

KAROLINA PEŁCZYŃSKA¹⁾MARCIN GAJEWSKI²⁾

REVIEW OF SELECTED FATIGUE CRITERIA FOR HYDRAULIC BOUND LAYERS IN ROAD PAVEMENTS

PRZEGLĄD WYBRANYCH KRYTERIÓW ZMĘCZENIOWYCH WARSTW ZWIĄZANYCH SPOIWIAMI HYDRAULICZNYMI W NAWIERZCHNIACH DROGOWYCH

STRESZCZENIE. W artykule zamieszczono przegląd powszechnie stosowanych w projektowaniu konstrukcji nawierzchni drogowych kryteriów, określających trwałość zmęczeniową warstw związanych spoiwami hydraulicznymi. Przeanalizowano wpływ parametrów materiałowych stosowanych w poszczególnych kryteriach na uzyskiwane trwałości zmęczeniowe, podkreślając ich odmienny charakter. W większości kryteriów zmęczeniowych trwałość jest określana na podstawie parametrów związanych ze zjawiskiem zmęczenia materiału tylko pośrednio (np. wytrzymałość na rozciąganie, odkształcenie graniczne przy rozciąganiu itp.), a nie poprzez właściwe testy zmęczeniowe. W pracy dokonano również porównania wyników uzyskiwanych przy zastosowaniu różnych kryteriów i zestawiono je z wynikami otrzymywanymi przy zastosowaniu metodologii wykorzystanej w polskim "Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych" z 2014 roku. Wykazano, że rozbieżności między przewidywaniami poszczególnych empirycznych modeli zmęczeniowych są wyraźnie większe w przypadku niższych kategorii ruchu, a ich przewidywania zbiegają się przy wzroście kategorii ruchu.

SŁOWA KLUCZOWE: kryteria zmęczeniowe, mieszanki związane spoiwem hydraulicznym, nawierzchnie półsztywne, trwałość zmęczeniowa.

ABSTRACT. The paper contains a review of hydraulically bound layers fatigue resistance criteria that are commonly applied in designing the road pavement structures. The effect of the mechanical parameters applied in the respective criteria on the obtained fatigue resistances is analysed with their different nature underscored. Most of the fatigue criteria define the fatigue life through parameters which are related to it only indirectly (such as the tensile strength, the ultimate tensile strain, etc.) instead of using the results of fatigue tests. The results obtained with different criteria are compared and correlated with the results obtained with the methodology used in preparation of "The Catalogue of Typical Flexible and Semi-rigid Pavements", a Polish pavement design guide published in 2014. It is demonstrated that the differences between predictions generated with the different empirical fatigue models are noticeably greater in the case of lower traffic classes (service levels), converging for higher traffic classes.

KEYWORDS: fatigue criteria, fatigue durability/life, hydraulic bound mix, semi-rigid pavements.

DOI: 10.7409/rabdim.018.015

¹⁾ TPA Sp. z o.o., ul. Parzniewska 8, 05-800 Pruszków; karolina.pelczynska@tpaqi.com (✉)

²⁾ Instytut Badawczy Dróg i Mostów, ul. Instytutowa 1, 03-302 Warszawa; mgajewski@ibdim.edu.pl

1. WSTĘP

Zgodnie z polskim katalogiem nawierzchnie półsztywne to takie konstrukcje, w których warstwy ścieralna i wiążąca wykonane są z mieszanek mineralno-asfaltowych, a przynajmniej jedna z warstw podbudowy zasadniczej wykonana jest z materiałów związanych spoiwami hydraulicznymi [1]. Przyjmuje się, że pracę nawierzchni tego typu można podzielić na kilka faz, z których jako główną można wyodrębnić fazę przed spękaniem, kiedy podbudowa związana spoiwem hydraulicznym zachowuje się jak płyta o długości kilkukrotnie większej niż grubość warstwy oraz po jej spękaniu, kiedy warstwa związana spoiwem hydraulicznym pracuje jak warstwa z kruszywa. Jednym z głównych uszkodzeń tego typu konstrukcji są spękania odbite, które można ograniczyć poprzez m.in. wykonywanie szczelin w podbudowach związanych hydraulicznie, wykonywanie warstw pośrednich, wprowadzanie mikrospękań lub spękań w czasie wykonywania nawierzchni [1]. Jednym ze sposobów zapobiegania występowaniu tego typu uszkodzeń jest także zmniejszenie spękań samej podbudowy związanej spoiwem hydraulicznym, a co za tym idzie zwiększenie jej trwałości zmęczeniowej. Można to osiągnąć odpowiednio projektując samą mieszankę oraz poprzez właściwe zaprojektowanie całej konstrukcji nawierzchni.

W artykule omówiono kryteria zmęczeniowe stosowane na świecie i w Polsce do oceny trwałości warstw związanych spoiwami hydraulicznymi w konstrukcjach drogowych. Zastosowano oznaczenia oryginalnie wykorzystywane w tych modelach przez ich twórców, a tylko w przypadku oznaczeń nie budzących wątpliwości ujednolicono je.

2. KRYTERIA ZMĘCZENIOWE WARSTW ZWIĄZANYCH SPOIWAMI HYDRAULICZNYMI

2.1. KRYTERIUM DEMPSEY'A

Najczęściej stosowanym w Polsce kryterium zmęczeniowym warstw związanych spoiwami hydraulicznymi jest kryterium Dempsey'a [2]. Po analizie dostępnych zależności zmęczeniowych zespół Dempsey'a zalecił stosowanie zmodyfikowanego wzoru zaproponowanego przez Portland Cement Association (PCA) z 1966 roku, wykorzystywanego do projektowania nawierzchni betonowych [2]. Przy projektowaniu nawierzchni sztywnych metodą PCA zakłada się nieskończoną wytrzymałość zmęczeniową przy stosunku SR maksymalnego naprężenia rozciągającego powstającego w warstwie związanej spoiwem hydraulicznym od ruchu pojazdów do wytrzymałości danego materiału na zginanie,

1. INTRODUCTION

As defined in the Polish design guide, the semi-rigid pavements are the structures in which the wearing and binder courses are made of bituminous mixtures and at least one base layer is made of a hydraulically bound (chemically stabilised) mix (HBM) [1]. It is assumed that the life of such pavements can be viewed as comprising several stages, the most important being the stage before cracking when the HBM base behaves as a slab having the length several times its thickness and the stage after cracking when the base behaves as a layer of aggregate. The distress typical of this type of pavement structure is reflective cracking which can be controlled by various treatments, such as saw cut joints made in the HBM base, placing an interlayer or inducing (micro) cracks during placement of pavement [1]. Another mitigation measure is to reduce the susceptibility to cracking of the HBM base itself which translates to increasing its fatigue resistance. This can be attained by appropriately modifying the design of the mixture and the pavement structure.

This paper discusses the fatigue criteria used internationally and in Poland for evaluating the fatigue resistance of HBM paving layers. The notations used by the authors of the respective models are used throughout the text, unified only when absolutely certain of their sameness.

2. COMPARISON OF THE SELECTED FATIGUE CRITERIA FOR HBM LAYERS

2.1. THE DEMPSEY'S FATIGUE FAILURE CRITERION

The relationship developed by Dempsey [2] is the most frequently used in Poland criterion for fatigue analysis of HBM layers. After analysing the available fatigue relationships the Dempsey's team recommended a modified version of the equation originally proposed in 1966 by the Portland Cement Association (PCA) to be used in designing Portland cement pavements [2]. For rigid pavements the PCA method assumed infinite fatigue life when the value of SR – the ratio between the maximum tensile stress induced in the HBM layer by vehicle traffic to the flexural strength of the material – is smaller or equal to 0.5 [2]. Assuming that the fatigue resistance is actually limited Dempsey proposed the following fatigue relationship for use in designing of pavements [2-4]:

$$\log(N_f) = \frac{0.9722 - SR}{0.0825}, \quad (1)$$

mniejszego lub równego 0.5 [2]. Zakładając ograniczenie wytrzymałości Dempsey zaproponował następujący wzór do projektowania nawierzchni [2-4]:

$$\log(N_f) = \frac{0,9722 - SR}{0,0825}, \quad (1)$$

N_f – dopuszczalna liczba obciążeń do zniszczenia warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,

SR – stosunek naprężenia rozciągającego na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym do wytrzymałości na zginanie.

Dempsey zaproponował, aby przy braku odpowiednich danych przy projektowaniu zakładać, że wytrzymałość na zginanie jest pięciokrotnie mniejsza niż wytrzymałość na ściskanie [2]. Czas i temperatura pielęgnacji próbek do badań powinny odpowiadać lokalnym warunkom terenowym.

2.2. PODRĘCZNIK MECHANISTYCZNO-EMPIRYCZNEGO PROJEKTOWANIA NAWIERZCHNI DROGOWYCH (MEPDG)

Według metodyki mechanistyczno-empirycznego projektowania nawierzchni drogowych MEPDG [3, 5, 6] wzór określający trwałość zmęczeniową podbudów związanych spoiwami hydraulicznymi jest następujący:

$$\log(N_f) = \frac{0,972 \cdot \beta_{c1} - \frac{\sigma_t}{MR}}{0,0825 \cdot \beta_{c2}}, \quad (2)$$

gdzie:

N_f – dopuszczalna liczba obciążeń do zniszczenia warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,

σ_t – naprężenie rozciągające na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,

MR – wytrzymałość na zginanie po 28 dniach pielęgnacji,

β_{c1}, β_{c2} – terenowe współczynniki kalibracyjne (w programie przyjęto $\beta_{c1} = 1$ oraz $\beta_{c2} = 1$ ze względu na brak kalibracji modelu w terenie).

W metodzie MEPDG trwałość zmęczeniowa obliczana jest dla każdego 2÷4-tygodniowego okresu obliczeniowego. Po każdym okresie obliczeniowym wyznaczana jest szkoda zmęczeniowa D i sumowana ze szkodą, jaka wystąpiła w poprzednich okresach obliczeniowych. Na podstawie wyznaczonej sumarycznej szkody zmęczeniowej w przypadku kolejnego okresu obliczeniowego obliczany jest nowy moduł sprężystości warstwy związanej cementem [3, 5].

where:

N_f – allowable number of load repetitions to failure of the HBM layer,

SR – ratio of the tensile stress at the bottom of a HBM layer to the flexural strength.

Dempsey proposed that when faced with a lack of appropriate design input data the flexural strength should be taken at five times the compressive strength [2]. The duration and temperature of curing of the specimens should be appropriate to the local field conditions.

2.2. MECHANISTIC-EMPIRICAL PAVEMENT DESIGN GUIDE (MEPDG)

Below is the equation to calculate the fatigue life of hydraulically bound bases according to the Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG) [3, 5, 6]:

$$\log(N_f) = \frac{0.972 \cdot \beta_{c1} - \frac{\sigma_t}{MR}}{0.0825 \cdot \beta_{c2}}, \quad (2)$$

where:

N_f – allowable number of load repetitions to failure of the HBM layer,

σ_t – tensile stress at the bottom of the HBM layer,

MR – 28-day flexural strength,

β_{c1}, β_{c2} – field calibration factors (in the absence of field calibration of the model the values of $\beta_{c1} = 1$ and $\beta_{c2} = 1$ were adopted).

In the MEPDG method the fatigue life is calculated for the incremental 2-4 week analysis periods. After each analysis period the damage level D is calculated and added to the cumulative damage level of the previous periods. The computed damage level is used to calculate the new modulus for the layer of cement bound material, applicable to the subsequent analysis period [3, 5].

