadzonych w NCAT) i kryterium deformacji strukturalnych Instytutu Asfaltowego,

- 2) obliczenia za pomocą metody francuskiej, z wykorzystaniem wyników własnych badań laboratoryjnych,
- 3) zastosowanie metody MEPDG z użyciem własnych i literaturowych wyników badań laboratoryjnych oraz przy wykorzystaniu programu AASHTOWare Pavement ME Design.

Na podstawie przeprowadzonych analiz otrzymano konstrukcje dla dróg o kategorii KR4-KR7 o podbudowach z mieszanek mineralno-asfaltowych z asfaltem wysokomodyfikowanym cieńszych o 2 cm - 4 cm w stosunku do standardowych konstrukcji z Katalogu, ale przy zapewnieniu modułu wtórnego E_2 na górnej powierzchni dolnych warstw konstrukcji 150 MPa (zamiast 120 MPa lub 100 MPa przy KR4). Zaproponowano również konstrukcje projektowane na okres 50 lat o takich samych grubościach warstw, jak standardowe konstrukcje na projektowane 20-30 lat, ale z asfaltem wysokomodyfikowanym oraz również przy wymaganiu modułu wtórnego E_2 na górnej powierzchni dolnych warstw konstrukcji o wartości 150 MPa.

Nie analizowano konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym we wszystkich warstwach asfaltowych, ani konstrukcji z warstwą przeciwmęczeniową. Nie rozważano również zmian grubości (w stosunku do konstrukcji Katalogowych) innych warstw konstrukcyjnych niż warstwa podbudowy asfaltowej, ani zastosowania mniejszej liczby warstw asfaltowych. Do analizy mechanistycznej konstrukcji – wyznaczenia krytycznych odkształceń – zastosowano model sprężysty, a moduły sprężystości warstw przyjęto dla temperatury ekwiwalentnej 13°C. Dla mieszanki mineralno-asfaltowej AC 22 P HiMA z asfaltem wysokomodyfikowanym na podstawie badań laboratoryjnych przyjęto moduł sztywności w temperaturze 13°C równy 7000 MPa.

Rozdział 3

Metoda SiM prognozowania trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni podatnej z asfaltem wysokomodyfikowanym

3.1. Uwagi wstępne

W Polsce w procesie projektowania drogi konstrukcję nawierzchni zazwyczaj dobiera się z Katalogu [107] w zależności od przewidywanego natężenia ruchu pojazdów ciężkich i warunków klimatycznych i podłoża w danym miejscu, a także według decyzji projektanta w zakresie rozwiązania materiałowego. Konstrukcję można również zaprojektować indywidualnie, co ma miejsce w sytuacjach nietypowych, takich jak np. stosowanie innowacyjnych materiałów lub materiałów pochodzących z recyklingu, przewidywany ruch pojazdów ponadnormatywnych (lub inne nietypowe obciążenie ruchem), inne niż w Katalogu rozwiązania konstrukcyjne, wzmocnienie istniejącej nawierzchni. Obecne przepisy techniczno-budowlane nie precyzują, jakie metody obliczeniowe powinny być stosowane do projektowania (wymiarowania) konstrukcji nawierzchni. Z tego powodu projektanci do projektowania indywidualnego najczęściej wybierają sprawdzone metody mechanistyczno-empiryczne. W Polsce najczęściej stosuje się kryterium spękań zmęczeniowych AASHTO 2004 oraz kryterium deformacji strukturalnych Instytutu Asfaltowego (opisane w rozdziale 2.4 pracy). Kryteria te zostały zastosowane m.in. w programie do projektowania konstrukcji nawierzchni MWS Pavement Design [109], a razem z metodą francuską (patrz rozdz. 2.4.2), zostały użyte do opracowania Katalogu konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych [107].

W przypadku zastosowania w konstrukcji mieszank mineralno-asfaltowych z asfaltem wysokomodyfikowanym bezpośrednie zastosowanie kryterium spękań zmęczeniowych AASHTO 2004 prowadzi do zaniżonej trwałości [99]. Metoda ta nie pozwala na uwzględnienie szczególnej odporności mieszank HiMA na zmęczenie wykazanej testach laboratoryjnych [6], gdyż współczynniki kalibracyjne zostały wyznaczone dla standardowych mieszank zawierających asfalty niemodyfikowane.

W pracy zaproponowano metodę SiM (Similarity Method) określania trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowej podatnej z asfaltem wysokomodyfikowanym, która bazuje na wybranym klasycznym kryterium zmęczeniowym dla konstrukcji referencyjnej - z asfaltem drogowym oraz krzywych zmęczenia wyznaczonych na podstawie badań laboratoryjnych mieszanek zastosowanych do podbudowy asfaltowej - mieszanki z asfaltem wysokomodyfikowanym w danej konstrukcji i mieszanki z asfaltem drogowym w konstrukcji referencyjnej.

W pracy wybrano dwa podstawowe kryteria zmęczeniowe:

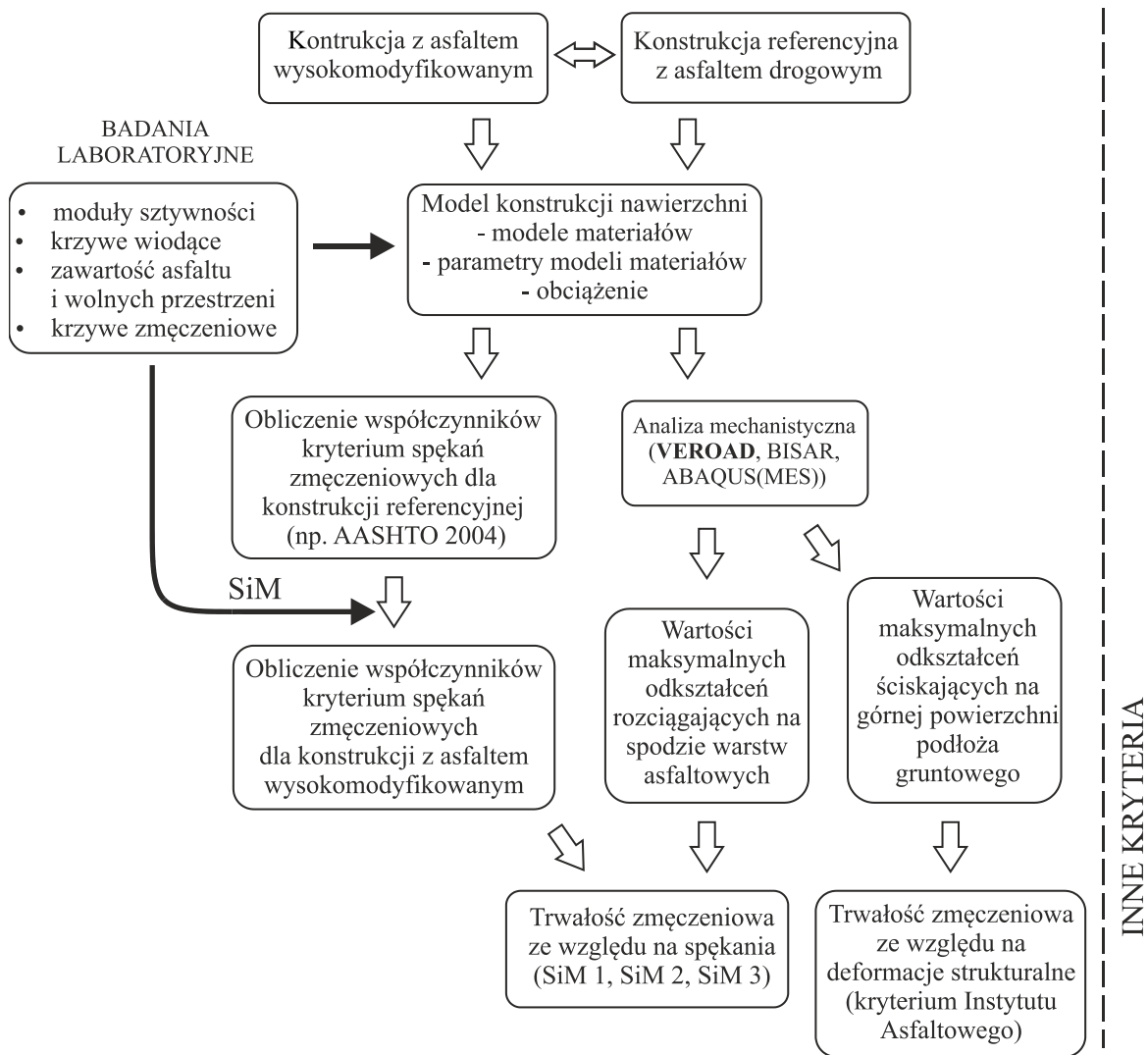
- kryterium spękań zmęczeniowych „z dołu do góry” AASHTO 2004 dla którego zastosowano modyfikację metodą SiM,
- kryterium deformacji trwałych metody Instytutu Asfaltowego.

Na rysunku 3.1 przedstawiono schematycznie procedurę projektowania indywidualnego konstrukcji nawierzchni drogowej podatnej z wykorzystaniem metody SiM.

Można zatem sformułować następującą tezę naukową pracy:

TEZA I. Możliwe jest zastosowanie metody SiM do projektowania konstrukcji nawierzchni drogowych podatnych z asfaltem wysokomodyfikowanym.

W celu potwierdzenia tezy w niniejszym rozdziale pracy sformułowano metodę SiM w trzech wariantach, opisano przyjęte do obliczeń założenia, modele materiałów i ich parametry, pokazano szczegółowy przebieg obliczeń trwałości zmęczeniowej konstrukcji z asfaltem modyfikowanym z wykorzystaniem metody SiM dla konstrukcji o grubościach warstw odpowiadających typowej konstrukcji dla ruchu KR5, przeprowadzono analizę wrażliwości metody SiM na rozbieżności wyników badań laboratoryjnych oraz zbadano jaki wpływ na wyniki metody ma rodzaj modelu przyjętego do opisu zachowania warstw asfaltowych konstrukcji. Podjęto także próbę weryfikacji metody w oparciu o wyniki analiz innych badaczy.



Rys. 3.1. Schemat procedury wyznaczania trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowej z asfalem wysokomodyfikowanym z wykorzystaniem metody SiM.

3.2. Metoda SiM

Kluczową przesłanką metody jest stwierdzenie, iż każda formuła trwałości obliczeniowej (zmęczeniowej) konstrukcji nawierzchni wg koncepcji Wöhlera ma postać:

$$N_f = C \left(\frac{1}{\varepsilon_{cr}} \right)^\alpha, \quad \text{inaczej} \quad \text{Log } N_f = \text{Log } C - \alpha \text{Log } \varepsilon_{cr} = A - \alpha \text{Log } \varepsilon_{cr}, \quad (3.1)$$

zwaną dalej formułą zmęczenia, gdzie ε_{cr} krytyczne odkształcenie, od którego głównie zależy trwałość obliczeniowa konstrukcji nawierzchni N_f , wyznaczone dla przyjętego modelu mechanicznego nawierzchni i przyjętego obciążenia standardowego w procedurze projektowania nawierzchni, a współczynniki C i α są często iloczynami współczynników zależnych od konkretnych czynników i podlegają kalibracji doświadczalnej.

W taki sam sposób możemy zapisać wzory na równania zmęczenia mieszanek mineralno-asfaltowych.

Dla każdej konstrukcji z asfaltem modyfikowanym istnieje konstrukcja referencyjna, od której różni się tylko jednym czynnikiem, tj.:

- a. lepiszczem w dolnej warstwie asfaltowej albo
- b. lepiszczem we wszystkich warstwach asfaltowych.

Wyznaczamy współczynniki A i α według jednej ze znanych i przyjętych metod obliczania trwałości zmęczeniowej (na przykład AASHTO 2004) dla konstrukcji referencyjnej zawierającej mieszanki standardowe (z asfaltem drogowym) ($A_{\text{struct}}^{\text{ref}}$ i $\alpha_{\text{struct}}^{\text{ref}}$). Otrzymujemy w ten sposób równanie zmęczenia konstrukcji referencyjnej, którego wykresem jest krzywa zmęczenia (prosta w układzie osi log-log). Następnie wykorzystujemy zależności wynikające z krzywych zmęczenia wyznaczonych laboratoryjnie (mieszanki w podbudowie konstrukcji asfaltem wysokomodyfikowanym względem mieszanki asfaltem drogowym w konstrukcji referencyjnej) do modyfikacji tej prostej lub samej wartości trwałości zmęczeniowej.

Zaproponowano trzy warianty metody:

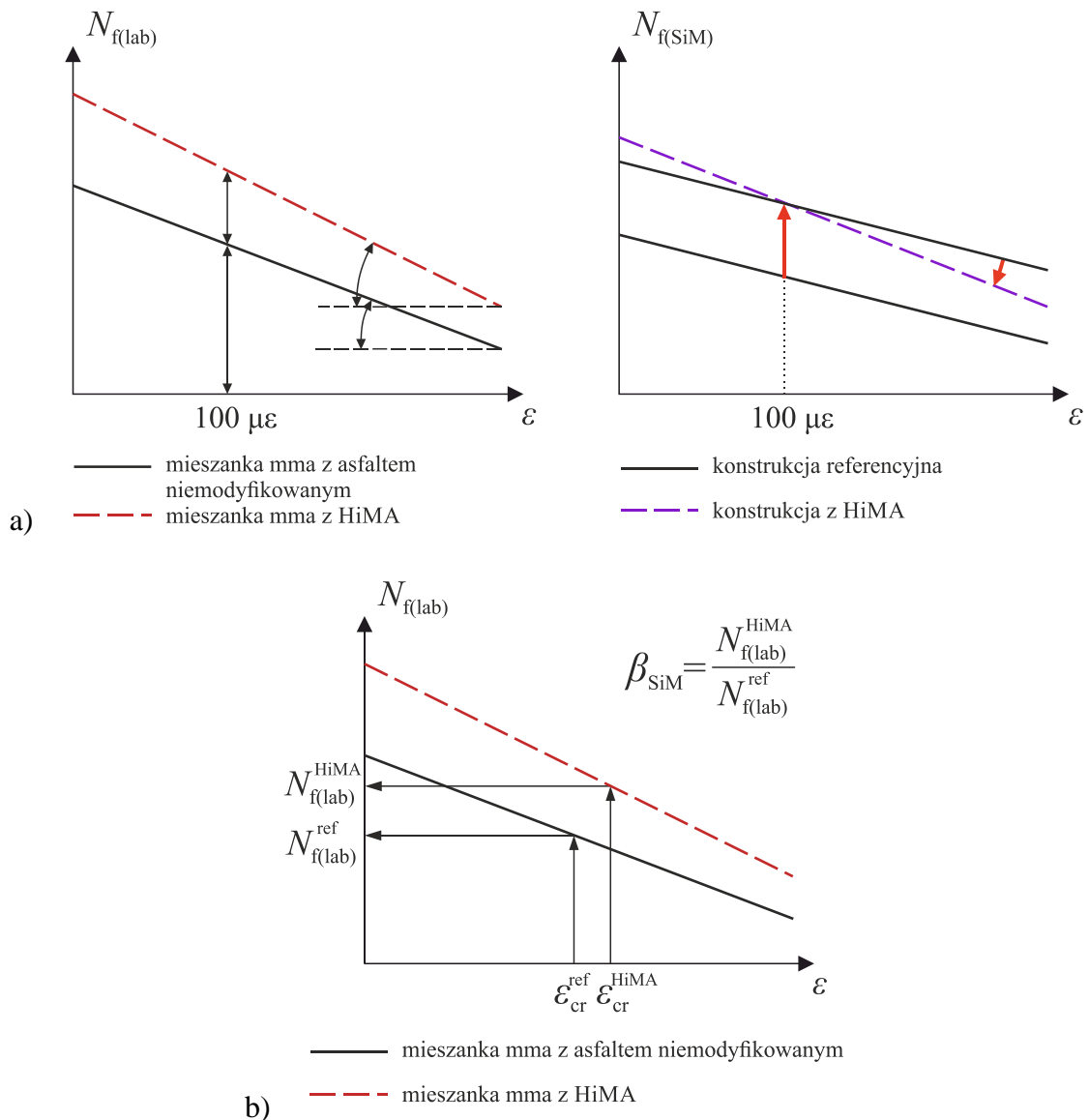
1. **SiM 1 (scale)** – skalowanie współczynników prostej zmęczenia konstrukcji referencyjnej (wariant przedstawiony wcześniej w pracy współautorskiej [99]),
2. **SiM 2 (move)** – obrót i translacja prostej zmęczenia konstrukcji referencyjnej,
3. **SiM 3 (direct)** – zastosowanie współczynnika korygującego (zwiększającego) trwałość konstrukcji referencyjnej obliczonego dla danego poziomu odkształceń.

W pierwszym wariantcie metody SiM 1 (scale) skalujemy te współczynniki proporcjonalnie, tak jak zmieniają się współczynniki A i α w krzywych zmęczenia (wyznaczonych na podstawie badań laboratoryjnych) mieszanki z asfaltem wysokomodyfikowanym zastosowanej do podbudowy konstrukcji w stosunku do mieszanki z asfaltem drogowym w konstrukcji referencyjnej.

W drugim wariantcie SiM 2 (move) wyznaczoną w ten sposób prostą obracamy i przesuwamy proporcjonalnie do tego jak obrócona i przesunięta jest prosta zmęczenia mieszanki z asfaltem wysokomodyfikowanym zastosowanej do podbudowy konstrukcji w stosunku do prostej zmęczenia mieszanki z asfaltem drogowym. Przesunięcie wyznaczamy dla wartości odkształcenia $\varepsilon = 100 \mu\epsilon$, ($[\mu\epsilon] = [\mu\text{m}/\text{m}] = [10^{-6}]$) (rys. 3.2(a)).

W trzecim wariantcie SiM 3 (direct) trwałość zmęczeniową konstrukcji referencyjnej z asfaltem drogowym mnożymy przez współczynnik skalujący wyznaczony z krzywych

zmęczenia laboratoryjnych dla danych poziomów maksymalnych odkształceń występujących w analizowanych konstrukcjach. Jest to iloraz trwałości zmęczeniowej mieszanki z asfaltem wysokomodyfikowanym przy wartości odkształceń jak w konstrukcji analizowanej ε_{cr}^{HiMA} i trwałości zmęczeniowej mieszanki z asfaltem drogowym przy odkształceniu jak w konstrukcji referencyjnej ε_{cr}^{ref} (rys. 3.2(b)).



Rys. 3.2. Procedura wyznaczania krzywej zmęczenia konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym według metody SiM 2 (move) (a) i współczynnika skalującego β_{SiM} metody SiM 3 (direct) (b) na podstawie krzywych zmęczenia mieszanek mineralno-asfaltowych.

Zatem, jeśli znamy wartość maksymalnego odkształcenia ε_{cr}^{HiMA} na spodzie warstw asfaltowych konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym w podbudowie, trwałość zmę-

czeniu konstrukcji ze względu na spękania zmęczeniowe w pierwszych dwóch wariantach metody wyznaczamy ze wzoru:

$$N_{f(\text{SiM})} = C_{\text{SiM}} \left(\frac{1}{\varepsilon_{\text{cr}}^{\text{HiMA}}} \right)^{\alpha_{\text{SiM}}}, \quad C_{\text{SiM}} = 10^{A_{\text{SiM}}}, \quad (3.2)$$

gdzie:

1) w wariacie SiM 1 (scale):

$$A_{\text{SiM}} = A_{\text{struct}}^{\text{ref}} \frac{A_{\text{lab}}^{\text{HiMA}}}{A_{\text{lab}}^{\text{ref}}}, \quad \alpha_{\text{SiM}} = \alpha_{\text{struct}}^{\text{ref}} \frac{\alpha_{\text{lab}}^{\text{HiMA}}}{\alpha_{\text{lab}}^{\text{ref}}} \quad (3.3)$$

lub

2) w wariacie SiM 2 (move):

$$A_{\text{SiM}} = \left(A_{\text{struct}}^{\text{ref}} - 2\alpha_{\text{struct}}^{\text{ref}} \right) \frac{A_{\text{lab}}^{\text{HiMA}} - 2\alpha_{\text{lab}}^{\text{HiMA}}}{A_{\text{lab}}^{\text{ref}} - 2\alpha_{\text{lab}}^{\text{ref}}} + 2\alpha_{\text{SiM}}, \quad (3.4)$$

$$\alpha_{\text{SiM}} = \tan \left(\arctan \left(\alpha_{\text{struct}}^{\text{ref}} \right) \frac{\arctan \left(\alpha_{\text{lab}}^{\text{HiMA}} \right)}{\arctan \left(\alpha_{\text{lab}}^{\text{ref}} \right)} \right),$$

a w trzecim wariacie metody – SiM 3 (direct) - stosujemy wzór:

$$N_{f(\text{SiM})} = \beta_{\text{SiM}} N_{f(\text{struct})}^{\text{ref}} = \beta_{\text{SiM}} C_{\text{struct}}^{\text{ref}} \left(\frac{1}{\varepsilon_{\text{cr}}^{\text{ref}}} \right)^{\alpha_{\text{struct}}^{\text{ref}}}, \quad (3.5)$$

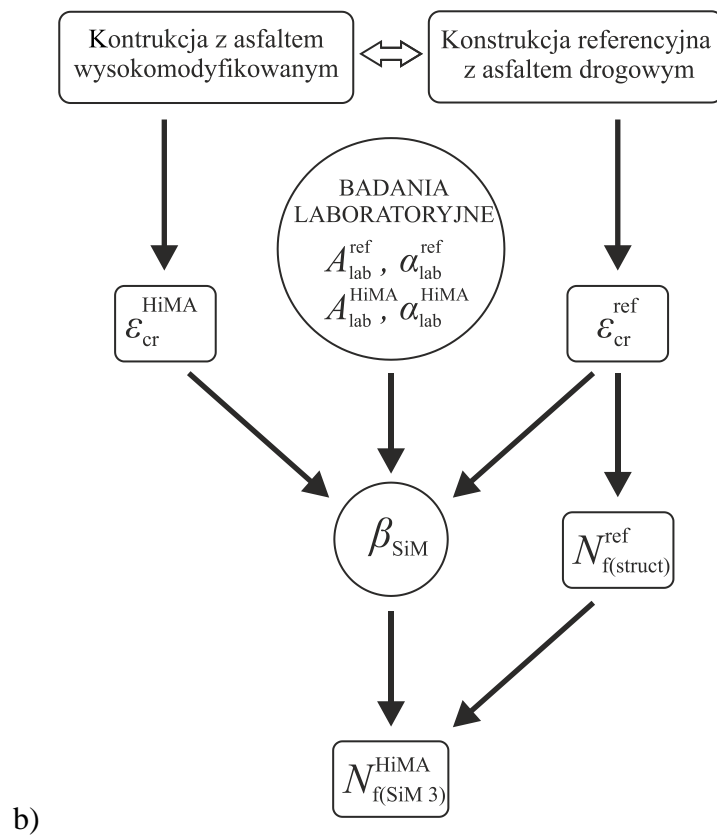
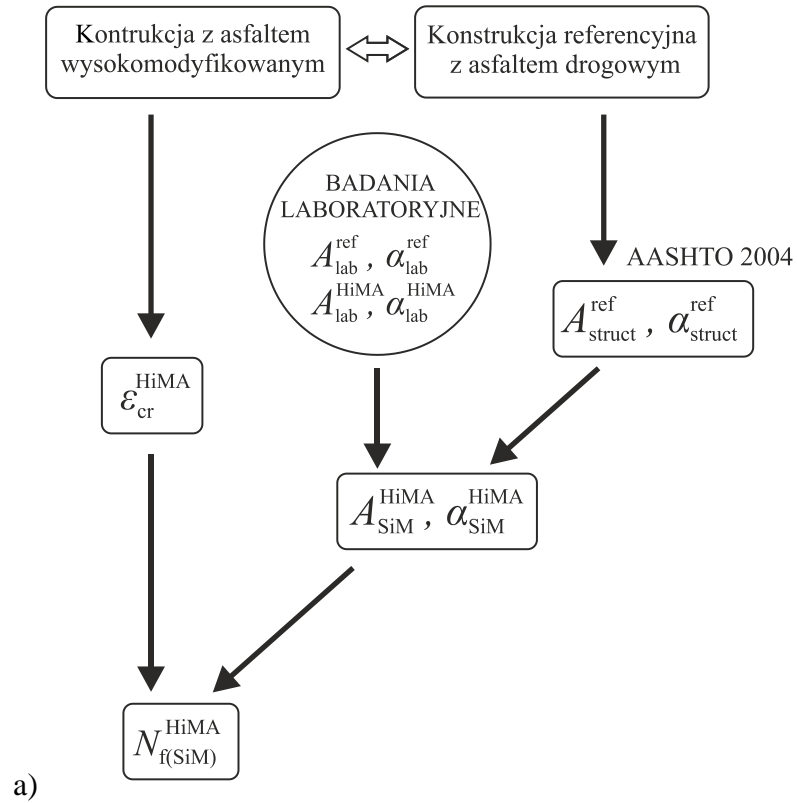
gdzie:

$$\beta_{\text{SiM}} = \frac{N_{f(\text{lab})}^{\text{HiMA}}}{N_{f(\text{lab})}^{\text{ref}}} = \frac{C_{\text{lab}}^{\text{HiMA}} \left(\varepsilon_{\text{cr}}^{\text{HiMA}} \right)^{-\alpha_{\text{lab}}^{\text{HiMA}}}}{C_{\text{lab}}^{\text{ref}} \left(\varepsilon_{\text{cr}}^{\text{ref}} \right)^{-\alpha_{\text{lab}}^{\text{ref}}}}, \quad C_{\text{lab}}^{\text{ref}} = 10^{A_{\text{lab}}^{\text{ref}}}, \quad C_{\text{lab}}^{\text{HiMA}} = 10^{A_{\text{lab}}^{\text{HiMA}}}, \quad (3.6)$$

$\varepsilon_{\text{cr}}^{\text{ref}}$ – maksymalne odkształcenie rozciągające na spodzie warstw asfaltowych konstrukcji referencyjnej [10^{-6}],

$\varepsilon_{\text{cr}}^{\text{HiMA}}$ – maksymalne odkształcenie rozciągające na spodzie warstw asfaltowych konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym [10^{-6}].

Na rysunku 3.3 przedstawiono schematy procedury obliczeń trwałości obliczeniowej ze względu na spękania zmęczeniowe konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym metodą SiM w wariantach 1, 2 (a) oraz w wariacie 3(b).



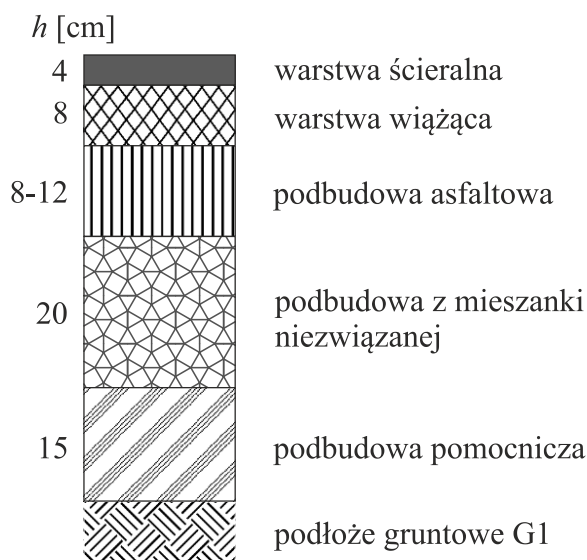
Rys. 3.3. Schemat procedury wyznaczania trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowej metodą SiM 1,2 (a) i metodą SiM 3 (b).

3.3. Analizowana konstrukcja nawierzchni

Jako konstrukcję wyjściową (i podstawową) przyjęto typową konstrukcję nawierzchni podatnej przeznaczoną do ruchu o kategorii KR5 [107]. Będzie ona konstrukcją referencyjną (**RS**) dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym. Zaproponowano dwa rodzaje konstrukcji z zastosowaniem mieszanek mineralno-asfaltowych z asfaltem wysokomodyfikowanym:

- z asfaltem wysokomodyfikowanym tylko w podbudowie (**HB** - HiMA Base)
- ze wszystkimi warstwami asfaltowymi z asfaltem wysokomodyfikowanym (**FH** -Full HiMA)

Warstwy konstrukcyjne HB i FH mają te same grubości co w konstrukcji RS, przy czym rozpatrzono oprócz standardowej grubości warstwy podbudowy asfaltowej 12 cm, rozpatrzono konstrukcje o cieńszej podbudowie asfaltowej (w zakresie do 8 cm, poceniając co 1 cm). Na rysunku 3.4 przedstawiono układ i grubości warstw analizowanych konstrukcji, a w tabelicy 3.1 materiały poszczególnych warstw konstrukcji.



Rys. 3.4. Podstawowa analizowana konstrukcja nawierzchni.

Tablica 3.1. Warianty analizowanych układów konstrukcyjnych z uwagi na materiały zastosowane do warstw asfaltowych

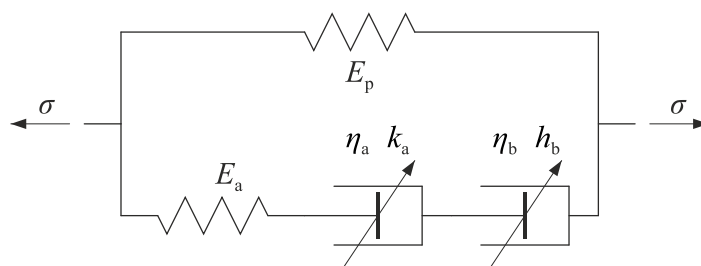
Lp.	Warstwa	Konstrukcja		
		RS	HB	FH
1.	Warstwa ścieralna	SMA 8. 45/80-55	SMA 8. 45/80-55	SMA 8 65/105-80 HiMA
2.	Warstwa wiążąca	AC 16 W 35/50	AC 16 W 35/50	AC 16 W 45/80-80 HiMA
3.	Górna część podbudowy zasadniczej	AC 22 P 35/50	AC 22 P 45/80-80 HiMA	AC 22 P 45/80-80 HiMA
4.	Dolna część podbudowy zasadniczej	kruszywo C _{90/3} stabilizowane mechanicznie		
5.	Podbudowa pomocnicza	mieszanka związana spoiwem hydraulicznym C _{3/4}		
6.	Podłoże gruntowe	Grunt G1		

3.4. Model mechaniczny konstrukcji nawierzchni i materiałów. Założenia i dane materiałowe.

Jako model mechaniczny konstrukcji nawierzchni przyjęto model liniowy w postaci półprzestrzennego warstwowego kontinuum materialnego, złożonego z nieograniczonych (w kierunkach poziomych) warstw jednorodnych i izotropowych o stałych grubościach, opisujących warstwy konstrukcyjne oraz z półprzestrzennej warstwy jednorodnej i izotropowej opisującej podłoże naturalne [54].

Założono pełną ciągłość przemieszczeń na powierzchniach międzywarstwowego kontaktu oznaczającą pełną szepność warstw nawierzchni. Takie samo założenie zostało przyjęte w obliczeniach do Katalogu TKNPP-2014 [107].

Do opisu właściwości materiałów warstw asfaltowych nawierzchni zastosowano model lepkosprężysty Hueta-Sayegha (H-S) [64] (rys. 3.5) lub model sprężysty Hooke'a (E) (rys. 3.6) [54, 63]. Do pozostałych warstw (nie asfaltowych) zastosowano model sprężysty Hooke'a.



Rys. 3.5. Schemat materiału lepkosprężystego Hueta-Sayegha



Rys. 3.6. Schemat materiału sprężystego Hooke'a

Wartości parametrów materiałowych modelu Hueta-Sayegha mieszanek mineralno-asfaltowych występujących w analizowanych konstrukcjach przyjęto z literatury [6], gdzie zostały wyznaczone na podstawie pomiarów modułów zespolonych sztywności E^* dla określonego zestawu częstotliwości f z czteropunktowego zginania próbek (zgodnie z normą (EN 12697-26 [105])).

Parametry modelu Hueta-Sayegha można wyznaczyć uniwersalnie dla różnych wartości temperatury. Na podstawie krzywych wiodących dla różnych temperatur wyznacza się współczynniki i parametry niezależne od temperatury E_a , E_p , δ , k_a , h_b , A , B , C , a następnie ze wzorów:

$$\tau = \exp(A + BT + CT^2), \quad \tau = \eta_b / E_a, \quad \delta = \eta_b / \eta_a, \quad (3.7)$$

można dla danej temperatury T wyznaczyć pozostałe parametry η_a i η_b potrzebne do zdefiniowania modelu w programie VEROAD.

Przy zastosowaniu modelu sprężystego warstw asfaltowych jako moduły sprężystości przyjęto dynamiczne moduły sztywności mieszanek $|E^*|$ przy częstości obciążenia ω ($\omega = 2\pi f$) odpowiadającej przyjętej prędkości obciążenia ruchem pojazdów (uwzględniając w ten sposób wystarczająco do celów wymiarowania nawierzchni właściwości lepkosprężyste tych warstw [55]). W przypadku modelu Hueta-Sayegha mieszanki mineralno-asfaltowej moduł zespolony sztywności przy danej częstości cyklu obciążenia ω można obliczyć ze wzoru [26]:

$$E^* = E_p + \frac{E_a}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k_a} + (i\omega\tau)^{-h_b}}, \quad (3.8)$$

a moduł dynamiczny jest równy jego wartości $|E^*|$.

Moduły sztywności dynamicznej $|E^*|$ niezbędne są także do prognozowania trwałości zmęczeniowej nawierzchni.

Parametry modeli materiałów mieszanek mineralno-asfaltowych przyjęto dla temperatury ekwiwalentnej $T = 10^\circ\text{C}$ lub $T = 13^\circ\text{C}$ (dla całego roku kalendarzowego), a moduły dynamiczne dodatkowo dla częstotliwości $f = 10$ Hz (odpowiadającej typowej

prędkości ruchu pojazdu ciężkiego, szacunkowo 60-75 km/h, w warunkach swobodnego ruchu). Wartości parametrów modeli Hueta-Sayegha i Hooke'a mieszanek mineralno-asfaltowych zamieszczono w tablicach 3.2-3.4.

Tablica 3.2. Parametry materiałowe modelu Hueta-Sayegha mieszanek mineralno-asfaltowych dla temperatury 10°C

Lp.	Rodzaj - oznaczenie mieszanki	η_a [MPa s]	η_b [MPa s]	E_a [MPa]	E_p [MPa]	k_a [-]	h_b [-]
1.	SMA 8 45/80-55	1053	2790	28500	200	0.22	0.66
2.	SMA 8 65/105-80 HiMA	259	700	29000	165	0.23	0.609
3.	AC 16 W 35/50	19482	66240	27600	210	0.26	0.73
4.	AC 16 W 45/80-80 HiMA	3019	9662	27500	230	0.26	0.58
5.	AC 22 P 35/50	36717	110152	18800	450	0.26	0.8
6.	AC 22 P 45/80-80 HiMA	4463	16065	18900	500	0.27	0.73

Tablica 3.3. Parametry materiałowe modelu Hueta-Sayegha mieszanek mineralno-asfaltowych dla temperatury 13°C

Lp.	Rodzaj - oznaczenie mieszanki	η_a [MPa s]	η_b [MPa s]	E_a [MPa]	E_p [MPa]	k_a [MPa]	h_b [MPa]
1.	SMA 8 45/80-55	615	1631	28500	200	0.22	0.66
2.	SMA 8 65/105-80 HiMA	129	348	29000	165	0.23	0.609
3.	AC 16 W 35/50	8224	27961	27600	210	0.26	0.73
4.	AC 16 W 45/80-80 HiMA	1461	4675	27500	230	0.26	0.58
5.	AC 22 P 35/50	15568	46705	18800	450	0.26	0.8
6.	AC 22 P 45/80-80 HiMA	2175	7830	18900	500	0.27	0.73

Tablica 3.4. Parametry materiałowe modelu Hooke'a mieszanek mineralno-asfaltowych (c.d.) – wartości modułów dynamicznych dla temperatury 13°C i 10°C z obliczeń wg modelu H-S oraz wartości współczynnika Poissona.