2.3. PCA 2008

For computing the fatigue resistance of HBM bases the Portland Cement Association (PCA) for many years used its own fatigue relationship which is shown below [7]:

$$N_f = \left(\frac{\beta_{c4}}{\sigma_t / MR} \right)^{20 \cdot \beta_{c3}}, \quad (3)$$

where:

N_f – allowable number of load repetitions to failure of the HBM layer,

2.3. PCA 2008

PCA przez wiele lat korzystało z własnego wzoru określającego trwałość zmęczeniową podbudów związanych spoiwami hydraulicznymi w następującej postaci [7]:

$$N_f = \left(\frac{\beta_{c4}}{\sigma_t / MR} \right)^{20 \cdot \beta_{c3}}, \quad (3)$$

gdzie:

N_f – dopuszczalna liczba obciążeń do zniszczenia warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,

σ_t – naprężenie rozciągające na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,

MR – wytrzymałość na zginanie po 28 dniach pielęgnacji,

β_{c3}, β_{c4} – terenowe współczynniki kalibracyjne.

W ramach programu PCA z 2008 roku [8] przeprowadzono kalibrację modeli zmęczeniowych dla podbudów z gruntu stabilizowanego cementem, zarówno według wzoru (2), jak też wzoru (3) na podstawie danych zebranych z odcinków doświadczalnych z 1970 roku. Określono współczynniki w przypadku dwóch materiałów: stabilizacji cementem materiałów gruboziarnistych (ang. *soil-cement granular*) oraz stabilizacji cementem materiałów drobnoziarnistych (ang. *soil-cement fine-grained*). Krzywe zmęczeniowe dla stabilizacji cementem materiałów drobnoziarnistych i gruboziarnistych wg modelu MEPDG przed i po kalibracji oraz wg modelu PCA przedstawiono na Rys. 1. Wartości współczynników kalibracji przy uwzględnieniu kryterium (2) oraz (3) zamieszczono poniżej na podstawie [8]:

• w przypadku stabilizacji cementem materiałów gruboziarnistych:

$$\beta_{c1} = 1,0645; \beta_{c2} = 0,9003; \beta_{c3} = 1,0259; \beta_{c4} = 1,1368;$$

• w przypadku stabilizacji cementem materiałów drobnoziarnistych:

$$\beta_{c1} = 1,8985; \beta_{c2} = 2,5580; \beta_{c3} = 0,6025; \beta_{c4} = 2,1154.$$

Do obliczeń trwałości zmęczeniowej warstw związanych spoiwami hydraulicznymi zaproponowano przyjęcie stałej wartości modułu sprężystości w trakcie całego okresu eksploatacyjnego nawierzchni oraz zastosowanie redukcji obliczonej trwałości zmęczeniowej warstwy do poziomu 25%. Redukcja obliczonej wartości zmęczeniowej wprowadzona została z powodu braku wiedzy o rzeczywistym zachowaniu się warstwy związanej spoiwami hydraulicznymi (np. spękania skurczowe) [8].

σ_t – tensile stress at the bottom of the HBM layer,

MR – 28-day flexural strength,

β_{c3}, β_{c4} – field calibration factors.

Under the 2008 PCA programme the fatigue models for soil-cement bases, obtained with equations (2) and (3) were calibrated using the data collected from the test sections of pavement placed in 1970. The field calibration factors were determined for coarse-grained (granular) and fine-grained soil cement mixtures respectively. The fatigue curves for coarse-grained and fine-grained cementitiously stabilised materials according to MEPDG model before and after calibration and according to PCA model are displayed in Fig. 1. Below are the values of calibration factors considering the fatigue failure criteria (2) and (3), based on [8]:

• for cement stabilisation of coarse-grained materials:

$$\beta_{c1} = 1.0645, \beta_{c2} = 0.9003, \beta_{c3} = 1.0259, \beta_{c4} = 1.1368,$$

• for cement stabilisation of fine-grained materials:

$$\beta_{c1} = 1.8985, \beta_{c2} = 2.5580, \beta_{c3} = 0.6025, \beta_{c4} = 2.1154.$$

For predicting the fatigue life of HBM layers it was proposed to use the modulus value that is constant throughout the whole service life of pavement and, besides, to reduce the computed fatigue life of the layer to 25%. The reason behind this reduction was a lack of information on the actual behaviour of the HBM layer in question (including the effect of shrinkage cracks) [8].

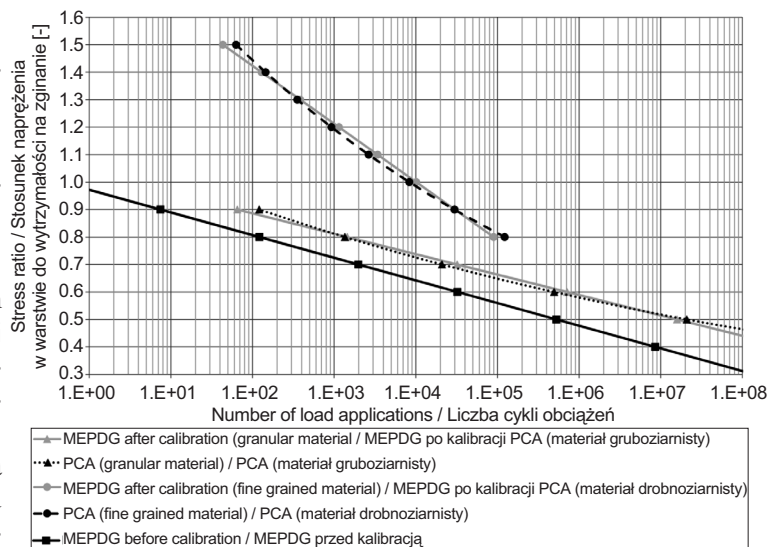


Fig. 1. Fatigue curves for cement stabilization of fine grained materials and granular materials acc. to the MEPDG model before and after calibration as well as stated in the PCA model [7]
Rys. 1. Krzywe zmęczeniowe dla stabilizacji cementem materiałów drobnoziarnistych i gruboziarnistych według modelu MEPDG przed i po kalibracji oraz według modelu PCA [7]

2.4. RAPORT NCHRP 4-36

W roku 2014 opracowano raport NCHRP 4-36 zawierający szereg zaawansowanych badań oraz analiz warstw związanych spoiwami hydraulicznymi, które bezpośrednio można wykorzystać w programie MEPDG [9]. W raporcie wyróżniono dwa rodzaje zmęczenia od ruchu pojazdów: zmęczenie rozciągające „z dołu do góry” (ang. *Bottom-Up Tensile-Fatigue*) oraz zmęczenie ściskające „z góry na dół” (ang. *Top-Down Compressive Fatigue*). Wzór określający trwałość zmęczeniową „z dołu do góry” można przedstawić na podstawie [9], uwzględniając jednak przy tym poprawny zapis współczynników regresji k_2 i k_3 , w postaci:

$$\ln(N_f) = k_1 \left(\frac{k_3 - \frac{\sigma_t}{MR}}{k_{12}} \right), \quad (4)$$

gdzie:

N_f – dopuszczalna liczba obciążeń do wystąpienia spękań zmęczeniowych „z dołu do góry”,

σ_t – naprężenie rozciągające na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,

MR – wytrzymałość na zginanie po 28 dniach pielęgnacji,

k_1 – terenowy współczynnik kalibracyjny ($k_1 = 1,07$),

k_2, k_3 – współczynniki regresji zależne od rodzaju materiału (przykładowe wartości współczynników dla mieszanek o wytrzymałości na ściskanie od 0,5÷5,0 MPa: $k_2 = 0,02 \div 0,07$, $k_3 = 0,7 \div 1,43$ [9]).

Przykładowe krzywe zmęczeniowe w zależności od rodzaju zastosowanego materiału przedstawiono na Rys. 2.

Utworzono osobne modele uwzględniające wpływ spękań skurczowych, cykli zamarzania i odmrażania oraz cykli nasiąkania wodą. W każdym okresie obliczeniowym wyznaczana jest trwałość uwzględniająca powyższe czynniki, obliczana jest szkoda zmęczeniowa D oraz nowy moduł sprężystości warstwy dla kolejnego okresu obliczeniowego [9].

2.5. DUŃSKI INSTYTUT DROGOWY – RAPORT 138

W roku 2004 Duński Instytut Drogowy opublikował raport nr 138 opisujący mechanistyczne metody projektowania nawierzchni półsztywnych [10, 11]. W ramach realizacji programu wykonano w pełnej skali 6 próbnych odcinków nawierzchni półsztywnych (3 różne konstrukcje, każda w 2 powtórzeniach). Odcinki próbne zostały poddane wielokrotnym obciążeniom za pomocą urządzenia HVS [10].

2.4. THE NCHRP 4-36 REPORT

The NCHRP 4-36 report of 2014 introduces a number of advanced tests and analyses of HBM layers that can be used directly in MEPDG program [9]. The report identifies two types of traffic-induced fatigue: bottom-up tensile-fatigue and top-down compressive fatigue. The relationship for bottom-up fatigue can be expressed on the basis of [9] having regard to correct writing of the regression coefficients k_2 and k_3 , written as:

$$\ln(N_f) = k_1 \left(\frac{k_3 - \frac{\sigma_t}{MR}}{k_{12}} \right), \quad (4)$$

where:

N_f – allowable number of load repetitions until development of bottom up fatigue cracking,

σ_t – tensile stress at the bottom of the HBM layer,

MR – 28-day flexural strength,

k_1 – field calibration factor ($k_1 = 1.07$),

k_2, k_3 – regression coefficients depending on the type of material (example values for mixtures of 0.5-5.0 MPa: $k_2 = 0.02-0.07$, $k_3 = 0.7-1.43$ [9]).

Example fatigue curves depending on the type of material are displayed in Fig. 2.

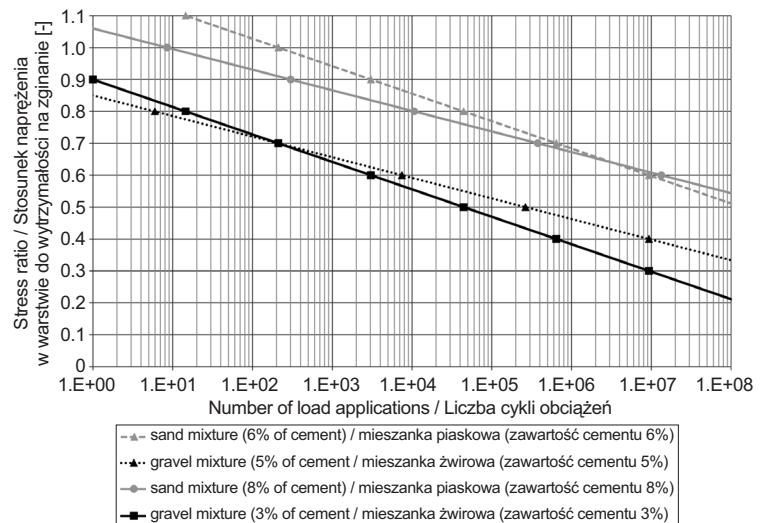


Fig. 2. Fatigue curves of hydraulically bound mixtures acc. to the NCHRP 4-36 model [9]

Rys. 2. Krzywe zmęczeniowe mieszanek związanych spoiwami hydraulicznymi według modelu NCHRP 4-36 [9]

Wyniki rejestrowane za pomocą czujników zamontowanych w poszczególnych konstrukcjach, pomiary ugięć urządzeniem FWD oraz badania laboratoryjne posłużyły do skalibrowania modelu degradacji warstw związanych spoiwami hydraulicznymi. Otrzymany model degradacji został również zweryfikowany danymi zebranymi z istniejących nawierzchni półsztywnych, których okres eksploatacji przekraczał 20 lat [10]:

$$\varepsilon_{\text{permissible}} = \varepsilon_6 \cdot \left(\frac{N_f}{10^6} \right)^b, \quad (5)$$

gdzie:

N_f – dopuszczalna liczba obciążeń do zniszczenia warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,

$\varepsilon_{\text{permissible}}$ – odkształcenie rozciągające na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym [$\mu\text{m}/\text{m}$],

ε_6, b – parametry zależne od zastosowanego materiału oraz przyjętej wartości poziomu degradacji danego materiału [10].

Parametry ε_6 oraz b wyrażone są za pomocą następujących zależności:

$$\varepsilon_6 = \frac{(E_{\text{initial}} + 1100)^{1.63} \cdot (E_{\text{terminal}} - 620)^{-0.66} \cdot \left(\frac{E_{\text{terminal}}}{E_{\text{initial}}} \right)^{0.20}}{450}, \quad (6)$$

$$b = -(E_{\text{initial}} + 9400)^{-0.94} \cdot (E_{\text{terminal}} - 130)^{-0.19} \cdot \left(\frac{E_{\text{terminal}}}{E_{\text{initial}}} \right)^{0.18} \cdot 10000, \quad (7)$$

gdzie:

E_{initial} – początkowy moduł sprężystości materiału [MPa],

E_{terminal} – moduł sprężystości odpowiadający zniszczeniu materiału przy przyjętym poziomie degradacji, [MPa], [10].

Opisany równaniem (5) model degradacji zakłada 75% niezawodność. Oznacza to, że wartość modułu sprężystości dla ponad 75% zaprojektowanych podbudów związanych spoiwami hydraulicznymi będzie wyższa niż przyjęta E_{terminal} po założonym okresie eksploatacji [10].

Wnioski z raportu Thogersena zostały uwzględnione w oficjalnych duńskich wytycznych projektowania nawierzchni z 2013 roku. W zależności od uziarnienia podbudowy związanej spoiwem hydraulicznym oraz klasy wytrzymałości $C_{X/Y}$ przyporządkowano konkretnym materiałom początkowe moduły sztywności oraz ich poziomy degradacji przedstawione w Tabl. 1 [12].

There are separate models taking account of the effect of shrinkage cracks, freeze-thaw and soaking-drying cycles. Each analysis period includes determination of the fatigue life, taking account of the above-mentioned factors, fatigue damage D and the new elastic modulus of the layer to be applied in the subsequent period [9].

2.5. THE DANISH ROAD INSTITUTE – REPORT 138

In 2004 the Danish Road Institute published Report No. 138 describing mechanistic design methods for designing semi-rigid pavements [10, 11]. The research scheme comprised construction of six full-scale test sections of semi-rigid pavements (three different structures, each repeated two times). The test sections were repeatedly loaded with a Heavy Vehicle Simulator (HVS) [10].

The measurement results collected with sensors mounted in the respective structures, the FWD deflections and the results of laboratory tests were used to calibrate the deterioration model of HBM layers. The deterioration model obtained in this way was verified also with the data collected from the existing semi-rigid pavements with over 20 years service life [10]:

$$\varepsilon_{\text{permissible}} = \varepsilon_6 \cdot \left(\frac{N_f}{10^6} \right)^b, \quad (5)$$

where:

N_f – allowable number of load repetitions to failure of HBM layer,

$\varepsilon_{\text{permissible}}$ – tensile stress at the bottom of the HBM layer [$\mu\text{m}/\text{m}$],

ε_6, b – parameters depending on the type of material and the adopted degree of deterioration [10].

The parameters ε_6 and b are expressed by the following relationships:

$$\varepsilon_6 = \frac{(E_{\text{initial}} + 1100)^{1.63} \cdot (E_{\text{terminal}} - 620)^{-0.66} \cdot \left(\frac{E_{\text{terminal}}}{E_{\text{initial}}} \right)^{0.20}}{450}, \quad (6)$$

$$b = -(E_{\text{initial}} + 9400)^{-0.94} \cdot (E_{\text{terminal}} - 130)^{-0.19} \cdot \left(\frac{E_{\text{terminal}}}{E_{\text{initial}}} \right)^{0.18} \cdot 10000, \quad (7)$$

where:

E_{initial} – initial elastic modulus of the material [MPa],

E_{terminal} – elastic modulus at failure at the adopted degree of deterioration [MPa], [10].

W Danii typowo stosowane nawierzchnie półsztywne zbudowane są z warstw asfaltowych o grubości 6,0 lub 8,0 cm oraz podbudowy związanej spoiwem hydraulicznym o grubości od 15 do 24,5 cm. Konstrukcją o największej trwałości wynoszącej 50 milionów osi obliczeniowych 100 kN jest konstrukcja z 8,0 cm warstwą asfaltową oraz 22,5 cm warstwą podbudowy związanej spoiwem hydraulicznym o module sprężystości 16000 MPa [12, 13].

2.6. BRYTYJSKI PODRĘCZNIK PROJEKTOWANIA NAWIERZCHNI, TRL RAPORT 615

W Wielkiej Brytanii przeprowadzono obszerne badania na temat nawierzchni półsztywnych opisywanych jako *flexible composite pavements*. Procedura projektowania tego typu nawierzchni, a co za tym idzie opis kryterium trwałości warstw związanych spoiwami hydraulicznymi znajduje się w raporcie Nunna [14]. Na podstawie tego raportu opracowano oficjalne wytyczne odnośnie projektowania konstrukcji oraz doboru materiałów związanych spoiwami hydraulicznymi [15].

Projektowane konstrukcje podzielono na takie, których obciążenie pojazdami wynosi poniżej oraz powyżej 80 milionów osi standardowych 80 kN. Do kalibracji modelu degradacji nawierzchni wykorzystano dane z 34 eksperymentalnych odcinków testowych. Przy projektowaniu założono stałą wartość prawdopodobieństwa przetrwania konstrukcji, wynoszącą 85% w okresie 20 lat eksploatacji nawierzchni. Maksymalną możliwą do zaprojektowania trwałość nawierzchni określono na poziomie 400 milionów osi standardowych 80 kN. Przy projektowaniu nawierzchni zawierających warstwy asfaltowe oraz związane spoiwem hydraulicznym określa się oddzielnie trwałość poszczególnych warstw, a jako wynik przyjmuje się najmniejszą z obliczonych jej wartości [14]. Przy projektowaniu natomiast warstw związanych spoiwami hydraulicznymi, których trwałość wynosi powyżej 80 milionów osi standardowych 80 kN, wykorzystuje się zależność [14]:

$$\sigma_t \leq f_f \cdot K_{Hyd} \cdot K_{Safety}, \quad (8)$$

gdzie:

σ_t – naprężenie rozciągające na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym [MPa]

f_f – wytrzymałość na zginanie po 360 dniach pielęgnacji [MPa],

K_{Hyd} – materiałowy współczynnik kalibracyjny, uwzględniający wpływ temperatury, zachowanie związane z dojrzywaniem oraz spękania poprzeczne,

Table 1. The list of $E_{initial}$ and $E_{terminal}$ values depending on a material type and strength class [12]

Tablica 1. Zestawienie wartości $E_{initial}$ oraz $E_{terminal}$ w zależności od rodzaju materiału i klasy wytrzymałości [12]

Material Materiał	Strength class Klasa wytrzymałości [MPa]	$E_{initial}$ [MPa]	$E_{terminal}$ [MPa]
HBB-A	C5/6	7500	1500
HBB-A	C6/8	9600	1500
HBB-A	C8/10	12000	1500
HBB-B	C5/6	11800	2000
HBB-B	C6/8	13000	2000
HBB-B	C8/10	15000	2000
HBB-B	C12/15	18000	2000
HBB-B	C16/20	21200	2000
HBB-B	C20/25	23 700	2 000
A - material of single-fraction grading, sandy / materiał o uziarnieniu jednofrakcyjnym, piaskowy			
B - well graded material with grains of maximum size 16-32 mm / dobrze uziarniony materiał o maksymalnym wymiarze ziaren 16÷32 mm			

The deterioration model described by equation (5) assumes 75% reliability. This means that for the adopted time of service the modulus value will be higher than $E_{terminal}$ for more than 75% of the designed road bases [10].

The conclusions of the Thorgersen's report were reflected in the official 2013 Danish pavement design guide. Depending on the grading of the HBM base and on the strength class $C_{x/y}$ the respective materials are assigned different initial values of the modulus and levels of deterioration as per Table 1 [12].

The semi-rigid pavements that are typically used in Denmark comprise 6.0 or 8.0 cm thick asphalt layer and 15 to 24.5 cm thick HBM base. The greatest fatigue life of 50 million of equivalent single axle loads (ESAL) of 100 kN was noted for the structure comprising 8.0 cm thick asphalt top and 22.5 cm thick HBM base with the modulus value of 16000 MPa [12, 13].

2.6. THE BRITISH PAVEMENT DESIGN GUIDE, TRL REPORT 615

Comprehensive studies were carried out on semi-rigid pavements in the UK, called there flexible composite pavements. The design procedure for these pavements and the associated description of the fatigue failure criterion of HBM layers are included in the Nunn's report [14]

K_{Safety} – współczynnik bezpieczeństwa, domyślnie wynosi 1,0.

W przypadku obniżenia wartości współczynnika trwałość warstwy zostaje zmniejszona. Projektant może indywidualnie przyjąć mniejszy współczynnik, np. w przypadku dużego obciążenia ruchem projektowanej konstrukcji drogi, jej specjalnego znaczenia oraz w przypadku projektowania nowego typu konstrukcji lub stosowania niestandardowych materiałów.

W przypadku braku wprowadzenia jakichkolwiek zabiegów ograniczających powstawanie spękań odbitych (np. nacinanie) grubość warstw asfaltowych zgodnie z Brytyjskim podręcznikiem projektowania powinna wynosić 200 mm. Zalecaną grubość warstw asfaltowych należy zmniejszyć do 180 mm, gdy warstwa związana nacinana jest w odstępach 3-metrowych. Natomiast w uzasadnionych przypadkach możliwe jest również dalsze zmniejszenie grubości warstw asfaltowych [14].

Przy projektowaniu warstw związanych spoiwami hydraulicznymi, których trwałość wynosi poniżej 80 milionów osi standardowych 80 kN, wykorzystuje się następującą zależność [16]:

$$\log(N_f) = 1,23 \cdot \left(\frac{1}{SR} \cdot K_{Hyd} \cdot K_{Safety} + 0,16126 \right)^2 + 0,2675, \quad (9)$$

gdzie:

N_f – dopuszczalna liczba obciążeń do wystąpienia spękań warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,

SR – stosunek naprężenia rozciągającego na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym do wytrzymałości na zginanie,

K_{Hyd} – materiałowy współczynnik kalibracyjny, jw.,

K_{Safety} – współczynnik bezpieczeństwa, jw.

Minimalna grubość warstw asfaltowych nie powinna być mniejsza niż 100 mm, a minimalna grubość warstw związanych spoiwami hydraulicznymi nie powinna być mniejsza niż 150 mm.