Lp.	Rodzaj - oznaczenie mieszanki	Moduł dynamiczny $ E^* $ [MPa]		Wsp. Poissona ν [-]
		dla temperatury $T= 13^\circ\text{C}$	dla temperatury $T= 10^\circ\text{C}$	
1.	SMA 8 45/80-55	8899	9840	0.30
2.	SMA 8 65/105-80 HiMA	6179	7346	0.30
3.	AC 16 W 35/50	13105	14748	0.30
4.	AC 16 W 45/80-80 HiMA	9763	11157	0.30
5.	AC 22 P 35/50	11014	12070	0.30
6.	AC 22 P 45/80-80 HiMA	8045	9020	0.30

Wartości modułu sprężystości Younga E materiałów w warstwach nieasfaltowych i wartości współczynników Poissona ν materiałów wszystkich warstw nawierzchni przyjęto zgodnie z rekomendacjami w Katalogu TKNiP [107] i zamieszczono w tabelicy 3.5.

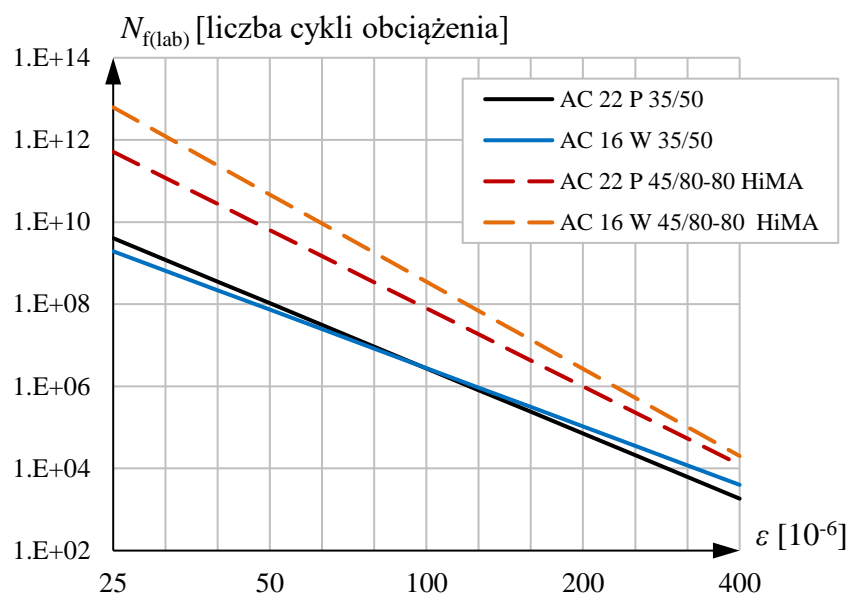
Tablica 3.5. Wartości modułu sprężystości i współczynnika Poissona materiałów warstw nieasfaltowych

Lp.	Warstwa – materiał	Moduł sprężystości E [MPa]	Współczynnik Poissona ν [-]
1.	Podbudowa zasadnicza - kruszywo mineralne łamane stabilizowanego mechanicznie (z kruszywem C _{90/3})	400	0.30
2.	Podbudowa pomocnicza - mieszanka związana spoiwem hydraulicznym C _{3/4}	400	0.30
3.	Podłoże rodzime – grunt G1	80	0.35

Ponadto w pracy [6] podano wartości współczynników w równaniach krzywych zmęczenia (równanie (2.2)) analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych wyznaczone w badaniach laboratoryjnych. Rysunek 3.7 przedstawia krzywe zmęczenia mieszanek mineralno-asfaltowych rozważanych w pracy do zastosowania w podbudowie konstrukcji a tablica 3.6 zawiera wartości współczynników równań zmęczenia oraz zawartości objętościowe asfaltu V_b i wolnych przestrzeni V_a w mieszankach. Parametr V_a ma bardzo duży wpływ na trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni dlatego do obliczeń przyjęto 90% kwantyl wyznaczony z wartości uzyskanych na podstawie pomiarów [45].

Tablica 3.6. Współczynniki krzywych zmęczenia według wzoru (2.2) badanych mieszanek mineralno-asfaltowych oraz ich parametry fizyczne.

Lp.	Rodzaj - oznaczenie mieszanki	Współczynniki krzywych zmęczenia		Parametry fizyczne		
		A_1	A_0	Zawartość asfaltu V_b [% v/v]	Zawartość wolnych przestrzeni V_a [% v/v]	90% kwantyl V_a [% v/v]
1.	AC 16 W 35/50	-4.7388	15.922	10.49	6.4	7.6
2.	AC 16 W 45/80-80 HiMA	-7.0748	22.698	10.65	5.5	6.8
3.	AC 22 P 35/50	-5.2853	17.007	9.86	5.2	7.0
4.	AC 22 P 45/80-80 HiMA	-6.3487	20.598	9.93	5.8	8.2



Rys. 3.7. Krzywe zmęczenia badanych mieszanek mineralno-asfaltowych.

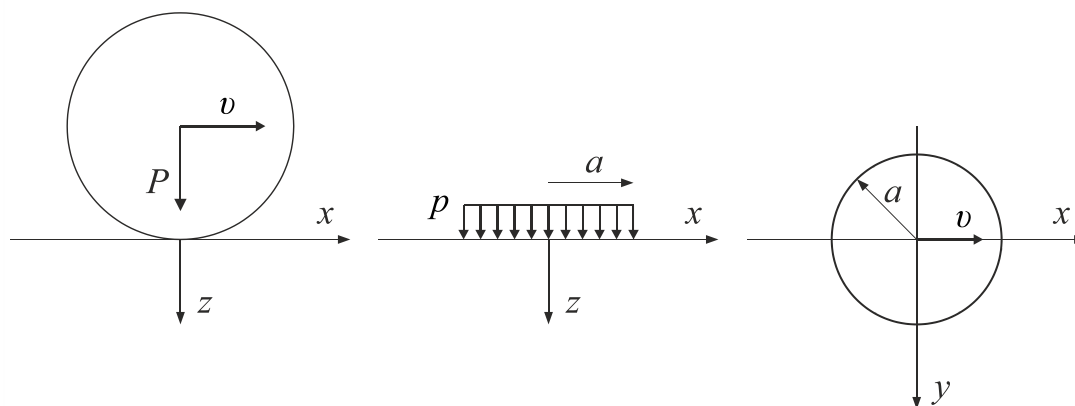
Obciążenie konstrukcji nawierzchni

Obciążenie nawierzchni stanowi nacisk pionowy standardowego koła pojazdu o wartości $P = 50$ kN, wynikający z nacisku osi obliczeniowej (ekwiwalentnej) 100 kN, wg Rozp.1999 [123] i Katalogu TKNPiP [107], rozłożony na powierzchni kołowej w sposób równomierny o ciśnieniu kontaktowym p i promieniu powierzchni kontaktu a (rys. 3.8):

$$a = \sqrt{\frac{P}{\pi p}}, \quad (3.9)$$

przy czym przyjęto $p = 850$ kPa, a w konsekwencji $a = 13,68$ cm.

Powyzsze obciążenie jest ruchome (quasi statyczne), przemieszczające się wzdłuż osi x ze stałą prędkością $v = 60$ km/h typową dla ruchu pojazdów ciężkich.



Rys. 3.8. Schemat obciążenia nawierzchni

Analiza mechanistyczna

Obliczenie stanu przemieszczeń, naprężeń i odkształceń w konstrukcji przy powyższych założeniach w zależności od położenia obciążenia zostały wykonane za pomocą programu VEROAD [26]. W szczególności dla każdej konstrukcji znaleziono maksymalne wartości odkształcenia rozciągającego na spodzie warstw asfaltowych ε_{yy} oraz maksymalne wartości odkształcenia ściskającego ε_{zz} na górnej powierzchni podłoża gruntowego.

3.5. Przykład obliczeniowy

Dokładny przebiegu obliczeń metody SiM zostanie zaprezentowany na przykładzie konstrukcji HB i FH opisanych w punkcie 3.3 o podbudowie grubości 12 cm, zatem ich konstrukcja referencyjna RS jest typową konstrukcją nawierzchni o kategorii ruchu KR5. Do podstawowej analizy konstrukcji przyjęto model lepkosprężysty (H-S) warstw z mieszanek mineralno-asfaltowych i sprężysty (E) dla pozostałych warstw konstrukcji oraz wartość temperatury ekwiwalentnej dla całego roku kalendarzowego równą 10°C. Parametry modeli materiałów warstw analizowanych konstrukcji przyjęto jak w punkcie 3.4., zestawiono je w tablicach 3.7-3.9.

Tablica 3.7. Parametry modeli materiałów warstw konstrukcji RS

Lp.	Warstwa (materiał)	Parametry modelu Huet-Sayegh'a						Moduł dynamiczny / moduł sprężystości	Wsp. Poissona
		η_a [MPa s]	η_b [MPa s]	E_a [MPa]	E_p [MPa]	k_a [MPa]	h_b [MPa]	E [MPa]	ν [-]
1.	SMA 8. 45/80-55	1053	2790	28500	200	0.22	0.66	9840	0.3
2.	AC 16 W 35/50	19482	66240	27600	210	0.26	0.73	14748	0.3
3.	AC 22 P 35/50	36717	110152	18800	450	0.26	0.8	12070	0.3
4.	Kruszywo stab. mechanicznie	-	-	-	-	-	-	400	0.3
5.	Mieszanka związ. spoiwem hydr.	-	-	-	-	-	-	400	0.3
6.	Grunt G1	-	-	-	-	-	-	80	0.35

Tablica 3.8. Parametry modeli materiałów warstw konstrukcji HB

Lp.	Warstwa (materiał)	Parametry modelu Hueta-Sayegha						Moduł dynamiczny / moduł sprężystości	Wsp. Poissona
		η_a [MPa s]	η_b [MPa s]	E_a [MPa]	E_p [MPa]	k_a [MPa]	h_b [MPa]	E [MPa]	ν [-]
	SMA 8. 45/80-55	1053	2790	28500	200	0.22	0.66	9840	0.3
2.	AC 16 W 35/50	19482	66240	27600	210	0.26	0.73	14748	0.3
3.	AC 22 P 45/80-80 HiMA	4463	16065	18900	500	0.27	0.73	9020	0.3
4.	Kruszywo stab. mechanicznie	-	-	-	-	-	-	400	0.3
5.	Mieszanka związ. spoiwem hydr.	-	-	-	-	-	-	400	0.3
6.	Grunt G1	-	-	-	-	-	-	80	0.35

Tablica 3.9. Parametry modeli materiałów warstw konstrukcji FH

Lp.	Warstwa (materiał)	Parametry modelu Hueta-Sayegha						Moduł dynamiczny / moduł sprężystości	Wsp. Poissona
		η_a [MPa s]	η_b [MPa s]	E_a [MPa]	E_p [MPa]	k_a [MPa]	h_b [MPa]	E [MPa]	ν [-]
	SMA 8 65/105-80 HiMA	259	700	29000	165	0.23	0.609	7346	0.3
2.	AC 16 W 45/80-80 HiMA	3019	9662	27500	230	0.26	0.58	11157	0.3
3.	AC 22 P 45/80-80 HiMA	4463	16065	18900	500	0.27	0.73	9020	0.3
4.	Kruszywo stab. mechanicznie	-	-	-	-	-	-	400	0.3
5.	Mieszanka związ. spoiwem hydr.	-	-	-	-	-	-	400	0.3
6.	Grunt G1	-	-	-	-	-	-	80	0.35

Za pomocą programu VEROAD wyznaczono stan przemieszczeń i odkształceń w konstrukcji w zależności od położenia obciążenia również przyjętego jak w punkcie 2.3. Maksymalne wartości odkształcenia rozciągającego na spodzie warstw asfaltowych ε_{yy} oraz maksymalne wartości odkształcenia ściskającego ε_{zz} na górnej powierzchni podłoża w konstrukcjach HB i FH, a także w konstrukcji RS (potrzebne tylko w przypadku metody SiM 3) zamieszczono w tablicy 3.10.

Tablica 3.10. Maksymalne wartości ugięć i maksymalne wartości kluczowych odkształceń analizowanych konstrukcji nawierzchni drogowej.

Lp.	Konstrukcja	Ugięcie u_z [mm]	Odształcenie w warstwie wiążącej ε_{yy} [10^{-6}]	Odształcenie w podbudowie asfaltowej ε_{yy} [10^{-6}]	Odształcenie w podłożu ε_{zz} [10^{-6}]
1.	RS	0.253	12.0	55.31	-157.12
2.	HB	0.263	21.2	64.44	-167.79
3.	FH	0.274	17.9	67.48	-179.05

Kryterium spękań zmęczeniowych

Następnie wyznaczono współczynniki A_{struct}^{ref} i α_{struct}^{ref} trwałości zmęczeniowej według kryterium AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej wg wzorów (2.25,2.26). Przyjęto powierzchnię spękań w stanie krytycznym nawierzchni na poziomie 10%.

$$M = 4.84 \left(\frac{V_b}{V_b + V_a} - 0.69 \right) = -0.509,$$

$$C_{ph} = 7.3557 \cdot 10^M = 2.278,$$

$$k_1' = \frac{1}{0.000398 + \frac{0.003602}{1 + e^{(11.02 - 1.374 \cdot h_{ac})}}} = 250, \quad (3.10)$$

$$C_m = k_1' (10^{-6}) \left(\frac{1}{|E^*|} \right)^{1.281} = 1.477 \cdot (10^{-9}),$$

$$D_{FC} = \frac{1}{100} 10^{\left[-C_1 C_1' + \ln \left(\frac{100}{FC} - 1 \right) \right] \frac{1}{C_2 C_2'}} = 0.1276,$$

$$C = D_{FC} C_{ph} C_m = 429.3 \cdot (10)^{-12},$$

$$A = \text{Log } C = -9.367,$$

$$\alpha = \alpha_{struct}^{ref} = 3.9492.$$

Wtedy znając maksymalne wartości odkształceń na spodzie w podbudowy asfaltowej obliczono trwałość zmęczeniową konstrukcji referencyjnej ze względu na spękania zmęczeniowe „z dołu do góry”:

$$N_{f(struct)} = C \left(\frac{1}{\varepsilon_h} \right)^\alpha = 429.3 \cdot (10)^{-12} \left(\frac{1}{55.31 \cdot (10)^{-6}} \right)^{3.9492} = 27.9 \cdot (10)^6 \quad (3.11)$$

Wzór został ustalony empirycznie i należy pamiętać, aby stosować w nim odpowiednie jednostki. W tym przypadku odkształcenia są bezwymiarowe. W celu stosowania we wzorze wartości odkształcenia w jednostce umownej $[\mu\varepsilon]$, tak jak standardowo w równaniach zmęczenia dla mieszanek mineralno-asfaltowych przeliczono współczynniki $C_{\text{struct}}^{\text{ref}}$ i $A_{\text{struct}}^{\text{ref}}$:

$$N_{f(\text{struct})} = C \left(\frac{1}{\varepsilon_h (10)^{-6}} \right)^\alpha = C \left(\frac{1}{\varepsilon_h} \right)^\alpha (10^6)^\alpha = C \cdot 10^{6\alpha} \left(\frac{1}{\varepsilon_h} \right)^\alpha,$$

$$C_{\text{struct}} = C \cdot 10^{6\alpha} = 2.128 \cdot 10^{14},$$

$$A_{\text{struct}}^{\text{ref}} = \text{Log } C_{\text{struct}}^{\text{ref}} = 14.328, \quad (3.12)$$

$$\alpha = \alpha_{\text{struct}}^{\text{ref}} = 3.9492.$$

Wówczas trwałość zmęczeniowa jest równa:

$$N_{f(\text{struct})} = C_{\text{struct}}^{\text{ref}} \left(\frac{1}{\varepsilon_h} \right)^{\alpha_{\text{struct}}^{\text{ref}}} = 2.128 \cdot 10^{14} \left(\frac{1}{55.31} \right)^{3.9492} = 27.9 \cdot 10^6 \quad (3.13)$$

Następnie przeskalowano współczynniki A i α konstrukcji referencyjnej zgodnie z zależnościami wynikającymi z równań zmęczenia mieszanek w warstwie podbudowy asfaltowej w dwóch wersjach i uzyskano współczynniki trwałości zmęczeniowej konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym:

1) wariant SiM 1 (scale):

$$\alpha_{\text{SiM1}} = \alpha_{\text{struct}}^{\text{ref}} \frac{\alpha_{\text{lab}}^{\text{HiMA}}}{\alpha_{\text{lab}}^{\text{ref}}} = 3.9492 \frac{6.3487}{5.2853} = 4.7438, \quad (3.14)$$

$$A_{\text{SiM1}} = A_{\text{struct}}^{\text{ref}} \frac{A_{\text{lab}}^{\text{HiMA}}}{A_{\text{lab}}^{\text{ref}}} = 14.328 \frac{20.598}{17.007} = 17.353;$$

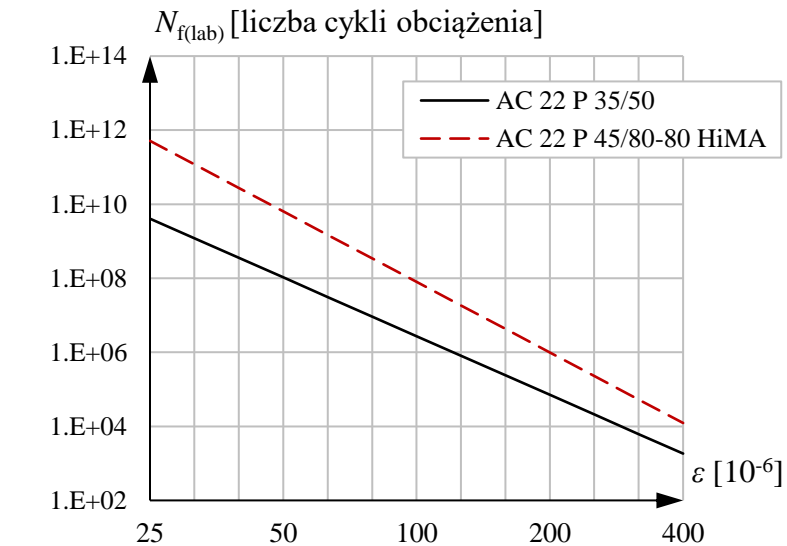
2) wariant SiM 2 (move):

$$\alpha_{\text{SiM2}} = \tan \left(\arctan \left(\alpha_{\text{struct}}^{\text{ref}} \frac{\arctan \left(\alpha_{\text{lab}}^{\text{HiMA}} \right)}{\arctan \left(\alpha_{\text{lab}}^{\text{ref}} \right)} \right) \right) = \tan \left(1.3228 \frac{1.4146}{1.3838} \right) = 4.5016,$$

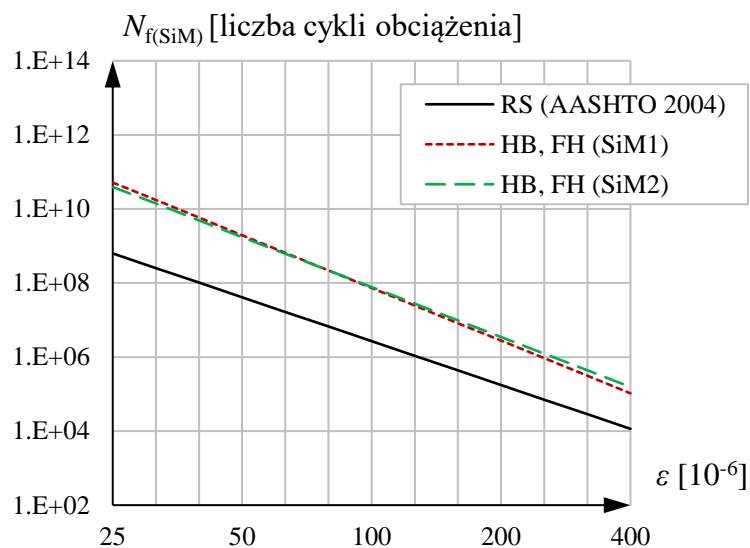
$$A_{\text{SiM2}} = \left(A_{\text{struct}}^{\text{ref}} - 2\alpha_{\text{struct}}^{\text{ref}} \right) \frac{A_{\text{lab}}^{\text{HiMA}} - 2\alpha_{\text{lab}}^{\text{HiMA}}}{A_{\text{lab}}^{\text{ref}} - 2\alpha_{\text{lab}}^{\text{ref}}} + 2\alpha_{\text{SiM}} = \quad (3.15)$$

$$= (14.328 - 2 \cdot 4.5016) \frac{20.598 - 2 \cdot 6.3487}{17.007 - 2 \cdot 5.2853} + 2 \cdot 4.5016 = 16.895.$$

Na rysunku 3.9 przedstawiono krzywe zmęczenia mieszanek mineralno-asfaltowych wyznaczone w badaniach laboratoryjnych, a także krzywą zmęczenia konstrukcji referencyjnej KR5 wyznaczoną na podstawie kryterium AASHTO 2004 i konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym uzyskane za pomocą metody SiM 1 i SiM 2.



a)



b)

Rys. 3.9. Krzywe (proste) zmęczenia

- a) mieszanek mineralno-asfaltowych zastosowanych do podbudowy analizowanych konstrukcji
 b) konstrukcji nawierzchni według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej i według metody SiM dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym

Następnie znając maksymalne wartości odkształceń na spodzie w podbudowy asfaltowej w konstrukcjach z asfaltem wysokomodyfikowanym można obliczyć ich trwałość zmęczeniową ze względu na spękania zmęczeniowe „z dołu do góry”:

1) konstrukcja HB:

$$C_{SiM1} = 10^{A_{SiM1}} = 10^{17.353} = 2.254 \cdot 10^{17}$$

$$N_{f(SiM1)} = C_{SiM1} \left(\frac{1}{\varepsilon_h^{HiMA}} \right)^{\alpha_{SiM1}} = 2.254 \cdot 10^{17} \left(\frac{1}{64.44} \right)^{4.7438} = 590 \cdot 10^6 \quad (3.16)$$

$$C_{SiM2} = 10^{A_{SiM2}} = 10^{16.895} = 7.852 \cdot 10^{16}$$

$$N_{f(SiM2)} = C_{SiM2} \left(\frac{1}{\varepsilon_h^{HiMA}} \right)^{\alpha_{SiM2}} = 7.852 \cdot 10^{16} \left(\frac{1}{64.44} \right)^{4.5016} = 564 \cdot 10^6$$

2) konstrukcja FH:

$$N_{f(SiM1)} = C_{SiM1} \left(\frac{1}{\varepsilon_h^{HiMA}} \right)^{\alpha_{SiM1}} = 2.254 \cdot 10^{17} \left(\frac{1}{67.48} \right)^{4.7438} = 474 \cdot 10^6 \quad (3.17)$$

$$N_{f(SiM2)} = C_{SiM2} \left(\frac{1}{\varepsilon_h^{HiMA}} \right)^{\alpha_{SiM2}} = 7.852 \cdot 10^{16} \left(\frac{1}{67.48} \right)^{4.5016} = 458 \cdot 10^6$$

W trzecim wariantcie metody SiM na podstawie krzywych zmęczeniowych mieszanek mineralno-asfaltowych wyznaczono współczynnik β_{SiM} , zwiększający trwałość zmęczeniową konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym w stosunku do konstrukcji referencyjnej.

$$C_{lab}^{HiMA} = 10^{A_{lab}^{HiMA}} = 10^{20.598} = 3.963 \cdot 10^{20} \quad (3.18)$$

$$C_{lab}^{ref} = 10^{A_{lab}^{ref}} = 10^{17.007} = 1.016 \cdot 10^{17}$$

1) w przypadku konstrukcji HB:

$$\beta_{SiM} = \frac{N_{f(lab)}^{HiMA}}{N_{f(lab)}^{ref}} = \frac{C_{lab}^{HiMA} \left(\varepsilon_h^{HiMA} \right)^{-\alpha_{lab}^{HiMA}}}{C_{lab}^{ref} \left(\varepsilon_h^{ref} \right)^{-\alpha_{lab}^{ref}}} = \frac{3.963 \cdot 10^{20} (64.44)^{-6.3487}}{1.016 \cdot 10^{17} (55.31)^{-5.2853}} = 20.723$$

$$N_{f(SiM3)} = \beta_{SiM} N_{f(struct)}^{ref} = 20.723 \cdot 27.9 \cdot 10^6 = 578 \cdot 10^6 \quad (3.19)$$

2) w przypadku konstrukcji FH:

$$\beta_{\text{SiM}} = \frac{N_{\text{f(lab)}}^{\text{HiMA}}}{N_{\text{f(lab)}}^{\text{ref}}} = \frac{C_{\text{lab}}^{\text{HiMA}} \left(\varepsilon_{\text{h}}^{\text{HiMA}} \right)^{-\alpha_{\text{lab}}^{\text{HiMA}}}}{C_{\text{lab}}^{\text{ref}} \left(\varepsilon_{\text{h}}^{\text{ref}} \right)^{-\alpha_{\text{lab}}^{\text{ref}}}} = \frac{3.963 \cdot 10^{20} (67.48)^{-6.3487}}{1.016 \cdot 10^{17} (55.31)^{-5.2853}} = 15.465$$

$$N_{\text{f(SiM3)}} = \beta_{\text{SiM}} N_{\text{f(struct)}}^{\text{ref}} = 15.475 \cdot 27.9 \cdot 10^6 = 431 \cdot 10^6 \quad (3.20)$$

Kryterium deformacji strukturalnych

Trwałość zmęczeniową ze względu na odkształcenia trwałe podłoża na skutek obciążeń cyklicznych obliczono stosując kryterium Instytutu Asfaltowego (2.7), opisane w rozdziale 2.

1) w przypadku konstrukcji RS:

$$N_{\text{d}} = \left(\frac{k}{\varepsilon_{\text{v}}} \right)^{1/m} = \left(\frac{1.05 \cdot 10^{-2}}{157.12 \cdot 10^{-6}} \right)^{1/0.223} = 153 \cdot 10^6 \quad (3.21)$$

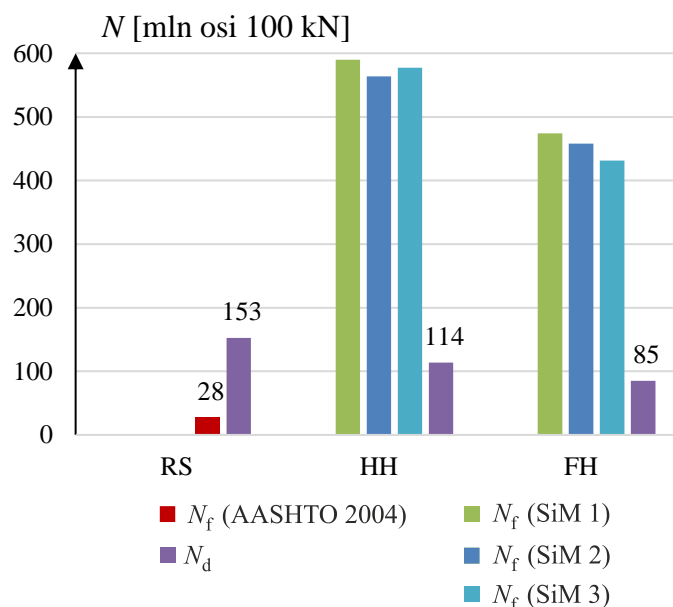
2) w przypadku konstrukcji HB:

$$N_{\text{d}} = \left(\frac{k}{\varepsilon_{\text{v}}} \right)^{1/m} = \left(\frac{1.05 \cdot 10^{-2}}{167.79 \cdot 10^{-6}} \right)^{1/0.223} = 114 \cdot 10^6 \quad (3.22)$$

3) w przypadku konstrukcji FH:

$$N_{\text{d}} = \left(\frac{k}{\varepsilon_{\text{v}}} \right)^{1/m} = \left(\frac{1.05 \cdot 10^{-2}}{179.06 \cdot 10^{-6}} \right)^{1/0.223} = 85 \cdot 10^6 \quad (3.23)$$

Na rysunku 3.10 przedstawiono zestawienie trwałości zmęczeniowej konstrukcji referencyjnej RS (KR5) oraz konstrukcji z asfaltem modyfikowanym HB i FH na podstawie wybranych do analizy kryteriów i dla trzech wariantów metody SiM.



Rys. 3.10. Porównanie trwałości zmęczeniowej analizowanych konstrukcji RS, HB i FH.

Wszystkie trzy warianty metody SiM wykazują istotny wzrost trwałości ze względu na spękania zmęczeniowe konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym w stosunku do konstrukcji standardowej. Decydujące o trwałości konstrukcji z lepiszczem HiMA staje się kryterium deformacji strukturalnych podłoża gruntowego, podczas gdy dla konstrukcji RS decydujące było kryterium spękań zmęczeniowych. Mniejsza sztywność pakietu warstw asfaltowych w konstrukcjach z HiMA implikuje większe ugięcia i odkształcenia w konstrukcji, co zmniejsza trwałość deformacyjną w stosunku do konstrukcji standardowej. Ostatecznie trwałość zmęczeniowa jest jednak ponad 3-krotnie w przypadku konstrukcji FH i 4-krotnie większa w przypadku konstrukcji HB według przyjętych kryteriów.

Powyższe rezultaty upoważniają do sformułowania drugiej tezy naukowej pracy:

TEZA II. Stosując metodę SiM w projektowaniu indywidualnym nawierzchni drogowych możliwe jest zaprojektowanie konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym o istotnie większej trwałości zmęczeniowej niż konstrukcje standardowe bez zmiany grubości warstw asfaltowych lub konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym o mniejszych grubościach warstw asfaltowych przy zachowaniu trwałości zmęczeniowej w stosunku do konstrukcji standardowych.

W przykładzie obliczeniowym w tym rozdziale pracy pokazano tylko obliczenia dla konstrukcji HB i FH o podbudowie grubości 12 cm. W dalszej części rozdziału 3 pracy, w p. 3.6. przeprowadzono obliczenia i analizy dla konstrukcji HB i FH z różnymi grubościami

podbudowy asfaltowej w zakresie od 12 do 8 cm, a w kolejnym rozdziale pracy także ich innych modyfikacji.

3.6. Analiza konstrukcji podstawowej

Procedurę obliczeń pokazaną w rozdziale 3.5 (przy tych samych parametrach modeli warstw konstrukcji i wartości temperatury ekwiwalentnej) powtórzono także dla pozostałych konstrukcji wskazanych w rozdziale 3.3 – przy zmianie grubości podbudowy asfaltowej co 1 cm w zakresie do 8 cm.

W tabelicy 3.11. pokazano wartości maksymalnych ugięć oraz krytycznych odkształceń w konstrukcjach RS, HB i FH dla różnych grubości warstwy podbudowy asfaltowej.

W tabelicy 3.12. zamieszczono wartości współczynników A i α trwałości zmęczeniowej konstrukcji wzoru (3.1), wyznaczone na podstawie kryterium AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej (A_{struct}^{ref} i α_{struct}^{ref}) i metodą SiM (wariant 1 i 2) (A_{SiM} i α_{SiM}) dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym. W tabelicy 3.13 zamieszczono wartości współczynników β wariantu 3 metody SiM.

Tabela 3.11. Wartości maksymalnych ugięć i krytycznych odkształceń analizowanych konstrukcji.

Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Ugięcie u_z [mm]	Odształcenie w warstwie wiążącej ε_{yy} [10^{-6}]	Odształcenie w podbudowie asfaltowej ε_{yy} [10^{-6}]	Odształcenie w podłożu ε_{zz} [10^{-6}]
1.	RS	12	0.253	12.0	55.3	-157.1
2.		11	0.261	13.4	58.7	-166.4
3.		10	0.269	15.3	62.4	-176.4
4.		9	0.278	17.6	66.4	-187.4
5.		8	0.287	20.7	70.8	-199.5
6.	HB	12	0.263	21.2	64.4	-167.8
7.		11	0.271	22.9	68.1	-177.0
8.		10	0.279	25.0	72.0	-187.0
9.		9	0.287	27.5	76.3	-197.8
10.		8	0.296	30.8	80.9	-209.6
11.	FH	12	0.274	17.9	67.5	-179.1
12.		11	0.281	19.5	71.4	-188.9
13.		10	0.290	21.5	75.7	-199.6
14.		9	0.299	24.1	80.3	-211.2
15.		8	0.308	27.5	85.4	-223.8

Tablica 3.12. Wartości współczynników A i α wzoru (3.1) według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz według metody SiM 1 i SiM 2 dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym.

Lp.	Współczynnik	Grubość podbudowy h [cm]	AASHTO 2004 - konstrukcja RS	SiM 1 - konstrukcja HB i FH	SiM 2 - konstrukcja HB i FH
1.	α	12-8	3.9492	4.7438	4.5016
2.	A	12	14.362	17.395	16.938
3.		11	14.365	17.398	16.941
4.		10	14.368	17.402	16.944
5.		9	14.372	17.406	16.949
6.		8	14.376	17.411	16.954

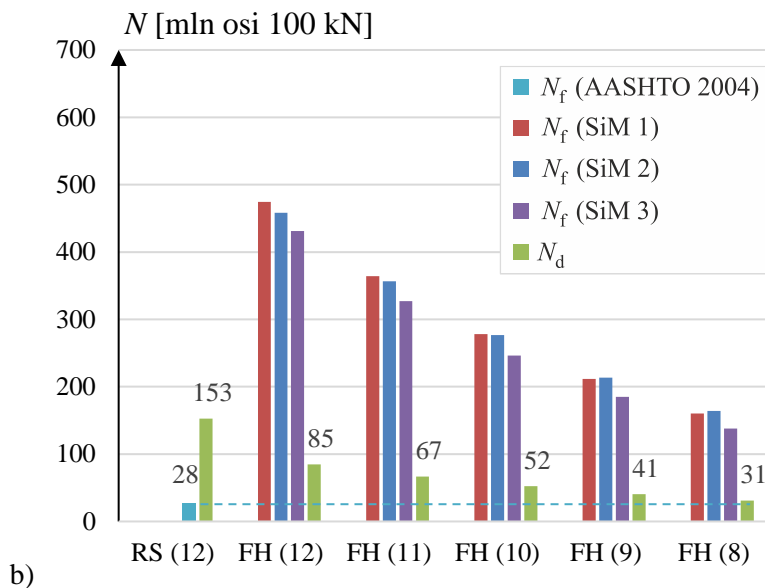
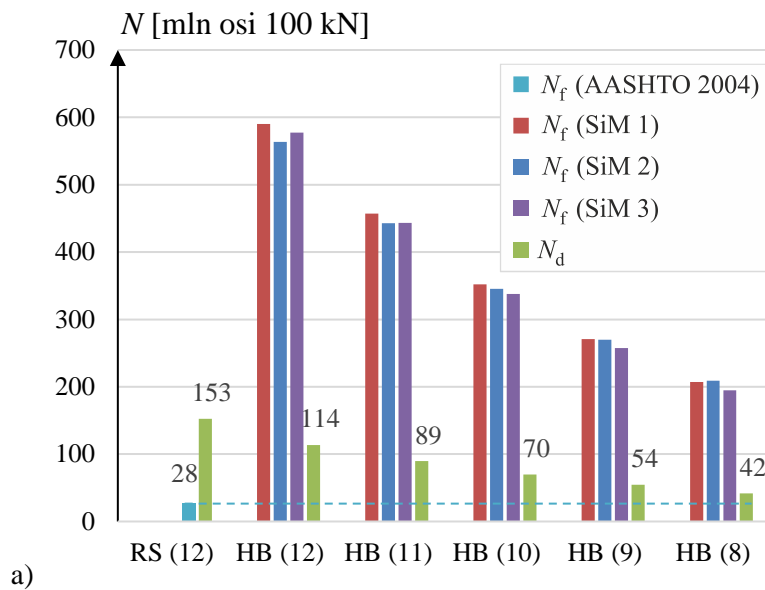
Tablica 3.13. Wartości współczynników β wzoru (3.5) na trwałość zmęczeniową konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym według metody SiM 3.

Lp.	Współczynnik	Grubość podbudowy h [cm]	Konstrukcja HB	Konstrukcja FH
1.	β	12	20.7	15.5
2.		11	20.0	14.8
3.		10	19.3	14.1
4.		9	18.7	13.4
5.		8	18.1	12.8

W tabelicy 3.14 zamieszczono wartości trwałości zmęczeniowej analizowanych konstrukcji a na rysunku 3.11. porównano trwałości zmęczeniowe konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym do trwałości konstrukcji referencyjnej z podbudową grubości 12 cm – typowej konstrukcji KR5.

Tablica 3.14. Wartości trwałości zmęczeniowej na podstawie kryterium spękań zmęczeniowych według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz trzech wariantów metody SiM dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym oraz na podstawie kryterium deformacji strukturalnych.

Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]				
			$N_{f(AASHTO\ 2004)}$	$N_{f(SiM\ 1)}$	$N_{f(SiM\ 2)}$	$N_{f(SiM\ 3)}$	N_d
1.	RS	12	28				153
2.		11	22				118
3.		10	18				91
4.		9	14				69
5.		8	11				52
6.	HB	12		590	564	578	114
7.		11		457	443	443	89
8.		10		352	346	338	70
9.		9		271	270	257	54
10.		8		207	209	195	42
11.	FH	12		474	458	449	85
12.		11		364	357	334	67
13.		10		278	277	247	52
14.		9		212	213	181	41
15.		8		160	164	133	31



Rys. 3.11. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB (a) i FH (b) przy różnych grubościach podbudowy asfaltowej w porównaniu do konstrukcji referencyjnej z podbudową grubości 12 cm (KR5).

Trwałość obliczeniowa ze względu na spękania zmęczeniowe konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym obliczona metodą SiM jest znacznie wyższa niż trwałość konstrukcji referencyjnej. Jest to zgodne z oczekiwaniami, gdyż mieszanki mineralno-asfaltowe z lepiszczem HiMA są znacznie bardziej odporne na zmęczenie niż mieszanki z asfaltem niemodyfikowanym.

Charakteryzują się one mniejszą sztywnością co z kolei powoduje większe ugięcia i odkształcenia w warstwach konstrukcyjnych a w szczególności w podłożu, co przyspiesza jego konsolidację. Zastosowanie asfaltu wysokomodyfikowanego tylko w warstwie podbudowy bez zmiany jej grubości powoduje spadek trwałości obliczeniowej ze względu na deformacje strukturalne o 25%, a zastosowanie go we wszystkich warstwach asfaltowych aż o 44%. Trwałości obliczeniowe takich konstrukcji nadal są jednak dużo wyższe od trwałości konstrukcji referencyjnej - KR5 (o 300% w przypadku HB i 200% w przypadku konstrukcji FH), co daje możliwość zmniejszania grubości warstw konstrukcyjnych.

Wraz ze zmniejszaniem grubości podbudowy asfaltowej analizowanych konstrukcji ich trwałość zmęczeniowa maleje. Przy grubości podbudowy asfaltowej 8 cm trwałość zmęczeniowa konstrukcji HB wynosi 42 mln osi obliczeniowych i nadal jest o 50% większa od trwałości konstrukcji referencyjnej RS z podbudową 12 cm - KR5, a konstrukcji FH wynosi 31 mln osi obliczeniowych, o 10% więcej od konstrukcji referencyjnej RS z podbudową 12 cm. Decydujące o trwałości zmęczeniowej konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym w obydwu przypadkach jest kryterium deformacji strukturalnych podłoża gruntowego. W świetle przedstawionych obliczeń z wykorzystaniem metody SiM można stwierdzić, że dzięki zastosowaniu asfaltu wysokomodyfikowanego można pocenić grubość podbudowy asfaltowej konstrukcji do 8 cm i uzyskać konstrukcję o zbliżonej trwałości do konstrukcji referencyjnej podstawowej (z podbudową o grubości 12 cm) lub uzyskać konstrukcję o znacznie większej trwałości zmęczeniowej bez zmiany grubości warstw w stosunku do konstrukcji referencyjnej podstawowej.

Tutaj analiza została wykonana przy zastosowaniu modelu lepkosprężystego warstw asfaltowych oraz założeniu temperatury ekwiwalentnej dla całego roku kalendarzowego 10°C. W dalszej części pracy sprawdzono jaki wpływ na rezultaty metody SiM, mają odchyłki wyników badań zmęczenia mieszanek mineralno-asfaltowych, a także jaki wpływ na wyniki analizy trwałości zmęczeniowej ma rodzaj modelu warstw asfaltowych i wartość temperatury ekwiwalentnej.

3.7. Analiza wrażliwości metody SiM na odchyłki wyników badań laboratoryjnych.

Metoda SiM wyznaczania trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni z asfaltem wysokomodyfikowanym bazuje na krzywych zmęczenia mieszanek mineralno-asfaltowych ustalonych na podstawie badań laboratoryjnych. Badania te wykonuje się zgodnie z normą PN-EN 12697-24:2018-08 [116] i zostały opisane w rozdziale 2.2 tej pracy. Z uwagi na fakt, że krzywe zmęczenia opisane są zależnością we współrzędnych logarytmicznych mała zmiana współczynnika krzywej, powoduje duże zmiany trwałości zmęczeniowej dla danych odkształceń. Ponadto zakres odkształceń rozciągających w konstrukcji na spodzie warstw asfaltowych jest inny niż zakres, dla którego wyznaczane są krzywe zmęczenia. W klasycznej konstrukcji drogowej zakres odkształceń rozciągających w spodzie warstw asfaltowych zawiera się zwykle w zakresie $50 \div 150 \mu\epsilon$, natomiast w badaniach laboratoryjnych zmęczenia stosuje większe odkształcenia z zakresu $100 \div 400 \mu\epsilon$, przede wszystkim z powodu dążenia do zmniejszenia czasochłonności badania.

W tym rozdziale zbadano jaki wpływ na wartości trwałości obliczeniowych uzyskanych metodą SiM mają odchyłki wyników badań laboratoryjnych odporności zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych. Analizę przeprowadzono dla rzeczywistych wyników badań mieszanek mineralno-asfaltowych udostępnionych przez Orlen Asphalt na potrzeby tej pracy [45]. Zbadano odporność na zmęczenie metodą belki czteropunktowo zginanej (4PB-PR) sześciu mieszanek mineralno-asfaltowych (przyjętych w tej pracy do analizy jako warstwy konstrukcji nawierzchni), w szczególności mieszanek AC 22 P 35/50 i AC 22 P 45/80-80 HiMA, przyjętych w tej pracy do podbudowy konstrukcji analizowanych nawierzchni.

Badania przeprowadzono w temperaturze 10°C przy częstotliwości wymuszenia 10 Hz dla trzech poziomów amplitudy odkształcenia:

- 150, 200 i 300 [$\mu\text{m}/\text{m}$] w przypadku mieszanki AC 22 P 35/50,
- 200, 300, 400 [$\mu\text{m}/\text{m}$] w przypadku mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA.

Przyjęto konwencjonalne kryterium zniszczenia – osiągnięcie 50% sztywności początkowej (zmierzonej w 100 cyklu obciążenia).

Wynikiem pojedynczego badania odporności na zmęczenie jest liczba cykli do zmęczenia 50% utraty sztywności. Wynikiem badania dla całej serii badawczej jest charakterystyka zmęczeniowa opisana za pomocą regresji liniowej jako prosta $y = ax + b$:

$$\text{Log } N_f = A_1 \text{Log } \epsilon + A_0 \quad (3.24)$$

Wyniki zmęczenia poszczególnych próbek mieszanek mineralno-asfaltowych w badaniu czteropunktowego zginania belki zamieszczono w tablicy 3.15.

Tablica 3.15. Wyniki badań zmęczenia próbek mieszanek mineralno-asfaltowych zastosowanych do podbudowy konstrukcji.

Lp.	Rodzaj - oznaczenie mieszanki	Amplituda odkształcenia ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	Liczba cykli N_f				Średnia liczba cykli N_f	Odchylenie standardowe S_n	Wsp. zmienności V [%]
1.	AC 22 P 35/50	300	8000	8809	-	-	8405	405	5
2.		200	43368	62303	92583	76881	66534	17571	26
3.		150	350583	310756	-	-	330670	19914	6
4.	AC 22 P 45/80-80	400	6045	7221	8401	13200	8717	2719	31
5.		300	120729	135537	-	-	128133	7404	6
6.	HiMA	200	762379	1027055	548012	-	779149	195928	25

W badaniu wyznaczono proste regresji liniowej dla średnich wyników trwałości na poszczególnych poziomach odkształceń. W celu analizy wpływu odchyłek wyników laboratoryjnych wyznaczono 90% przedziały ufności wartości średniej trwałości na danym poziomie odkształcenia na podstawie wyników pomiarów korzystając ze statystyki t-Studenta.

Dla wyników na danym poziomie amplitudy odkształcenia korzystając ze statystyki:

$$T_{n-1} = \frac{\bar{X}_n - m}{S_n} \sqrt{n-1} \quad (3.25)$$

o rozkładzie t-Studenta o n-1 stopniach swobody, zakładając współczynnik ufności $\alpha = 0.1$, znaleziono wartości t_α , takie że:

$$P(|T| < t_\alpha) = 1 - \alpha, \quad (3.26)$$

a następnie wyznaczono granice przedziału ufności wartości średniej m według wzoru:

$$P\left(\bar{x}_n - t_\alpha \frac{s_n}{\sqrt{n-1}} < m < \bar{x}_n + t_\alpha \frac{s_n}{\sqrt{n-1}}\right) = 1 - \alpha. \quad (3.27)$$

W tablicy 3.16 zamieszczono wyniki obliczeń wartości dolnej i górnej granicy przedziału ufności wartości średniej liczby cykli na danym poziomie odkształceń dla mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA.

Założono odchyłki wyników pomiarów osobno dla każdego poziomu odkształceń w górę i w dół. Otrzymano w ten sposób zestaw sześciu wariantów odchyłek, dla każdego poziomu odkształcenia przyjmując dolną lub górną granicę przedziału ufności wartości średniej

trwałości. W tabelicy 3.17 pokazano przyjęte wartości średnie z uwzględnieniem odchyłek w 6 wariantach.

W tabelicy 3.18 zamieszczono wartości współczynników regresji liniowej (prostych zmęczenia) wyznaczone dla mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA dla wartości średnich z pomiarów i przy uwzględnieniu odchyłek wyników pomiarów w 6 wariantach. Na rysunku 3.12 pokazano wykresy krzywych zmęczenia w zależności od przyjętego wariantu odchyłek.

Tablica 3.16. Analiza statystyczna wyników badań odporności na zmęczenie mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA.

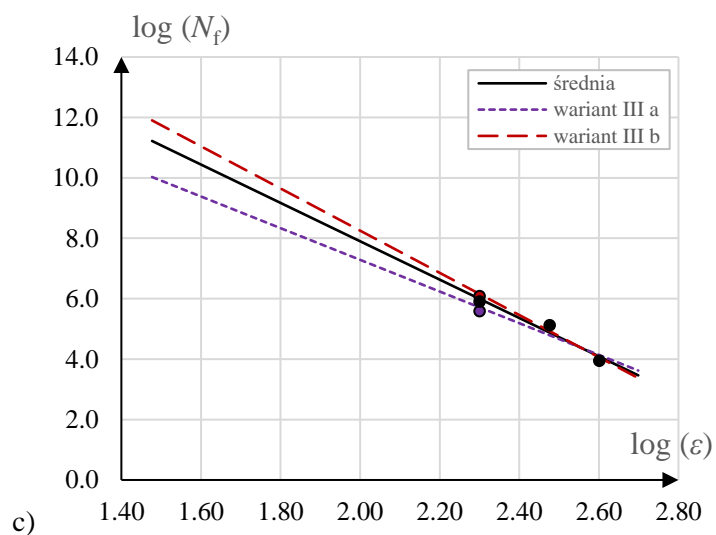
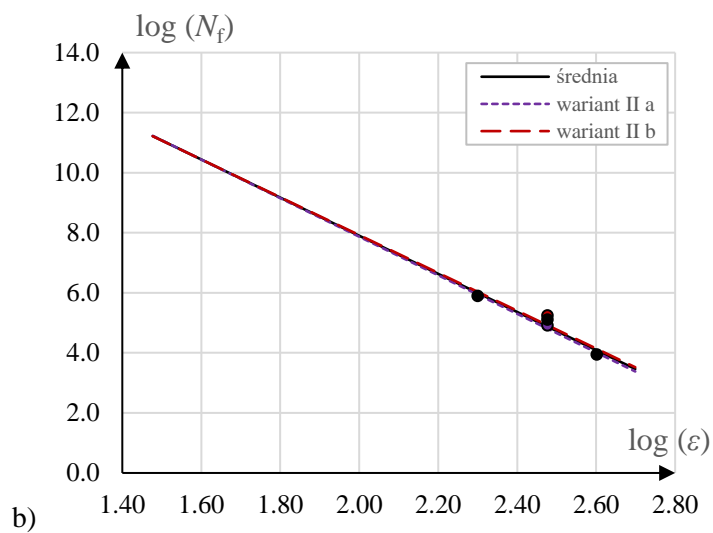
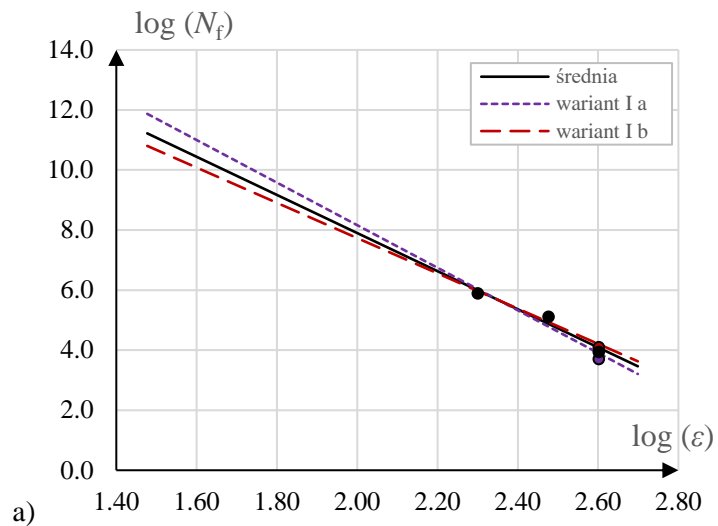
Lp.	Amplituda odkształcenia ε [$\mu\text{m/m}$]	Średnia liczba cykli \bar{X}_n	Odchylenie standardowe S_n	Liczba próbek n	wartość statystyki t_α	Dolna granica przedziału ufności dla m	Górna granica przedziału ufności dla m
1.	400	8717	2719	4	2.35	5022	12411
2.	300	128133	7404	2	6.31	81386	174880
3.	200	779149	195928	3	2.92	374609	1183689

Tablica 3.17. Przyjęte warianty odchyłek wyników badań zmęczenia próbek mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA

Lp.	Amplituda odkształcenia ε [$\mu\text{m/m}$]	Średnia liczba cykli z uwzględnieniem odchyłki (wariantowo)					
		I a	I b	II a	II b	III a	III b
1.	400	5022	12411	8717	8717	8717	8717
2.	300	128133	128133	81386	174880	128133	128133
3.	200	779149	779149	779149	779149	374609	1183689

Tablica 3.18. Współczynniki prostych regresji zmęczenia mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA w zależności od wariantu odchyłek wyników badań laboratoryjnych oraz wartości współczynnika determinacji.

Lp.	Współczynnik prostej regresji	Dla wartości średnich	Wariant odchyłek					
			I a	I b	II a	II b	III a	III b
1.	A_1	-6.3487	-7.092	-5.872	-6.422	-6.298	-5.243	-6.980
2.	A_0	20.598	22.347	19.478	20.713	20.519	17.772	22.212
3.	R^2	0.96	0.93	0.97	0.99	0.92	0.89	0.98



Rys. 3.12. Krzywe zmęczeniowe mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA przy odchyłkach wyników badań laboratoryjnych w wariantach I (a), II (b) i III (c).

Następnie wyznaczono trwałość zmęczeniową metodą SiM dla wszystkich wymienionych w punkcie 3.3 tego rozdziału konstrukcji uwzględniając 4 warianty odchyłek wyników badań krzywych zmęczeniowych Ia, Ib, IIIa i IIIb. Warianty IIa i IIb pominięto ze względu na relatywnie małe wartości odchyłek (dla amplitudy odkształceń $300 \mu\epsilon$ otrzymano najmniejszy współczynnik zmienności wyników).

W tabelicy 3.19 pokazano wartości współczynników A i α krzywych zmęczenia mieszanek zastosowanych do podbudowy analizowanych konstrukcji, uzyskane na podstawie badań laboratoryjnych, a w przypadku mieszanki z asfaltem wysokomodyfikowanym również z uwzględnieniem 4 wariantów odchyłek.

W tabelicy 3.20 zamieszczono wartości współczynników A i α trwałości zmęczeniowej konstrukcji wg wzoru (3.1), wyznaczone na podstawie kryterium AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej (A_{struct}^{ref} i α_{struct}^{ref}) i metodą SiM (wariant 1 i 2) (A_{SiM} i α_{SiM}) dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym, a w tabelicy 3.21 wartości współczynników β wariantu 3 metody SiM przy założeniu różnych wariantów odchyłek wyników badań laboratoryjnych.

W tablicach 3.22 i 3.23 zamieszczono wartości trwałości zmęczeniowej analizowanych konstrukcji. Wartości zamieszczone w tabelicy 3.22 uzyskano przy zastosowaniu do metody SiM krzywych zmęczeniowych mieszanek wyznaczonych na podstawie średnich wartości z pomiarów bez uwzględnienia odchyłek, a w tabelicy 3.23 zamieszczono wyniki metody SiM przy założeniu różnych wariantów odchyłek wyników badań laboratoryjnych. Na rysunkach 3.13 i 3.14 porównano trwałości zmęczeniowe konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym do trwałości konstrukcji referencyjnej z podbudową grubości 12 cm – typowej konstrukcji KR5.

Tablica 3.19. Współczynniki prostych zmęczeniowych mieszanki AC 22 P 35/50 i AC 22 P 45/80-80 HiMA na podstawie badań laboratoryjnych z uwzględnieniem odchyłek

Lp.	Współczynnik	Mieszanka AC 22 P (konstrukcja RS)	Mieszanka AC 22 P HiMA (konstrukcja HB i FH)				
			bez odchyłek	z odchyłką wariant I a	z odchyłką wariant I b	z odchyłką wariant III a	z odchyłką wariant III b
1.	α	5.2853	6.3487	7.0920	5.8724	5.2430	6.9801
2.	A	17.007	20.598	22.347	19.478	17.772	22.212

Tablica 3.20. Wartości współczynników A i α wzoru (3.1) według metody SiM 1 i SiM 2 dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB i FH przy krzywej zmęczeniowych mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA z odchyłkami w czterech wariantach.

Lp.	Metoda	Współczynnik	Grubość podbudowy h [cm]	Wariant odchyłek				
				bez odchyłek	I a	I b	II a	II b
1.	SiM 1	α	12-8	4.7438	5.2992	4.3879	3.9176	5.2156
2.		A	12	17.395	18.827	16.410	14.972	18.713
3.			11	17.398	18.829	16.412	14.974	18.716
4.			10	17.402	18.832	16.415	14.977	18.719
5.			9	17.406	18.836	16.418	14.980	18.723
6.			8	17.411	18.840	16.422	14.983	18.727
7.	SiM 2	α	12-8	4.5016	4.8544	4.2615	3.9260	4.8029
8.		A	12	16.938	17.863	16.248	15.130	17.849
9.			11	16.941	17.866	16.250	15.132	17.851
10.			10	16.944	17.868	16.253	15.135	17.854
11.			9	16.949	17.872	16.257	15.138	17.858
12.			8	16.954	17.876	16.260	15.142	17.862

Tablica 3.21. Wartości współczynników β wzoru (3.5) na trwałość zmęczeniową konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym według metody SiM 3 przy krzywej zmęczeniowych mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA z odchyłkami w czterech wariantach

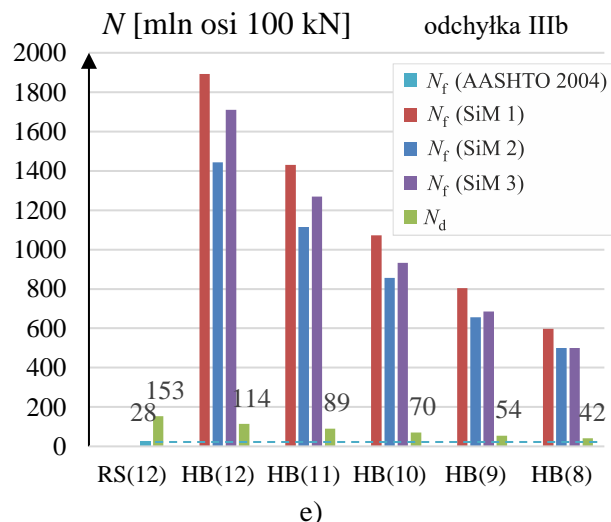
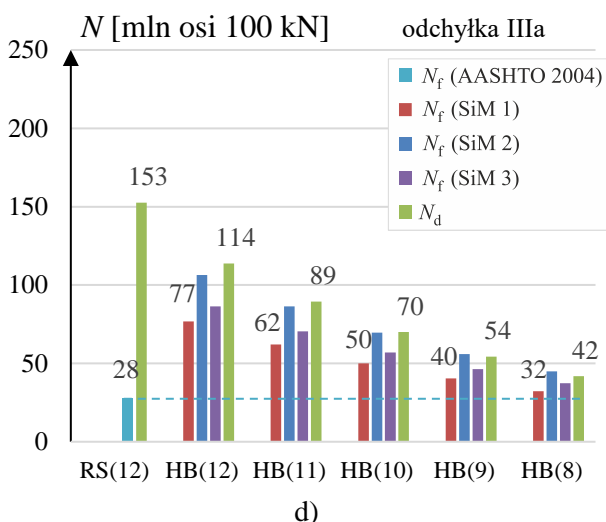
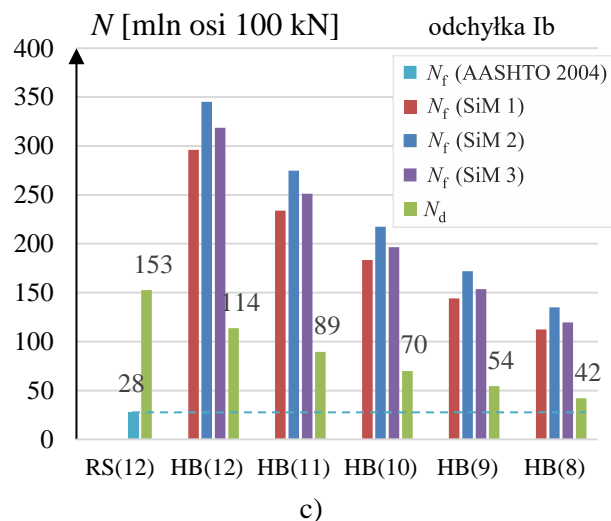
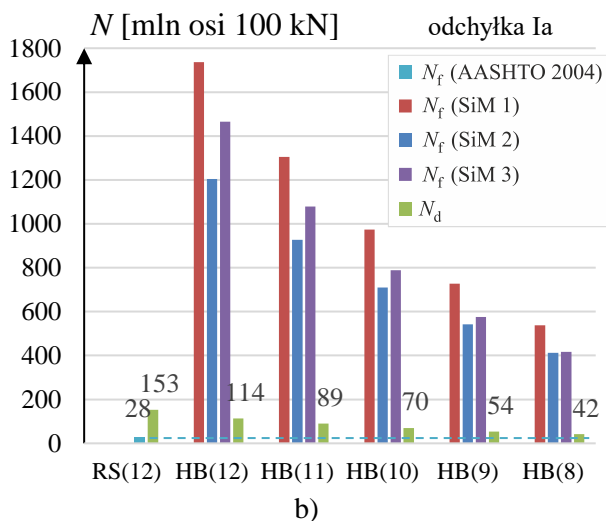
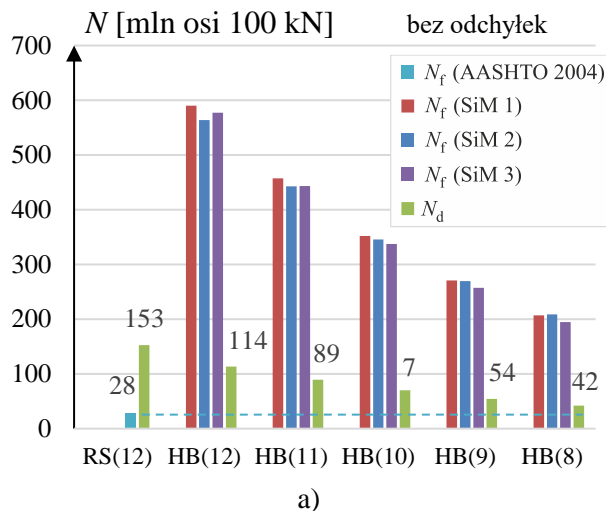
Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Wariant odchyłek				
			bez odchyłek	I a	I b	III a	III b
1.	HB	12	20.7	52.6	11.4	3.1	61.4
2.		11	20.0	48.8	11.3	3.2	57.3
3.		10	19.3	45.0	11.2	3.3	53.2
4.		9	18.7	41.8	11.2	3.4	49.7
5.		8	18.1	38.7	11.1	3.5	46.4
6.	FH	12	15.5	37.9	8.7	2.4	44.5
7.		11	14.8	34.7	8.6	2.5	41.0
8.		10	14.1	31.7	8.4	2.5	37.7
9.		9	13.4	28.9	8.2	2.6	34.6
10.		8	12.8	26.4	8.1	2.6	31.8

Tablica 3.22. Wartości trwałości zmęczeniowej na podstawie kryterium spękań zmęczeniowych według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz trzech wariantów metody SiM dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym oraz na podstawie kryterium deformacji strukturalnych przy zastosowaniu krzywych zmęczeniowych bez odchyłek.

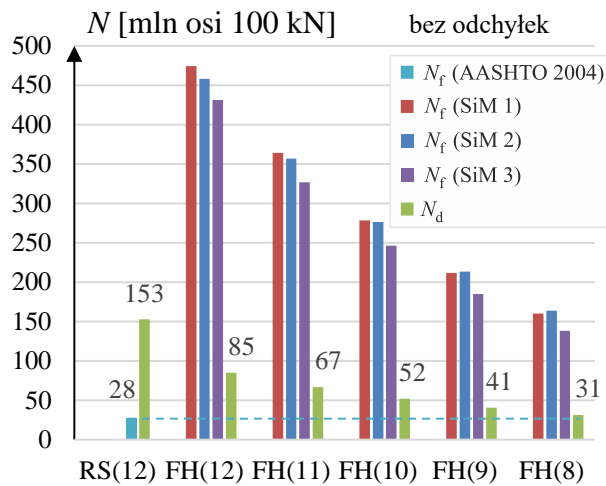
Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]				
			$N_{f(AASHTO\ 2004)}$	$N_{f(SiM\ 1)}$	$N_{f(SiM\ 2)}$	$N_{f(SiM\ 3)}$	N_d
1.	RS	12	28				153
2.		11	22				118
3.		10	18				91
4.		9	14				69
5.		8	11				52
6.	HB	12		590	564	578	114
7.		11		457	443	443	89
8.		10		352	346	338	70
9.		9		271	270	257	54
10.		8		207	209	195	42
11.	FH	12		474	458	449	85
12.		11		364	357	334	67
13.		10		278	277	247	52
14.		9		212	213	181	41
15.		8		160	164	133	31

Tablica 3.23. Wartości trwałości zmęczeniowej na podstawie kryterium spękań zmęczeniowych według trzech wariantów metody SiM dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB i FH przy krzywej zmęczeniowych mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA z odchyłkami w czterech wariantach

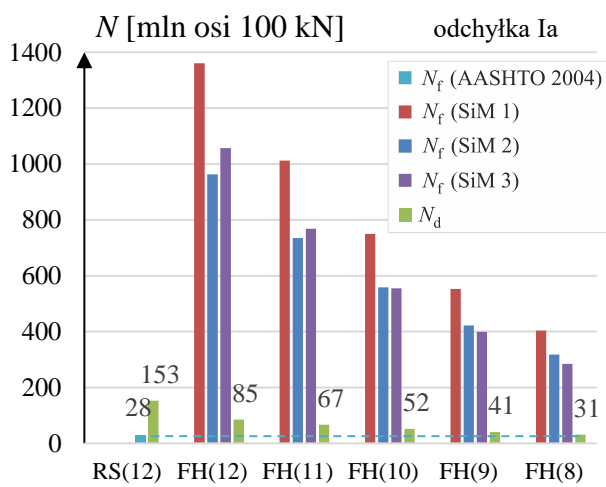
Lp.	Metoda	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Wariant odchyłek			
				I a	I b	III a	III b
1.	SiM 1	HB	12	1 736	296	77	1 893
2.			11	1 305	234	62	1 430
3.			10	975	184	50	1 072
4.			9	727	144	40	804
5.			8	538	112	32	598
6.		FH	12	1 360	242	64	1 489
7.			11	1 012	189	51	1 113
8.			10	749	148	41	828
9.			9	552	115	33	613
10.			8	404	89	26	451
11.	SiM 2	HB	12	1 204	345	106	1 444
12.			11	927	275	86	1 115
13.			10	710	217	70	856
14.			9	543	172	56	657
15.			8	412	135	45	500
16.		FH	12	963	284	89	1 157
17.			11	735	224	71	886
18.			10	558	176	57	675
19.			9	422	138	46	512
20.			8	317	107	36	386
21.	SiM 3	HB	12	1 465	319	86	1 711
22.			11	1 079	251	70	1 269
23.			10	788	196	57	932
24.			9	576	154	46	685
25.			8	417	120	37	500
26.		FH	12	1 057	243	68	1 241
27.			11	768	189	55	908
28.			10	555	147	44	660
29.			9	399	113	35	477
30.			8	284	87	28	343



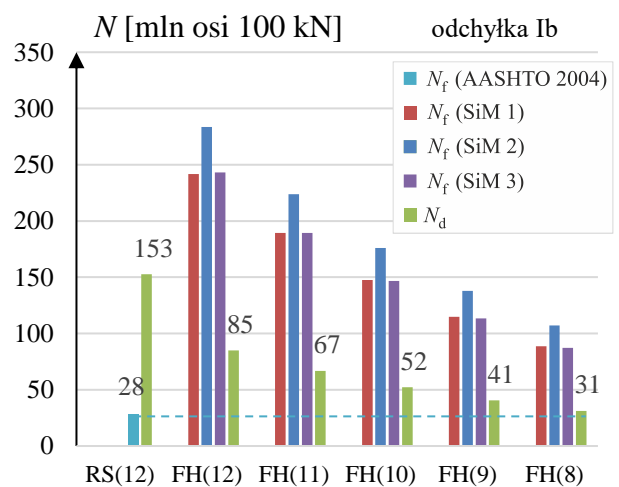
Rys. 3.13. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HB przy różnych grubościach podbudowy [cm] w porównaniu do konstrukcji referencyjnej z podbudową grubości 12 cm (KR5) przy zastosowaniu w metodzie SiM krzywych zmęczeniowych mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA bez odchyłek (a) i z odchyłkami w wariantach Ia (b), Ib (c), IIIa (d) i IIIb (e)



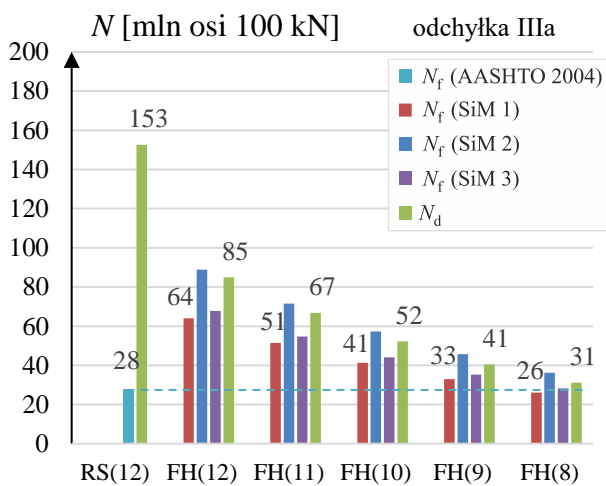
a)



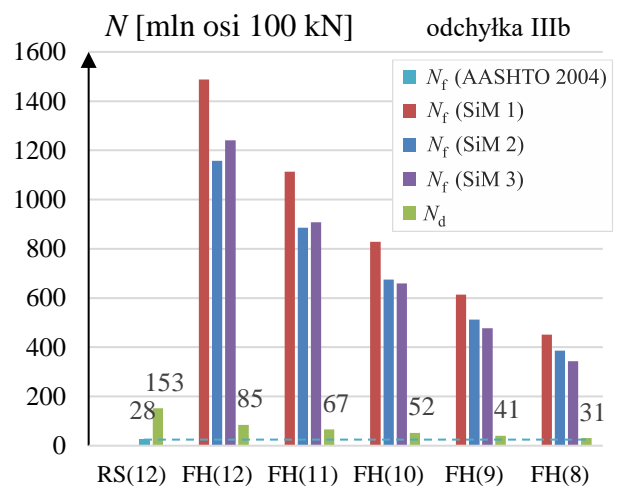
b)



c)



d)



e)

Rys. 3.14. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji FH przy różnych grubościach podbudowy w porównaniu do konstrukcji referencyjnej z podbudową grubości 12 cm (KR5) przy zastosowaniu w metodzie SiM krzywych zmęczeniowych mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA bez odchyłek (a) i z odchyłkami w wariantach Ia (b), Ib (c), IIIa (d) i IIIb (e)

Wszystkie 3 warianty metody SiM wykazują bardzo dużą wrażliwość na odchyłki wyników badań laboratoryjnych.

Największe różnice otrzymano w przypadku metody SiM 1. Dla krzywej laboratoryjnej mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA z odchyłką wg wariantu Ia trwałość zmęczeniowa konstrukcji na podstawie metody SiM 1 jest o 150% – 190% większa niż dla krzywej zmęczeniowej bez odchyłek (dodatkowo im grubsza konstrukcja tym większa wrażliwość). W przypadku metody SiM 2 jest to 94% do 114%, a SiM 3 od 106% do 154%. Najmniejszą wrażliwość na odchyłki wyników laboratoryjnych wykazuje metoda SiM 2.

W przypadku wariantu Ib odchyłki krzywej zmęczeniowej mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA trwałość zmęczeniowa konstrukcji na podstawie metody SiM 1 zmalała o 45% – 50%, według metody SiM 2 zmalała o 35%-39%, a według metody SiM 3 - 37% do 45%.

W przypadku wariantu IIIa odchyłki krzywej zmęczeniowej mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA trwałość zmęczeniowa analizowanych konstrukcji obliczona według wszystkich trzech metod zmalała w zakresie 78%-87%. (84%-87% SiM 1, 78%-81% SiM 2 i 80%-85% SiM 3). Tak duży spadek trwałości zmęczeniowej ze względu na spękania zmęczeniowe powoduje, iż kryterium to staje się decydującym o trwałości obliczeniowej analizowanych konstrukcji co widać również na rysunkach 3.13(d) i 3.14(d). W przypadku konstrukcji HB o podbudowie pocienionej do 8 cm, nadal trwałość zmęczeniowa jest jednak większa od trwałości konstrukcji referencyjnej. W przypadku konstrukcji FH trwałość zmęczeniowa jest nieznacznie mniejsza od trwałości konstrukcji referencyjnej.

Zastosowanie do obliczeń krzywej zmęczeniowej mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA z odchyłką III b powoduje największą zmianę wartości trwałości zmęczeniowych wg metody SiM - wzrost o 136%- 221% (182%-221% SiM 1, 136%-156% SiM 2 i 148%-196% SiM 3).

W związku z dużą wrażliwością metody SiM na zmiany współczynników krzywych zmęczeniowych wyznaczonych na podstawie badań laboratoryjnych należy zapewnić, aby te współczynniki były wyznaczone z jak największą wiarygodnością. Zgodnie z normą PN-EN 12697-24 [10] badanie odporności na zmęczenie metodą czteropunktowego zginania belki należy przeprowadzić przy nie mniej niż trzech poziomach odkształcenia i przy minimum 6 próbkach na każdym poziomie. W rzeczywistości rzadko to wymaganie jest spełnione. W badaniach, na których oparto obliczenia badanie wykonano dla 3 poziomów odkształcenia dla każdej mieszanki, ale liczba pomiarów na każdym poziomie wahała się od 2 do 4. Zdaniem autorki zwiększenie liczby próbek do 6, spowodowałoby zawężenie przedziałów ufności dla

wartości średnich, które zostały tu zastosowane, a co za tym idzie zmniejszenie wyznaczonych odchyłek współczynników krzywych i mniejsze zmiany wyników trwałości metody SiM.

Ponadto wpływ na rozrzut wyników odporności na zmęczenie ma zagęszczenie próbek. Zawartość wolnych przestrzeni w próbkach poddanych badaniu nie powinna przekraczać wartości dopuszczalnych określonych w wytycznych technicznych WT-2-część I [20], co miało miejsce w przypadku badań, na których się oparto.