Do obliczeń stanu naprężeń w konstrukcji nawierzchni przy zastosowaniu metody angielskiej przyjmuje się wartość dynamicznego modułu sprężystości. Badanie dynamicznego modułu sprężystości wykonuje się metodą rezonansową na pryzmatycznych próbkach, z częstotliwością obciążeń od 2 do 5 kHz. W przypadku braku danych dynamiczny moduł sprężystości można obliczyć stosując następującą zależność [14]:

$$E = \frac{\log(f_f) + a}{b}, \quad (10)$$

This report was used to prepare the official guidelines for designing and selection of materials for HBM layers [15].

The designed structures are divided in two groups depending on the traffic level, that is: up to and in excess of 80 milion of 80 kN ESALs. The pavement deterioration model was calibrated with the data from thirty four experimental test sections. The probability that the pavement will achieve the design life of 20 years was assumed at 85%. The maximum design life was taken at 400 milion of 80 kN ESALs. When designing pavements composed of asphalt layer and HBM layers the design life is calculated separately for each layer, taking the smallest of the computed values [14]. The following relationship [14] is used for designing HBM layers with the design life in excess of 80 milion of 80 kN ESALs:

$$\sigma_t \leq f_f \cdot K_{Hyd} \cdot K_{Safety}, \quad (8)$$

where:

σ_t – tensile stress at the underside of the HBM layer [MPa],

f_f – 360-day flexural strength [MPa],

K_{Hyd} – calibration factor including the temperature effects, curing related behaviour and transverse cracking,

K_{Safety} – safety factor, 1.0 being the default value.

Reduction of the factor results in a corresponding reduction of the fatigue life of the layer. The designer can reduce the factor as appropriate in specific situations, such as a high traffic loading, special importance of the road or in the case of new constructions or specification of non-standard materials.

With no measures to control reflective cracking (like saw-cutting) 200 mm thick asphalt layers should be designed. The recommended asphalt top thickness is reduced to 180 mm when saw-cut joints are made in the HBM layer at 3 m intervals. This thickness can be reduced further in specific situations if appropriate [14].

The following relationship [16] is used for designing HBM layers with design life in excess of 80 milion of 80 kN ESALs:

$$\log(N_f) = 1,23 \cdot \left(\frac{1}{SR} \cdot K_{Hyd} \cdot K_{Safety} + 0,16126 \right)^2 + 0,2675, \quad (9)$$

where:

N_f – allowable number of load repetitions to fatigue cracking of the HBM layer,

SR – ratio of the tensile stress on the bottom of the HBM layer to the flexural strength,

$$f_f = c \cdot f_c, \quad (11)$$

gdzie:

- E – dynamiczny moduł sprężystości [GPa],
 f_f – wytrzymałość na zginanie [MPa],
 f_c – wytrzymałość na ściskanie [MPa],
 a – stała materiałowa, w przypadku materiałów wykonanych ze żwirów $a = 0,773$, w przypadku materiałów wykonanych z kruszywa łamanego $a = 0,636$,
 b – stała materiałowa, w przypadku materiałów wykonanych ze żwirów $b = 0,0301$, w przypadku materiałów wykonanych z kruszywa łamanego $b = 0,0295$,
 c – stała materiałowa, w przypadku materiałów wykonanych ze żwirów $c = 0,11$, w przypadku materiałów wykonanych z kruszywa łamanego $c = 0,16$.

Przedstawiona metodyka projektowania warstw związanych spoiwami hydraulicznymi zakłada wykorzystanie parametrów materiałowych po 360 dniach dojrzewania zamiast po 28 dniach. W pracy Nunna [14] stosunek wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach do wartości po 360 dniach przyjęto jako równy 0,8.

Zestawienie typowych materiałów stosowanych do podbudów związanych, odpowiadające im klasy wytrzymałości, współczynniki projektowe oraz wartości modułów sprężystości i wytrzymałości po 360 dniach dojrzewania przedstawiono w Tabl. 2. Przy zastosowaniu niestandardowych materiałów wartość K_{Hyd} można określić z następującej zależności empirycznej [14]:

$$K_{Hyd} = 10,368 + 5,27 \cdot 10^{-5} \cdot E - 0,0351 \cdot f_f. \quad (12)$$

K_{Hyd} – field calibration factor, as above,

K_{Safety} – safety factor, as above.

The minimum thickness of asphalt layers should not be less than 100 mm and the HBM layers should have at least 150 mm thickness.

In the UK method the stress-strain state in the pavement structures is computed on the basis of the dynamic elastic modulus. The modulus is measured with loading applied at the resonant frequency of a prismatic specimen which is typically between 2 and 5 kHz. With no data available the dynamic elastic modulus can be calculated with the following relationship [14]:

$$E = \frac{\log(f_f) + a}{b}, \quad (10)$$

$$f_f = c \cdot f_c, \quad (11)$$

where:

E – dynamic elastic modulus [GPa],

f_f – flexural strength [MPa],

f_c – compressive strength [MPa],

a – material constant of 0.773 for gravel and 0.636 for crushed rock,

b – material constant of 0.0301 for gravel and 0.0295 for crushed rock,

c – material constant of 0.11 for gravel and 0.16 for crushed rock.

In above described method for designing hydraulically bound layers 360-day values of the material properties are used instead of the 28-day values. The Nunn's study [14] adopts the value of 0.8 as a ratio of the 28-day to the 360-day compressive strength.

Table 2. The list of values of coefficients K_{Hyd} , K_{Safety} and stiffness modulus along with flexural strengths after 360 days of curing depending on a type of material [14]

Tablica 2. Zestawienie wartości współczynników K_{Hyd} , K_{Safety} oraz modułów sprężystości i wytrzymałości na zginanie po 360 dniach dojrzewania w zależności rodzaju materiału [14]

Material Materiał	Strength class Klasa wytrzymałości	K_{Hyd}	K_{Safety}	Modulus of dynamic elasticity following 360 days of curing Moduł sprężystości dynamicznej po 360 dniach pielęgnacji [GPa]	Flexural strength following 360 days of curing Wytrzymałość na zginanie po 360 dniach pielęgnacji [MPa]
CBM3G	C8/10 (G)	0.329	Up to designer (default = 1.0) Do decyzji projektanta (domyślnie = 1.0)	32.9	1.7
CBM4G	C12/15 (G)	0.308		38.8	2.5
CBM5G	C16/20 (G)	0.272		42.9	3.3
CBM3R	C8/10 (R)	0.305		34.5	2.4
CBM4R	C12/15 (R)	0.244		40.4	3.6
CBM5R	C16/20 (R)	0.234		44.7	4.8

2.7. MOLENAAR 2008

W roku 2008 Molenaar przedstawił zależność określającą trwałość podbudów z piasków związanych cementem [16-18]:

$$\log(N_f) = 8,5 - 0,034 \cdot \varepsilon, \quad (13)$$

gdzie:

N_f – dopuszczalna liczba obciążeń osi 100 kN (poziom ufności 50%),

ε – odkształcenie rozciągające na spodzie podbudowy związanej cementem [$\mu\text{m}/\text{m}$].

Wzór został sformułowany po wnikliwej analizie wyników uzyskanych w programie SHRP-NL, obejmujących pomiary ugięć FWD oraz wizualne oceny stanu nawierzchni z 10 lat z 15 odcinków testowych zawierających podbudowy związane cementem [16, 17]. Zauważono, że w przypadku odkształceń niższych niż 60 $\mu\text{m}/\text{m}$ występujących na spodzie warstwy podbudowy związanej cementem zniszczenie wywołane zmęczeniem jest bardzo małe. Na podstawie danych z programu SHRP-NL oraz na podstawie obliczeń metodą elementów skończonych został określony wpływ spękań poprzecznych na sposób przenoszenia obciążeń w nawierzchni. Dla każdej z pór roku wyznaczono odpowiednie związki między odkształceniami spękanej warstwy a odkształceniami w spodzie warstwy niespękanej. W lecie odkształcenia przy poprzecznych rysach wynoszą od 1.12 do 1.2 wartości odkształceń na spodzie warstwy niespękanej. Natomiast w zimie odkształcenia są zwiększone do poziomu od 1.21 do 1.46. Według Molenara mieszanki związane cementem charakteryzują się tzw. Nieograniczoną trwałością zmęczeniową dla odkształceń poniżej 41 $\mu\text{m}/\text{m}$ oraz 50 $\mu\text{m}/\text{m}$ w zależności od stanu warstwy i pory roku [16-18].

2.8. AFRYKA POŁUDNIOWA

W latach 1972 - 1978 Otte z zespołem pracowali nad zagadnieniem trwałości zmęczeniowej podbudów związanych spoiwami hydraulicznymi. Opracowali oni równanie przewidujące trwałość zmęczeniową tego typu warstw, oparte o analizę odkształceń rozciągających występujących na spodzie warstwy. We wzorze wprowadzono współczynnik d uwzględniający wpływ skurczu na trwałość podbudowy [4, 19]:

$$\log(N_f) = 9,1 \cdot \left(1 - \frac{d \cdot \varepsilon}{\varepsilon_b}\right), \quad (14)$$

gdzie:

N_f – liczba powtarzalnych odkształceń poziomych do wystąpienia spękań,

ε_b – odkształcenie przy zniszczeniu,

The typical hydraulic bound base materials, their corresponding strength classes, design factors and values of elastic modulus and 360-day compressive strength are given in Table 2. For non-standard materials the value of K_{Hyd} can be calculated with the following relationship [14]:

$$K_{Hyd} = 10.368 + 5.27 \cdot 10^{-5} \cdot E - 0.0351 \cdot f_f. \quad (12)$$

2.7. MOLENAAR 2008

The following relationship was proposed by Molenaar in 2008 for predicting the design life of cement bound sand bases [16-18]:

$$\log(N_f) = 8.5 - 0.034 \cdot \varepsilon, \quad (13)$$

where:

N_f – allowable number of load repetitions of 100 kN equivalent axle (50% confidence level),

ε – tensile stress at the bottom of the cement bound base layer [$\mu\text{m}/\text{m}$].

This equation was based on an in-depth analysis of the results obtained in SHRP-NL software programme, including FWD deflections and visual assessments of the pavement carried out on fifteen test sections in which the pavement structure included cement bound bases over a period of 10 years [16, 17]. With the strains at the bottom of the cement bound base below 60 $\mu\text{m}/\text{m}$ the fatigue damage was found to be very small. The SHRP-NL program output data and the results of the FEM computations were used to determine the effect of transverse cracks on the transfer of loads in the pavement. The deflections at transverse cracks were found to depend on the season of the year and in summer they were in the range of 1.12 to 1.2 times the deflections on the underside of uncracked layer. In winter these deflections increase and fall in the range of 1.21-1.46. According to Molenaar the cement treated base materials have so-called unlimited fatigue resistance for strains smaller than 41 $\mu\text{m}/\text{m}$ and 50 $\mu\text{m}/\text{m}$ depending on the layer condition and on the season of the year [16-18].

2.8. THE SOUTH-AFRICAN DESIGN METHOD

During the period 1972-1978 Otte et al. studied the fatigue resistance of HBM bases. The team proposed a fatigue relationship for such layers which is based on the analysis of tensile strains at the layer underside. The equation includes a d -factor which reflects the effect of shrinkage on the fatigue life of the base layer [4, 19]:

- ε – odkształcenie rozciągające na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,
- d – współczynnik uwzględniający wpływ spękań skurczowych od 1,1 (dla materiałów o niższej wytrzymałości i grubości poniżej 20 cm) do 1,4 (dla materiałów o wyższej wytrzymałości i grubości powyżej 20 cm) [19].