Dalsze rozważania w pracy przeprowadzone są przy założeniu, że krzywe zmęczeniowe ustalone na podstawie badań laboratoryjnych są wystarczająco wiarygodne.

W celu zastosowania metody SiM należy zapewnić odpowiednią jakość wyników badań tj. zastosowanie w badaniach odpowiedniej ilości próbek (co najmniej 6) i ich dobre zagęszczenie. Szczegółowe określenie wymagań wymaga dalszych rozważań, które będą przedmiotem odrębnej pracy.

Wnioski z rozdziału 3.6 dotyczącego analizy trwałości zmęczeniowej konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB i FH pozostają w mocy, za wyjątkiem jednego przypadku - przyjęcia największej odchyłki (IIIa) wyników badań laboratoryjnych mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA i w odniesieniu tylko do konstrukcji FH. Wówczas tej konstrukcji można zmniejszyć grubość podbudowy asfaltowej konstrukcji do 9 cm (a nie 8 cm) bez zmniejszenia jej trwałości zmęczeniowej w stosunku do konstrukcji referencyjnej. Niemniej jednak rozważania zawarte w tym rozdziale potwierdzają postawione w pracy tezy.

3.8. Wpływ rodzaju modelu oraz wartości temperatury ekwiwalentnej na wyniki analizy trwałości zmęczeniowej konstrukcji podstawowych

Modelem konstrukcji nawierzchni jest liniowy model półprzestrzennego warstwowego kontinuum materialnego. Zazwyczaj przy projektowaniu indywidualnym konstrukcji przyjmuje się model sprężysty dla wszystkich warstw konstrukcyjnych. W pracy jako podstawowy przyjęto model lepkosprężysty warstw z mieszanek mineralno-asfaltowych (model H-S) i sprężysty pozostałych warstwy konstrukcyjnych i podłoża (model E). Parametry modeli materiałów warstw dobrano dla temperatury ekwiwalentnej dla całego roku kalendarzowego, którą przyjęto równą 10°C .

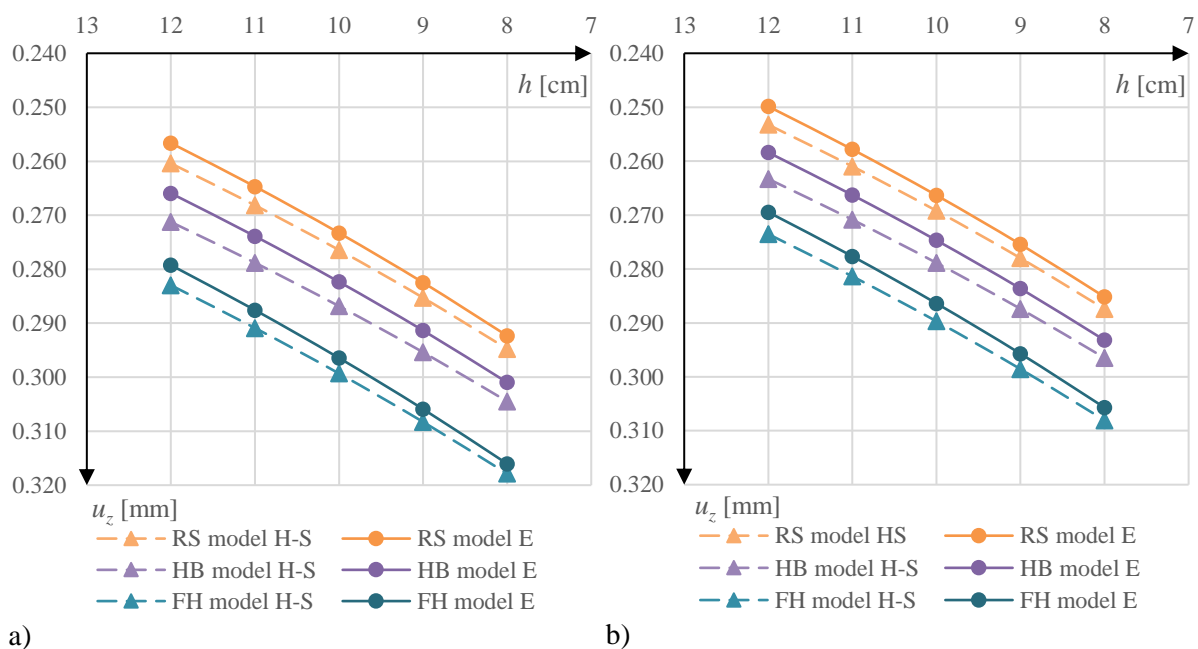
W tym rozdziale pracy zbadano, jaki będzie wynik analizy konstrukcji podstawowych przy przyjęciu temperatury ekwiwalentnej 13°C , jak rekomendowane jest w publikacji [36] oraz Katalogu [107], co wynika z aktualnych badań klimatu pod kątem projektowania nawierzchni drogowych w Polsce [66, 67]. Zbadano także, jaki wpływ na wyniki analizy trwałości obliczeniowej konstrukcji podstawowych ma zastosowanie modelu sprężystego wszystkich warstw konstrukcji.

W tym celu obliczono i porównano trwałości zmęczeniowe konstrukcji RS, HB i FH opisanych w rozdziale 1.3 przy zastosowaniu dwóch wariantów modelu materiału mieszanek mineralno-asfaltowych i dwóch wariantów wartości temperatury ekwiwalentnej. Wartości parametrów materiałowych zawarte są w rozdziale 5 niniejszej pracy.

Przy użyciu programu VEROAD [3] wyznaczono stan przemieszczenia, naprężenia i odkształcenia w konstrukcjach. Wartości maksymalnych ugięć oraz krytycznych odkształceń zamieszczono w tablicach 3.24 – 3.26, a wykresy ich zmienności przedstawiono na rysunkach 3.15 – 3.17.

Tablica 3.24. Maksymalne wartości ugięć analizowanych konstrukcji w zależności od przyjętego modelu materiału warstw asfaltowych i temperatury ekwiwalentnej.

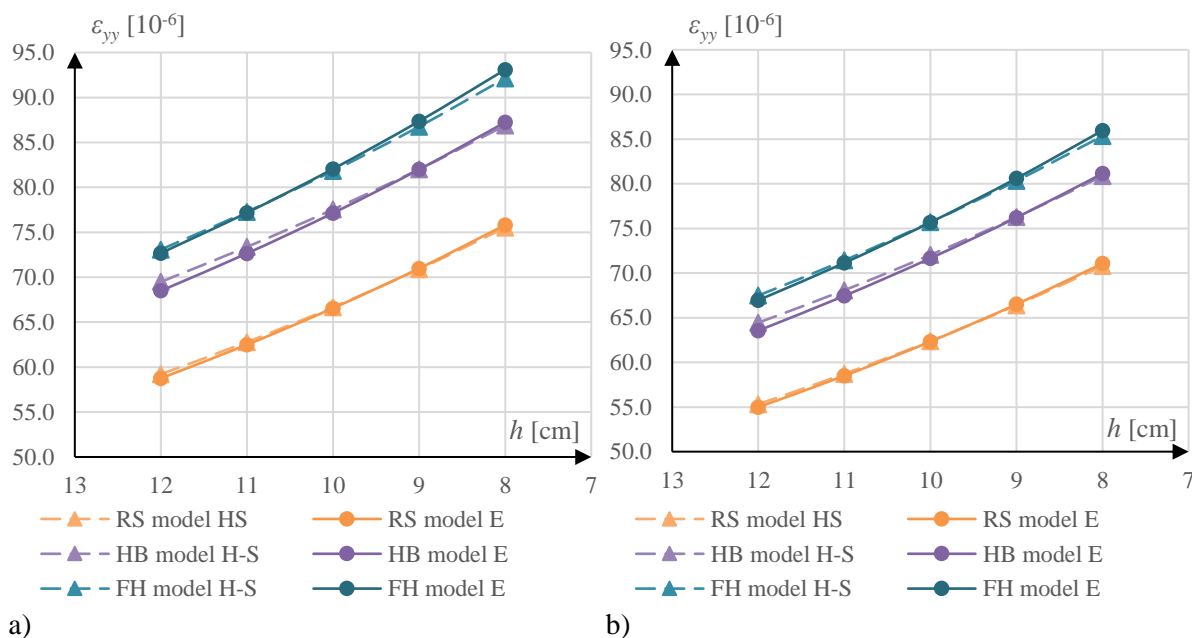
Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Ugięcie u_z [mm]			
			Model H-S 13°C	Model E 13°C	Model H-S 10°C	Model E 10°C
1.	RS	12	0.260	0.257	0.253	0.250
2.		11	0.268	0.265	0.261	0.258
3.		10	0.276	0.273	0.269	0.266
4.		9	0.285	0.282	0.278	0.275
5.		8	0.295	0.292	0.287	0.285
6.	HB	12	0.271	0.266	0.263	0.258
7.		11	0.279	0.274	0.271	0.266
8.		10	0.287	0.282	0.279	0.275
9.		9	0.295	0.291	0.287	0.284
10.		8	0.304	0.301	0.296	0.293
11.	FH	12	0.283	0.279	0.274	0.269
12.		11	0.291	0.288	0.281	0.278
13.		10	0.299	0.296	0.290	0.286
14.		9	0.308	0.306	0.299	0.296
15.		8	0.318	0.316	0.308	0.306



Rys. 3.15. Maksymalne wartości ugięć u_z [mm] analizowanych konstrukcji w zależności od grubości podbudowy asfaltowej h [cm] dla temperatury ekwiwalentnej 13°C (a) i 10°C (b).

Tablica 3.25. Maksymalne wartości odkształcenia na spodzie podbudowy asfaltowej analizowanych konstrukcji w zależności od przyjętego modelu materiału warstw asfaltowych i temperatury ekwiwalentnej 13°C.

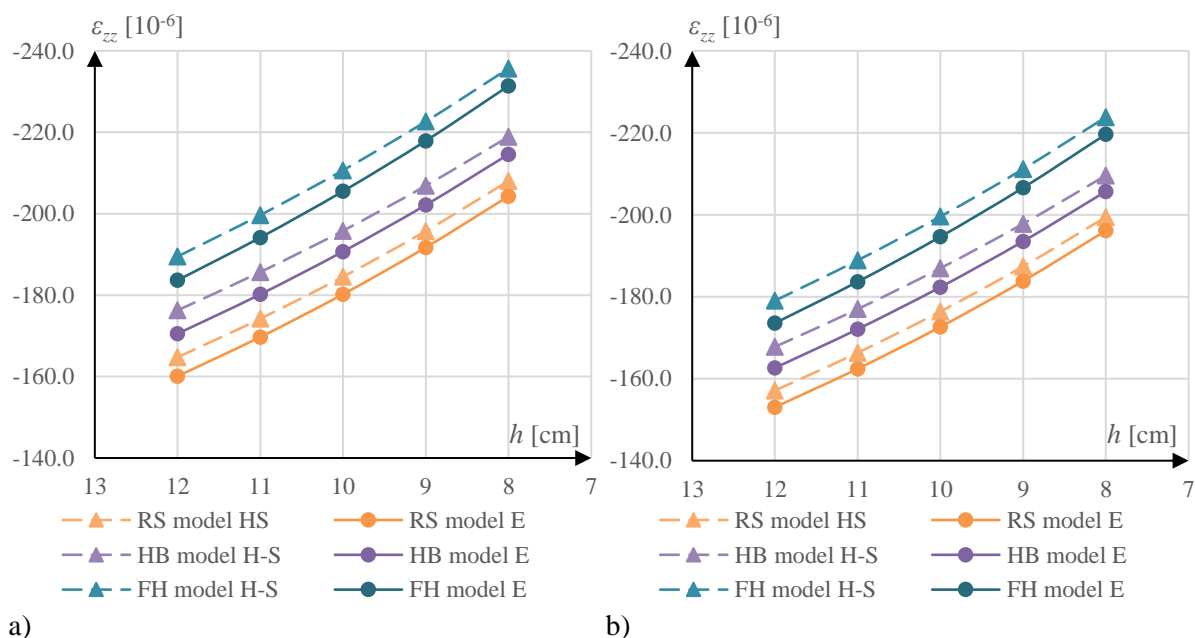
Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Odkształcenie ε_{yy} [10^{-6}]			
			Model H-S 13°C	Model E 13°C	Model H-S 10°C	Model E 10°C
1.	RS	12	59.2	58.8	55.3	55.0
2.		11	62.8	62.5	58.7	58.5
3.		10	66.7	66.6	62.4	62.3
4.		9	70.9	71.0	66.4	66.5
5.		8	75.5	75.8	70.8	71.1
6.	HB	12	69.5	68.5	64.4	63.6
7.		11	73.4	72.6	68.1	67.4
8.		10	77.5	77.1	72.0	71.7
9.		9	82.0	82.0	76.3	76.2
10.		8	86.9	87.2	80.9	81.1
11.	FH	12	73.1	72.7	67.5	67.0
12.		11	77.3	77.2	71.4	71.1
13.		10	81.8	82.1	75.7	75.7
14.		9	86.8	87.4	80.3	80.6
15.		8	92.1	93.1	85.4	86.0



Rys. 3.16. Maksymalne odkształcenia na spodzie podbudowy asfaltowej ε_{yy} [10^{-6}] analizowanych konstrukcji w zależności od grubości podbudowy asfaltowej h [cm] dla temperatury ekwiwalentnej 13°C (a) i 10°C (b).

Tablica 3.26. Maksymalne wartości odkształcenia ściskającego na górnej powierzchni podłoża gruntowego analizowanych konstrukcji w zależności od przyjętego modelu materiałowego warstw asfaltowych i temperatury ekwiwalentnej.

Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Odkształcenie ε_{zz} [10^{-6}]			
			Model H-S 13°C	Model E 13°C	Model H-S 10°C	Model E 10°C
1.	RS	12	-164.7	-160.1	-157.1	-153.1
2.		11	-174.2	-169.7	-166.4	-162.4
3.		10	-184.5	-180.2	-176.4	-172.7
4.		9	-195.8	-191.7	-187.4	-183.9
5.		8	-208.1	-204.3	-199.5	-196.1
6.	HB	12	-176.3	-170.5	-167.8	-162.7
7.		11	-185.7	-180.2	-177.0	-172.1
8.		10	-195.8	-190.7	-187.0	-182.4
9.		9	-206.9	-202.1	-197.8	-193.5
10.		8	-218.9	-214.6	-209.6	-205.7
11.	FH	12	-189.5	-183.7	-179.1	-173.6
12.		11	-199.7	-194.2	-188.9	-183.7
13.		10	-210.7	-205.5	-199.6	-194.6
14.		9	-222.7	-217.9	-211.2	-206.6
15.		8	-235.7	-231.4	-223.8	-219.7



Rys. 3.17. Maksymalne odkształcenia ściskającego na górnej powierzchni podłoża gruntowego ε_{zz} [10^{-6}] analizowanych konstrukcji w zależności od grubości podbudowy asfaltowej h [cm] dla temperatury 13°C (a) i 10°C (b).

W analizowanych konstrukcjach przyjęcie warstw asfaltowych jako sprężyste spowodowało zmniejszenie maksymalnego ugięcia w konstrukcji o 0.5% do 2%. Im mniejsza grubość podbudowy asfaltowej, tym mniejszy jest wpływ rodzaju zastosowanego modelu. Zmiana temperatury ekwiwalentnej z 10°C na 13°C powoduje wzrost maksymalnego ugięcia w konstrukcjach o około 2.8% w przypadku konstrukcji RS i HB i o około 3.4% w przypadku konstrukcji FH, niezależnie od zastosowanego modelu.

Wartości maksymalnych odkształceń na spodzie podbudowy asfaltowej analizowanych konstrukcji różnią się nieznacznie w zależności od przyjętego modelu warstw asfaltowych. W przypadku grubszych konstrukcji większe wartości otrzymano przy zastosowaniu modelu lepkosprężystego, a przy cieńszych konstrukcjach większe wartości generuje model sprężysty, ale różnice nie przekraczają 1%.

Wartości maksymalnych odkształceń ściskających na górnej powierzchni podłoża gruntowego są o około 4-6% większe w przypadku temperatury 13°C niż w przypadku temperatury 10°C. Największe różnice występują w przypadku konstrukcji FH. Rodzaj zastosowanego modelu wpływa na wartości odkształceń w mniejszym stopniu. Przy zastosowaniu modelu H-S warstw asfaltowych wartości tych odkształceń są o 2-3% większe niż przy zastosowaniu modelu E warstw asfaltowych. Im większa grubość warstw asfaltowych, tym większy wpływ zastosowanego modelu.

W tablicach 3.27-3.30 zamieszczono wartości współczynników A i α trwałości zmęczeniowej konstrukcji (3.1), wyznaczone na podstawie kryterium AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej (A_{struct}^{ref} i α_{struct}^{ref}) i metodą SiM (wariant 1 i 2) (A_{SiM} i α_{SiM}) dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym dla dwóch wartości temperatury ekwiwalentnej - 10°C i 13°C oraz wartości współczynników β wariantu 3 metody SiM w zależności również od przyjętego modelu materiałów warstw asfaltowych.

W tablicach 3.31 i 3.32 zamieszczono zestawienie trwałości zmęczeniowych analizowanych konstrukcji z zależności od przyjętego modelu materiału warstw asfaltowych konstrukcji i wartości temperatury ekwiwalentnej. Na rysunkach 3.18 – 3.21 zestawiono trwałości konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym przy różnych grubościach podbudowy asfaltowej z trwałością konstrukcji referencyjnej z podbudową grubości 12 cm – typową konstrukcją KR5.

Tablica 3.27. Wartości współczynników A i α wzoru (3.1) na trwałości zmęczeniową według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz według metody SiM 1 i SiM 2 dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 13°C.

Lp.	Współczynnik	Grubość podbudowy h [cm]	AASHTO 2004 - konstrukcja RS	SiM 1 - konstrukcja HB i FH	SiM 2 - konstrukcja HB i FH
1.	α	12-8	3.9492	4.7438	4.5016
2.	A	12	14.413	17.457	17.000
3.		11	14.416	17.460	17.003
4.		10	14.419	17.463	17.007
5.		9	14.423	17.468	17.012
6.		8	14.427	17.473	17.017

Tablica 3.28. Wartości współczynników β wzoru (3.5) na trwałości zmęczeniową konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym według metody SiM 3 przy zastosowaniu modelu sprężystego lub modelu lepkosprężystego H-S warstw asfaltowych i przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 13°C.

Lp.	Współczynnik	Grubość podbudowy h [cm]	Model H-S		Model E	
			Konstrukcja HB	Konstrukcja FH	Konstrukcja HB	Konstrukcja FH
1.	β	12	18.4	13.4	19.4	13.3
2.		11	17.8	12.8	18.5	12.6
3.		10	17.2	12.2	17.6	11.9
4.		9	16.7	11.7	16.8	11.2
5.		8	16.1	11.1	16.0	10.6

Tablica 3.29. Wartości współczynników A i α wzoru (3.1) na trwałości zmęczeniową według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz według metody SiM 1 i SiM 2 dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 10°C.

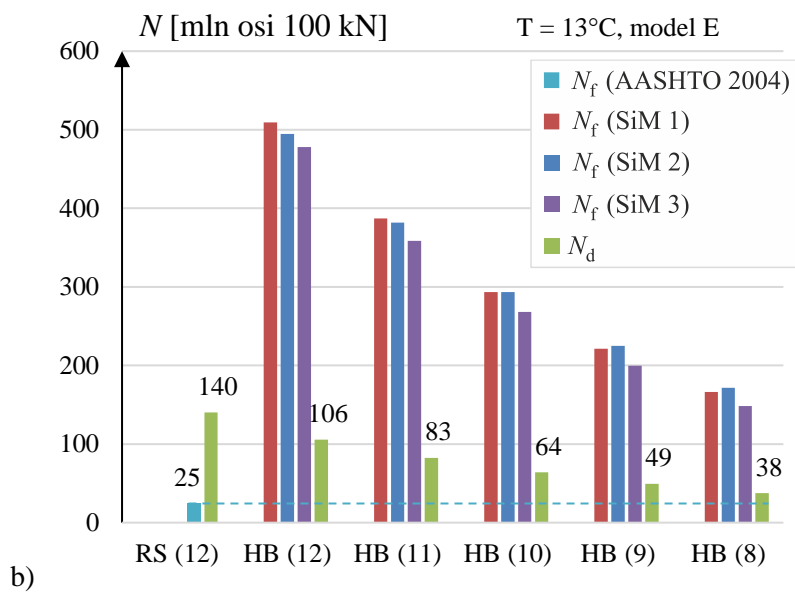
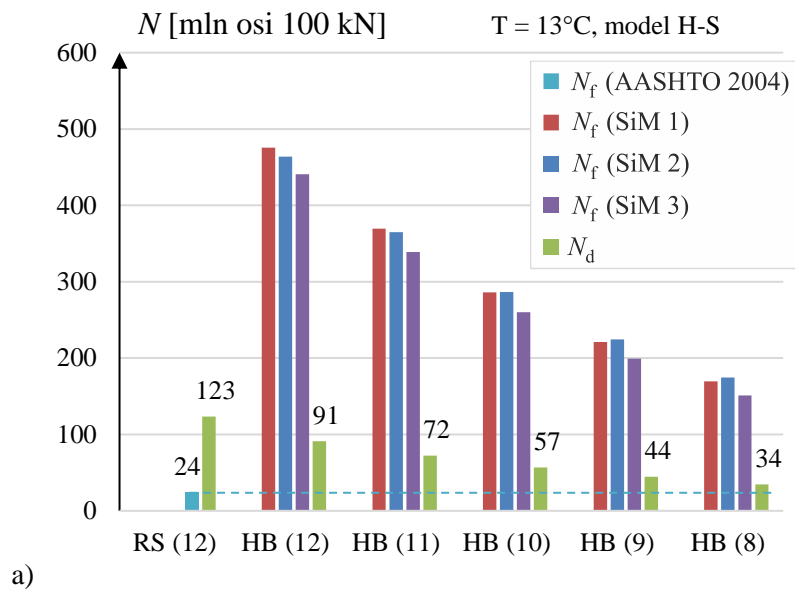
Lp.	Współczynnik	Grubość podbudowy h [cm]	AASHTO 2004 dla konstrukcji RS	SiM 1 dla konstrukcji HB i FH	SiM 2 dla konstrukcji HB i FH
1.	α	12-8	3.9492	4.7438	4.5016
2.	A	12	14.362	17.395	16.938
3.		11	14.365	17.398	16.941
4.		10	14.368	17.402	16.944
5.		9	14.372	17.406	16.949
6.		8	14.376	17.411	16.954

Tablica 3.30. Wartości współczynników β wzoru (3.5) na trwałości zmęczeniową konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym według metody SiM 3 przy zastosowaniu modelu sprężystego lub modelu lepkosprężystego H-S warstw asfaltowych i przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 10°C.

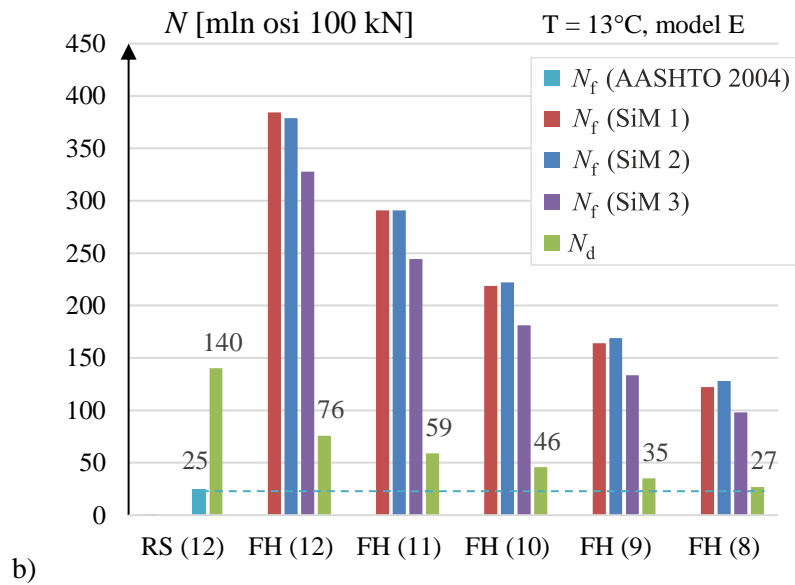
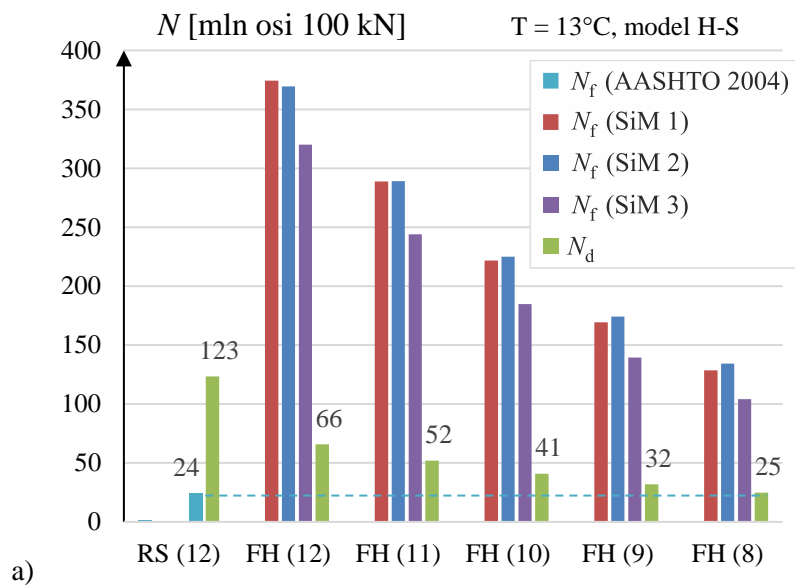
Lp.	Współczynnik	Grubość podbudowy h [cm]	Model H-S		Model E	
			Konstrukcja HB	Konstrukcja FH	Konstrukcja HB	Konstrukcja FH
1.	β	12	20.7	15.5	21.9	15.7
2.		11	20.0	14.8	20.9	14.9
3.		10	19.3	14.1	19.9	14.0
4.		9	18.7	13.4	18.9	13.3
5.		8	18.1	12.8	18.1	12.5

Tablica 3.31. Wartości trwałości zmęczeniowej dla kryterium spękań zmęczeniowych wg wzoru (6.1) według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz trzech wariantów metody SiM dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym oraz dla kryterium deformacji strukturalnych przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 13°C i dwóch wariantów modeli warstw asfaltowych- E i H-S.

Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]									
			$N_{f(AASHTO\ 2004)}$		$N_{f(SiM\ 1)}$		$N_{f(SiM\ 2)}$		$N_{f(SiM\ 3)}$		N_d	
			H-S	E	H-S	E	H-S	E	H-S	E	H-S	E
1.	RS	12	24	25							123	140
2.		11	19	19							96	108
3.		10	15	15							74	82
4.		9	12	12							57	63
5.		8	9	9							43	47
6.	HB	12			476	509	464	495	441	478	91	106
7.		11			370	387	365	382	339	359	72	83
8.		10			286	293	287	293	260	268	57	64
9.		9			221	221	225	225	199	200	44	49
10.		8			170	166	175	172	151	148	34	38
11.	FH	12			374	384	369	379	320	328	66	76
12.		11			289	291	289	291	244	244	52	59
13.		10			222	219	225	222	185	181	41	46
14.		9			169	164	174	169	139	134	32	35
15.		8			128	122	134	128	104	98	25	27



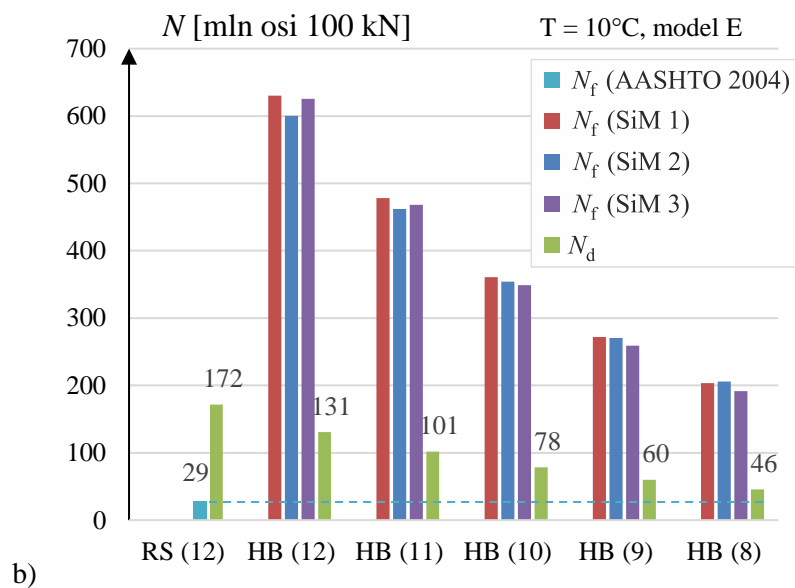
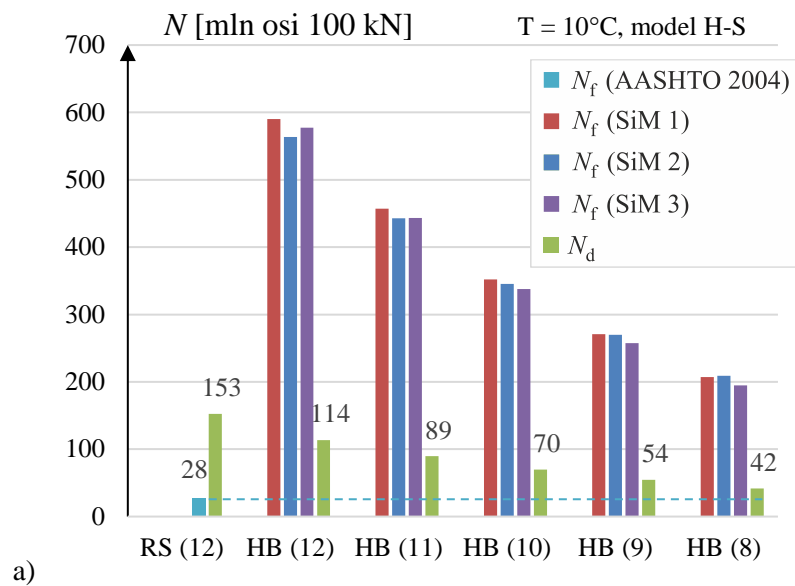
Rys. 3.18. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HB w zależności od grubości podbudowy asfaltowej w odniesieniu do trwałości konstrukcji podstawowej KR5 przy zastosowaniu modelu H-S (a) lub E (b) warstw asfaltowych i przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 13°C.



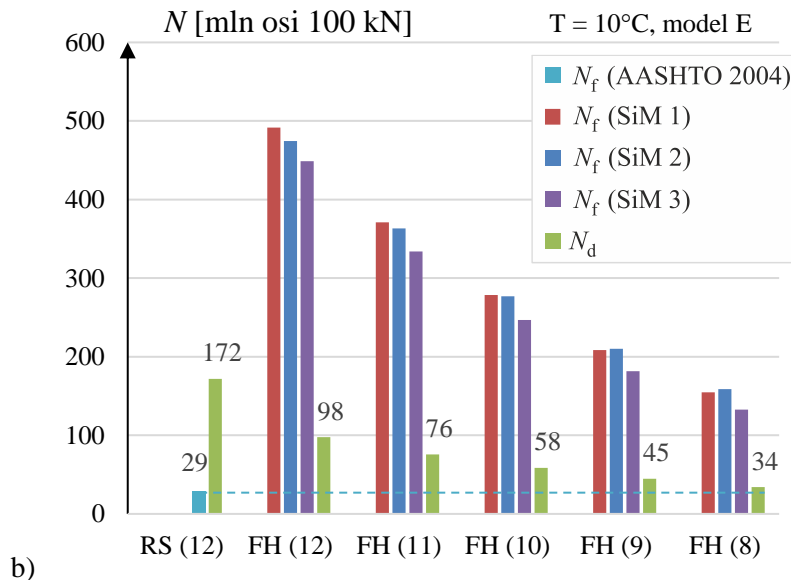
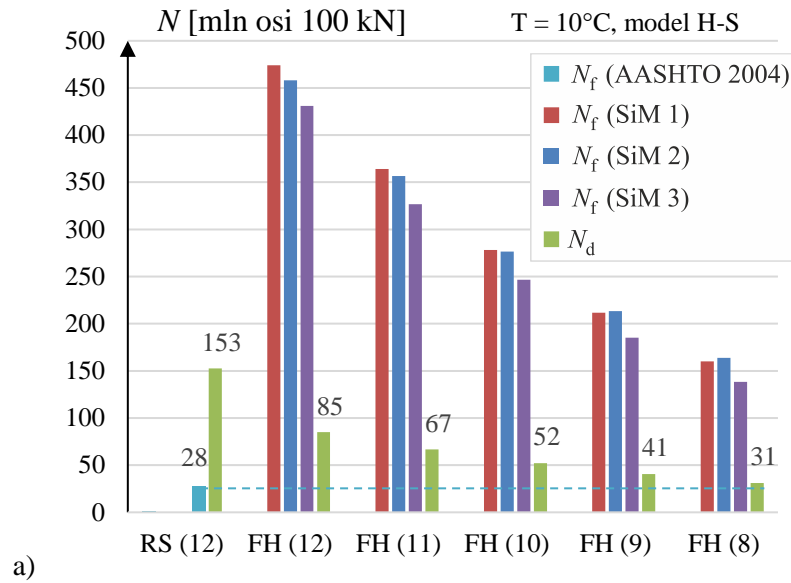
Rys. 3.19. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji FH w zależności od grubości podbudowy asfaltowej w odniesieniu do trwałości konstrukcji podstawowej KR5 przy zastosowaniu modelu H-S (a) lub E (b) warstw asfaltowych i przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 13°C.

Tablica 3.32. Wartości trwałości zmęczeniowej dla kryterium spękań zmęczeniowych wg wzoru (6.1) według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz trzech wariantów metody SiM dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym oraz dla kryterium deformacji strukturalnych przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 10°C i dwóch wariantów modeli warstw asfaltowych- E i H-S.

Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]									
			$N_{f(AASHTO\ 2004)}$		$N_{f(SiM\ 1)}$		$N_{f(SiM\ 2)}$		$N_{f(SiM\ 3)}$		N_d	
			HS	E	HS	E	HS	E	HS	E	HS	E
1.	RS	12	28	29							153	172
2.		11	22	22							118	132
3.		10	18	18							91	100
4.		9	14	14							69	75
5.		8	11	11							52	56
6.	HB	12			590	630	564	600	578	626	114	131
7.		11			457	478	443	462	443	468	89	101
8.		10			352	361	346	354	338	349	70	78
9.		9			271	272	270	270	257	259	54	60
10.		8			207	204	209	206	195	192	42	46
11.	FH	12			474	492	458	474	449	431	85	98
12.		11			364	371	357	363	334	327	67	76
13.		10			278	279	277	277	247	246	52	58
14.		9			212	208	213	210	181	185	41	45
15.		8			160	155	164	159	133	138	31	34



Rys. 3.20. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HB w zależności od grubości podbudowy asfaltowej w odniesieniu do trwałości konstrukcji podstawowej KR5 przy zastosowaniu modelu H-S (a) lub E (b) warstw asfaltowych i przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 10°C.



Rys. 3.21. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji FH w zależności od grubości podbudowy asfaltowej w odniesieniu do trwałości konstrukcji podstawowej KR5 przy zastosowaniu modelu H-S (a) lub E (b) warstw asfaltowych i przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 10°C.

W przypadku trwałości obliczeniowej ze względu na spękania zmęczeniowe konstrukcji referencyjnej wpływ zastosowanego modelu warstw asfaltowych jest znikomy. Inaczej sytuacja ma się gdy popatrzymy na trwałość konstrukcji ze względu na deformacje strukturalne. Zastosowanie modelu lepkosprężystego warstw asfaltowych generuje większe ugięcia całej konstrukcji, a co za tym idzie większe odkształcenia ściskające w podłożu gruntowym i w konsekwencji model sprężysty generuje większą trwałość ze względu na deformacje strukturalne o 8% do 14%.

W przypadku konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB i FH wpływ modelu jest bardziej znaczący. Biorąc pod uwagę kryterium spękań według metody SiM wpływ modelu zależy od grubości warstwy podbudowy asfaltowej (grubości warstw asfaltowych). Trwałość zmęczeniowa według tego kryterium w zastosowaniu modelu sprężystego warstw asfaltowych jest większa (do 8%) dla grubszych konstrukcji i mniejsza (do 6%) niezależnie od przyjętej temperatury ekwiwalentnej. Natomiast trwałość zmęczeniowa konstrukcji HB i FH ze względu na deformacje strukturalne w przypadku modelu sprężystego warstw asfaltowych jest o 9% do 15% większa niż w przypadku modelu lepkosprężystego również niezależnie od wartości temperatury.

Wartość temperatury ekwiwalentnej ma duży wpływ na trwałość obliczeniową konstrukcji niezależnie od zastosowanego modelu warstw. Przyjęcie wartości temperatury ekwiwalentnej równej 13°C powoduje zmniejszenie trwałości konstrukcji referencyjnej ze względu na spękania zmęczeniowe o około 13%-14% w stosunku do temperatury 10°C, niezależnie od przyjętego modelu warstw asfaltowych i grubości konstrukcji. Natomiast trwałość zmęczeniowa ze względu na deformacje strukturalne dla temperatury 13°C jest o 17% do 19% niższa niż w przypadku temperatury 10°C. Zatem w przyszłości, jeżeli średnia temperatura w Polsce wzrośnie, należy projektować grubsze konstrukcje nawierzchni lub zastosować rozwiązania wzmacniające dolne warstwy konstrukcji.

Porównując trwałości konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym można zauważyć, że wpływ przyjętej wartości temperatury na ich trwałość jest jeszcze większy, niż w przypadku konstrukcji referencyjnej. Rozpatrując kryterium spękań zmęczeniowych największy wpływ widać w przypadku zastosowania metody SiM 3 (trwałość zmniejszyła się o 22% do 27%). Najmniej wrażliwa na zmianę temperatury jest metoda SiM 2, gdzie trwałość zmęczeniowa konstrukcji zmieniła się o 16 do 20%, w przypadku metody SiM 1 jest to spadek o 18-21%. Należy jednak zaznaczyć, że jedynie parametry modelu były przyjęte dla temperatury ekwiwalentnej 13°C lub 10°C, a zastosowane krzywe zmęczeniowe mieszanek wyznaczone w badaniach laboratoryjnych były każdorazowo przyjęte dla temperatury 10°C. Należałoby rozważyć przyjęcie zasady adekwatności temperatury pomiarowej w badaniu zmęczenia na tożsamą z temperaturą ekwiwalentną dla Polski.

Trwałości ze względu na kryterium na deformacji strukturalnych konstrukcji HB i FH były o 17%-22% niższe dla temperatury ekwiwalentnej 13°C niż dla temperatury 10°C, niezależnie od przyjętego modelu warstw asfaltowych.

Podsumowując powyższe rozważania w analizie nawierzchni standardowych rodzaj przyjętego modelu warstw asfaltowych konstrukcji nie ma większego znaczenia. Wyniki trwałości zmęczeniowej są bardzo bliskie w przypadku obydwu rozpatrywanych modeli. Inaczej jest w przypadku konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym, gdzie decydującym jest kryterium deformacji strukturalnych. Zastosowanie modelu sprężystego wszystkich warstw konstrukcji nawierzchni daje wtedy zawyżone wartości trwałości obliczeniowej.

Ponadto z punktu widzenia dokładności metody SiM lepiej przyjmować wartość temperatury ekwiwalentnej równą 10°C , jeżeli dysponuje się krzywymi zmęczenia mieszanek mineralno-asfaltowych właśnie dla takiej temperatury. Jednak może to prowadzić do zawyżonych wartości trwałości obliczeniowych analizowanych konstrukcji, zatem analizy należy prowadzić porównawczo.

Przyjęcie temperatury ekwiwalentnej równej 13°C , rekomendowanej w książce J. Judyckiego [36], powoduje mniejsze i bardziej realne wartości trwałości obliczeniowej konstrukcji. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji referencyjnej (KR5) przy tak dobranych parametrach wynosi 24 mln osi obliczeniowych, co potwierdza poprawność ich przyjęcia (według Katalogu TKNPiP konstrukcję KR5 przyjmuje się na ruch projektowy 7.4 – 22 mln osi obliczeniowych). Do analiz dodatkowych konstrukcji, w rozdziale 4 pracy, wybrano tę wartość temperatury, głównie ze względu kryterium deformacji strukturalnych, które w przypadku nawierzchni z asfaltem wysokomodyfikowanym jest decydujące.

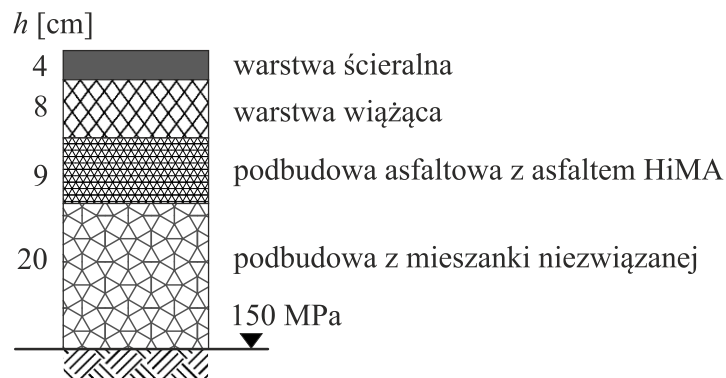
Ponadto niezależnie od przyjętych parametrów modelu wnioski wysunięte w rozdziale 3.6 niniejszej pracy pozostają w mocy, co potwierdza przyjęte w pracy tezy.

3.9. Weryfikacja metody

Równoległe z badaniami, których wynikiem jest ta praca, prowadzone były podobne rozważania w ramach projektu badawczego „Optymalizacja konstrukcji asfaltowej nawierzchni drogowej z zastosowaniem asfaltów modyfikowanych” realizowanego przez konsorcjum Politechniki Gdańskiej, Politechniki Warszawskiej, Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, na zlecenie firm Budimex, Lotos i Orlen Asphalt do zastosowania w Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad. Jednym z celów projektu było opracowanie konstrukcji nawierzchni podatnych z podbudową zawierającą asfalt wysokomodyfikowany i rozszerzenie o te konstrukcje Katalogu TKNPiP [107]. W czasie redagowania tej pracy dostępne były tylko podstawowe wyniki projektu przedstawione w prezentacji podczas konferencji Krakowskie Dni Nawierzchni 2021 [30].

W wymienionym projekcie dla dróg o kategorii ruchu KR5 zaproponowano konstrukcję pokazaną na rysunku 3.22. Podbudowa z mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem wysokomodyfikowanym jest o 3 cm cieńsza niż w standardowej konstrukcji z asfaltem drogowym, a ponadto wymagane jest zwiększenie modułu wtórnego E_2 na górnej powierzchni dolnych warstw konstrukcji ze 120 MPa do 150 MPa. Wskazano parametry jakie należy przyjmować dla mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem wysokomodyfikowanym zastosowanej do podbudowy.

W celu weryfikacji metody SiM wyznaczono trwałość zmęczeniową tej konstrukcji przyjmując założenia obliczeniowe jak w Katalogu TKNPiP (model sprężysty, moduły sztywności podane w Katalogu dla temperatury 13°C). Parametry materiałowe i grubości wszystkich warstw przyjętej do analizy konstrukcji zestawiono w tabelicy 3.33. Do metody SiM zastosowano krzywe zmęczeniowe mieszanki AC 22 P i mieszanki AC 22 P HiMA z badań przyjętych w tej pracy, gdyż nie zostały ujawnione wyniki badań odporności na zmęczenie w ramach omawianego projektu.



Rys. 3.22. Konstrukcja KR5 z asfaltem wysokomodyfikowanym (KR5-HiMA) zaproponowana w projekcie „Optymalizacja konstrukcji asfaltowej nawierzchni drogowej z zastosowaniem asfaltów modyfikowanych”

Wskazana konstrukcja z podbudową z asfaltem wysokomodyfikowanym KR5-HiMA ma swoją konstrukcję referencyjną KR5-HiMA-ref – o takich samych grubościach, ale z podbudową z asfaltem drogowym. Przyjęte parametry standardowej podbudowy asfaltowej zamieszczono w tabelicy 3.34.

Za pomocą programu VEROAD wyznaczono wartości ugięcia i krytycznych odkształceń w konstrukcji KR5-HiMA i jej konstrukcji referencyjnej KR5-HiMA-ref. Zestawiono je w tabelicy 3.35.

Tablica 3.33. Wartości modułu sprężystości i współczynnika Poissona materiałów warstw konstrukcji KR5 z asfaltem HiMA

Lp.	Warstwa – materiał	Grubość h [cm]	Moduł sprężystości E [MPa]	Współczynnik Poissona ν [-]
1.	Warstwa ściernalna z mieszanki mineralno-asfaltowej	4	7300	0.3
2.	Warstwa wiążąca z betonu asfaltowego	8	10300	0.3
3.	Podbudowa zasadnicza z betonu asfaltowego z asfaltem HiMA	9	7000	0.3
4.	Podbudowa zasadnicza z mieszanki niezwiązanej C _{90/3}	20	400	0.3
5.	Podbudowa pomocnicza – np. stabilizacja ziarnistym dodatkiem hydrofobowym	15	600	0.3
6.	Podłoże rodzime – grunt G1	∞	80	0.35

Tablica 3.34. Parametry warstwy podbudowy zasadniczej z betonu asfaltowego z asfaltem drogowym w konstrukcji referencyjnej

Lp.	Grubość h [cm]	Moduł sprężystości E [MPa]	Współczynnik Poissona ν [-]	Zawartość asfaltu V_b [% v/v]	Zawartość wolnych przestrzeni V_a [% v/v]
1.	9	9800	0.3	10%	8%

Tablica 3.35. Maksymalne wartości ugięć i maksymalne wartości kluczowych odkształceń analizowanych konstrukcji nawierzchni drogowej.

Lp.	Konstrukcja	Ugięcie u_z [mm]	Odkształcenie w warstwie wiążącej ε_{yy} [10^{-6}]	Odkształcenie w podbudowie asfaltowej ε_{yy} [10^{-6}]	Odkształcenie w podłożu ε_{zz} [10^{-6}]
1.	KR5-HiMA	0.296	27.1	88.6	-204.3
2.	KR5-HiMA-ref	0.287	15.6	76.2	-194.6

Kryterium spękań zmęczeniowych

Wyznaczono współczynniki A_{struct}^{ref} i α_{struct}^{ref} według kryterium AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej wg wzorów (2.25, 2.26). Przyjęto powierzchnię spękań w stanie krytycznym nawierzchni na poziomie 10%.

$$M = 4.84 \left(\frac{V_b}{V_b + V_a} - 0.69 \right) = -0.651$$

$$C_{ph} = 7.3557 \cdot 10^M = 2.224$$

$$k_1' = \frac{1}{0.000398 + \frac{0.003602}{1 + e^{(11.02 - 1.374 \cdot h_{ac})}}} = 250$$

$$C_m = k_1' (10^{-6}) \left(\frac{1}{|E^*|} \right)^{1.281} = 1.928 \cdot (10^{-9}) \quad (3.28)$$

$$D_{FC} = \frac{1}{100} 10 \left[-C_1 C_1' + \ln \left(\frac{100}{FC} - 1 \right) \right] \frac{1}{C_2 C_2'} = 0.1297$$

$$C = D_{FC} C_{ph} C_m = 411.4 \cdot (10)^{-12}$$

$$\alpha = \alpha_{struct}^{ref} = 3.9492$$

$$C_{struct} = C \cdot 10^{6\alpha} = 2.039 \cdot 10^{14}$$

$$A_{struct}^{ref} = \text{Log } C_{struct}^{ref} = 14.309$$

Wtedy znając maksymalne wartości odkształceń na spodzie podbudowy asfaltowej obliczamy trwałość zmęczeniową konstrukcji referencyjnej KR5-HiMA-ref ze względu na spękania zmęczeniowe „z dołu do góry”:

$$N_{f(struct)} = C_{struct}^{ref} \left(\frac{1}{\varepsilon_h^{ref}} \right)^{\alpha_{struct}^{ref}} = 2.039 \cdot 10^{14} \left(\frac{1}{76.2} \right)^{3.9492} = 7.5 \cdot 10^6 \quad (3.29)$$

Następnie przeskalowano współczynniki A i α konstrukcji referencyjnej według metody SiM 1 i SiM 2 oraz obliczono współczynnik β metody SiM 3 zgodnie z zależnościami wynikającymi z równań zmęczenia mieszanek w warstwie podbudowy asfaltowej i uzyskano współczynniki trwałości zmęczeniowej konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym:

1) wariant SiM 1 (scale):

$$\alpha_{SiM1} = \alpha_{struct}^{ref} \frac{\alpha_{lab}^{HiMA}}{\alpha_{lab}^{ref}} = 3.9492 \frac{6.3487}{5.2853} = 4.7438 \quad (3.30)$$

$$A_{SiM1} = A_{struct}^{ref} \frac{A_{lab}^{HiMA}}{A_{lab}^{ref}} = 14.309 \frac{20.598}{17.007} = 17.331$$

2) wariant SiM 2 (move):

$$\alpha_{\text{SiM}2} = \tan \left(\arctan \left(\alpha_{\text{struct}}^{\text{ref}} \right) \frac{\arctan \left(\alpha_{\text{lab}}^{\text{HiMA}} \right)}{\arctan \left(\alpha_{\text{lab}}^{\text{ref}} \right)} \right) = \tan \left(1.3228 \frac{1.4146}{1.3838} \right) = 4.5016$$

$$A_{\text{SiM}2} = \left(A_{\text{struct}}^{\text{ref}} - 2\alpha_{\text{struct}}^{\text{ref}} \right) \frac{A_{\text{lab}}^{\text{HiMA}} - 2\alpha_{\text{lab}}^{\text{HiMA}}}{A_{\text{lab}}^{\text{ref}} - 2\alpha_{\text{lab}}^{\text{ref}}} + 2\alpha_{\text{SiM}} =$$

$$= (14.309 - 2 \cdot 4.5016) \frac{20.598 - 2 \cdot 6.3487}{17.007 - 2 \cdot 5.2853} + 2 \cdot 4.5016 = 16.873 \quad (3.31)$$

3) wariant SiM 3 (direct):

$$\beta_{\text{SiM}} = \frac{N_{\text{f(lab)}}^{\text{HiMA}}}{N_{\text{f(lab)}}^{\text{ref}}} = \frac{C_{\text{lab}}^{\text{HiMA}} \left(\varepsilon_{\text{h}}^{\text{HiMA}} \right)^{-\alpha_{\text{lab}}^{\text{HiMA}}}}{C_{\text{lab}}^{\text{ref}} \left(\varepsilon_{\text{h}}^{\text{ref}} \right)^{-\alpha_{\text{lab}}^{\text{ref}}}} = \frac{3.963 \cdot 10^{20} (88.6)^{-6.3487}}{1.016 \cdot 10^{17} (76.2)^{-5.2853}} = 14.92 \quad (3.32)$$

Wyznaczono trwałość konstrukcji KR5-HiMA ze względu na spękania zmęczeniowe „z dołu do góry”:

1) wariant SiM 1 (scale):

$$C_{\text{SiM}1} = 10^{A_{\text{SiM}1}} = 10^{17.353} = 2.143 \cdot 10^{17} \quad (3.33)$$

$$N_{\text{f(SiM}1)} = C_{\text{SiM}1} \left(\frac{1}{\varepsilon_{\text{h}}^{\text{HiMA}}} \right)^{\alpha_{\text{SiM}1}} = 2.143 \cdot 10^{17} \left(\frac{1}{88.6} \right)^{4.7438} = 124 \cdot 10^6 \quad (3.34)$$

2) wariant SiM 2 (move):

$$C_{\text{SiM}2} = 10^{A_{\text{SiM}2}} = 10^{16.873} = 7.464 \cdot 10^{16} \quad (3.35)$$

$$N_{\text{f(SiM}2)} = C_{\text{SiM}2} \left(\frac{1}{\varepsilon_{\text{h}}^{\text{HiMA}}} \right)^{\alpha_{\text{SiM}2}} = 7.464 \cdot 10^{16} \left(\frac{1}{88.6} \right)^{4.5016} = 128 \cdot 10^6$$

3) wariant SiM 3 (direct):

$$N_{\text{f(SiM}3)} = \beta_{\text{SiM}} N_{\text{f(struct)}}^{\text{ref}} = 14.92 \cdot 7.5 \cdot 10^6 = 112 \cdot 10^6 \quad (3.36)$$

Kryterium deformacji strukturalnych

Trwałość zmęczeniową ze względu na odkształcenia trwałe podłoża na skutek obciążeń cyklicznych obliczono stosując kryterium Instytutu Asfaltowego (2.7), opisane w rozdziale 2.

$$N_{\text{d}} = \left(\frac{k}{\varepsilon_{\text{v}}} \right)^{1/m} = \left(\frac{1.05 \cdot 10^{-2}}{204.3 \cdot 10^{-6}} \right)^{1/0.223} = 47 \cdot 10^6 \quad (3.37)$$

Trwałość zmęczeniowa konstrukcji KR5-HiMA

Ostatecznie trwałość zmęczeniową konstrukcji KR5-HiMA oszacowano na 47 mln osi obliczeniowych, przy czym decydującym jest kryterium deformacji strukturalnych podłoża gruntowego. Konstrukcja spełnia wymagania kategorii ruchu KR5 (7.4-22.0 mln osi obliczeniowych) ze sporym zapasem trwałości, nie można jednak powiedzieć, że odpowiada kategorii ruchu KR6 (22.0-52.0 mln osi obliczeniowych). Nie można jednoznacznie stwierdzić czy oszacowana metodą SiM trwałość zmęczeniowa konstrukcji ze względu na spękania zmęczeniowe „z dołu do góry” jest zgodna z uzyskaną w projekcie, gdyż nie ujawniono szczegółowych wyników tego projektu. Nie można również na podstawie uzyskanych tu wyników zaprzeczyć jej słuszności.

3.10. Wnioski

Z rozważań przedstawionych w tym rozdziale wynika, że możliwe jest zastosowanie metody SiM do projektowania konstrukcji nawierzchni drogowych podatnych z asfaltem wysokomodyfikowanym. Wszystkie 3 warianty metody SiM dają podobne rezultaty, przy czym nie ma stałej hierarchii wyników. To, z którego wariantu metody otrzymamy najmniejszą prognozę trwałości zmęczeniowej konstrukcji, zależy od jej grubości, ilości i grubości warstw z asfaltem wysokomodyfikowanym, a także wyników badań laboratoryjnych – równań krzywych zmęczenia mieszanek mineralno-asfaltowych przyjętych do obliczeń metodą SiM. Zatem nie można wybrać najlepszego wariantu metody - zalecane jest obliczanie wszystkich trzech.

Metoda SiM (wszystkie warianty) jest bardzo wrażliwa na odchyłki wyników badań zmęczeniowych, do jej zastosowania należy zapewnić odpowiednią jakość wyników badań.

Do analizy mechanicznej konstrukcji nawierzchni drogowych z asfaltem wysokomodyfikowanym należy stosować lepkosprężysty model materiału warstw asfaltowych konstrukcji.

Wartość temperatury ekwiwalentnej dla której wykonujemy analizę konstrukcji ma znaczenie. W przypadku 13°C otrzymane trwałości są niższe (bardziej realne), nawet jeżeli wyniki samej metody SiM mogą być obciążone większym błędem, (w przypadku nawierzchni z HiMA decyduje trwałość ze względu na deformacje strukturalne podłoża gruntowego).

Ponadto z obliczeń trwałości zmęczeniowej nawierzchni z użyciem metody SiM wynika, że:

- zastosowanie asfaltu wysokomodyfikowanego do warstwy podbudowy, jak i do wszystkich warstw asfaltowych (bez zmiany grubości tych warstw) znacząco zwiększa

trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni w porównaniu do konstrukcji standardowej (z asfaltem drogowym). W odniesieniu do przyjętych w pracy konstrukcji i materiałów – 2,7 razy w przypadku konstrukcji FH (HiMA we wszystkich warstwach asfaltowych), 3.8 razy w przypadku konstrukcji HB (HiMA tylko w warstwie podbudowy);

- można otrzymać równoważną konstrukcję nawierzchni drogowej (o równej lub wyższej trwałości zmęczeniowej), zastępując warstwę podbudowy z asfaltem drogowym cieńszą warstwą podbudowy z asfaltem wysokomodyfikowanym. W odniesieniu do konstrukcji KR5 i przyjętych w pracy materiałów można zastąpić górną warstwę podbudowy zasadniczej o grubości 12 cm mieszanki AC 22 P 35/50 warstwą z mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA o grubości 8 cm i otrzymać konstrukcję o większej trwałości (34 mln zamiast 24 mln osi obliczeniowych) lub przy zastosowaniu również w pozostałych warstwach asfaltu wysokomodyfikowanego konstrukcję porównywalnej trwałości. Wniosek pozostaje w mocy nawet po przyjęciu najbardziej niekorzystnego wariantu (z rozpatrywanych w pracy) odchyłek wyników badań laboratoryjnych;
- decydującym o trwałości zmęczeniowej konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym staje się kryterium deformacji strukturalnych podłoża gruntowego. W związku z tym, zwiększenie nośności dolnych warstw konstrukcji nawierzchni spowoduje wzrost trwałości zmęczeniowej całej konstrukcji.

Rozdział 4

Zastosowanie metody SiM do projektowania konstrukcji nawierzchni podatnych

4.1. Uwagi wstępne

Analizy zawarte w tym rozdziale przedstawiają rozważania teoretyczne - możliwe wyniki zastosowania metody SiM w projektowaniu konstrukcji nawierzchni drogowych z asfaltem wysokomodyfikowanym. Do obliczeń przyjęto założenie, że badania laboratoryjne, z których uzyskano krzywe zmęczenia mieszanek mineralno-asfaltowych, były wykonane zgodnie z wytycznymi w normie i przy odpowiednim zagęszczeniu próbek.

Zgodnie z wnioskami zawartymi w rozdziale 3 do modelowania warstw asfaltowych przyjęto model materiału lepkosprężysty Hueta-Sayegha, a jego parametry i moduły dynamiczne sztywności mieszanek przyjęto dla temperatury ekwiwalentnej 13°C.

W tym rozdziale pracy zaproponowano różne modyfikacje konstrukcji podstawowych – od wzmocnienia dolnych warstw konstrukcji, przez zastosowanie warstwy przeciwmęczeniowej z asfaltem wysokomodyfikowanym, zamianę mieszanki mineralno-asfaltowej w podbudowie z AC 22 na AC 16, zmianę grubości warstwy wiążącej, do konstrukcji gdzie połączono warstwę wiążącą i warstwę podbudowy w jedną warstwę pełniącą obie funkcje. Z szerokiego wachlarza analizowanych konstrukcji wybrano optymalne dla kategorii ruchu w zakresie KR5 – KR7.

4.2. Analiza konstrukcji ze wzmocnieniem dolnych warstw

Z analiz zawartych w rozdziale 3 wynika, że w konstrukcjach z asfaltem wysokomodyfikowanym decydującym o trwałości zmęczeniowej jest kryterium deformacji strukturalnych podłoża gruntowego. W związku z tym wzmocnienie dolnych warstw konstrukcji powinno zaowocować zwiększoną trwałością całej konstrukcji.

Zaproponowano dwa warianty wzmocnienia dolnych warstw konstrukcji podstawowych z asfaltem wysokomodyfikowanym:

- 1) wzmocnienie warstwy podbudowy pomocniczej, na przykład stosując stabilizację dodatkiem hydrofobowym,
- 2) dodanie dodatkowej warstwy podłoża ulepszanego o grubości 20 cm.

Otrzymane w ten sposób konstrukcje nazwano jak konstrukcje podstawowe z dodatkiem **w1** lub **w2**, czyli **HBw1** i **FHw1** a ich konstrukcję referencyjną **RSw1** oraz analogicznie **HBw2**, **FHw2** i ich konstrukcję referencyjną **RSw2**. Materiały i grubości warstw konstrukcyjnych (z podaniem modułów sprężystości warstw nie asfaltowych) zamieszczono w tablicach 4.1 i 4.2.

W tablicach 4.3 i 4.4 zamieszczono wartości maksymalnych ugięć oraz krytycznych odkształceń w konstrukcjach ze wzmocnieniem dolnych warstw, a na rysunkach 4.1 - 4.3 przebiegi ich zmienności w zależności od grubości podbudowy asfaltowej konstrukcji w zestawieniu z wynikami dla konstrukcji podstawowych (bez wzmocnienia dolnych warstw).

Tablica 4.1. Grubości i materiały warstw konstrukcji ze wzmocnieniem podbudowy pomocniczej

Lp.	Warstwa	Grubość h [cm]	Konstrukcja		
			RSw1	HBw1	FHw1
1.	Warstwa ścieralna	4	SMA 8. 45/80-55	SMA 8. 45/80-55	SMA 8 65/105-80 HiMA
2.	Warstwa wiążąca	8	AC 16 W 35/50	AC 16 W 35/50	AC 16 W 45/80-80 HiMA
3.	Górna część podb. zasadniczej	12-8	AC 22 P 35/50	AC 22 P 45/80-80 HiMA	AC 22 P 45/80-80 HiMA
4.	Dolna część podb. zasadniczej	20	kruszywo C _{90/3} stabilizowane mechanicznie ($E = 400$ MPa)		
5.	Podbudowa pomocnicza	15	grunt stabilizowany ziarnistym dodatkiem hydrofobowym ($E = 600$ MPa)		
6.	Podłoże gruntowe	∞	grunt G1 ($E = 80$ MPa)		

Tablica 4.2. Grubości i materiały warstw konstrukcji ze wzmocnieniem dolnych warstw dodatkową warstwą ulepszanego podłoża

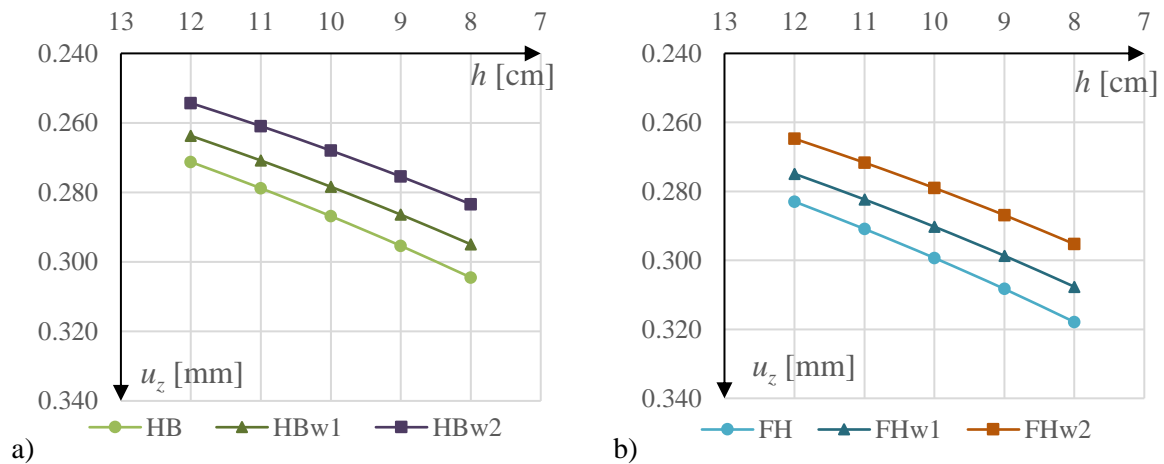
Lp.	Warstwa	Grubość h [cm]	Konstrukcja		
			RSw2	HBw2	FHw2
1.	Warstwa ścieralna	4	SMA 8. 45/80-55	SMA 8. 45/80-55	SMA 8 65/105-80 HiMA
2.	Warstwa wiążąca	8	AC 16 W 35/50	AC 16 W 35/50	AC 16 W 45/80-80 HiMA
3.	Górna część podb. zasadniczej	12-8	AC 22 P 35/50	AC 22 P 45/80-80 HiMA	AC 22 P 45/80-80 HiMA
4.	Dolna część podb. zasadniczej	20	kruszywo C _{90/3} stabilizowane mechanicznie ($E = 400$ MPa)		
5.	Podbudowa pomocnicza	15	mieszanka związana spoiwem hydraulicznym C _{3/4} ($E = 400$ MPa)		
6.	Podłoże ulepszone	20	grunt stabilizowany spoiwem hydraulicznym C _{1.5/2} ($E = 200$ MPa)		
7.	Podłoże gruntowe	∞	grunt G1 ($E = 80$ MPa)		

Tablica 4.3. Wartości maksymalnych ugięć i krytycznych odkształceń konstrukcji ze wzmocnieniem podbudowy pomocniczej.

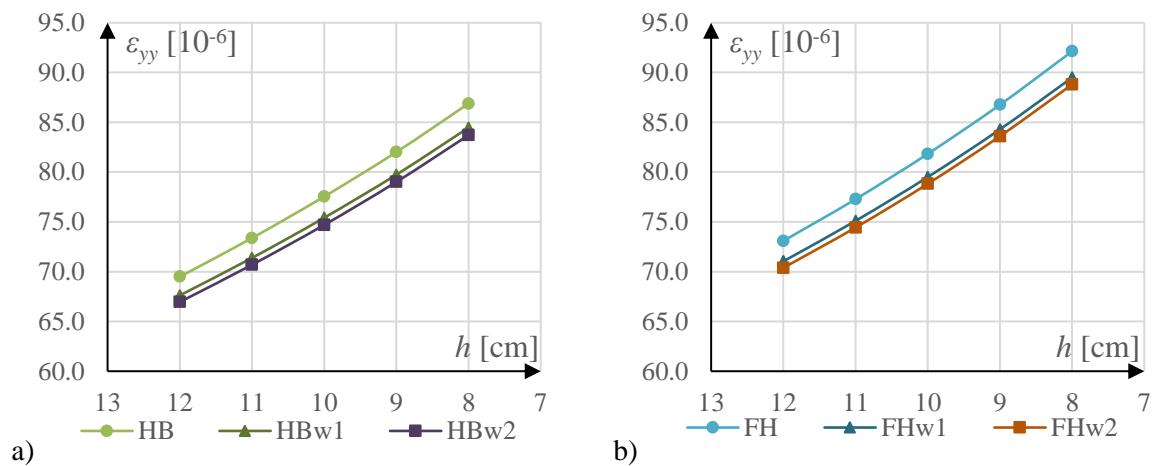
Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Ugięcie u_z [mm]	Odkształcenie w warstwie wiążącej ε_{yy} [10^{-6}]	Odkształcenie w podbudowie asfaltowej ε_{yy} [10^{-6}]	Odkształcenie ε_{zz} [10^{-6}]
1.	RSw1	12	0.254	13.2	57.7	-156.6
2.		11	0.261	14.6	61.2	-165.3
3.		10	0.269	16.4	65.0	-174.9
4.		9	0.277	18.8	69.0	-185.3
5.		8	0.286	21.8	73.5	-196.5
6.	HBw1	12	0.264	23.7	67.6	-166.9
7.		11	0.271	25.3	71.4	-175.6
8.		10	0.278	27.4	75.4	-185.0
9.		9	0.286	30.0	79.7	-195.1
10.		8	0.295	33.2	84.5	-206.1
11.	FHw1	12	0.275	19.9	71.0	-179.1
12.		11	0.282	21.4	75.1	-188.5
13.		10	0.290	23.4	79.5	-198.6
14.		9	0.299	26.0	84.3	-209.6
15.		8	0.308	29.4	89.5	-221.5

Tablica 4.4. Wartości maksymalnych ugięć i krytycznych odkształceń konstrukcji ze wzmocnieniem dolnych warstw dodatkową warstwą ulepszanego podłoża

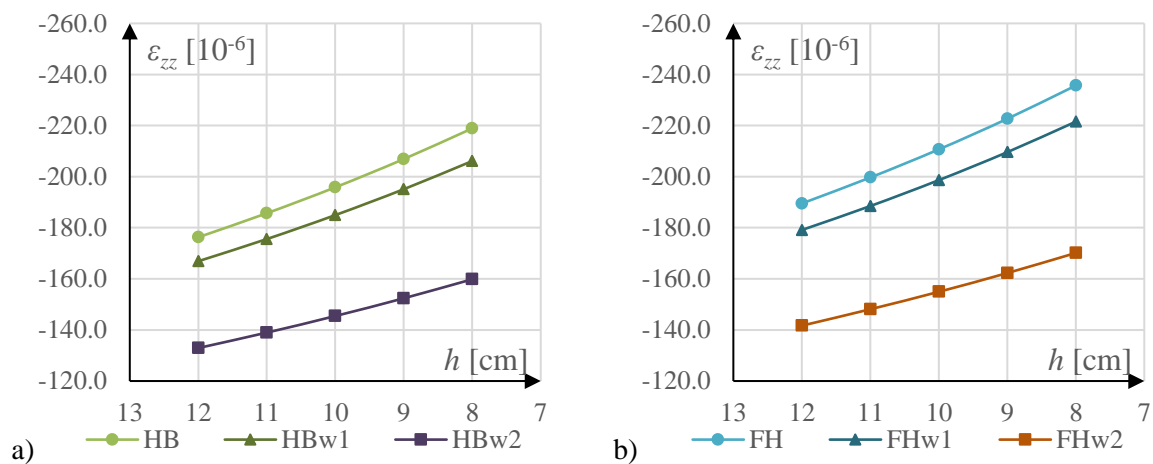
Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Ugięcie u_z [mm]	Odkształcenie w warstwie wiążącej ε_{yy} [10^{-6}]	Odkształcenie w podbudowie asfaltowej ε_{yy} [10^{-6}]	Odkształcenie ε_{zz} [10^{-6}]
1.	RSw2	12	0.245	13.4	57.1	-126.3
2.		11	0.251	14.8	60.5	-132.5
3.		10	0.259	16.6	64.3	-139.1
4.		9	0.266	18.9	68.4	-146.3
5.		8	0.275	21.9	72.8	-154.0
6.	HBw2	12	0.254	23.8	67.0	-132.9
7.		11	0.261	25.4	70.7	-139.0
8.		10	0.268	27.5	74.7	-145.4
9.		9	0.275	30.0	79.0	-152.4
10.		8	0.283	33.2	83.7	-159.8
11.	FHw2	12	0.265	20.1	70.4	-141.7
12.		11	0.272	21.7	74.4	-148.1
13.		10	0.279	23.7	78.8	-154.9
14.		9	0.287	26.3	83.6	-162.3
15.		8	0.295	29.6	88.8	-170.1



Rys. 4.1. Maksymalne wartości ugięć u_z [mm] konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB (a) i FH (b) w zależności od grubości podbudowy asfaltowej h [cm] przy różnych wariantach wzmocnienia dolnych warstw



Rys. 4.2. Maksymalne wartości odkształcenia na spodzie podbudowy asfaltowej ε_{yy} [10^{-6}] konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB (a) i FH (b) w zależności od grubości podbudowy asfaltowej h [cm] przy różnych wariantach wzmocnienia dolnych warstw



Rys. 4.3. Maksymalne wartości odkształcenia ściskającego na górnej powierzchni podłoża gruntowego ε_{zz} [10^{-6}] konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB (a) i FH (b) w zależności od grubości podbudowy asfaltowej h [cm] przy różnych wariantach wzmocnienia dolnych warstw

Wzmocnienie dolnych warstw konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym w wariantach w1 powoduje zmniejszenie ich ugięcia o 2.8% - 3.2% a w wariantach w2 o 6.2% -7.1%. Natomiast, gdy bierzemy pod uwagę tylko maksymalne wartości odkształceń rozciągających na spodzie warstw asfaltowych to różnica pomiędzy wariantami wzmocnienia jest stosunkowo niewielka. Wartości maksymalnych odkształceń przy wzmocnieniu w1 maleją o około 2.8% a przy wzmocnieniu w2 o około 3.7%.

Największe różnice wpływu wariantu wzmocnienia dolnych warstw konstrukcyjnych widać, gdy popatrzymy na wykresy maksymalnych odkształceń ściskających na górnej powierzchni podłoża gruntowego. Podczas gdy zastosowanie wzmocnienia warstwy podbudowy pomocniczej (wariant w1) powoduje zmniejszenie wartości bezwzględnych odkształceń o 5.3%-6.0%, to dodanie dodatkowej warstwy podłoża ulepszanego o grubości 20 cm (wariant w2) powoduje zmniejszenie tych wartości o 25%-28%.

W tablicach 4.4 - 4.7 zamieszczono wartości trwałości zmęczeniowej analizowanych konstrukcji na podstawie wybranych w pracy kryteriów. Na rysunkach 4.4 i 4.5 porównano trwałości zmęczeniowe konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym przy różnych wariantach wzmocnienia dolnych warstw do trwałości konstrukcji podstawowej z podbudową grubości 12 cm – typowej konstrukcji KR5.