W roku 1990 de Beer opublikował wyniki swojej pracy doktorskiej, w której skupił się na nawierzchniach zawierających jako podbudowę materiały związane spoiwami hydraulicznymi o wytrzymałości na ścisnienie mieszczącej się w granicach 1.5 ÷ 2.0 MPa. Cykl życia podbudowy związanej spoiwem hydraulicznym został podzielony na trzy fazy pracy. W pierwszej fazie pracy (ang. precracked phase) podbudowa związana spoiwem hydraulicznym zachowuje się jak płyta, o długości kilkukrotnie większej niż grubość warstwy. Druga faza pracy dotyczy efektywnej trwałości zmęczeniowej (ang. effective fatigue life phase), w czasie trwania której duże bloki, z których zbudowana jest podbudowa, zostają rozbite na części mniejsze niż grubość warstwy. W fazie trzeciej warstwa podbudowy charakteryzuje się właściwościami typowymi jak dla warstwy niezwiązanej. Ze względu na gwałtowny spadek modułu sprężystości w fazie pierwszej oraz relatywnie krótki czas trwania tej fazy w porównaniu do czasu fazy drugiej i trzeciej, przy wyznaczaniu trwałości warstwy podbudowy nie uwzględnia się pierwszej fazy pracy danej warstwy [21]. Wnioski wyciągnięto na podstawie danych z kilkunastu odcinków testowych obciążanych urządzeniem HVS. Efektem prac było m.in. wyznaczenie równania przewidującego trwałość podbudów związanych spoiwami hydraulicznymi. Wzór de Beera jest zmodyfikowanym wzorem Otta (14) i ma następującą postać [20]:

$$\log(N_{ef}) = 7.19 \cdot \left(1 - \frac{d \cdot \varepsilon}{8 \cdot \varepsilon_b}\right), \quad (15)$$

gdzie:

- N_{ef} – efektywna trwałość zmęczeniowa,
- ε_b – odkształcenie przy zniszczeniu,
- ε – odkształcenie rozciągające na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,
- d – współczynnik uwzględniający wpływ spękań skurczowych.

De Beer zauważył również, że poza zniszczeniem zmęczeniowym wywoływanym przez cykliczne odkształcenia rozciągające na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym, można wyodrębnić również zniszczenie typu kruszenie (ang. *crushing*), powstające w wyniku działania powtarzających się naprężeń pionowych na powierzchni

$$\log(N_f) = 9.1 \cdot \left(1 - \frac{d \cdot \varepsilon}{\varepsilon_b}\right), \quad (14)$$

where:

- N_f – number of repeated horizontal strains to initiation of cracking,
- ε_b – strain at break,
- ε – tensile strain at the bottom of the HBM layer,
- d – factor allowing for the presence of shrinkage cracking assuming the values from 1.1 (for materials with a smaller strength and thickness below 20 cm) to 1.4 (for materials with a higher strength and thickness of over 20 cm) [19].

In 1990 de Beer published the results of his PhD thesis focussing on the pavements containing HBM bases with compressive strength in the range of 1.5-2.0 MPa. The life of such layers is divided into three phases. It starts with the precracked phase during which the layer behaves as a slab with the dimensions a few times larger than the layer thickness. The effective fatigue life phase comes next, during which the large blocks are broken down to pieces smaller than the layer thickness. In the third phase the base layer behaves like a granular layer. Due to a rapid reduction of the elastic modulus in the first phase and a relatively short duration of this phase as compared to the second and third phases, the first phase is not taken into account in fatigue life predictions [21]. The conclusions were based on the analysis of data obtained on over a dozen test sections with the use of heavy vehicle simulator (HVS). The results of this project include an equation for predicting the fatigue life of HBM bases. The de Beer formula, modified with the Otte formula (14) has the following form [20]:

$$\log(N_{ef}) = 7.19 \cdot \left(1 - \frac{d \cdot \varepsilon}{8 \cdot \varepsilon_b}\right), \quad (15)$$

where:

- N_{ef} – effective fatigue life,
- ε_b – strain at break,
- ε – tensile strain at the bottom of the HBM layer,
- d – factor to account for the effect of shrinkage cracking.

De Beer noted also that apart from fatigue failure resulting from cyclic tensile strains at the bottom of the HBM layer crushing type failure can be identified, resulting from repeated vertical stresses on the surface of HBM layer [20]. Table 3 gives the values of the elastic modulus

warstwy związanej spoiwem hydraulicznym [20]. Tabl. 3 przedstawia zestawienie modułów sprężystości warstwy związanej spoiwem hydraulicznym w zależności od fazy pracy warstw, wytrzymałości na ściskanie, odkształcenia przy zniszczeniu oraz rodzaju zastosowanego kruszywa. Model zniszczenia de Beera został wykorzystany w oficjalnej metodzie projektowania konstrukcji nawierzchni w Południowej Afryce [21] oraz w jej nowej wersji [23, 24]. Obecnie wzory przewidujące trwałość zmęczeniową uwzględniają klasę drogi, rodzaj i właściwości zastosowanego materiału, wpływ spękań skurczowych oraz grubość warstwy, i mają następujące postacie [22-24]:

$$N_{ef} = SF \cdot 10^{c \left(1 - \frac{\varepsilon}{d \cdot \varepsilon_b}\right)}, \quad (16)$$

gdzie:

N_{ef} – efektywna trwałość zmęczeniowa,

SF – współczynnik uwzględniający czas trwania propagacji spękań zmęczeniowych ku górze,

ε_b – odkształcenie przy zniszczeniu,

ε – odkształcenie rozciągające na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,

of the HBM layers depending on the phase of pavement behaviour, compressive strength, strain at break and the type of aggregate used for the mixture production. The de Beer failure model was used in the officially accepted South-African pavement design method [21] and in its revised version [23, 24]. The relationships that are currently used to predict the fatigue life take into account the road design class, the type and the properties of the material and the layer thickness, allowing for the effect of shrinkage cracks and are expressed by the following equation [22-24]:

$$N_{ef} = SF \cdot 10^{c \left(1 - \frac{\varepsilon}{d \cdot \varepsilon_b}\right)}, \quad (16)$$

where:

N_{ef} – effective fatigue life,

SF – factor for the bottom-up propagation time of fatigue cracks,

ε_b – strain at break,

ε – tensile strain at the bottom of the HBM layer,

Table 3. Modules of elasticity of a hydraulically bound layer depending on the phase of layer behaviour, compressive strength, strain at break and type of aggregate

Tablica 3. Zestawienie modułów sprężystości warstwy związanej spoiwem hydraulicznym w zależności od fazy pracy warstw, wytrzymałości na ściskanie, odkształcenia przy zniszczeniu oraz rodzaju zastosowanego kruszywa

Symbol of the hydraulically bound mixture Oznaczenie mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym		C1	C2	C3	C4		
Compressive strength of a mixture before cracking [MPa] Wytrzymałość na ściskanie mieszanki przed spękaniami		6 - 12	3 - 6	1.5 - 3	0.75 - 1.5		
Type of aggregate / Rodzaj kruszywa		Crushed stone Kruszywo łamane	Crushed stone, gravels Kruszywo łamane, żwiry	Gravels Żwiry	Gravels Żwiry		
Failure strain / Odkształcenie przy zniszczeniu ε_b [$\mu\text{m}/\text{m}$]		145	120	125	145		
Hydraulically bound layer before cracking Warstwa związana spoiwem hydraulicznym przed spękaniami	Phase 1 Faza 1	Stage 1: layer before cracking [GPa] Etap 1: warstwa przed spękaniami	6 - 30	3 - 14	2 - 10	0.5 - 7	
		Stage 2: layer after initiation of shrinkage cracks [MPa] Etap 2: warstwa po wystąpieniu spękań skurczowych	2500 - 3000	2000 - 2500	1000 - 2000	500 - 2000	
Hydraulically bound layer after cracking Warstwa związana spoiwem hydraulicznym po spękaniami	Phase 2 Faza 2	Stage 3: layer after initiation of traffic induced cracks, the transitional phase with micro-cracks [MPa] Etap 3: warstwa po wystąpieniu spękań wywołanych przez ruch, faza przejściowa z mikrospekaniem	800 - 1000	500 - 800	500 - 800	400 - 600	
	Phase 3 Faza 3	Stage 4: completely cracked layer [MPa] Etap 4: warstwa całkowicie spękana	Dry condition Stan suchy	400 - 600	300 - 500	200 - 400	100 - 300
			Wet condition Stan mokry	50 - 400	50 - 300	20 - 200	20 - 200

- c* – stała materiałowa wynosząca od 7,06 w przypadku dróg małym o obciążeniu ruchem (poziom ufności 50%) do 6,72 dla dróg szybkiego ruchu i autostrad (poziom ufności 95%),
- d* – stała materiałowa wynosząca od 7,86 w przypadku dróg o małym obciążeniu ruchem (poziom ufności 50%) do 7,49 dla dróg szybkiego ruchu i autostrad (poziom ufności 95%).

Wartość współczynnika SF wynosi 1 dla grubości podbudowy związanej t poniżej 102 mm oraz 8 dla grubości podbudowy związanej powyżej 419 mm. Dla podbudów o grubości pomiędzy 102 mm a 419 mm współczynnik SF należy obliczać zgodnie z poniższym wzorem [24]:

$$SF = 10^{(0,00285 \cdot t - 0,293)} \quad (17)$$

W metodzie stosowanej w Południowej Afryce, oprócz określania trwałości zmęczeniowej od cyklicznych naprężeń na spodzie warstwy związanej od ruchu pojazdów, wyznaczana jest również trwałość ze względu na naprężenia ścisające w górnej części warstwy związanej [24].

2.9. METODA FRANCUSKA PROJEKTOWANIA NAWIERZCHNI

Kryteria zmęczeniowe warstw związanych spoiwami hydraulicznymi we Francji opisane są w katalogu projektowania nawierzchni z 1994 roku, przetłumaczonego na język angielski w roku 1997 [25, 26]. Klasyfikacja wytrzymałościowa mieszanek związanych hydraulicznie opiera się na systemie II, w którym podstawą podziału materiałów jest wynik badania rozciągania bezpośredniego R_t oraz wartość modułu sprężystości E (moduł sieczny przy 30% wartości odkształcenia niszczonego). Obie wartości otrzymuje się na próbkach kondycjonowanych przez 360 dni, a na ich podstawie określa się klasy mieszanek w skali od G1 do G5 [26-28]. W celach projektowych wartość modułu sprężystości należy zredukować o współczynnik 0,9 dla mieszanek kruszyw związanych spoiwami hydraulicznymi oraz 0,75 dla mieszanek piaskowych oraz gruntów związanych spoiwami hydraulicznymi [26, 29]. Równanie opisujące trwałość zmęczeniową wynika z analizy naprężeń rozciągających występujących na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym. Postać kryterium zmęczeniowego warstw związanych spoiwami hydraulicznymi przedstawiona jest poniżej [26, 29, 30]:

$$\sigma_t = \sigma_6 \cdot \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b \cdot K_s \cdot K_c \cdot K_d \cdot K_r, \quad (18)$$

gdzie:

NE – liczba powtarzalnych obciążeń, wyrażona w osiach obliczeniowych,

- c* – material constant taking the values from 7.06 for lightly travelled roads (50% confidence level) to 6.72 for trunk roads and motorways (95% confidence level),
- d* – material constant taking the value from 7.86 for lightly travelled roads (50% confidence level) to 7.49 for trunk roads and motorways (95% confidence level),

The SF factor ranges from 1 for the HBM layer thickness t below 102 mm to 8 for over 419 mm thick layers. For bases between 102 mm and 419 mm the SF factor is calculated with the following equation [24]:

$$SF = 10^{(0,00285 \cdot t - 0,293)} \quad (17)$$

Besides the fatigue due to traffic induced cyclic stresses at the bottom of the HBM layer the South-African method considers also fatigue due to compressive stresses at the top of the HBM layer [24].