Tablica 4.5. Wartości trwałości zmęczeniowej konstrukcji w wariancie podstawowym (bez wzmocnienia dolnych warstw).

Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]				
			$N_{f(AASHTO)}$	$N_{f(SiM 1)}$	$N_{f(SiM 2)}$	$N_{f(SiM 3)}$	N_d
1.	RS	12	24				123
2.		11	19				96
3.		10	15				74
4.		9	12				57
5.		8	9				43
6.	HB	12		476	464	441	91
7.		11		370	365	339	72
8.		10		286	287	260	57
9.		9		221	225	199	44
10.		8		170	175	151	34
11.	FH	12		374	369	320	66
12.		11		289	289	244	52
13.		10		222	225	185	41
14.		9		169	174	139	32
15.		8		128	134	104	25

Tablica 4.6. Wartości trwałości zmęczeniowej konstrukcji ze wzmocnieniem podbudowy pomocniczej.

Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]				
			$N_{f(AASHTO)}$	$N_{f(SiM 1)}$	$N_{f(SiM 2)}$	$N_{f(SiM 3)}$	N_d
1.	RSw1	12	26				155
2.		11	21				121
3.		10	17				94
4.		9	13				73
5.		8	10				56
6.	HBw1	12		542	525	507	116
7.		11		421	413	390	93
8.		10		327	325	300	73
9.		9		253	255	230	58
10.		8		194	198	175	45
11.	FHw1	12		428	420	370	85
12.		11		331	329	283	67
13.		10		254	256	214	53
14.		9		194	199	162	42
15.		8		147	153	121	33

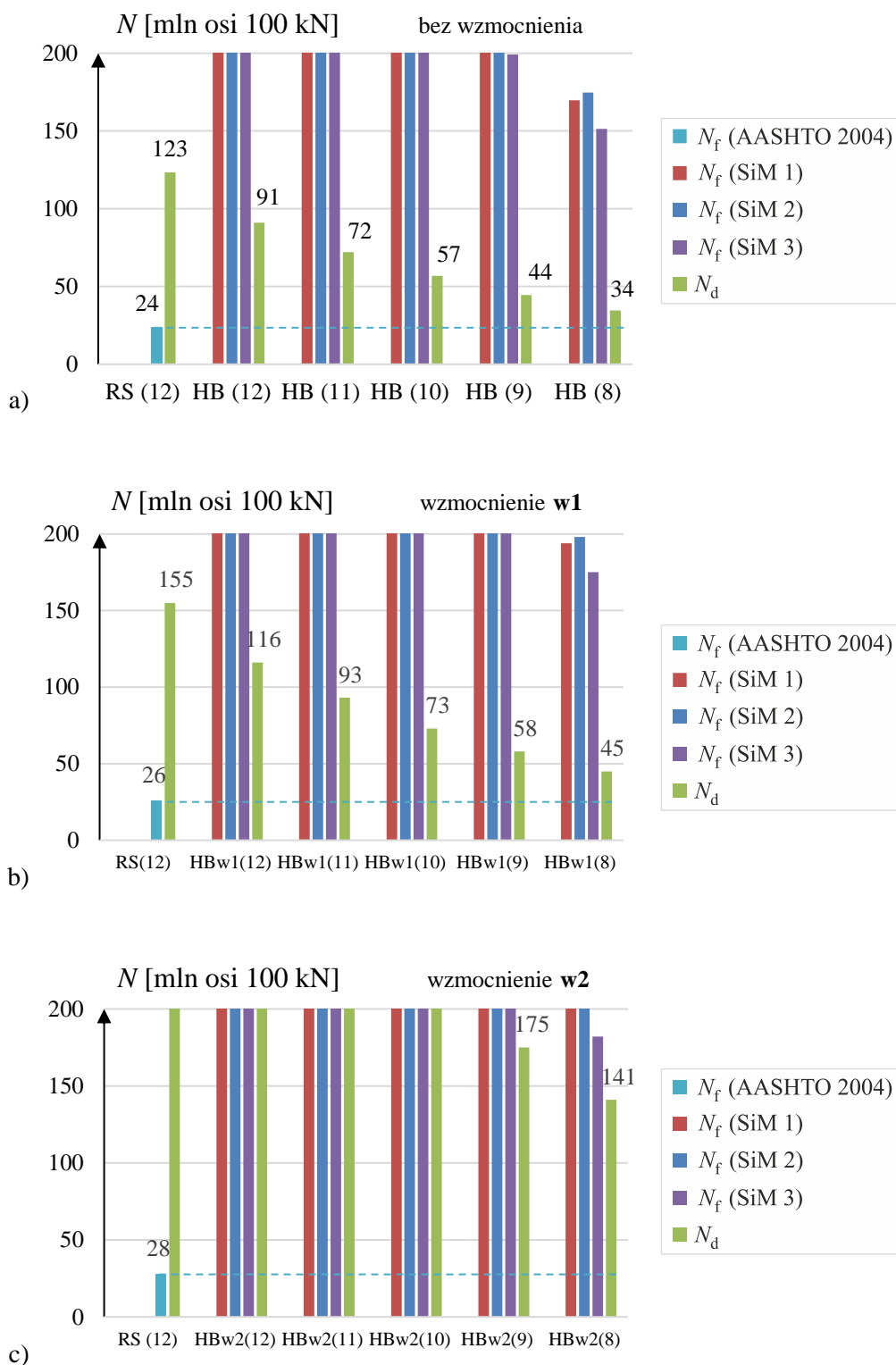
Tablica 4.7. Wartości trwałości zmęczeniowej konstrukcji ze wzmocnieniem dolnych warstw dodatkową warstwą ulepszanego podłoża

Lp.	Konstrukcja	Grubość podbudowy h [cm]	Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]				
			$N_{f(AASHTO)}$	$N_{f(SiM 1)}$	$N_{f(SiM 2)}$	$N_{f(SiM 3)}$	N_d
1.	RSw2	12	28				407
2.		11	22				328
3.		10	17				263
4.		9	14				210
5.		8	11				167
6.	HBw2	12		567	548	532	323
7.		11		441	432	409	265
8.		10		342	339	314	216
9.		9		264	266	240	175
10.		8		202	207	182	141
11.	FHw2	12		448	438	387	243
12.		11		345	342	295	199
13.		10		265	266	223	163
14.		9		202	206	168	132
15.		8		153	158	125	107

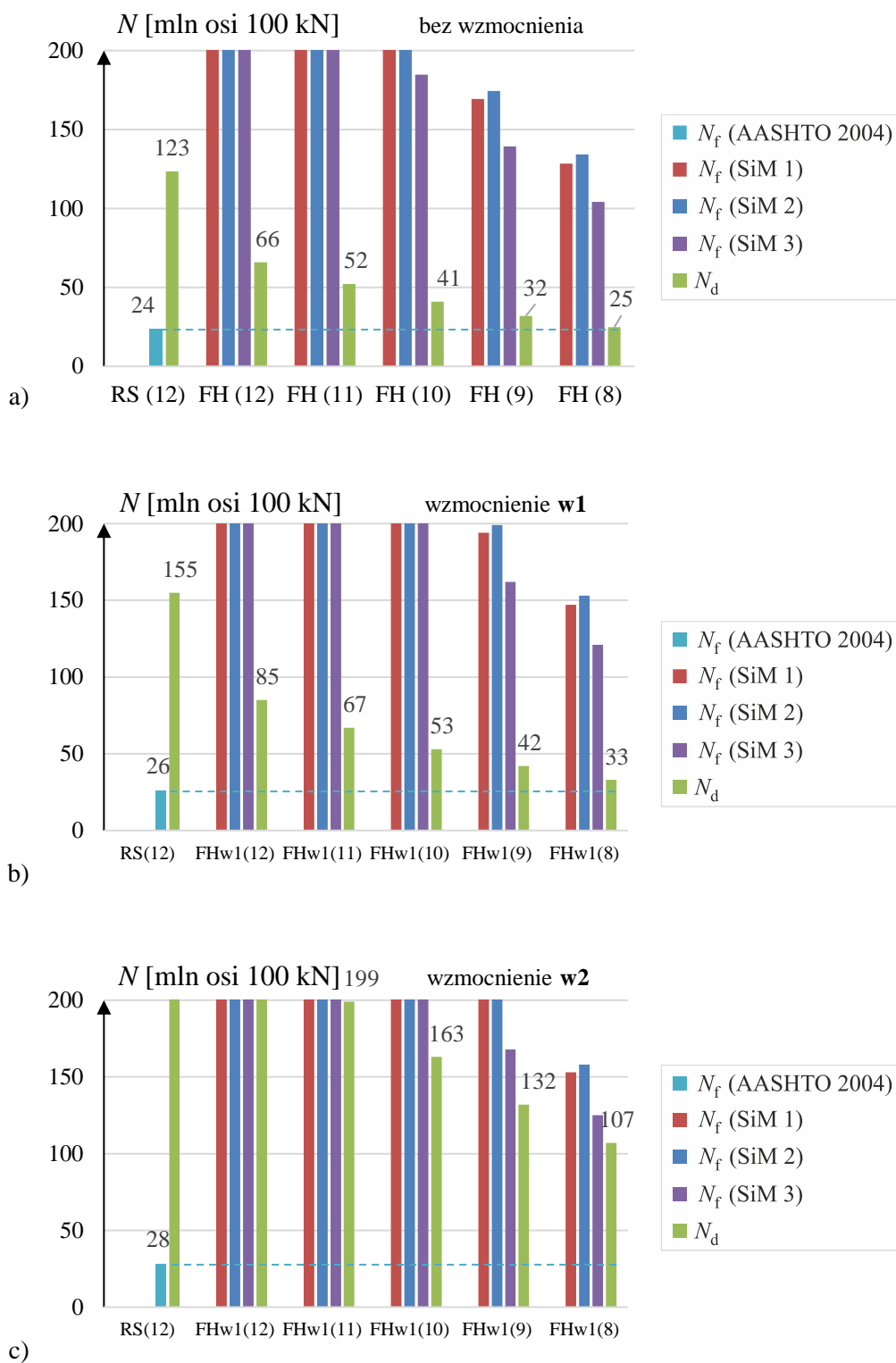
Wzmocnienie dolnych warstw konstrukcji podstawowej KR5 zwiększa jej trwałość zmęczeniową o 8% w przypadku wariantu w1 i 17% w przypadku wariantu w2. Nie jest to istotna zmiana trwałości zmęczeniowej konstrukcji – z 24 mln na 26 mln lub 28 mln osi obliczeniowych, gdyż decydującym o trwałości jest kryterium spękań zmęczeniowych.

W konstrukcjach z asfaltem wysokomodyfikowanym HiMA wzmocnienie dolnych warstw konstrukcyjnych jest o wiele bardziej efektywne, zwłaszcza w przypadku wariantu w2 – dodania warstwy podłoża ulepszanego. Przy zastosowaniu wariantu wzmocnienia w1 trwałość zmęczeniowa konstrukcji HBw1 i FHw1 jest o 28% - 32% wyższa niż konstrukcji bez wzmocnienia (konstrukcji HB i FH), a przy zastosowaniu wzmocnienia w wariantcie w2 trwałość zmęczeniowa konstrukcji HBw2 i FHw2 jest aż o 255 % 328% wyższa w stosunku do konstrukcji bez wzmocnienia. Dzieje się tak dlatego, że o trwałości decyduje kryterium deformacji strukturalnych podłoża gruntowego, a zastosowanie dodatkowej warstwy ulepszanego podłoża pozwala istotnie zmniejszyć wielkość odkształceń w podłożu.

W efekcie w konstrukcji HBw2 i FHw2 można pocenić warstwę podbudowy asfaltowej z 12 cm do 8 cm trwałość zmęczeniowa takich konstrukcji będzie wielokrotnie wyższa (ponad 100 mln osi obliczeniowych) niż trwałość konstrukcji podstawowej KR5.



Rys. 4.4. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HB w zależności od grubości podbudowy asfaltowej bez wzmocnienia dolnych warstw (a) oraz ze wzmocnieniem dolnych warstw konstrukcji w wariantcie w1 (b) i w wariantcie w2 (c) w zestawieniu z trwałością konstrukcji podstawowej KR5.

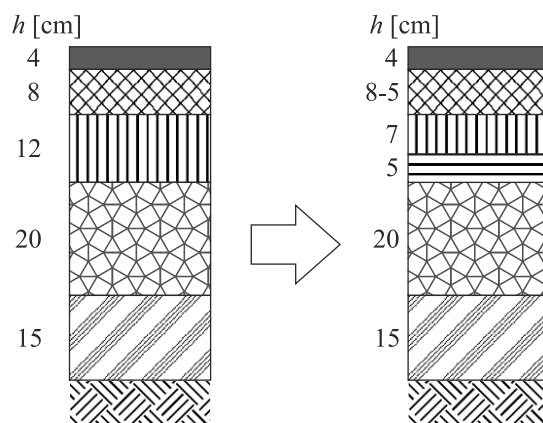


Rys. 4.5. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji FH w zależności od grubości podbudowy asfaltowej [cm] bez wzmocnienia dolnych warstw (a) oraz ze wzmocnieniem dolnych warstw konstrukcji w wariancie w1 (b) i w wariancie w2 (c) w zestawieniu z trwałością konstrukcji podstawowej KR5.

4.3. Zastosowanie warstwy przeciwzmęczeniowej z asfaltem wysokomodyfikowanym

Innym sposobem wzmocnienia nawierzchni drogowej jest zastosowanie dodatkowej warstwy przeciwzmęczeniowej [58, 78]. Taka warstwa powinna być stosunkowo elastyczna i przede wszystkim charakteryzować się wysoką odpornością na spękania zmęczeniowe. W tym rozdziale pracy zbadano jakie byłyby efekty zastosowania do warstwy przeciwzmęczeniowej mieszanki z mineralno-asfaltowej z asfaltem wysokomodyfikowanym.

Zaproponowano, aby w konstrukcji podstawowej KR5 z asfaltem drogowym podzielić podbudowę asfaltową o grubości 12 cm na dwie warstwy o grubościach 7 cm i 5 cm (rys. 4.6) przy czym dolną warstwę, pełniącą funkcję warstwy przeciwzmęczeniowej, wykonać z mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem wysokomodyfikowanym AC 16 45/80-80 HiMA. W tak powstałej konstrukcji **HAF (HiMA Anti Fatigue)** rozważono także wzmocnienie dolnych warstw konstrukcyjnych poprzez dodanie warstwy podłoża ulepszonego (konstrukcja **HAFw**) i w obu przypadkach pocienienie warstwy wiążącej z 8 cm do 5 cm. Materiały i grubości warstw konstrukcyjnych (z podaniem modułów sprężystości warstw nieasfaltowych) konstrukcji **HAF** i **HAFw** oraz ich konstrukcji referencyjnych **RSAF** i **RSAFw** zamieszczono w tablicach 4.8 i 4.9.



Rys. 4.6. Wydzielenie z podbudowy konstrukcji podstawowej KR5 warstwy przeciwzmęczeniowej z asfaltem wysokomodyfikowanym.

W konstrukcjach z warstwą przeciwzmęczeniową inicjacja spękań może nastąpić na spodzie warstw asfaltowych (warstwy AF) lub na spodzie warstwy powyżej, gdy warstwa przeciwzmęczeniowa jest zbyt elastyczna [52]. W tablicy 4.10 pokazano wartości maksymalnych ugięć oraz krytycznych odkształceń w analizowanych konstrukcjach. W tablicy 4.11 zamieszczono trwałości zmęczeniowe analizowanych konstrukcji z warstwą przeciwzmęczeniową.

niową AF i konstrukcji referencyjnych. W konstrukcjach referencyjnych trwałość obliczeniową ze względu na spękania zmęczeniowe wyznaczono dla najniższej warstwy asfaltowej, a w konstrukcjach z asfaltem wysokomodyfikowanym zarówno dla dolnej warstwy asfaltowej – warstwy przeciwmęczeniowej z mieszanki z HiMA, jak i kolejnej warstwy - podbudowy z asfaltem drogowym niemodyfikowanym. Na rysunku 4.7 i 4.8 zestawiono trwałości zmęczeniowe konstrukcji z warstwą przeciwmęczeniową z asfaltem wysokomodyfikowanym z trwałością konstrukcji podstawowej KR5 (z asfaltem drogowym).

Tablica 4.8. Grubości i materiały warstw konstrukcji z warstwą przeciwmęczeniową

Lp.	Warstwa	Grubość h [cm]	Konstrukcja	
			RSAF	HAF
1.	Warstwa ścieralna	4	SMA 8. 45/80-55	SMA 8. 45/80-55
2.	Warstwa wiążąca	8-5	AC 16 W 35/50	AC 16 W 35/50
3.	Podbudowa asfaltowa	7	AC 22 P 35/50	AC 22 P 35/50
4.	Warstwa przeciwmęczeniowa	5	AC 16 W 35/50	AC 16 W 45/80-80 HiMA
5.	Dolna część podb. zasadniczej	20	kruszywo C _{90/3} stabilizowane mechanicznie ($E = 400$ MPa)	
6.	Podbudowa pomocnicza	15	mieszanka związana spoiwem hydraulicznym C _{3/4} ($E = 400$ MPa)	
7.	Podłoże gruntowe	∞	Grunt G1 ($E = 80$ MPa)	

Tablica 4.9. Grubości i materiały warstw konstrukcji z warstwą przeciwmęczeniową i ze wzmocnieniem dolnych warstw konstrukcyjnych

Lp.	Warstwa	Grubość h [cm]	Konstrukcja	
			RSFAFw	HAFw
1.	Warstwa ścieralna	4	SMA 8. 45/80-55	SMA 8. 45/80-55
2.	Warstwa wiążąca	8-5	AC 16 W 35/50	AC 16 W 35/50
3.	Podbudowa asfaltowa	7	AC 22 P 35/50	AC 22 P 35/50
4.	Warstwa przeciwmęczeniowa	5	AC 16 W 35/50	AC 16 W 45/80-80 HiMA
5.	Dolna część podb. zasadniczej	20	kruszywo C _{90/3} stabilizowane mechanicznie ($E = 400$ MPa)	
6.	Podbudowa pomocnicza	15	mieszanka związana spoiwem hydraulicznym C _{3/4} ($E = 400$ MPa)	
7.	Podłoże ulepszone	20	grunt stabilizowany spoiwem hydraulicznym C _{1,5/2} ($E = 200$ MPa)	
8.	Podłoże gruntowe	∞	Grunt G1 ($E = 80$ MPa)	

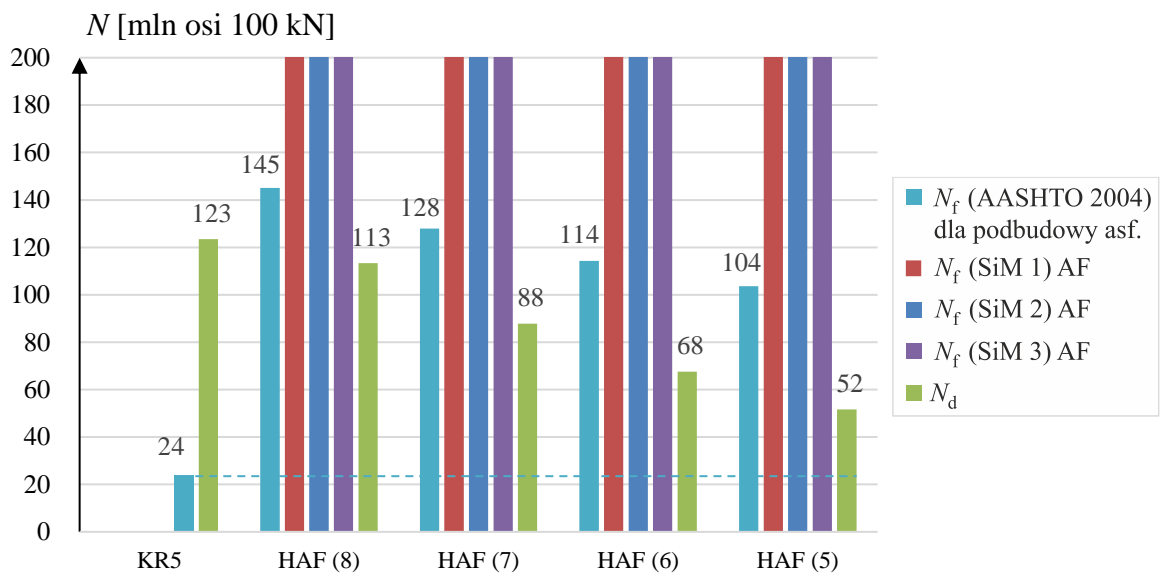
Tablica 4.10. Wartości maksymalnych ugięć i krytycznych odkształceń konstrukcji z warstwą przeciwmęczeniową z asfaltem wysokomodyfikowanym i ich konstrukcji referencyjnych.

Lp.	Konstrukcja	Grubość warstwy wiążącej h [cm]	Ugięcie u_z [mm]	Odkształcenie w warstwie podbudowy asfaltowej ε_{yy} [10^{-6}]	Odkształcenie w warstwie przeciwmęczeniowej ε_{yy} [10^{-6}]	Odkształcenie w podłożu ε_{zz} [10^{-6}]
1.	RSAF	8	0.258	30.7	55.6	-161.6
2.		7	0.266	31.5	59.0	-171.1
3.		6	0.274	32.2	62.7	-181.5
4.		5	0.283	32.8	66.7	-192.8
5.	HAF	8	0.264	37.8	62.2	-167.9
6.		7	0.272	39.2	66.1	-177.7
7.		6	0.280	40.4	70.3	-188.4
8.		5	0.290	41.6	75.0	-200.1
9.	RSAFw	8	0.242	29.6	53.6	-124.5
10.		7	0.249	30.4	56.9	-130.7
11.		6	0.257	31.1	60.4	-137.5
12.		5	0.265	31.7	64.3	-144.7
13.	HAFw	8	0.248	36.5	59.9	-128.3
14.		7	0.255	37.8	63.7	-134.7
15.		6	0.262	39.0	67.7	-141.5
16.		5	0.270	40.2	72.2	-148.8

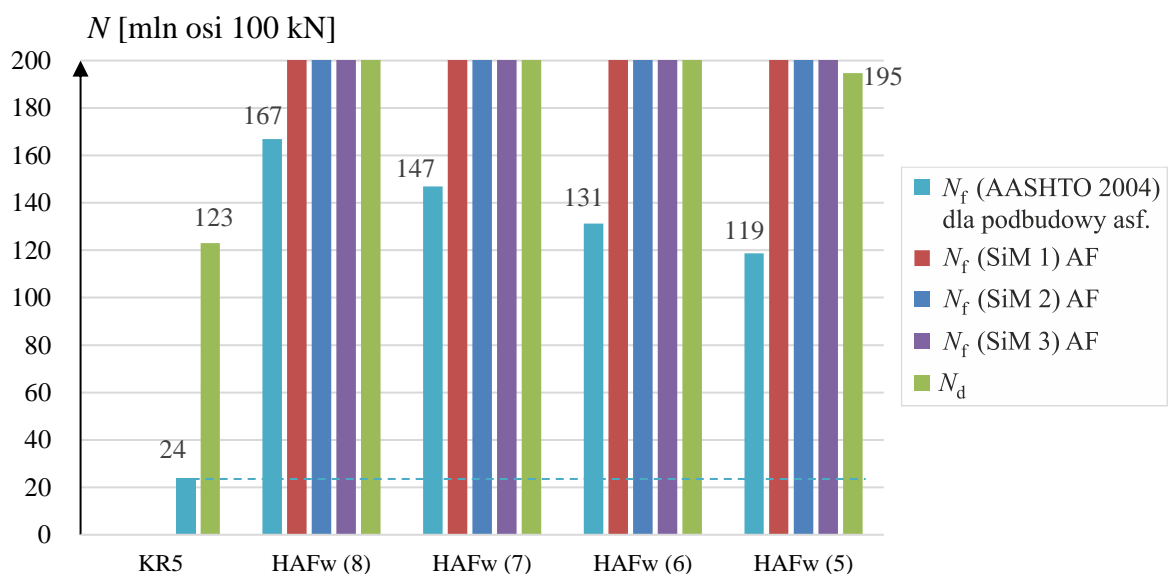
Tablica 4.11. Wartości trwałości zmęczeniowej konstrukcji z warstwą przeciwmęczeniową z asfaltem wysokomodyfikowanym i ich konstrukcji referencyjnych.

Lp.	Konstrukcja	Grubość warstwy wiążącej h [cm]	Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]					N_d
			$N_{f(AASHTO)}$ warstwy górnej warstwy podb. asf.	$N_{f(AASHTO)}$ dolnej warstwy podb. asf.	$N_{f(SiM 1)}$ warstwy AF	$N_{f(SiM 2)}$ warstwy AF	$N_{f(SiM 3)}$ warstwy AF	
1.	RSAF	8		23				134
2.		7		18				104
3.		6		15				80
4.		5		12				61
5.	HAF	8	145		5 628	3 583	5 271	113
6.		7	128		3 961	2 595	3 612	88
7.		6	114		2 768	1 866	2 454	68
8.		5	104		1 915	1 330	1 649	52

9.	RSAFw	8		27				433
10.		7		21				348
11.		6		17				278
12.		5		13				221
13.	HAFw	8	167		7 014	4 387	6 669	379
14.		7	147		4 938	3 178	4 571	305
15.		6	131		3 450	2 285	3 106	244
16.		5	119		2 387	1 629	2 086	195



Rys. 4.7. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HAF w zależności od grubości warstwy wiążącej [cm] w zestawieniu z trwałością konstrukcji podstawowej KR5.



Rys. 4.8. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HAFw w zależności od grubości warstwy wiążącej [cm] w zestawieniu z trwałością konstrukcji podstawowej KR5.

Trwałości obliczeniowe ze względu na spękania zmęczeniowe inicjowane w warstwie przeciwmęczeniowej obliczone na podstawie metody SiM (wszystkie warianty) można uznać za nieskończone. Można przyjąć, wartości maksymalnych odkształceń w warstwie AF (nie większe niż $75 \mu\epsilon$) są niższe niż wartość *endurance limit* zastosowanej do tej warstwy mieszanki AC 16 W 45/80-80 HiMA [78]. Decydującym o trwałości zmęczeniowej analizowanych w tym rozdziale konstrukcji jest kryterium deformacji strukturalnych podłoża w przypadku konstrukcji HAF lub kryterium spękań zmęczeniowych „z dołu do góry” inicjowanych w warstwie podbudowy asfaltowej z asfaltem drogowym w przypadku zastosowania wzmocnienia dolnych warstw konstrukcyjnych dodatkową warstwą podłoża ulepszanego (konstrukcja HAFw). W pierwszym przypadku można pocenić warstwę wiążącą w konstrukcji HAF do 5 cm i trwałość zmęczeniowa tak otrzymanej konstrukcji będzie ponad dwukrotnie większa niż konstrukcji podstawowej KR5 z asfaltem drogowym, będzie spełniała wymagania kategorii ruchu KR6. W drugim przypadku, przy wzmocnieniu dolnych warstw konstrukcyjnych, przy pocienieniu warstwy wiążącej nawet do 5 cm, otrzymujemy konstrukcję o bardzo wysokiej trwałości zmęczeniowej, większej niż 100 mln osi obliczeniowych. Zatem w przypadku projektowania drogi przeznaczonej do ruchu o kategorii KR7 można zastosować zaproponowaną tu konstrukcję z warstwą przeciwmęczeniową o pakiecie warstw asfaltowych 4+5+7+5 cm i z dodatkową warstwą ulepszanego podłoża, lub o pakiecie warstw asfaltowych 4+7+7+5 cm bez wzmocnienia dolnych warstw.

4.4. Zamiana mieszanki w podbudowie asfaltowej konstrukcji z AC 22 na AC 16

W myśl dążenia do optymalizacji konstrukcji nawierzchni – znalezienia konstrukcji o trwałości zmęczeniowej odpowiedniej dla danej kategorii ruchu przy zrównaniu trwałości według różnych kryteriów – zaproponowano zamianę mieszanki z asfaltem wysokomodyfikowanym w podbudowie konstrukcji HB z AC 22 P 45/80-80 HiMA na AC 16 W 45/80-80 HiMA. Mieszanka AC 16 W 45/80-80 HiMA wykazuje jeszcze lepszą charakterystykę zmęczeniową w testach laboratoryjnych niż AC 22 P 45/80-80 HiMA (rys.3.7, rozdz. 3.4), a drobniejsze uziarnienie kruszywa pozwala na wbudowanie cieńszej warstwy. Dzięki wzmocnieniu dolnych warstw konstrukcyjnych dodatkową warstwą ulepszanego podłoża, najcieńsza z rozpatrywanych w rozdziale 4.2 konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym w podbudowie (HBw2 przy grubości podbudowy asfaltowej 8cm) ma bardzo wysoką trwałość

zmęczeniową, wynoszącą ponad 100 mln osi obliczeniowych 100 kN (rys.4.5(c)). Istnieją więc przesłanki do dalszego pocieniania warstw tej konstrukcji.

Konstrukcję HBw2 z rozdziału 2.2 z zamienioną mieszanką w podbudowie z AC 22 P 45/80-80 HiMA na AC 16 W 45/80-80 HiMA nazwano HBwa, a jej konstrukcję referencyjną RSwa. Grubości warstw przyjęto wychodząc od konstrukcji HBw2(8) i pocieniając warstwę podbudowy do 5 cm, a następnie rozważono dodatkowo zmianę grubości warstwy wiążącej również do 5 cm. Materiały i grubości warstw analizowanych w tym rozdziale pracy konstrukcji zamieszczono w tablicy 4.12.

W tablicy 4.13 zamieszczono maksymalne wartości ugięć i kluczowych odkształceń konstrukcji HBwa i jej konstrukcji referencyjnej RSwa przy różnych grubościach warstwy wiążącej i warstwy podbudowy asfaltowej, a w tablicy 4.14 ich trwałości zmęczeniowe. Na rysunku 4.9 pokazano wzrost trwałości zmęczeniowej konstrukcji najcieńszej konstrukcji HBw2 z rozdziału 2.2 przy zamianie mieszanki mineralno-asfaltowej w podbudowie z AC 22 P 45/80-80 HiMA na AC 16 W 45/80-80 HiMA, a na rysunku 4.10 przedstawiono trwałości zmęczeniowe konstrukcji HBwa w zależności od grubości warstwy wiążącej i warstwy podbudowy asfaltowej w zestawieniu z trwałością konstrukcji podstawowej z podbudową o grubości 12 cm – typowej konstrukcji KR5.

Tablica 4.12. Grubości i materiały warstw konstrukcji z mieszanką AC 16 w podbudowie i ze wzmocnieniem dolnych warstw konstrukcyjnych

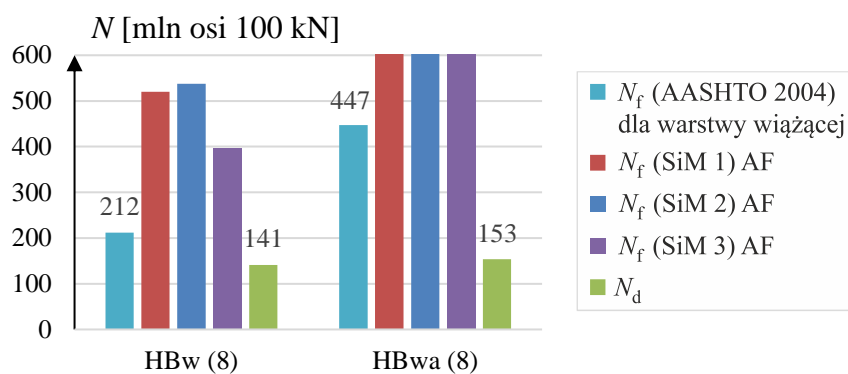
Lp.	warstwa	Grubość <i>h</i> [cm] I	Grubość <i>h</i> [cm] II	Konstrukcja	
				RSwa	HBwa
1.	Warstwa ścieralna	4	4	SMA 8. 45/80-55	SMA 8. 45/80-55
2.	Warstwa wiążąca	8	8-5	AC 16 W 35/50	AC 16 W 35/50
3.	Górna część podb. zasadniczej	8-5	5	AC 16 W 35/50	AC 16 W 45/80-80 HiMA
4.	Dolna część podb. zasadniczej	20	20	kruszywo C _{90/3} stabilizowane mechanicznie (<i>E</i> = 400 MPa)	
5.	Podbudowa pomocnicza	15	15	mieszanka związana spoiwem hydraulicznym C _{3/4} (<i>E</i> = 400 MPa)	
6.	Podłoże ulepszone	20	20	grunt stabilizowany spoiwem hydraulicznym C _{1.5/2} (<i>E</i> = 200 MPa)	
7.	Podłoże gruntowe	∞	∞	Grunt G1 (<i>E</i> = 80 MPa)	

Tablica 4.13. Wartości maksymalnych ugięć i krytycznych odkształceń konstrukcji z mieszanką AC 16 w podbudowie i ze wzmocnieniem dolnych warstw konstrukcyjnych

Lp.	Konstrukcja	Grubość warstwy wiążącej h_w [cm]	Grubość warstwy podb. asf. h_p [cm]	Ugięcie u_z [mm]	Odształcenie w warstwie wiążącej ε_{yy} [10^{-6}]	Odształcenie w warstwie podbudowy asfaltowej ε_{yy} [10^{-6}]	Odształcenie w podłożu ε_{zz} [10^{-6}]
1.	RSwa	8	8	0.271	17.6	67.3	-151.5
2.		8	7	0.280	21.2	71.9	-159.8
3.		8	6	0.290	26.0	76.9	-168.8
4.		8	5	0.300	32.3	82.5	-178.5
5.		7	5	0.311	31.2	88.6	-189.0
6.		6	5	0.324	29.4	95.3	-200.4
7.		5	5	0.337	26.2	102.8	-212.6
8.	HBwa	8	8	0.279	27.5	77.3	-156.9
9.		8	7	0.288	31.4	82.2	-165.0
10.		8	6	0.297	36.4	87.4	-173.7
11.		8	5	0.307	42.9	93.1	-183.1
12.		7	5	0.318	42.5	100.2	-193.6
13.		6	5	0.331	41.4	108.2	-205.0
14.		5	5	0.345	39.1	117.0	-217.2

Tablica 4.14. Wartości trwałości zmęczeniowej konstrukcji z mieszanką AC 16 w podbudowie i ze wzmocnieniem dolnych warstw konstrukcyjnych

Lp.	Konstrukcja	Grubość warstwy wiążącej h_w [cm]	Grubość warstwy podb. asf. h_p [cm]	Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]					N_d
				N_f (AASHTO) warstwy wiążącej	N_f (AASHTO) podb. asf.	$N_{f(SIM 1)}$ podb. asf.	$N_{f(SIM 2)}$ podb. asf.	$N_{f(SIM 3)}$ podb. asf.	
1.	RSwa	8	8		11				180
2.		8	7		9				141
3.		8	6		7				111
4.		8	5		5				86
5.		7	5		4				67
6.		6	5		3				51
7.		5	5		2				39
8.	HBwa	8	8	447		1 611	1 135	1 344	153
9.		8	7	266		1 142	828	931	122
10.		8	6	148		805	600	640	97
11.		8	5	77		565	434	439	77
12.		7	5	84		374	296	279	60
13.		6	5	103		245	201	176	46
14.		5	5	160		159	135	110	36

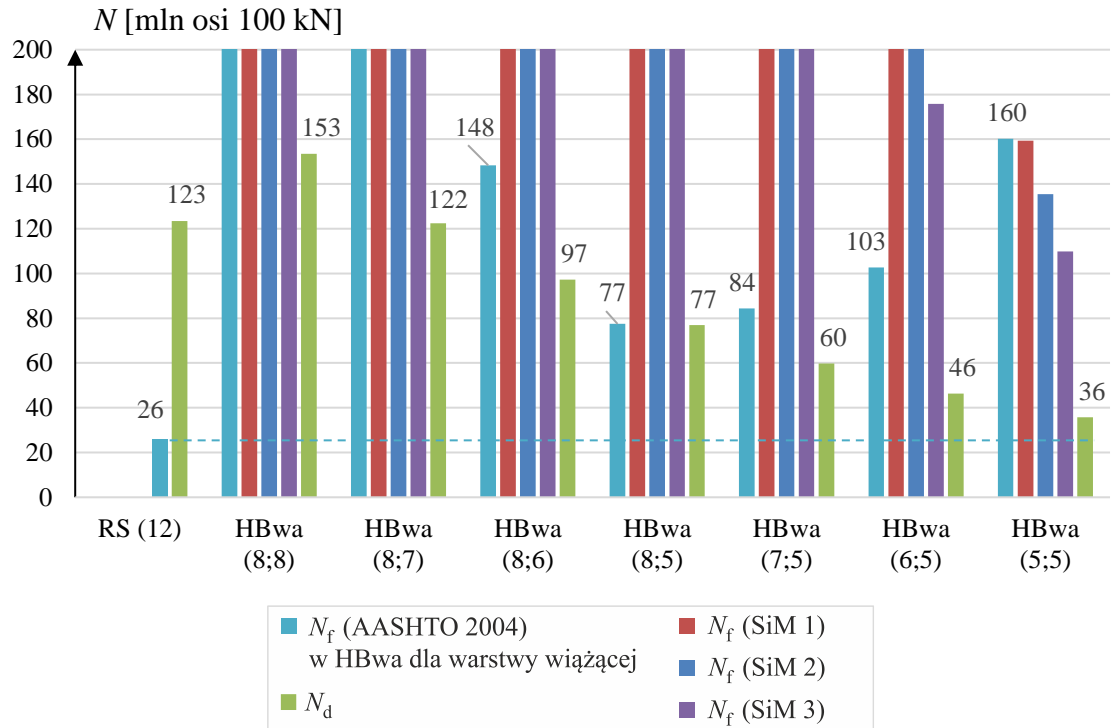


Rys. 4.9. Porównanie trwałości zmęczeniowej konstrukcji HBw z podbudową o grubości 8 cm z trwałością konstrukcji HBwa o tych samych grubościach warstw (przy zamianie mieszanki w podbudowie asfaltowej z AC 22 P 45/80-80 HiMA na AC 16 W 45/80-80 HiMA).