2.9. THE FRENCH METHOD FOR DESIGNING PAVEMENTS

The fatigue criteria used for HBM layers in France are defined in the 1994 pavement design guide, translated and published in English in 1997 [25, 26]. The hydraulically bound mixtures are classified by the strength properties using classification system II based on the indirect tensile strength R_t and the elastic modulus E (the secant modulus at 30% of the strain at break). Both values are obtained on the specimens conditioned for 360 days and on their basis the mixtures are classified in classes G1 to G7 [26-28]. For design purposes the elastic modulus should be corrected by applying a correction factor of 0.9 for hydraulically bound mixtures and 0.75 for sand and soil cement mixtures [26, 29]. The fatigue equation is derived from the analysis of tensile stresses at the bottom of the HBM layer. The fatigue failure criterion for hydraulically bound materials is given by the following equation [26, 29, 30]:

$$\sigma_t = \sigma_6 \cdot \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b \cdot K_s \cdot K_c \cdot K_d \cdot K_r, \quad (18)$$

where:

NE – number of load repetitions, expressed by the number of equivalent axles,

σ_t – tensile stress at the bottom of the HBM layer,

σ_6 – stress for which the tensile failure of a 360 day old specimen is obtained after 10^6 cycles,

- σ_t – naprężenie rozciągające na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,
- σ_6 – naprężenie rozciągające na spodzie warstwy prowadzące do zniszczenia w teście zginania próbek kondycjonowanych 360 dni, po 10^6 cykli obciążeń,
- b – nachylenie krzywej zmęczeniowej w układzie $\log\sigma$ – $\log N$
- K_s – współczynnik zależny od modułu warstwy podłoża nawierzchni; wartość współczynnika zawiera się pomiędzy wartością $K_s = 0,833$ przy module warstwy podłoża $E_2 < 50$ MPa do wartości $K_s = 1,0$ przy module warstwy podłoża $E_2 > 120$ MPa,
- K_c – współczynnik dostosowujący wyniki obliczeń do rzeczywistego zachowania się danego materiału na drodze,
- K_d – współczynnik uwzględniający efekt nieciągłości w warstwie podbudowy związanej spoiwem hydraulicznym,
- K_r – współczynnik związany z ryzykiem, że przewidywana trwałość nawierzchni będzie mniejsza ze względu na niejednorodność materiałów.

$$K_r = 10^{(-u \cdot b \cdot \delta)}, \quad (19)$$

gdzie:

- u – parametr zależny od ryzyka r [%], przyjmowany na podstawie klasy drogi oraz prognozowanego natężenia ruchu,
- δ – wynikowe odchylenie standardowe łączące dwa odchylenia standardowe: grubości warstw nawierzchni oraz badań zmęczeniowych.

W przypadku braku bezpośrednich wyników badań parametru σ_6 można go oszacować korzystając z następującego wzoru [3, 26]:

$$\sigma_6 = a \cdot \left(\frac{\overset{\vee}{\sigma_6}}{R_t} \right) \cdot R_{t360}, \quad (20)$$

gdzie:

- a – współczynnik zależny od szkieletu mineralnego, przyjmuje się wartość 0.70 dla kruszyw gruboziarnistych oraz 0.75 dla kruszyw drobnoziarnistych i gruntów,
- $\frac{\overset{\vee}{\sigma_6}}{R_t}$ – współczynnik materiałowy; dla mieszanek kruszyw z cementem wynosi 0,95, dla gruntów związanych cementem lub specjalnymi spoiwami wynosi 0,93,
- R_{t360} – wytrzymałość na rozciąganie proste po 360 dniach pielęgnacji próbki [MPa].

b – slope of the fatigue curve in $\log\sigma$ – $\log N$ coordinate system,

K_s – coefficient to account for the modulus of subgrade taking the values between $K_s = 0.833$ for subgrade modulus of $E_2 < 50$ MPa to $K_s = 1.0$ for subgrade modulus of $E_2 > 120$ MPa,

K_c – coefficient of adjustment between the predicted and observed in-situ behaviour of the material,

K_d – coefficient to account for the effect of discontinuity in the HBM base,

K_r – risk coefficient reducing the predicted fatigue life on account of the non-uniformity of materials:

$$K_r = 10^{(-u \cdot b \cdot \delta)}, \quad (19)$$

where:

- u – parameter depending on the risk r [%], adopted according to the road category and the traffic forecast,
- δ – resultant standard deviation combining two standard deviations for thickness of pavement courses and fatigue testing.

In the absence of the measured values of σ_6 , it can be estimated with the following formula [3, 26]:

$$\sigma_6 = a \cdot \left(\frac{\overset{\vee}{\sigma_6}}{R_t} \right) \cdot R_{t360}, \quad (20)$$

where:

- a – factor depending on the mineral skeleton, taking the value of 0.70 for coarse-grained aggregates and 0.75 for fine-grained aggregates and soil,
- $\frac{\overset{\vee}{\sigma_6}}{R_t}$ – material factor of 0.95 for cement bound aggregates and 0.93 for soils bound with cement or special binders,

R_{t360} – 360-day simple compression strength [MPa].

Three types of pavement structures with HBM bases are distinguished: composite pavement with bases comprising asphalt top and HBM bottom layer, semi-rigid pavements comprising one or two HBM bases and inverse pavement incorporating an unbound crushed stone layer of about 12 cm placed between the asphalt top and HBM layers [31]. Different risk factor values are taken depending on the type of structure: the smallest for semi-rigid pavements for which only one phase of behaviour is considered and the highest for inverse pavements [3, 26, 32].

Wyróżniono 3 typy konstrukcji o podbudowach zasadniczych związanych spoiwami hydraulicznymi: nawierzchnia kompozytowa (ang. *composite pavement*) o dwuwarstwowych podbudowach – górnej asfaltowej oraz dolnej związanej spoiwem hydraulicznym, nawierzchnia półsztywna zawierająca jedną lub dwie warstwy podbudowy związanej spoiwami hydraulicznymi oraz nawierzchnia odwrócona, zawierająca pomiędzy pakietem warstw asfaltowych a podbudową związaną spoiwem hydraulicznym warstwę przeciwspekaniową z kruszywa niezwiązanego o grubości około 12 cm [31]. W zależności od projektowanego typu konstrukcji przyjmuje się odmienne wartości ryzyka, najmniejsze dla nawierzchni półsztywnych, których trwałość obliczana jest dla jednej fazy pracy, a największe dla nawierzchni odwróconych [3, 26, 32].

2.10. AUSTRROADS 2014

Zgodnie z wytycznymi z 2012 roku zawartymi w [33] trwałość zmęczeniowa warstw związanych spoiwami hydraulicznymi wyrażona jest następującym wzorem:

$$N_f = \frac{RF \cdot \left(\frac{E^{\frac{113000}{0.804} + 191}}{\varepsilon} \right)^{12}}{12}, \quad (21)$$

gdzie:

- N_f – dopuszczalna liczba obciążeń do zniszczenia warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,
- ε – odkształcenie rozciągające na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym [$\mu\text{m}/\text{m}$],
- RF – współczynnik uwzględniający niezawodność trwałości podbudowy związanej spoiwem hydraulicznym, wartość współczynnika waha się w granicach od 0,5 do 4,7 przy niezawodności rzędu 97,5% do 80%,
- E – projektowy moduł sprężystości (1/3 wyniku badania w laboratorium E_{flex}).

W roku 2014 opublikowano raport [34] zawierający wyniki badań i analizy z wielu odcinków doświadczalnych. Jako efekt prac nad danym raportem zmodyfikowano metodologię określania trwałości zmęczeniowej warstw związanych spoiwami hydraulicznymi. Zaproponowano stosowanie nowego równania (22), w którym zmienną niezależną jest wartość odkształceń rozciągających występujących na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym oraz parametr k obliczany na podstawie laboratoryjnych wyników badań wytrzymałości na zmęczenie otrzymywanych w teście kontrolowanego odkształcenia na zginanych próbkach przyrządowych [34, 35]. Nowe równanie przyjmuje następującą postać:

2.10. AUSTRROADS 2014

The 2012 Guide to pavement technology [33] gives the following equation for calculating the fatigue life of HBM layers:

$$N_f = \frac{RF \cdot \left(\frac{E^{\frac{113000}{0.804} + 191}}{\varepsilon} \right)^{12}}{12}, \quad (21)$$

where:

- N_f – allowable number of load applications before the HBM layer failure,
- ε – tensile stress at the bottom of the HBM layer [$\mu\text{m}/\text{m}$],
- RF – reliability factor for fatigue of the HBM base taking the values of 0.5 to 4.7 at the reliability values from 97.5% to 80%,
- E – the design elastic modulus (1/3 of the laboratory value E_{flex}).

The test data obtained on a number of the test sections and their analysis are included in the 2014 report [34]. The work on the report in question resulted in amending the methodology for determination of the fatigue life of HBM layers. A new fatigue failure equation was proposed (22) with the tensile strain at the bottom of the HBM base as the independent variable and k constant obtained from the laboratory fatigue tests, specifically bending of prismatic specimens in the controlled strain mode [34, 35]. This yields a new equation, as given below:

$$N_f = \frac{RF \cdot \left(\frac{k \cdot SF}{\varepsilon} \right)^{12}}{12}, \quad (22)$$

where:

- N_f – allowable number of load applications to failure of HBM layer,
- SF – field calibration factor ($SF=1.07$),
- k – constant from the laboratory fatigue tests [34, 35].

The procedure for determining the k constant is based on the respective fatigue test data. The value of k_i is calculated for each tested specimen with the following equation [34, 35]:

$$N_i = \left(\frac{k_i}{\mu\varepsilon_i} \right)^{12}, \quad (23)$$

where:

- N_i – number of load repetitions to failure for the assumed strain value,

$$N_f = \frac{RF \cdot \left(\frac{k \cdot SF}{\varepsilon} \right)^{12}}{12}, \quad (22)$$

gdzie:

N_f – dopuszczalna liczba obciążeń do zniszczenia warstwy związanej spoiwem hydraulicznym,

SF – terenowy współczynnik kalibracyjny ($SF=1,07$),

k – stała obliczana na podstawie laboratoryjnych wyników badań trwałości zmęczeniowej [34, 35].

Procedura wyznaczania stałej opiera się na poszczególnych wynikach badań trwałości zmęczeniowych. Dla każdej z przebadanych próbek określa się wartość współczynnika k_i zgodnie z następującym wzorem [34, 35]:

$$N_i = \left(\frac{k_i}{\mu\varepsilon_i} \right)^{12}, \quad (23)$$

gdzie:

N_i – liczba obciążeń próbki prowadząca do zniszczenia przy założonej wartości odkształcenia,

$\mu\varepsilon_i$ – wartość odkształcenia przyjęta w badaniu trwałości zmęczeniowej.

Maksymalna wartość iloczynu $k \cdot SF$ nie może przekraczać wartości K_{max} , zgodnie ze wzorem [34, 35]:

$$K_{max} = \frac{22000}{\sqrt{E}}, \quad (24)$$

gdzie:

K_{max} – iloczyn $k \cdot SF$ [MPa],

E – projektowy moduł sprężystości (1/3 wyniku badania w laboratorium E_{flex}).

Na podstawie wyników wszystkich przebadanych belek oblicza się średnią wartość stałej k oraz odchylenie standardowe. Istotnie różne z punktu widzenia statystycznego wyniki k_i są odrzucane, a ostateczna wartość stałej k jest wyznaczana jako średnia wartość z pozostałych wyników [34].

Przy projektowaniu nawierzchni wykorzystuje się wyniki badań modułu sprężystości przy zginaniu po 90 dniach pielęgnacji. Ponadto zalecane jest, aby grubość podbudowy związanej wynosiła minimum 170 mm i była wbudowywana w jednej warstwie w celu minimalizacji spękań. W celu zapewnienia odpowiedniego zagęszczenia maksymalna grubość warstwy związanej powinna wynosić 250 mm [34, 36].

Zgodnie z wytycznymi zawartymi w [33] praca warstwy związanej spoiwem hydraulicznym podzielona jest na dwie fazy, przed i po spękaniu. Przy projektowaniu możliwe jest uwzględnienie drugiej fazy pracy podbudowy tylko w przypadku, kiedy grubość warstw asfaltowych przekracza

$\mu\varepsilon_i$ – strain assumed in the fatigue test.

The maximum value of $k \cdot SF$ must not exceed K_{max} , calculated as follows [34, 35]:

$$K_{max} = \frac{22000}{\sqrt{E}}, \quad (24)$$

where:

K_{max} – product of $k \cdot SF$ [MPa],

E – design elastic modulus (1/3 of the value from the laboratory testing E_{flex}).

The data obtained on all the tested beams are used to calculate the mean value of k and the standard deviation. The outlier results of k_i are excluded and the remaining data are used to calculate the mean value [34].

The pavement design is based on the flexural modulus determined on specimens cured for 90 days and the recommended minimum thickness of the HBM base of 170 mm, which should be placed in one lift to minimise cracking. Moreover, the HBM layer should be at least 250 mm thick in order to ensure appropriate compaction [34, 36]. Its behaviour is considered separately for the pre-cracking and post-cracking phase.

The second phase of the base behaviour is considered only if the asphalt top thickness exceeds 175 mm [37]. The field tests showed that the elastic modulus of the base after two years of trafficking is considerably lower than the value obtained at a laboratory. This is attributed to the effect of shrinkage cracks developed in the HBM layer. Therefore, it is recommended to use for the design purposes a third of the value of the elastic modulus from the laboratory testing [34].

The following relationships are given in the Austroads report for computing these parameters when the experimental data are not available [34]:

$$k = 164 \cdot FS + \frac{1886000}{E_{flex}} - 195, \quad (25)$$

where:

FS – flexural strength [MPa],

E_{flex} – 90 day flexural modulus from the laboratory tests [MPa].

The approximate value of the elastic modulus can be calculated with the following equation:

$$E_{flex} = k_{UCS} \cdot UCS, \quad (26)$$

where:

k_{UCS} – material constant taking the value from 1150 to 1400,

UCS – 28-day compressive strength [MPa] [34].

175 mm [37]. Badania terenowe pokazały, że wartość modułu sprężystości podbudowy po dwóch latach eksploatacji jest zdecydowanie niższa od tych uzyskiwanych w laboratorium. Wiąże się to z wpływem spękań skurczowych, jakie powstają w mieszance związanej spoiwem hydraulicznym. W związku z zaobserwowanym zjawiskiem zaproponowano, aby do celów projektowych przyjmować 1/3 wartości modułu sprężystości zbadanego w warunkach laboratoryjnych [34].

W przypadku braku wyników badań modułu sprężystości oraz odporności na zmęczenie raport Austroads podaje następujące zależności umożliwiające określenie tych parametrów [34]:

$$k = 164 \cdot FS + \frac{1886000}{E_{flex}} - 195, \quad (25)$$

gdzie:

FS – wytrzymałość na zginanie [MPa],

E_{flex} – moduł sprężystości przy zginaniu po 90 dniach pielęgnacji (wynik badania w laboratorium) [MPa].

Wartość modułu sprężystości można oszacować przy zastosowaniu następującego przybliżenia:

$$E_{flex} = k_{UCS} \cdot UCS, \quad (26)$$

gdzie:

k_{UCS} – stała materiałowa, od 1150 do 1400,

UCS – wytrzymałość na ścisnienie po 28 dniach pielęgnacji [MPa] [34].

Przedstawioną w raporcie metodykę projektowania ograniczono dla materiałów, których projektowy moduł sprężystości nie przekracza 5000 MPa. Ograniczenie to wiąże się z brakiem weryfikacji przedstawionych zależności na materiałach o wyższej wytrzymałości [34].

3. PORÓWNANIE WYBRANYCH KRYTERIÓW ZMĘCZENIOWYCH WARSTW ZWIĄZANYCH SPOIWMAMI HYDRAULICZNYMI

Aby porównać opisane kryteria zmęczeniowe, przedstawiono przykłady obliczeń trwałości zmęczeniowej podbudów związanych spoiwami hydraulicznymi dla konstrukcji typowych z aktualnie obowiązującego w Polsce Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych z 2014 roku [1]. Obliczenia dotyczą długości trwania pierwszej fazy pracy nawierzchni, czyli liczby powtórzeń obciążenia do spękania warstwy podbudowy.

The design methodology presented in the report is limited to materials with the elastic modulus below 5000 MPa. This limitation is due to lack of verification of the presented relationships on materials with a higher strength [34].

3. COMPARISON OF THE SELECTED FATIGUE CRITERIA FOR HYDRAULICALLY BOUND LAYERS

Let us use the HBM bases from the 2014 Polish “The Catalogue of Typical Flexible and Semi-rigid Pavements” [1] to compare the above-described fatigue criteria based on the fatigue life predictions. The calculations concern the first phase of the pavement behaviour, i.e. up to cracking of base.

The equivalent temperature of 15°C is applied. Full bond between the pavement layers is assumed. The stresses and strains in the pavement structures are calculated for the equivalent single axle load of 50 kN and the road contact pressure of 850 kPa [1, 3]. Table 4 gives the data used for predicting the fatigue life of HBM layers in KR1-KR7 pavements. The results are displayed in Fig. 3.

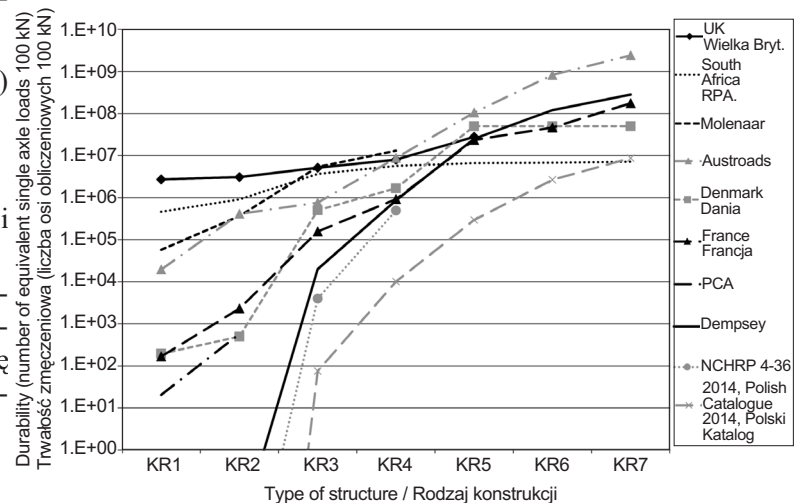


Fig. 3. Results of calculated fatigue lives of HBM base layers acc. to different methodologies by type of structure

Rys. 3. Wyniki obliczonych trwałości zmęczeniowych podbudowy związanej wg różnych metodologii w podziale na rodzaje konstrukcji

The fatigue lives of HBM layers obtained with the method used in the Polish design guide [1, 3] are given for comparison. This method uses the Dempsey’s criterion modified by the correction factor increasing the stress at the bottom of HBM layer of 1.25 for materials of strength classes $C_{3/4}$, 1.30 for materials of $C_{5/6}$ and 1.40 for materials of $C_{8/10}$, respectively. Simultaneously, a factor of 1/1.5 was applied to reduce the calculated fatigue life for the first phase of the pavement behaviour [3].

Table 4. Input data for determining the fatigue life of hydraulically bound layers in KR1 to KR7 structures from the Polish pavement design guide [1, 3]

Tablica 4. Zestawienie danych do określenia trwałości zmęczeniowej warstw związanych spoiwami hydraulicznymi w konstrukcjach katalogowych KR1 do KR7 [1, 3]

Parameter / Parametr		Type of structure / Rodzaj konstrukcji						
		KR1	KR2	KR3	KR4	KR5	KR6	KR7
Thickness of asphalt layers [cm] Grubość warstw asfaltowych	wearing course warstwa ścieralna	4	4	4	4	4	4	4
	binder course warstwa wiążąca	5	7	5	6	8	8	8
	base course podbudowa	-	-	6	8	8	10	12
Stiffness modulus of asphalt layers [MPa] Moduł sztywności warstw asfaltowych	wearing course warstwa ścieralna	7700		6000				
	binder course warstwa wiążąca	7500		9300				
	base course podbudowa	-		8900				
Poisson's ratio of asphalt layers [-] Współczynnik Poissona warstw asfaltowych [-]		0.3						
Elastic modulus of lower layers of a structure (MPa) Moduł sprężystości dolnych warstw konstrukcji		80		100		120		
Poisson's ratio of lower layers of a structure [-] Współczynnik Poissona dolnych warstw konstrukcji		0.35						
Base-course thickness [cm] Grubość podbudowy zasadniczej		18	20		22		24	
Stiffness modulus of the base course in the 1 st phase ^{1), 2)} [MPa] Moduł sprężystości podbudowy zasadniczej w I fazie pracy ^{1), 2)}		4800		7200		15100		
Poisson's ratio of the base course in the 1 st phase [-] Współczynnik Poissona podbudowy zasadniczej w I fazie pracy		0.25						
Stiffness modulus of the base course in the 2 nd phase (large blocks) [MPa] Moduł sprężystości podbudowy zasadniczej w II fazie pracy (duże bloki)		2000		2500		3000		
Poisson's ratio of the base course in the 2 nd phase [-] Współczynnik Poissona podbudowy zasadniczej w II fazie pracy		0.3						
Strength class of the base course / Klasa wytrzymałości podbudowy zasadniczej		$C_{3/4}$		$C_{5/6}$		$C_{8/10}$		
Compressive strength R_c after 28-days [MPa] (cylindrical specimens with slenderness 2) Wytrzymałość na ściskanie R_c po 28 dniach (próbki walcowe o smukłości 2)		3.0		5.0		8.0		
The ratio of 28-day compressive strength R_c to 360-day compressive strength R_c [14] Stosunek wytrzymałości na ściskanie R_c po 28 do R_c po 360 dniach [14]		0.8						
Flexural strength R_b [MPa] [14] / Wytrzymałość na zginanie R_b [14]		$0.11 \cdot R_c$		$0.16 \cdot R_c$				
Direct tensile strength R_t [MPa] [27] / Wytrzymałość na rozciąganie bezpośrednie R_t [27]		$0.1 \cdot R_c$						
E_{terminal} [MPa] [10]		1500				2000		
Strain at break ε_b [$\mu\text{m}/\text{m}$] [22] / Odształcenie przy zniszczeniu ε_b [$\mu\text{m}/\text{m}$] [22]		125		145				
Ultimate tensile stress σ_6 [MPa] [26, 29] Napężenie rozciągające prowadzące do zniszczenia σ_6 [26, 29]		0.209		0.333		0.532		
Inclination of the fatigue slope $-1/b$ [-] [26, 29] Nachylenie krzywej zmęczeniowej $-1/b$ [-] [26, 29]		11		12.5		15		

¹⁾Modulus of dynamic elasticity¹⁾ calculated in accordance with (10) / Moduł sprężystości dynamicznej obliczono zgodnie z (10)

²⁾Elastic modulus in bending calculated in accordance with (25) / Moduł sprężystości przy zginaniu obliczono zgodnie z (25)

Obliczenia wykonano dla ekwiwalentnej temperatury wynoszącej 15°C. Założono pełną szczepność warstw konstrukcji. Naprężenia i odkształcenia w konstrukcjach obliczono przy obciążeniu kołem pojedynczym o ciężarze 50 kN i ciśnieniu kontaktowym 850 kPa [1, 3]. W Tabl. 4 przedstawiono dane wykorzystane do obliczeń trwałości zmęczeniowej warstw związanych cementem w konstrukcjach KR1÷KR7. Dodatkowo na Rys. 3 zamieszczono wyniki tych obliczeń.