Mieszanka AC 16 W 45/80-80 HiMA ma większą sztywność niż AC 22 P 45/80-80 HiMA, stąd mniejsze odkształcenia w warstwie wiążącej i podłożu gruntowym i a co za tym idzie wyższe trwałości. Ponadto ta mieszanka charakteryzuje się lepszą odpornością na zmęczenie w testach laboratoryjnych niż AC 22 P 45/80-80 HiMA, stąd jeszcze wyższe trwałości zmęczeniowe liczone metodą SiM dla inicjacji spękań w podbudowie asfaltowej. Istnieje zatem możliwość dalszego pocieniania warstw konstrukcji HBwa.

Z trwałości zmęczeniowej na podstawie wybranych w pracy kryteriów wynika, że w konstrukcji HBwa można pocenić warstwę wiążącą z mieszanki AC 16 W 35/50 do 5 cm i warstwę podbudowy z mieszanki AC 16 W 45/80-80 HiMA również do 5 cm i trwałość zmęczeniowa takiej konstrukcji i tak będzie wyższa niż konstrukcji podstawowej KR5. Decydującym jest kryterium deformacji strukturalnych podłoża gruntowego. Otrzymana konstrukcja ma tylko 14 cm warstw asfaltowych, ale warunkiem tak dużych zmian w warstwach asfaltowych, jest wprowadzenie dodatkowej warstwy podłoża ulepszanego o grubości 20 cm (co w konstrukcji referencyjnej nie miałyby większego znaczenia) oraz zastosowanie mieszanki AC 16 W 45/80-80 HiMA z asfaltem wysokomodyfikowanym o przyjętej w pracy charakterystyce zmęczeniowej.

Zależnością, na którą dodatkowo warto zwrócić uwagę jest fakt, że wartości maksymalnych odkształceń rozciągających na spodzie warstwy wiążącej początkowo przy zmniejszaniu grubości podbudowy asfaltowej rosną, a następnie przy zmniejszaniu grubości warstwy wiążącej maleją. Odwrotna jest więc relacja trwałości ze względu na spękania zmęczeniowe inicjowane w tej warstwie co widać na rys. 4.10.



Rys. 4.10. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HBwa (h_w ; h_p) w zależności od grubości warstwy wiążącej h_w [cm] i warstwy podbudowy asfaltowej h_p [cm] w zestawieniu trwałości konstrukcji referencyjnej z podbudową o grubości 12 cm (KR5).

4.5. Połączenie warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej w jedną warstwę wykonaną z mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem wysokomodyfikowanym

Możliwość zaprojektowania konstrukcji nawierzchni o bardzo cienkich warstwach przyniosła propozycję połączenia warstwy wiążącej i warstwy podbudowy asfaltowej w jedną warstwę, pełniącą obie funkcje. W pracy zbadano właściwości takich konstrukcji pod kątem trwałości zmęczeniowej. Zaproponowano w konstrukcji HBwa z podrozdziału 4.4 zastąpienie warstwy wiążącej z mieszanki AC 16 W 35/50 oraz warstwy podbudowy AC 16 W 45/80-80 HiMA jedną warstwą z mieszanki AC 16 W 45/80-80 HiMA o grubości w zakresie od 16 cm do 6 cm. Konstrukcję nazwano HBwa1. Rozpatrzono również wariant wykonania także warstwy ścieralnej z mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem wysokomodyfikowanym – konstrukcją FHwa1. Ich konstrukcja referencyjna RSwa1 jest de facto taką samą konstrukcją jak RSwa z podrozdziału 4.4, tylko o szerszym zakresie grubości warstw asfaltowych. Materiały i grubości warstw konstrukcji analizowanych w tym podrozdziale pracy zamieszczono w tablicy 4.15.

Tablica 4.15. Grubości i materiały warstw konstrukcji z jedną warstwą pełniącą rolę warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej

Lp.	Warstwa	Grubość h [cm]	Konstrukcja		
			RSwa1	HBwa1	FHwa1
1.	Warstwa ścieralna	4	SMA 8. 45/80-55	SMA 8. 45/80-55	SMA 8 65/105-80 HiMA
2.	Warstwa wiążąca + podbudowa	16-6	AC 16 W 35/50	AC 16 W 45/80-80 HiMA	AC 16 W 45/80-80 HiMA
3.	Dolna część podb. zasadniczej	20	kruszywo C _{90/3} stabilizowane mechanicznie ($E = 400$ MPa)		
4.	Podbudowa pomocnicza	15	mieszanka związana spoiwem hydraulicznym C _{3/4} ($E = 400$ MPa)		
5.	Podłoże ulepszone	20	grunt stabilizowany spoiwem hydraulicznym C _{1,5/2} ($E = 200$ MPa)		
6.	Podłoże gruntowe	∞	Grunt G1 ($E = 80$ MPa)		

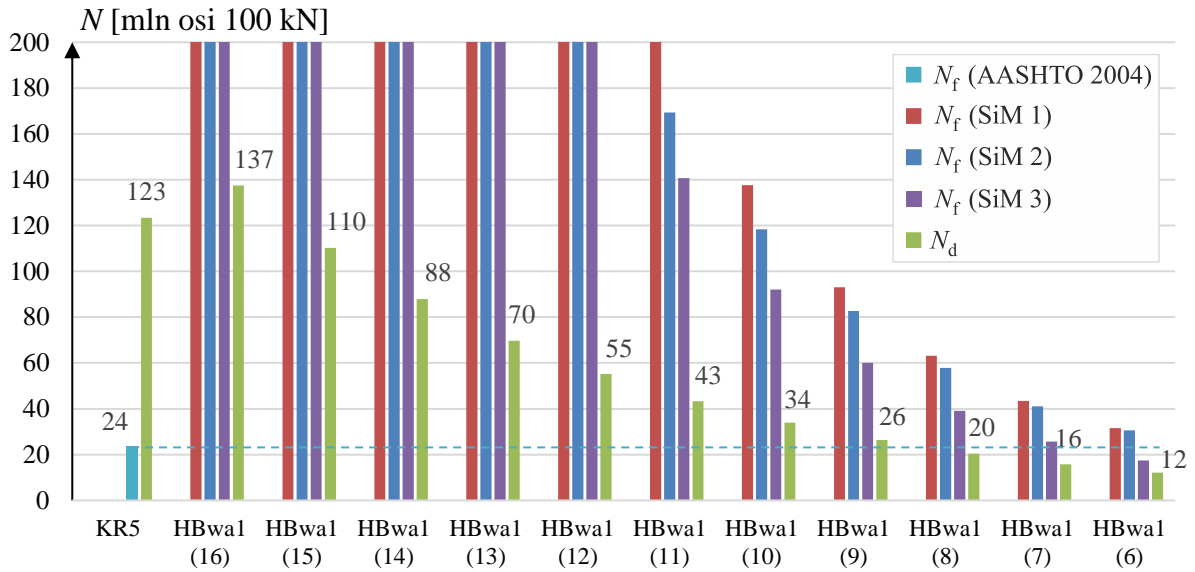
W tablicy 4.16 zamieszczono maksymalne wartości ugięć i kluczowych odkształceń konstrukcji HBwa1 i FHwa1 oraz ich konstrukcji referencyjnej RSwa przy różnych grubościach drugiej warstwy asfaltowej (połączonej warstwy wiążącej i podbudowy), a w tablicy 4.17 ich trwałości zmęczeniowe. Na rysunkach 4.12 i 4.13 przedstawiono trwałości zmęczeniowe konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym w zależności od grubości połączonej warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej w zestawieniu z trwałością konstrukcji podstawowej z podbudową o grubości 12 cm – typowej konstrukcji KR5.

Tablica 4.16. Wartości maksymalnych ugięć i krytycznych odkształceń konstrukcji z połączoną warstwą wiążącą i podbudową asfaltową z mieszanki AC 16.

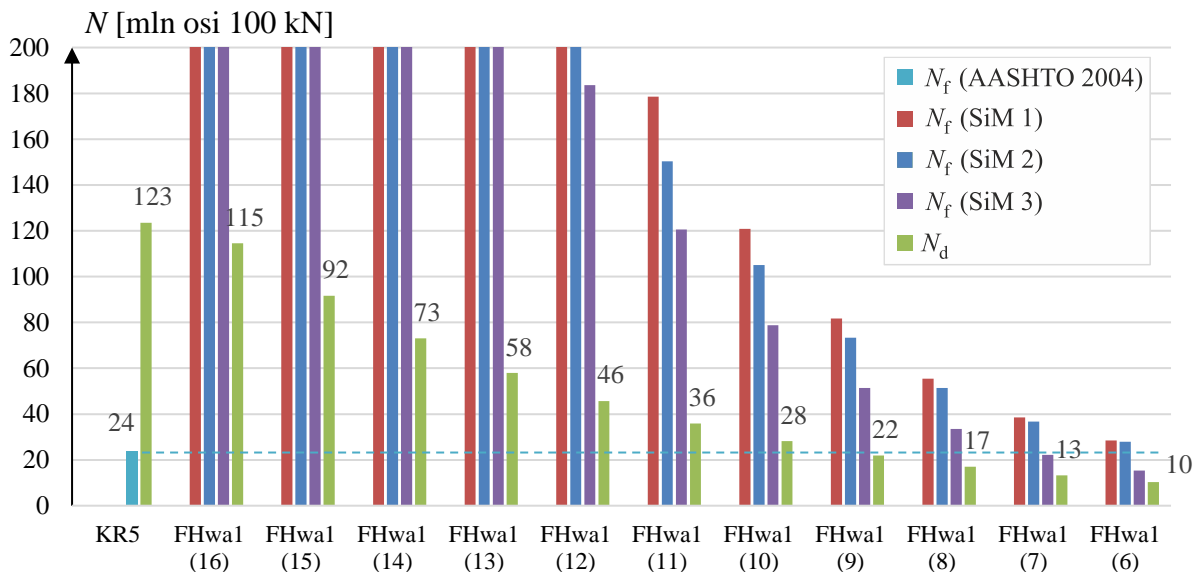
Lp.	Konstrukcja	Grubość połączonej warstwy wiążącej i podbudowy h [cm]	Ugięcie u_z [mm]	Odkształcenie na spodzie warstw asfaltowych ε_{yy} [10^{-6}]	Odkształcenie w podłożu ε_{zz} [10^{-6}]
1.	RSwa1	16	0.271	67.3	-151.5
2.		15	0.280	71.9	-159.8
3.		14	0.290	76.9	-168.8
4.		13	0.300	82.5	-178.5
5.		12	0.311	88.6	-189.0
6.		11	0.324	95.3	-200.4
7.		10	0.337	102.8	-212.6
8.		9	0.352	111.1	-225.9
9.		8	0.368	120.3	-240.2
10.		7	0.386	130.4	-255.5
11.		6	0.406	141.6	-272.0
12.	HBwa1	16	0.285	80.3	-160.8
13.		15	0.293	85.4	-169.0
14.		14	0.303	91.1	-177.7
15.		13	0.313	97.3	-187.1
16.		12	0.324	104.1	-197.2
17.		11	0.336	111.6	-208.1
18.		10	0.349	119.9	-219.8
19.		9	0.363	129.0	-232.4
20.		8	0.379	139.0	-246.0
21.		7	0.397	150.0	-260.7
22.		6	0.417	162.1	-276.4
23.	FHwa1	16	0.291	81.8	-167.5
24.		15	0.300	87.1	-176.0
25.		14	0.310	92.9	-185.2
26.		13	0.320	99.3	-195.0
27.		12	0.332	106.4	-205.6
28.		11	0.344	114.1	-216.9
29.		10	0.358	122.6	-229.1
30.		9	0.373	131.9	-242.2
31.		8	0.389	142.0	-256.2
32.		7	0.408	153.1	-271.1
33.		6	0.428	165.0	-287.0

Tablica 4.17. Wartości trwałości zmęczeniowej konstrukcji z połączoną warstwą wiążącą i podbudową asfaltową z mieszanki AC 16.

Lp.	Konstrukcja	Grubość drugiej warstwy asfaltowej h [cm]	Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]				
			$N_{F(AASHTO)}$	$N_{F(SiM 1)}$	$N_{F(SiM 2)}$	$N_{F(SiM 3)}$	N_d
1.	RSwa1	16	11.2				180
2.		15	8.7				141
3.		14	6.7				111
4.		13	5.2				86
5.		12	4.0				67
6.		11	3.0				51
7.		10	2.3				39
8.		9	1.7				30
9.		8	1.3				23
10.		7	1.0				17
11.		6	0.8				13
12.	HBwa1	16		1 295	928	1 033	137
13.		15		907	669	706	110
14.		14		631	480	478	88
15.		13		435	341	321	70
16.		12		299	241	213	55
17.		11		203	169	141	43
18.		10		138	118	92	34
19.		9		93	83	60	26
20.		8		63	58	39	20
21.		7		43	41	26	16
22.		6		32	31	17	12
23.	FHwa1	16		1 160	839	906	115
24.		15		809	603	615	92
25.		14		561	430	415	73
26.		13		385	305	277	58
27.		12		263	215	184	46
28.		11		179	150	121	36
29.		10		121	105	79	28
30.		9		82	73	51	22
31.		8		56	51	34	17
32.		7		39	37	22	13
33.		6		28	28	15	10



Rys. 4.11. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HBwa1 (h) w zależności od grubości połączonej warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej h [cm] w zestawieniu trwałością konstrukcji referencyjnej z podbudową o grubości 12 cm (KR5).



Rys. 4.12. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji FHwa1 (h) w zależności od grubości połączonej warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej h [cm] w zestawieniu trwałością konstrukcji referencyjnej z podbudową o grubości 12 cm (KR5).

Z analizy trwałości konstrukcji HBwa1 i FHwa1 na podstawie wybranych w pracy kryteriów wynika, że w konstrukcji HBwa1 można pocenić drugą warstwę asfaltową (połączoną warstwę wiążącą i podbudowę) do 9 cm, aby konstrukcja była równoważna konstrukcji podstawowej KR5 z asfaltem drogowym (niemodyfikowanym). W przypadku konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym również w warstwie ścieralnej FHwa1 minimalna grubość drugiej warstwy to 10 cm. W konstrukcja HBwa1 (9) pakiet asfaltowy ma

grubość 13 cm i jest ona najcieńszy ze wszystkich rozpatrywanych w pracy konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym przeznaczonych dla kategorii ruchu KR5. W standardowej konstrukcji katalogowej pakiet asfaltowy ma grubość 24 cm. Powodem, dzięki któremu można zastosować tak cienkie warstwy, jest wzmocnienie dolnych warstw konstrukcji na podłożu G1 dodatkową warstwą podłoża ulepszanego o grubości 20 cm oraz zastosowanie mieszanki AC 16 W 45/80-80 HiMA z asfaltem wysokomodyfikowanym o przyjętej w pracy charakterystyce zmęczeniowej. W pracy nie badano konstrukcji na podłożu należącym do grupy nośności innej niż G1.

4.6. Wybór konstrukcji „optymalnych” i wnioski

Celem analiz rozdziału 4 pracy jest wybór optymalnych konstrukcji dla kategorii ruchu KR5, KR6 i KR7, rozumianych w pracy jako konstrukcje równoważne standardowym konstrukcjom katalogowym, spełniające wymagania danej kategorii ruchu, o możliwie najmniejszej grubości warstw asfaltowych. W celach porównawczych wyznaczono również trwałość zmęczeniową standardowych konstrukcji dróg o kategorii ruchu KR6 i KR7, przy tych samych założeniach do obliczeń, zestawiono je w tablicy 4.18.

Wybrane z rozpatrywanych w pracy konstrukcje dla dróg o kategorii ruchu KR5 – KR7 zamieszczono w tablicach 4.19-4.21.

Metoda SiM umożliwia prognozę trwałości obliczeniowej ze względu na spękania zmęczeniowe konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym. Można ją wykorzystać do indywidualnego projektowania konstrukcji nawierzchni dobierając grubości odpowiednio do danego ruchu projektowego. Aby to zrobić należy przeprowadzić badania laboratoryjne mieszanek mineralno-asfaltowych, z których mają być wykonane warstwy nawierzchni. Należy określić charakterystyki zmęczeniowe, zawartość asfaltu i wolnych przestrzeni zarówno mieszanek z asfaltem wysokomodyfikowanym, jak i z asfaltem drogowym bez modyfikacji. Przy założeniu materiałów i ich charakterystyk jak w punkcie 3.4 pracy, projektując konstrukcję na ruch projektowy 22 mln osi obliczeniowych zamiast konstrukcji standardowej KR5 z tablicy 4.18 można zastosować jeden z kilku wariantów konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym o mniejszych grubościach warstw asfaltowych. Może to być konstrukcja HB lub FH z tablicy 4.19 o podbudowie z asfaltem wysomodyfikowanym o 4 cm cieńszej niż w konstrukcji podstawowej KR5. Przy zastosowaniu dodatkowej warstwy podłoża ulepszanego o grubości 20 cm i zamianie mieszanki w podbudowie z AC 22 na AC 16, jak w konstrukcji HBwa (tablica 4.20) można pocenić warstwę podbudowy o dodatkowe 3 cm oraz pocenić warstwę wiążącą

o 3 cm proponując konstrukcję z pakietem warstw asfaltowych o grubości 14 cm zamiast 24 cm w konstrukcji standardowej z asfaltem niemodyfikowanym. Można także wybrać konstrukcję HBwa1 lub FHwa1 z tablicy 4.21 o dwóch warstwach asfaltowych i pakiecie jeszcze o 1 cm cieńszym niż w konstrukcji HBwa. Podobnie dla ruchu projektowego dla dróg o kategoriach KR6 i KR7 można zamiast standardowych konstrukcji z tablicy 4.18 zastosować konstrukcje z asfaltem wysokomodyfikowanym o mniejszych grubościach warstw asfaltowych z tablic 4.19-4.21. **Co więcej przy zastosowaniu metody SiM można dobrać konstrukcję dla dowolnego ruchu projektowego, nie tylko według standardowego podziału na kategorie ruchu.**

Tablica 4.18. Konstrukcje standardowe – typ A1 o typowym rozwiązaniu dolnych warstw na podłożu G1 (typ 1)

Kategoria ruchu	KR5	KR6	KR7
Ruch projektowy [mln osi 100 kN]	7.4 -22.0	22.0 – 52.0	>52
RS Konstrukcje standardowe – typ A1			
Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]	$N_f = 24$ $N_d > 100$	$N_f = 57$ $N_d > 100$	$N_f = 84$ $N_d > 100$
Legenda:	warstwa podbudowy zasadniczej z mieszanki niezwiązanej z kruszywem C _{90/3} warstwa podbudowy pomocniczej z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym C _{3/4}		

Tablica 4.19. Konstrukcje z asfaltem wysokomodyfikowanym o standardowym układzie warstw asfaltowych

Kategoria ruchu	KR5	KR6	KR7
Ruch projektowy [mln osi 100 kN]	7.4 -22.0	22.0 – 52.0	>52
HB HiMA w podbudowie asfaltowej	<p><i>h</i> [cm]</p>	<p><i>h</i> [cm]</p>	<p><i>h</i> [cm]</p>
Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]	$N_f > 100$ $N_d = 34$	$N_f = > 100$ $N_d = 57$	$N_f > 100$ $N_d > 100$
FH HiMA we wszystkich warstwach asfaltowych	<p><i>h</i> [cm]</p>	<p><i>h</i> [cm]</p>	<p><i>h</i> [cm]</p>
Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]	$N_f > 100$ $N_d = 25$	$N_f = > 100$ $N_d = 52$	$N_f > 100$ $N_d > 100$
Legenda:	<p>warstwa podbudowy zasadniczej z mieszanki niezwiązanej z kruszywem C_{90/3}</p> <p>warstwa podbudowy pomocniczej z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym C_{3/4}</p> <p>warstwa ulepszonego podłoża z gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym C_{1.5/2}</p>		

Tablica 4.20. Konstrukcje z cienką warstwą z asfaltem wysokomodyfikowanym z mieszanki AC 16 W 45/80-80 HiMA.

Kategoria ruchu	KR5	KR6	KR7
Ruch projektowy [mln osi 100 kN]	7.4 -22.0	22.0 – 52.0	>52
HAF HiMA w warstwie przeciw- zmęczeniowej	-	<p><i>h</i> [cm]</p>	<p><i>h</i> [cm]</p>
Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]		$N_{f(\text{podb})} > 100$ $N_{f(\text{AF})} > 100$ $N_d = 52$	$N_{f(\text{podb})} > 100$ $N_{f(\text{AF})} > 100$ $N_d = 88$
HBwa AC 16 W 45/80-80 HiMA w podbudowie asfaltowej	<p><i>h</i> [cm]</p>	<p><i>h</i> [cm]</p>	<p><i>h</i> [cm]</p>
Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]	$N_{f(\text{wiąz})} > 100$ $N_{f(\text{podb})} > 100$ $N_d = 36$	$N_{f(\text{podb})} = 84$ $N_{f(\text{podb})} > 100$ $N_d = 57$	$N_{f(\text{podb})} > 100$ $N_{f(\text{podb})} > 100$ $N_d = 97$
Legenda:	warstwa podbudowy zasadniczej z mieszanki niezwiązanej z kruszywem C _{90/3} warstwa podbudowy pomocniczej z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym C _{3/4} warstwa ulepszonego podłoża z gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym C _{1.5/2}		

Tablica 4.21. Konstrukcje z dwuwarstwowym układem warstw asfaltowych z mieszanką AC 16 W 45/80-80 HiMA w drugiej warstwie

Kategoria ruchu	KR5	KR6	KR7
Ruch projektowy [mln osi 100 kN]	7.4 -22.0	22.0 – 52.0	>52
HBwa1 HiMA tylko w drugiej warstwie asfaltowej	<p><i>h</i> [cm]</p>	<p><i>h</i> [cm]</p>	<p><i>h</i> [cm]</p>
Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]	$N_f = 49$ $N_d = 26$	$N_f > 100$ $N_d = 55$	$N_f > 100$ $N_d = 88$
FHwa1 HiMA w obydwu warstwach asfaltowych	<p><i>h</i> [cm]</p>	<p><i>h</i> [cm]</p>	<p><i>h</i> [cm]</p>
Trwałość zmęczeniowa [mln osi 100 kN]	$N_f = 42$ $N_d = 22$	$N_f > 100$ $N_d = 58$	$N_f > 100$ $N_d = 92$
Legenda:	warstwa podbudowy zasadniczej z mieszanki niezwiązanej z kruszywem C _{90/3} warstwa podbudowy pomocniczej z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym C _{3/4} warstwa ulepszonego podłoża z gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym C _{1.5/2}		

Rozdział 5

Podsumowanie

Niniejsza praca dotyczy projektowania indywidualnego konstrukcji nawierzchni drogowych podatnych z asfaltem wysokomodyfikowanym HiMA metodą mechanistyczno-empiryczną. Rozważania przedstawione w pracy prowadzą do następujących wniosków:

1. Metoda SiM, opracowana przez autorkę w trzech wariantach, jest potrzebnym i stosunkowo prostym narzędziem prognozy trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowych podatnych z asfaltem wysokomodyfikowanym HiMA. Metoda opiera się na podejściu mechanistyczno-empirycznym z wykorzystaniem krzywych zmęczenia mieszanek mineralno-asfaltowych – mieszanki z asfaltem wysokomodyfikowanym zastosowanej do podbudowy asfaltowej konstrukcji i odpowiadającej jej mieszanki z asfaltem drogowym (niemodyfikowanym).
2. Zastosowanie mieszanek mineralno-asfaltowych z asfaltem wysokomodyfikowanym HiMA w typowej konstrukcji drogi o kategorii ruchu KR5 według Katalogu TKNPiP (do warstwy podbudowy, jak i do wszystkich warstw asfaltowych) znacząco (kilkukrotnie) zwiększa trwałość zmęczeniową konstrukcji.
3. Dzięki zastosowaniu mieszanek mineralno-asfaltowych z lepiszczem HiMA można zaprojektować konstrukcje o cieńszych pakietach warstw asfaltowych niż w typowych konstrukcjach katalogowych. W pracy zaprezentowano kilka przykładów zastosowania metody SiM do projektowania konstrukcji nawierzchni drogowych z asfaltem wysokomodyfikowanym w różnych konfiguracjach układów warstw dla dróg o kategoriach ruchu KR5 – KR7.
4. Wyniki obliczeń metody SiM (trwałości ze względu na spękania zmęczeniowe konstrukcji z asfaltem HiMA) zaprezentowane w pracy są bardzo optymistyczne, ale zostały wyznaczone dla średnich wartości wyników badań laboratoryjnych krzywych zmęczenia mieszanek mineralno-asfaltowych, na których odchyłki metoda jest bardzo wrażliwa. Określenie bardziej wiarygodnych, uwzględniających zapas bezpieczeństwa, charakterystyk zmęczeniowych mieszanek mineralno-asfaltowych, będzie prowadziło do bardziej realnych wyników trwałości obliczeniowych konstrukcji z lepiszczem HiMA.

5. Przy zastosowaniu mieszanek mineralno-asfaltowych z lepiszczem HiMA w układach konstrukcyjnych nawierzchni dla kategorii ruchu KR5 – KR7 następuje odwrócenie relacji kryteriów trwałości zmęczeniowej – decydującym staje się kryterium deformacji strukturalnych związane z odkształceniem podłoża gruntowego.
6. Z wniosku w punkcie 5 wynika, między innymi, większe znaczenie przyjętego w analizie mechanistycznej modelu materiału warstw asfaltowych – wartości odkształceń w podłożu różnią się, w zależności od przyjętego modelu, w większym stopniu, niż wartości odkształceń w warstwach asfaltowych. Dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym rekomendowany jest model lepkosprężysty warstw asfaltowych.
7. Odwrócenie relacji kryteriów zmęczeniowych implikuje duży wpływ nośności dolnych warstw konstrukcyjnych na trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni z asfaltem HiMA. Wzmocnienie dolnych warstw konstrukcji przez dodanie warstwy ulepszonego podłoża o grubości 20 cm powoduje istotny wzrost trwałości zmęczeniowej konstrukcji, co nie jest widoczne w przypadku konstrukcji standardowych.

Badacze Pereira i Pais w artykule [61] z 2017 r. wskazują wyzwania jakie czekają na drodze do rozwoju metod projektowania konstrukcji podatnych nawierzchni drogowych w Europie. Wymieniają uwzględnienie w modelowaniu zmiennej grubości warstw konstrukcyjnych w czasie eksploatacji nawierzchni, spowodowanej między innymi koleinowaniem poszczególnych warstw i wpływu nierówności na obciążenie nawierzchni. Badaniami w podobnym zakresie zajmowali się Graczyk [21], Khavassefat [37–39], którzy badali efekty dynamiczne w analizie nawierzchni drogowych. Zauważono także potrzebę modelowania georusztów i geokompozytów, stosowanych w konstrukcjach ze względu na zapobieganie spękaniom odbitym. W odniesieniu do modelowania obciążenia od ruchu pojazdów wymienione zostało odwzorowanie niekołowego kształtu powierzchni i nierównomiernego rozkładu obciążenia. Jako rozwiązanie wskazano metodę elementów skończonych, która daje możliwość zamodelowania obciążenia w postaci opony i uwzględnienia kontaktu z nawierzchnią [94]. Natomiast, aby kompleksowo uwzględnić nierówności nawierzchni, zachowanie zawieszenia pojazdu i ogumienia proponuje się modelowanie sztywnej ramy pojazdu wraz z systemem belek połączonych elementami lepkosprężystymi, składającymi się ze sprężynek i tłoczków [46]. Zwrócono również uwagę na potrzebę rozpatrywania wpływu warunków klimatycznych na właściwości materiałów konstrukcyjnych nie tylko w postaci zależności modułu sztywności mieszanek mineralno-asfaltowych od temperatury, stosując jedną ekwiwalentną temperaturą dla okresu roku. Zdaniem autorów artykułu w analizie powinny być uwzględnione dzienne

zmiany temperatury oraz zjawiska zamarzania i rozmarzania warstw, a także oddziaływanie słońca oraz zmiany zachowania gruntu w zależności od jego wilgotności.

Zdaniem autorki jednak równie ważne, co zaawansowana analiza konstrukcji, uwzględniająca złożony wpływ wielu czynników, jest ujednoczenie metod badawczych i zagwarantowanie wiarygodności i powtarzalności wyników badań, na podstawie których określane są cechy materiałów. Być może właśnie to jest największym wyzwaniem w projektowaniu konstrukcji nawierzchni.

W konkluzji zasadne jest pytanie jakiego rodzaju modele nawierzchni, w tym oddziaływania na nie czynników zewnętrznych powinny być przy tym stosowane (vide praca R. Nagórskiego z 2018 r. [53]).

Modelowanie konstrukcji wymaga zawsze wprowadzania założeń i pewnych uproszczeń, które pozwalają na analizę stanu przemieszczenia, odkształcenia i naprężenia, a także mechanizmu zniszczenia konstrukcji. Uproszczenia są korzystne, o ile prowadzą do poprawnych rezultatów. Wiele ośrodków w Polsce i na świecie do modelowania właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych stosuje model sprężysty. Zdaniem autorki wartym podjęcia tematem jest wyjaśnienie czy, w jakich przypadkach i w jakim stopniu model lepkosprężysty warstw asfaltowych nawierzchni może być zastąpiony przez model sprężysty w procesie projektowania konstrukcji nawierzchni drogowych, nie tylko z asfaltem wysokomodyfikowanym i jakie wartości modułów sprężystości należy przyjmować.

Warto zastanowić się także nad opisem właściwości podłoża gruntowego, zarówno w odniesieniu do samego modelowania materiału, jak i kryterium odporności na deformacje trwałe z wykorzystaniem zaawansowanych modeli i mechanizmów degradacji. Zagadnienie jest szczególnie ważne w świetle przedstawionych w pracy wyników. Opracowania wymaga także zależność pomiędzy zakładanym modułem wtórnym na górnej powierzchni warstwy podłoża ulepszanego E_2 oraz modułami sztywności $|E^*|$ tej warstwy i podłoża rodzimego.

W celu dokładniejszego zbadania wyników obliczeń prognozy trwałości zmęczeniowej konstrukcji metodą SiM pożądanym jest wykonanie badań zmęczeniowych mieszanek mineralno-asfaltowych AC 22 P i AC 16 W z asfaltem drogowym i wysokomodyfikowanym w temperaturze ekwiwalentnej 13°C oraz 10°C i 16°C (w celu określenia wpływu temperatury na odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na zmęczenie). Koniecznym wydaje się również określenie wymagań dla badań zmęczeniowych mieszanek mineralno-asfaltowych w celu zapewnienia ich wiarygodności przy zastosowaniu w metodzie SiM. Wówczas przy odpowiedniej liczbie badań możliwe będzie zaproponowanie Katalogu konstrukcji nawierzchni

podatnych z zastosowaniem mieszanek mineralno-asfaltowych z asfaltem wysokomodyfikowanym, przy różnych typach podbudowy konstrukcji, na podłożach w innych grupach nośności niż G1, przy wykorzystaniu asfaltu wysokomodyfikowanego w jednej lub większej liczbie warstw asfaltowych przy różnych kombinacjach układów tych warstw.

Literatura

1. Abbas, A., Masad, E., Papagiannakis, T., Shenoy, A.: Modelling asphalt mastic stiffness using discrete element analysis and micromechanics-based models. *International Journal of Pavement Engineering*. 6 (2), 137–146 (2005)
2. Allen, D.H., Little, D.N., Soares, R.F., Berthelot, C.: Multi-scale computational model for design of flexible pavement – part I: expanding multi-scaling. *International Journal of Pavement Engineering*. 18 (4), 309–320 (2017)
3. Bańkowski, W.: Analysis of fatigue life of asphalt concretes considering different types of mixtures and binders. *Roads and Bridges - Drogi i Mosty*. 17 (4), 253–270 (2018)
4. Bilodeau, J.-P., Doré, G., Le Vern, M., Thiam, P.: In: Mechanistic-empirical pavement design for unpaved roads: Development of a damage function for structural rutting. (2017)
5. Błażejowski, K.: *Asfalty wysokomodyfikowane HiMA. Produkty i zastosowania. Szkolenie IKKU.* , Warszawa (2018)
6. Błażejowski, K., Ostrowski, P., Wójcik-Wiśniewska, M., Baranowska, W.: *Mieszanki i nawierzchnie z ORBITON HIMA.* , Poland (2020)
7. Błażejowski, K., Wójcik-Wiśniewska, M.: *Bitumen Handbook.* Orlen Asphalt, Poland (2017)
8. Błażejowski, K., Wójcik-Wiśniewska, M., Baranowska, W., Ostrowski, P.: *Highly modified binders ORBITON HiMA. Application Guide 2019.* Orlen Asphalt, Polska (2019)
9. Błażejowski, K., Wójcik-Wiśniewska, M., Baranowska, W., Ostrowski, P., Černý, R., Jisa, P.: *Fatigue Performance of Bituminous Binders Tested by Linear Amplitude Sweep Test.* In: *Proceedings of the 5th International Symposium on Asphalt Pavements & Environment (APE).* pp. 385–394. Springer (2019)
10. Błażejowski, K., Wójcik-Wiśniewska, M., Černý, R., Jisa, P.: *Low-temperature properties of bituminous binders and asphalt mixtures.* In: *29th International Baltic Road Conference.* , Tallin (2017)
11. Burmister, D.M.: *The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems.* I. *Journal of Applied Physics*. 16 (2), 89–94 (1945)
12. Burmister, D.M., Palmer, L.A., Barber, E.S., Middlebrooks, T.A.: *The theory of stress and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways.* *Highway Research Board Proceedings*. 23 (1944)

13. Carpenter, S.H., Ghuzlan, K.A., Shen, S.: Fatigue Endurance Limit for Highway and Airport Pavements. *Transportation Research Record*. 1832 (1), 131–138 (2003)
14. Claessen, A.I.M., Edwards, J.M., Sommer, P., Uge, P.: Asphalt pavement design—the shell method. In: Volume I of proceedings of 4th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, August 22-26, 1977. (1977)
15. Coleri, E., Harvey, J.T., Yang, K., Boone, J.M.: Development of a micromechanical finite element model from computed tomography images for shear modulus simulation of asphalt mixtures. *Construction and Building Materials*. Complete (30), 783–793 (2012)
16. Corte, J.-F.: French design manual for pavement structures. (1997)
17. Dormon, G.M., Metcalf, C.T.: Design curves for flexible pavements based on layered system theory. *Highway Research Record*. 71 69–84 (1965)
18. Florida Department of Transportation: Flexible Pavement Design Manual. Florida Department of Transportation, Tallahassee, FL, (2016)
19. Gaweł, I., Kalabińska, M., Piłat, J.: *Asfalty drogowe*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności WKŁ, Warszawa (2015)
20. GDDKiA: WT-2 2014 Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych, część I - Mieszanki mineralno-asfaltowe - Wymagania techniczne. , Warszawa (2014)
21. Graczyk, M., Rafa, J., Zofka, A.: The Selected Problems of Multi-layer Pavements – Influence of Composite Impacts Vehicles and Climatic Factors on the Behavior of Roads Pavements. *Transportation Research Procedia*. 14 2487–2496 (2016)
22. Greene, J., Chun, S., Choubane, B.: Evaluation and implementation of a heavy polymer modified asphalt binder through accelerated pavement testing. Florida Department of Transportation (FDOT), State Materials Office. (2014)
23. Habbouche, J.: Structural Coefficients of High Polymer Modified Asphalt Mixes Based on Mechanistic-Empirical Analyses and Full-Scale Pavement Testing (PhD Thesis). University of Nevada (2019)
24. Habbouche, J., Hajj, E.Y., Sebaaly, P.E., Hand, A.J.: Fatigue-Based Structural Layer Coefficient of High Polymer-Modified Asphalt Mixtures. *Transportation Research Record*. 2674 (3), 232–247 (2020)
25. Habbouche, J., Hajj, E.Y., Sebaaly, P.E., Piratheepan, M.: A critical review of high polymer-modified asphalt binders and mixtures. *International Journal of Pavement Engineering*. 21 (6), 686–702 (2020)

26. Hopman, P.C.: The visco-elastic multilayer program VEROAD. HERON, 41 (1), 1996. (1996)
27. Hu, S., Lee, S.-I., Walubita, L.F., Zhou, F., Scullion, T.: Incorporation of Endurance Limit in the Mechanistic-Empirical Flexible Perpetual Pavement Design. Transportation Research Record. 2672 (40), 108–121 (2018)
28. Huber, M.T.: Teoria Sprężystości, cz. 1 i 2. Wydawnictwo Naukowe PWN (1954)
29. Jaczewski, M., Judycki, J.: Adaptacja francuskich kryteriów zmęzeniowych do projektowania nawierzchni podatnych w warunkach polskich. Drogownictwo. nr 5 164–170 (2012)
30. Jaskuła, P., Król, J., Ryś, D., Bańkowski, W.: Nawierzchnie podatne z zastosowaniem asfaltów wysokomodyfikowanych HIMA w podbudowie (prezentacja). VIII KRAKOWSKIE DNI NAWIERZCHNI 2021. , Kraków (2021)
31. Jemioło, S., Nassir, A.: Rozdział XIII Uogólnione zagadnienie Boussinesqa z półprzestrzenią liniowolepkosprężystą. In: Sprężystość i lepkosprężystość małych odkształceń. Wybrane zagadnienia. p. 199. OWPW (2017)
32. Jemioło, S., Szwed, A.: Zagadnienia statyki sprężystych półprzestrzeni warstwowych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej
33. Józefiak, K.: Modelowanie konstytutywnych właściwości gruntów jako podłoża betonowych nawierzchni drogowych (rozprawa doktorska). Politechnika Warszawska (2021)
34. Judycki, J.: Budowa i kalibracja modeli spękań zmęzeniowych warstw asfaltowych nawierzchni drogowych w mechanistyczno-empirycznej metodzie AASHTO 2004. Drogi i Mosty. nr 4 31–53 (2011)
35. Judycki, J.: Non-linear viscoelastic behaviour of conventional and modified asphaltic concrete under creep. Materials and Structures. 25 (2), 95–101 (1992)
36. Judycki, J., Jaskuła, P., Pszczoła, M., Ryś, D., Jaczewski, M., Alenowicz, J., Dołżycki, B., Stienss, M.: Analizy i projektowanie konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa (2014)
37. Khavassefat, Jelagin, Birgisson: Impact of long and heavy vehicles on pavement damage. In: TRB annual meeting. , Washington, DC (2013)
38. Khavassefat, P., Jelagin, D., Birgisson, B.: A computational framework for viscoelastic analysis of flexible pavements under moving loads. Materials and Structures. 45 (11), 1655–1671 (2012)

39. Khavassefat, P., Jelagin, D., Birgisson, B.: Dynamic response of flexible pavements at vehicle–road interaction. *Road Materials and Pavement Design*. 16 (2), 256–276 (2015)
40. Kim, Y.R.: *Modeling of Asphalt Concrete*. McGraw-Hill, New York (2009)
41. Kluttz, R.Q., Jellema, E., Woldekidan, M.F., Huurman, M.: Highly modified bitumen for prevention of winter damage in OGFCs. In: *Airfield and Highway Pavement 2013: Sustainable and Efficient Pavements*. pp. 1075–1087. (2013)
42. Kluttz, R.Q., Kim, Y.R., Dongre, R.: Performance modeling of a highly modified asphalt pavement. In: *Advances in Materials and Pavement Performance Prediction*. pp. 57–61. (2018)
43. Kluttz, R.Q., Molenaar, A.A., Van de Ven, M.F., Poot, M.R., Liu, X., Scarpas, A., Scholten, E.J.: Modified base courses for reduced pavement thickness and improved longevity. In: *International Conference on Perpetual Pavement*. (2009)
44. Kluttz, R.Q., Willis, J.R., Molenaar, A.A., Scarpas, T., Scholten, E.: Fatigue performance of highly modified asphalt mixtures in laboratory and field environment. In: *7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements*. pp. 687–696. Springer, Dordrecht (2012)
45. Koprowski, A.: *Sprawozdanie z realizacji zamówienia nr GA/29/02/19 obejmujące badanie odporności na zmęczenie metodą belki czteropunktowo zginanej*. Laboratorium Drogowe Wojciech Bogacki (2019)
46. Lak, M.A., Degrande, G., Lombaert, G.: The effect of road unevenness on the dynamic vehicle response and ground-borne vibrations due to road traffic. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 31 (10), 1357–1377 (2011)
47. Lee, H.-J.: *Uniaxial constitutive modeling of asphalt concrete using viscoelasticity and continuum damage theory (PhD Thesis)*. North Carolina State University (1996)
48. Michalczyk, R.: *Opis konstytutywny i modelowanie numeryczne efektów niesprężystych w nawierzchniach asfaltowych (rozprawa doktorska)*. Politechnika Warszawska (2018)
49. Molenaar, A.A.A., Van de Ven, M.F.C., Liu, X., Scarpas, A., Medani, T.O., Scholten, E.J.: Advanced mechanical testing of polymer modified base course mixes. *Proceedings, Asphalt–Road for Life*. 842–853 (2008)
50. Monismith, C.L., Alexander, R.L., Secor, K.E.: Rheologic behavior of asphalt concrete. In: *Assoc Asphalt Paving Technol Proc*. (1966)

51. Nagórska, M., Nagórski, R.: Wpływ warunków brzegowych na powierzchniach bocznych nawierzchni podatnej drogi miejskiej na jej deformację, wyężenie i trwałość. Zastosowanie MES. TTS Technika Transportu Szynowego. 19 (9), (2012)
52. Nagórska, M., Nagórski, R., Błażejowski, K.: Selected aspects of design lifespan of flexible pavement with anti-fatigue course. Archives of Civil Engineering. 61 (1), 103–118 (2015)
53. Nagórski, R.: The classification of mechanical models of road pavements. Archives of Civil Engineering. 64 (4), 155–170 (2018)
54. Nagórski, R., Błażejowski, K., Gilewski, W., Marczuk, K., Nagórska, M., Sitek, M., Stawarz, P., Wiśniakowski, P.: Mechanika nawierzchni drogowych w zarysie. PWN, Warszawa (2014)
55. Nagórski, R., Nagórska, M., Błażejowski, K.: Model sprężysty w projektowaniu nawierzchni drogowej podatnej a właściwości lepkosprężyste warstw asfaltowych. Logistyka. 3 4540–4553 (2014)
56. Nian, T., Ge, J., Li, P., Guo, R., Li, J., Wang, M.: Improved three-dimensional discrete modeling method and anti-cracking properties of asphalt mixture. Construction and Building Materials. 321 126405 (2022)
57. Nilsson, R.N., Hopman, P.C., Isacsson, U.: Influence of Different Rheological Models on Predicted Pavement Responses in Flexible Pavements. Road Materials and Pavement Design. 3 (2), 117–149 (2002)
58. Nunn, M.E., Brown, A., Weston, D., Nicholls, J.C.: Design of long-life flexible pavements for heavy traffic. Transport Research Laboratory (1997)
59. Ostrowski, P., Zofka, A., Błażejowski, K.: VECD method as a tool for evaluation of pavement structure fatigue performance. Roads and Bridges - Drogi i Mosty. 20 (2), 189–212 (2021)
60. Park, S.W., Richard Kim, Y., Schapery, R.A.: A viscoelastic continuum damage model and its application to uniaxial behavior of asphalt concrete. Mechanics of Materials. 24 (4), 241–255 (1996)
61. Pereira, P., Pais, J.: Main flexible pavement and mix design methods in Europe and challenges for the development of an European method. Journal of Traffic and Transportation Engineering. 4 (4), 316–346 (2017)
62. Piłat, J., Radziszewski, P.: Nawierzchnie asfaltowe. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności (2007)

63. Pronk, A.C.: Revival of the Huet-Sayegh Response Model. DWW-2003-29, RHED, Delft (2003)
64. Pronk, A.C.: The Huet-Sayegh model: A simple and excellent rheological model for master curves of asphaltic mixes. In: Asphalt Concrete: Simulation, Modeling, and Experimental Characterization. pp. 73–82. (2006)
65. Prowell, B.D., Brown, E.R., Anderson, R.M., Daniel, J.S., Swamy, A.K., Von Quintus, H., Shen, S., Carpenter, S.H., Bhattacharjee, S., Maghsoodloo, S.: Validating the Fatigue Endurance Limit for Hot Mix Asphalt. NCHRP Report. (646), (2010)
66. Pszczoła, M.: Analysis of equivalent temperature to design of asphalt pavements in Poland using the AASHTO 2004 method. Transportation Overview - Przegląd Komunikacyjny. 4/2021 10–17 (2021)
67. Pszczoła, M.: Temperatura ekwiwalentna do projektowania nawierzchni asfaltowych w Polsce. Presented at the 64. Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB, Krynica-Zdrój (2018)
68. Rajbongshi, P., Das, A.: A systematic approach of field calibration of fatigue equation for asphalt pavements. Road materials and pavement design. 10 (1), 109–124 (2009)
69. Ryś, D., Jaskuła, P., Jaczewski, M., Pszczoła, M.: Application and evaluation of M-EPDG for performance analysis of Polish typical flexible and rigid pavements. Roads and Bridges - Drogi i Mosty. 18 (4), 283–302 (2019)
70. Schapery, R.: A Micromechanical Model for Nonlinear Viscoelastic Behaviour of Particle-Reinforced Rubber with Distributed Damage. Engineering Fracture Mechanics. 25 845–867 (1986)
71. Schapery, R.: Analysis of Damage Growth in Particulate Composites Using a Work Potential. Composites Engineering. 1 167–182 (1991)
72. Schapery, R.: On Viscoelastic Deformation and Failure Behavior of Composite Materials with Distributed Flaws. Presented at the 1981 Advances in Aerospace Structures and Materials, (1981)
73. Shen, S., Carpenter, S.H.: Application of the Dissipated Energy Concept in Fatigue Endurance Limit Testing. Transportation Research Record. 1929 (1), 165–173 (2005)
74. Sias, J., Kim, Y., Brown, S., Rowe, G., Chehab, G., Reinke, G.: Development of a simplified fatigue test and analysis procedure using a viscoelastic, continuum damage model. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists. 71 650 (2002)

75. Siddharthan, R.V., Hajj, E.Y., Sebaaly, P.E., Nitharsan, R.: Formulation and application of 3D-move: a dynamic pavement analysis program. Report: FHWA-RD-WRSC-UNR-201506. (2015)
76. Sun, L.: Structural Behavior of Asphalt Pavements: Intergrated Analysis and Design of Conventional and Heavy Duty Asphalt Pavement. Butterworth-Heinemann (2016)
77. Sybilski, D.: Modyfikatory i dodatki do asfaltów drogowych. Część 1. Modyfikatory lepiszcza. Drogownictwo. 2 35–41 (2000)
78. sybilski, D.: TN-249: Nawierzchnie asfaltowe długowieczne i tanie w utrzymaniu Zadanie 1 Analiza doświadczeń nawierzchni długowiecznych w świecie. Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa (2009)
79. Szydło, A.: Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego. , Kraków (2004)
80. Timm, D., Newcomb, D., Birgisson, B., Galambos, T.: Incorporation of Reliability Into the Minnesota Mechanistic-empirical Pavement Design Method. Department of Transportation, University of Minnesota (1999)
81. Timm, D.H., Powell, R., Willis, J.R., Kluttz, R.: Pavement rehabilitation using high polymer asphalt mix. Presented at the Transportation Research Board 91st Annual Meeting, Washington DC, United States (2012)
82. Timm, D.H., Robbins, M.M., Kluttz, R.Q.: Full-scale structural characterization of a highly polymer-modified asphalt pavement. (2011)
83. Timm, D.H., Robbins, M.M., Willis, J.R., Tran, N., Taylor, A.J.: Field and laboratory study of high-polymer mixtures at the NCAT test track: Final Report. National Center for Asphalt Technology, Auburn University (2013)
84. Transportation Research Board, National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine: A Performance-Related Specification for Hot-Mixed Asphalt. The National Academies Press, Washington, DC (2011)
85. Trzaska, E.: Dodatki i modyfikatory do asfaltów drogowych, (2015)
86. Underwood, B.S., Baek, C., Kim, Y.R.: Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model as Platform for Asphalt Concrete Fatigue Analysis. Transportation Research Record. 2296 (1), 36–45 (2012)
87. Underwood, B.S., Kim, Y.R., Guddati, M.N.: Improved calculation method of damage parameter in viscoelastic continuum damage model. International Journal of Pavement Engineering. 11 (6), 459–476 (2010)

88. Von Quintus, H.L., Mallela, J., Jiang, J.: Quantification of the effects of polymer-modified asphalt for reducing pavement distress. Asphalt Institute, Lexington, Ky (2004)
89. Wesółowska, M., Ryś, D.: Analysis of the fatigue life of neat and modified bitumens using linear amplitude sweep test. *Roads and Bridges - Drogi i Mosty*. 17 317–336 (2018)
90. West, R., Timm, D., Willis, J.R., Powell, R., Tran, N., Watson, D., Sakhaeifar, M., Robbins, M., Brown, R., Vargas-Nordbeck, A.: Phase IV NCAT pavement test track findings: Draft Report. National Center for Asphalt Technology, Auburn University (2012)
91. Willis, J.R., Timm, D.H., Kluttz, R.: Performance of a Highly Polymer-Modified Asphalt Binder Test Section at the National Center for Asphalt Technology Pavement Test Track. *Transportation Research Record*. 2575 (1), 1–9 (2016)
92. Willis, J.R., Timm, D.H., Taylor, A.J., Tran, N.H., Kvasnak, A.: Correlating Laboratory Fatigue Endurance Limits to Field-Measured Strains. In: *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*. (2011)
93. Wójcik-Wiśniewska, M.: Różnorodność zastosowania asfaltów wysokomodyfikowanych HiMA. *Orlen Asfalt*.
94. Wollny, I., Behnke, R., Villaret, K., Kaliske, M.: Numerical modelling of tyre–pavement interaction phenomena: coupled structural investigations. *Road Materials and Pavement Design*. 17 (3), 563–578 (2016)
95. Zbiciak, A., Michalczyk, R., Brzeziński, K.: Evaluation of Fatigue Strength of Pavement Structure Considering the Effects of Load Velocity and Temperature Variations. *Procedia Engineering*. 153 895–902 (2016)
96. Zhang, L., Wang, C., Dong, X., Zhang, X.: Structural Response Analysis of Nonlinear Pavement Based on Granular Material. In: *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. (2020)
97. Zhang, R., Zhang, W., Shen, S., Wu, S., Zhang, Y.: Evaluation of the correlations between laboratory measured material properties with field cracking performance for asphalt pavement. *Construction and Building Materials*. 301 (124126), (2021)
98. Zhu, C.: Evaluation of Thermal Oxidative Aging Effect on the Rheological Performance of Modified Asphalt Binders (PhD Thesis). University of Nevada (2015)
99. Złotowska, M., Nagórski, R., Błażejowski, K.: Concept of Similarity Method for Prediction of Fatigue Life of Pavement Structures with HiMA Binder in Asphalt Layers. *Materials*. 14 (3), 480 (2021)

100. AASHTO Guide for Design of Pavement Structures 1993. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, United States (1993)
101. AASHTO TP 79 - Standard Method of Test for Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Asphalt Mixtures Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT).
102. AASHTO TP 107 - Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve and Failure Criterion Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT) Cyclic Fatigue Test |
103. AI MSI-1: Thickness Design-Full Depth Asphalt Pavement Structures for Highways and Streets. Asphalt Institute (1970)
104. Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussée: Guide Technique. Ministère de l'Équipement, des Transports et du Tourisme, Paris, France (1994)
105. EN 12697-26:2018. Bituminous mixtures – Test methods – Part 26: Stiffness.
106. Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. Final Report. ARA Inc., AASHTO, Champaign (2004)
107. Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. GDDKiA (2014)
108. Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Podręcznik Mechanistyczno - Empirycznego Projektowania Nawierzchni Drogowych w warunkach polskich. IBDiM, Warszawa (2013)
109. MWS Pavement Design - Nascon - Program do projektowania dróg, <https://www.nascon.pl/>
110. PN-EN 12697-5:2019-01. Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 5: Oznaczanie gęstości.
111. PN-EN 12697-6:2020-07. Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 6: Oznaczanie gęstości objętościowej próbek mieszanki mineralno-asfaltowej.
112. PN-EN 12697-8:2019-01. Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 8: Oznaczanie zawartości wolnej przestrzeni próbek mineralno-asfaltowych.
113. PN-EN 12697-12:2018-08. Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 12: Określanie wrażliwości na wodę próbek mineralno-asfaltowych.
114. PN-EN 12697-22:2020-07. Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 22: Koleinowanie.
115. PN-EN 12697-23:2017-12. Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 23: Oznaczanie wytrzymałości mieszanki mineralno-asfaltowej na rozciąganie pośrednie.

116. PN-EN 12697-24:2018-08. Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 24: Odporność na zmęczenie.
117. PN-EN 12697-26:2018-08. Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 26: Sztywność.
118. PN-EN 12697-34:2020-07. Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 34: Badanie Marshalla.
119. PN-EN 13108-1:2016-07. Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Wymagania -- Część 1: Beton asfaltowy.
120. PN-EN 13398:2017-12. Asfalty i lepiszcza asfaltowe -- Oznaczanie nawrotu sprężystego asfaltów modyfikowanych.
121. Research and development of the Asphalt Institute's thickness design manual (MS-1) ninth edition. Asphalt Institute, Lexington, KY (1982)
122. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 1 sierpnia 2019 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dziennik Ustaw RP, poz. 1642, (2019)
123. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dziennik Ustaw RP nr 43, poz. 430, (1999)
124. Structural design of asphalt concrete pavements to prevent fatigue cracking. Highway Research Board, National Research Council (1973)

Spis rysunków

Rys. 2.1. Schemat obciążenia i podparcia próbki w badaniu czteropunktowego zginania (4PB-PR).....	24
Rys. 3.1. Schemat procedury wyznaczania trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowej z asfaltem wysokomodyfikowanym z wykorzystaniem metody SiM.....	49
Rys. 3.2. Procedura wyznaczania krzywej zmęczenia konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym według metody SiM 2 (move) (a) i współczynnika skalującego β_{SiM} metody SiM 3 (direct) (b) na podstawie krzywych zmęczenia mieszanek mineralno-asfaltowych.....	51
Rys. 3.3. Schemat procedury wyznaczania trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowej metodą SiM 1,2 (a) i metodą SiM 3 (b).	53
Rys. 3.4. Podstawowa analizowana konstrukcja nawierzchni.	54
Rys. 3.5. Schemat materiału lepkosprężystego Hueta-Sayegha.....	55
Rys. 3.6. Schemat materiału sprężystego Hooke'a	56
Rys. 3.7. Krzywe zmęczenia badanych mieszanek mineralno-asfaltowych.	59
Rys. 3.8. Schemat obciążenia nawierzchni	59
Rys. 3.9. Krzywe (proste) zmęczenia a) mieszanek mineralno-asfaltowych zastosowanych do podbudowy analizowanych konstrukcji b) konstrukcji nawierzchni według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej i według metody SiM dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym	64
Rys. 3.10. Porównanie trwałości zmęczeniowej analizowanych konstrukcji RS, HB i FH. ...	67
Rys. 3.11. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB (a) i FH (b) przy różnych grubościach podbudowy asfaltowej w porównaniu do konstrukcji referencyjnej z podbudową grubości 12 cm (KR5).....	71
Rys. 3.12. Krzywe zmęczeniowe mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA przy odchyłkach wyników badań laboratoryjnych w wariantach I (a), II (b) i III (c).	76
Rys. 3.13. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HB przy różnych grubościach podbudowy [cm] w porównaniu do konstrukcji referencyjnej z podbudową grubości 12 cm (KR5) przy zastosowaniu w metodzie SiM krzywych zmęczeniowych mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA bez odchyłek (a) i z odchyłkami w wariantach Ia (b), Ib (c), IIIa (d) i IIIb (e)	81
Rys. 3.14. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji FH przy różnych grubościach podbudowy w porównaniu do konstrukcji referencyjnej z podbudową grubości 12 cm (KR5) przy	

zastosowaniu w metodzie SiM krzywych zmęczeniowych mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA bez odchyłek (a) i z odchyłkami w wariantach Ia (b), Ib (c), IIIa (d) i IIIb (e)	82
Rys. 3.15. Maksymalne wartości ugięć u_z [mm] analizowanych konstrukcji w zależności od grubości podbudowy asfaltowej h [cm] dla temperatury ekwiwalentnej 13°C (a) i 10°C (b). 86	
Rys. 3.16. Maksymalne odkształcenia na spodzie podbudowy asfaltowej ε_{yy} [10^{-6}] analizowanych konstrukcji w zależności od grubości podbudowy asfaltowej h [cm] dla temperatury ekwiwalentnej 13°C (a) i 10°C (b).....	87
Rys. 3.17. Maksymalne odkształcenia ściskającego na górnej powierzchni podłoża gruntowego ε_{zz} [10^{-6}] analizowanych konstrukcji w zależności od grubości podbudowy asfaltowej h [cm] dla temperatury 13°C (a) i 10°C (b).....	88
Rys. 3.18. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HB w zależności od grubości podbudowy asfaltowej w odniesieniu do trwałości konstrukcji podstawowej KR5 przy zastosowaniu modelu H-S (a) lub E (b) warstw asfaltowych i przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 13°C.....	92
Rys. 3.19. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji FH w zależności od grubości podbudowy asfaltowej w odniesieniu do trwałości konstrukcji podstawowej KR5 przy zastosowaniu modelu H-S (a) lub E (b) warstw asfaltowych i przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 13°C.....	93
Rys. 3.20. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HB w zależności od grubości podbudowy asfaltowej w odniesieniu do trwałości konstrukcji podstawowej KR5 przy zastosowaniu modelu H-S (a) lub E (b) warstw asfaltowych i przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 10°C.....	95
Rys. 3.21. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji FH w zależności od grubości podbudowy asfaltowej w odniesieniu do trwałości konstrukcji podstawowej KR5 przy zastosowaniu modelu H-S (a) lub E (b) warstw asfaltowych i przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 10°C.....	96
Rys. 3.22. Konstrukcja KR5 z asfaltem wysokomodyfikowanym (KR5-HiMA) zaproponowana w projekcie „Optymalizacja konstrukcji asfaltowej nawierzchni drogowej z zastosowaniem asfaltów modyfikowanych”	99
Rys. 4.1. Maksymalne wartości ugięć u_z [mm] konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB (a) i FH (b) w zależności od grubości podbudowy asfaltowej h [cm] przy różnych wariantach wzmocnienia dolnych warstw.....	108
Rys. 4.2. Maksymalne wartości odkształcenia na spodzie podbudowy asfaltowej ε_{yy} [10^{-6}] konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB (a) i FH (b) w zależności od grubości podbudowy asfaltowej h [cm] przy różnych wariantach wzmocnienia dolnych warstw.....	108
Rys. 4.3. Maksymalne wartości odkształcenia ściskającego na górnej powierzchni podłoża gruntowego ε_{zz} [10^{-6}] konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB (a) i FH (b)	

w zależności od grubości podbudowy asfaltowej h [cm] przy różnych wariantach wzmocnienia dolnych warstw	108
Rys. 4.4. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HB w zależności od grubości podbudowy asfaltowej bez wzmocnienia dolnych warstw (a) oraz ze wzmocnieniem dolnych warstw konstrukcji w wariantach w1 (b) i w wariantach w2 (c) w zestawieniu z trwałością konstrukcji podstawowej KR5.	112
Rys. 4.5. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji FH w zależności od grubości podbudowy asfaltowej [cm] bez wzmocnienia dolnych warstw (a) oraz ze wzmocnieniem dolnych warstw konstrukcji w wariantach w1 (b) i w wariantach w2 (c) w zestawieniu z trwałością konstrukcji podstawowej KR5.	113
Rys. 4.6. Wydzielenie z podbudowy konstrukcji podsiawowej KR5 warstwy przeciwwmęczeniowej z asfaltem wysokomodyfikowanym.	114
Rys. 4.7. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HAF w zależności od grubości warstwy wiążącej [cm] w zestawieniu z trwałością konstrukcji podstawowej KR5.....	117
Rys. 4.8. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HAFw w zależności od grubości warstwy wiążącej [cm] w zestawieniu z trwałością konstrukcji podstawowej KR5.....	117
Rys. 4.9. Porównanie trwałości zmęczeniowej konstrukcji HBw z podbudową o grubości 8 cm z trwałością konstrukcji HBwa o tych samych grubościach warstw (przy zamianie mieszanki w podbudowie asfaltowej z AC 22 P 45/80-80 HiMA na AC 16 W 45/80-80 HiMA).	121
Rys. 4.10. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HBwa (h_w ; h_p) w zależności od grubości warstwy wiążącej h_w [cm] i warstwy podbudowy asfaltowej h_p [cm] w zestawieniu z trwałością konstrukcji referencyjnej z podbudową o grubości 12 cm (KR5).....	122
Rys. 4.11. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji HBwa1 (h) w zależności od grubości połączonej warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej h [cm] w zestawieniu z trwałością konstrukcji referencyjnej z podbudową o grubości 12 cm (KR5).....	126
Rys. 4.12. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji FHwa1 (h) w zależności od grubości połączonej warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej h [cm] w zestawieniu z trwałością konstrukcji referencyjnej z podbudową o grubości 12 cm (KR5).....	126

Spis tablic

Tablica 3.1. Warianty analizowanych układów konstrukcyjnych z uwagi na materiały zastosowane do warstw asfaltowych

Tablica 3.2. Parametry materiałowe modelu Hueta-Sayegha mieszanek mineralno-asfaltowych dla temperatury 10°C

Tablica 3.3. Parametry materiałowe modelu Hueta-Sayegha mieszanek mineralno-asfaltowych dla temperatury 13°C

Tablica 3.4. Parametry materiałowe modelu Hooke'a mieszanek mineralno-asfaltowych (c.d.) – wartości modułów dynamicznych dla temperatury 13°C i 10°C z obliczeń wg modelu H-S oraz wartości współczynnika Poissona.

Tablica 3.5. Wartości modułu sprężystości i współczynnika Poissona materiałów warstw nieasfaltowych

Tablica 3.6. Współczynniki krzywych zmęczenia według wzoru (2.2) badanych mieszanek mineralno-asfaltowych oraz ich parametry fizyczne.

Tablica 3.7. Parametry modeli materiałów warstw konstrukcji RS

Tablica 3.8. Parametry modeli materiałów warstw konstrukcji HB

Tablica 3.9. Parametry modeli materiałów warstw konstrukcji FH

Tablica 3.10. Maksymalne wartości ugięć i maksymalne wartości kluczowych odkształceń analizowanych konstrukcji nawierzchni drogowej.

Tablica 3.11. Wartości maksymalnych ugięć i krytycznych odkształceń analizowanych konstrukcji.

Tablica 3.12. Wartości współczynników A i α wzoru (3.1) według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz według metody SiM 1 i SiM 2 dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym.

Tablica 3.13. Wartości współczynników β wzoru (3.5) na trwałość zmęczeniową konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym według metody SiM 3.

Tablica 3.14. Wartości trwałości zmęczeniowej na podstawie kryterium spękań zmęczeniowych według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz trzech wariantów metody SiM dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym oraz na podstawie kryterium deformacji strukturalnych.

Tablica 3.15. Wyniki badań zmęczenia próbek mieszanek mineralno-asfaltowych zastosowanych do podbudowy konstrukcji.

Tablica 3.16. Analiza statystyczna wyników badań odporności na zmęczenie mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA.

Tablica 3.17. Przyjęte warianty odchyłek wyników badań zmęczenia próbek mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA

Tablica 3.18. Współczynniki prostych regresji zmęczenia mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA w zależności od wariantu odchyłek wyników badań laboratoryjnych oraz wartości współczynnika determinacji.

Tablica 3.19. Współczynniki prostych zmęczeniowych mieszanki AC 22 P 35/50 i AC 22 P 45/80-80 HiMA na podstawie badań laboratoryjnych z uwzględnieniem odchyłek

Tablica 3.20. Wartości współczynników A i α wzoru (3.1) według metody SiM 1 i SiM 2 dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB i FH przy krzywej zmęczeniowych mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA z odchyłkami w czterech wariantach.

Tablica 3.21. Wartości współczynników β wzoru (3.5) na trwałość zmęczeniową konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym według metody SiM 3 przy krzywej zmęczeniowych mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA z odchyłkami w czterech wariantach

Tablica 3.22. Wartości trwałości zmęczeniowej na podstawie kryterium spękań zmęczeniowych według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz trzech wariantów metody SiM dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym oraz na podstawie kryterium deformacji strukturalnych przy zastosowaniu krzywych zmęczeniowych bez odchyłek.

Tablica 3.23. Wartości trwałości zmęczeniowej na podstawie kryterium spękań zmęczeniowych według trzech wariantów metody SiM dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym HB i FH przy krzywej zmęczeniowych mieszanki AC 22 P 45/80-80 HiMA z odchyłkami w czterech wariantach

Tablica 3.24. Maksymalne wartości ugięć analizowanych konstrukcji w zależności od przyjętego modelu materiału warstw asfaltowych i temperatury ekwiwalentnej.

Tablica 3.25. Maksymalne wartości odkształcenia na spodzie podbudowy asfaltowej analizowanych konstrukcji w zależności od przyjętego modelu materiału warstw asfaltowych i temperatury ekwiwalentnej 13°C.

Tablica 3.26. Maksymalne wartości odkształcenia ściskającego na górnej powierzchni podłoża gruntowego analizowanych konstrukcji w zależności od przyjętego modelu materiałowego warstw asfaltowych i temperatury ekwiwalentnej.

Tablica 3.27. Wartości współczynników A i α wzoru (3.1) na trwałości zmęczeniową według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz według metody SiM 1 i SiM 2 dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 13°C.

Tablica 3.28. Wartości współczynników β wzoru (3.5) na trwałości zmęczeniową konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym według metody SiM 3 przy zastosowaniu modelu sprężystego lub modelu lepkosprężystego H-S warstw asfaltowych i przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 13°C.

Tablica 3.29. Wartości współczynników A i α wzoru (3.1) na trwałości zmęczeniową według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz według metody SiM 1 i SiM 2 dla

konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 10°C.

Tablica 3.30. Wartości współczynników β wzoru (3.5) na trwałości zmęczeniową konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym według metody SiM 3 przy zastosowaniu modelu sprężystego lub modelu lepkosprężystego H-S warstw asfaltowych i przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 10°C.

Tablica 3.31. Wartości trwałości zmęczeniowej dla kryterium spękań zmęczeniowych wg wzoru (6.1) według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz trzech wariantów metody SiM dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym oraz dla kryterium deformacji strukturalnych przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 13°C i dwóch wariantów modeli warstw asfaltowych- E i H-S.

Tablica 3.32. Wartości trwałości zmęczeniowej dla kryterium spękań zmęczeniowych wg wzoru (6.1) według metody AASHTO 2004 dla konstrukcji referencyjnej oraz trzech wariantów metody SiM dla konstrukcji z asfaltem wysokomodyfikowanym oraz dla kryterium deformacji strukturalnych przy założeniu temperatury ekwiwalentnej 10°C i dwóch wariantów modeli warstw asfaltowych- E i H-S.

Tablica 3.33. Wartości modułu sprężystości i współczynnika Poissona materiałów warstw konstrukcji KR5 z asfaltem HiMA

Tablica 3.34. Parametry warstwy podbudowa zasadniczej z betonu asfaltowego z asfaltem drogowym w konstrukcji referencyjnej

Tablica 3.35. Maksymalne wartości ugięć i maksymalne wartości kluczowych odkształceń analizowanych konstrukcji nawierzchni drogowej.

Tablica 4.1. Grubości i materiały warstw konstrukcji ze wzmocnieniem podbudowy pomocniczej

Tablica 4.2. Grubości i materiały warstw konstrukcji ze wzmocnieniem dolnych warstw dodatkową warstwą ulepszanego podłoża

Tablica 4.3. Wartości maksymalnych ugięć i krytycznych odkształceń konstrukcji ze wzmocnieniem podbudowy pomocniczej.

Tablica 4.4. Wartości maksymalnych ugięć i krytycznych odkształceń konstrukcji ze wzmocnieniem dolnych warstw dodatkową warstwą ulepszanego podłoża

Tablica 4.5. Wartości trwałości zmęczeniowej konstrukcji w wariancie podstawowym (bez wzmocnienia dolnych warstw).

Tablica 4.6. Wartości trwałości zmęczeniowej konstrukcji ze wzmocnieniem podbudowy pomocniczej.

Tablica 4.7. Wartości trwałości zmęczeniowej konstrukcji ze wzmocnieniem dolnych warstw dodatkową warstwą ulepszanego podłoża

Tablica 4.8. Grubości i materiały warstw konstrukcji z warstwą przeciwzmęczeniową

Tablica 4.9. Grubości i materiały warstw konstrukcji z warstwą przeciwzmęczeniową i ze wzmocnieniem dolnych warstw konstrukcyjnych

Tablica 4.10. Wartości maksymalnych ugięć i krytycznych odkształceń konstrukcji z warstwą przeciwmęczeniową z asfaltem wysokomodyfikowanym i ich konstrukcji referencyjnych.

Tablica 4.11. Wartości trwałości zmęczeniowej konstrukcji z warstwą przeciwmęczeniową z asfaltem wysokomodyfikowanym i ich konstrukcji referencyjnych.

Tablica 4.12. Grubości i materiały warstw konstrukcji z mieszanką AC 16 w podbudowie i ze wzmocnieniem dolnych warstw konstrukcyjnych

Tablica 4.13. Wartości maksymalnych ugięć i krytycznych odkształceń konstrukcji z mieszanką AC 16 w podbudowie i ze wzmocnieniem dolnych warstw konstrukcyjnych

Tablica 4.14. Wartości trwałości zmęczeniowej konstrukcji z mieszanką AC 16 w podbudowie i ze wzmocnieniem dolnych warstw konstrukcyjnych

Tablica 4.15. Grubości i materiały warstw konstrukcji z jedną warstwą pełniącą rolę warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej

Tablica 4.16. Wartości maksymalnych ugięć i krytycznych odkształceń konstrukcji z połączoną warstwą wiążącą i podbudową asfaltową z mieszanki AC 16.

Tablica 4.17. Wartości trwałości zmęczeniowej konstrukcji z połączoną warstwą wiążącą i podbudową asfaltową z mieszanki AC 16.

Tablica 4.18. Konstrukcje standardowe – typ A1 o typowym rozwiązaniu dolnych warstw na podłożu G1 (typ 1)

Tablica 4.19. Konstrukcje z asfaltem wysokomodyfikowanym o standardowym układzie warstw asfaltowych

Tablica 4.20. Konstrukcje z cienką warstwą z asfaltem wysokomodyfikowanym z mieszanki AC 16 W 45/80-80 HiMA.

Tablica 4.21. Konstrukcje z dwuwarstwowym układem warstw asfaltowych z mieszanką AC 16 W 45/80-80 HiMA w drugiej warstwie