W celach porównawczych przedstawiono również trwałości zmęczeniowe warstw związanych spoiwem hydraulicznym obliczone na podstawie metodologii wykorzystanej przez autorów polskiego katalogu [1, 3]. W swoich obliczeniach wykorzystali oni kryterium Dempsey'a uwzględniające współczynnik zwiększający naprężenie na spodzie podbudowy związanej, wynoszący 1,25 dla materiałów o klasie wytrzymałości $C_{3/4}$, 1,30 dla materiałów o klasie wytrzymałości $C_{5/6}$ oraz 1,40 dla materiałów o klasie wytrzymałości $C_{8/10}$. Jednocześnie wartość obliczonej trwałości zmęczeniowej konstrukcji w pierwszej fazie pracy podbudowy zmniejszono poprzez współczynnik 1/1,5 [3].

Trwałość zmęczeniowa wg metody PCA, NCHRP 4-36 oraz Molenaara nie została przedstawiona dla pełnego zakresu konstrukcji ze względu na brak wystarczających danych oraz niedostosowanie przedstawionych modeli do materiałów stosowanych przy wyższych kategoriach ruchu.

Maksymalną możliwą do wyznaczenia trwałość zmęczeniową według metody duńskiej wyznaczono na poziomie 50 milionów osi obliczeniowych 100 kN, ponieważ do tej trwałości zostały skalibrowane przedstawione modele. W metodzie brytyjskiej przy projektowaniu nawierzchni o trwałości wyższej niż 33 milionów osi 100 kN, naprężenie na spodzie warstwy związanej spoiwem hydraulicznym musi być niższe od wytrzymałości na zginanie zmodyfikowanej przez współczynnik kalibracyjny oraz współczynnik bezpieczeństwa. Podbudowa związana w konstrukcjach KR6 oraz KR7 nie spełnia tego warunku. Jest to związane z przyjętym obciążeniem osi standardowej w Polsce wynoszącej 100 kN, kiedy w Wielkiej Brytanii do obliczeń przyjmuje się obciążenie 80 kN.

Stosunek naprężenia SR w warstwie związanej od pojedynczego obciążenia osią standardową 50 kN do założonych wytrzymałości na zginanie wynosi 0,28 dla konstrukcji KR7, 0,31 dla KR6, 0,36 dla KR5, 0,48 dla KR4, 0,62 dla KR3. Dla konstrukcji KR2 oraz KR1 wartość ta jest wyższa od jedności i wynosi odpowiednio 1,14 oraz 1,44. Najmniej wrażliwą na zmiany wartości SR jest metoda Południowej Afryki.

The fatigue life predictions obtained with the PCA, NCHRP 4-36 and Molenaar's methods do not cover all the structures due to insufficient data and inadequacy of the models for the materials used for higher traffic classes.

In the Danish method the limit of fatigue life was 50 millions of 100 kN ESALs, this being the life for which the presented models were calibrated. When the British method is used for designing pavements with the fatigue life exceeding 33 millions of 100 kN ESALs the stress at the bottom of the HBM layer must be smaller than the flexural strength modified by application of the calibration and safety factors. This requirement is not satisfied by the HBM base in pavement structures KR6 and KR7. This is caused by different standard axle loads used in Poland and in the UK, namely 100 kN and 80 kN ESALs respectively.

The following ratios between the stress ratio SR in the HBM layer induced by a 50 kN single axle and the assumed flexural strength are obtained for the respective pavement structures: 0.28 for KR7, 0.31 for KR6, 0.36 for KR5, 0.48 for KR4, 0.62 for KR3. A value higher than one was obtained for the pavement structures KR2 and KR1, namely 1.14 and 1.44 respectively. The South-African Method turned out to be the least sensitive to the variation in the SR value.

In the Dempsey's and NCHRP 4-36 methods the value of SR greater than 1 means that HBM base has reached the end of its life. In the remaining methods the structure has some residual life with the greatest number of load repetitions obtained with the UK method. In the KR3-4 group the greatest fatigue lives are obtained with the Molenaar method. In the KR5-7 group the greatest fatigue lives are obtained with the Austroads method.

4. CONCLUSIONS

1. The fatigue life prediction methods can be divided into a number of sub-groups. The primary criterion of such division is the parameter used in the fatigue calculations, namely the strain or tensile stress induced in the pavement. Other criteria include the purpose of prediction, incorporation of the probabilistic approach, value of the adopted elastic modulus, method in which shrinkage is accounted for and the adopted safety factors.
2. Some of the analysed fatigue life prediction methods (the French, South-African and UK methods, NCHRP 4-36, Austroads) require carrying out tests that are not

Wyniki trwałości zmęczeniowej szacowane według metodologii wykorzystanej przez katalog [1] są najniższe dla każdej konstrukcji oprócz KR7, gdzie w wyniku badań metodą z Południowej Afryki uzyskuje się nieznacznie niższe wartości.

W przypadku SR większego od jedności przy zastosowaniu metody Dempsey'a oraz NCHRP 4-36 otrzymuje się wynik wskazujący, że trwałość podbudów związanych jest wyczerpana. Wykonując obliczenia przy zastosowaniu pozostałych metod można stwierdzić, że konstrukcja jest w stanie przemieścić pewną liczbę obciążeń, przy czym największą liczbę obciążeń otrzymuje się według metody z Wielkiej Brytanii. W grupie konstrukcji KR3-4 najwyższą trwałość uzyskują podbudowy związane obliczane metodą Molenaara. W grupie konstrukcji KR5-7 najwyższą trwałość uzyskują podbudowy związane obliczane metodą Austroads.

4. WNIOSKI

1. Metody określania trwałości zmęczeniowej można podzielić na wiele podgrup. W przedstawionych metodach obliczenia trwałości są oparte o analizę odkształceń lub analizę naprężeń rozciągających występujących w nawierzchni. Metody obliczeniowe można podzielić również ze względu na ich przeznaczenie, uwzględnienie probabilistyki, wartość przyjmowanego modułu sprężystości, sposób uwzględnienia skurczu oraz zastosowane współczynniki bezpieczeństwa.
2. W celu wykonania obliczeń trwałości zmęczeniowej według części metod (francuska, południowo-afrykańska, brytyjska, NCHRP 4-36, Austroads) niezbędne są wyniki badań niewykonywane standardowo w Polsce. Dostępne są korelacje umożliwiające założenie brakujących parametrów. Empiryczne wzory przewidujące trwałość tych nawierzchni są bardzo wrażliwe na zmiany danych wejściowych. Wyniki obliczeń przy stosowaniu korelacji dla materiałów nieznanymi i nieprzebadanych obciążone są ryzykiem i wiążą się z wprowadzeniem dużych rozrzutów otrzymywanych wyników. Niezbędne jest wykonywanie wielu badań w celu właściwego stosowania implementowanych kryteriów zmęczeniowych. Na podstawie zależności teoretycznych nie można polegać na metodach projektowania trwałości zmęczeniowych podbudów związanych spoiwami hydraulicznymi, opracowanych w innych krajach.
3. Głównym parametrem decydującym pośrednio o odporności danego materiału na cykliczne obciążenia zmęczeniowe jest jego wytrzymałość na zginanie (metoda Dempsey'a, NCHRP 4-36, PCA, UK) lub odkształcenie

performed in Poland as standard. However, the missing parameters can be obtained with the available correlation functions. The empirical fatigue life equations are very sensitive to the changes of the input data. Calculations performed for unknown and untested materials with the use of correlations can be incorrect and result in a large variation of the results. For correct application of the implemented fatigue criteria a number of tests must be carried out. The theoretical relationships on their own are not sufficient to ensure reliability of HBM base fatigue life prediction methods developed in different countries.

3. The main parameters that indirectly determine the resistance of a given material to repeated loading is its flexural performance (Dempsey's, NCHRP 4-36, PCA, UK methods) or the value of the strain at break (South-African method). The results of the HBM fatigue tests are used only in the French, NCHRP 4-36 and Austroads methods. It is understandable considering the differences between the strength and fatigue tests in terms of complexity and the amount of time needed to perform them. This said, fatigue life predictions based on the results of fatigue tests seems to be the most reasonable approach, especially in the present times when most road testing laboratories are equipped with some fatigue test equipment, the 4PB fixture at the minimum.
4. The differences between the predictions generated with the different empirical fatigue models are noticeably greater in the case of lower traffic classes (service levels) and converge for the higher ones. The lowest fatigue lives are obtained with the methodology applied in the Polish pavement design guide [1].

REFERENCES / BIBLIOGRAFIA

- [1] Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych. Załącznik do Zarządzenia nr 31 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 16.06.2014 r., opracowany w Katedrze Drogowej Politechniki Gdańskiej
- [2] Dempsey B.J., et. al.: Development of a preliminary ALRS stabilized materials pavement, (SPAS). University of Illinois, Department of Civil Engineering, Urbana, Report ESL - TR - 83 -34, Engineering and Service Laboratory, Air Force Engineering and Service Center, Tyndall Air Force Base, Florida, 1984
- [3] Judycki J., et al: Analizy i projektowanie konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2014

- przy zniszczeniu (Południowa Afryka). Jedyne metoda francuska, NCHRP 4-36 oraz Austroads uwzględniają wyniki badań zmęczeniowych mieszanek związanych spoiwami hydraulicznymi. Jest to zrozumiałe ze względu na odmienny poziom złożoności oraz czas trwania badań wytrzymałościowych i zmęczeniowych. Niemniej jednak określanie trwałości zmęczeniowej na podstawie badań zmęczeniowych wydaje się najodpowiedniejszym podejściem, zwłaszcza obecnie, kiedy większość laboratoriów drogowych dysponuje sprzętem do badań zmęczeniowych choćby, przystawkami do czteropunktowego zginania (4PB), które są wykorzystywane dla mieszanek mineralno-asfaltowych.
4. Rozbieżności między przewidywaniami poszczególnych empirycznych modeli zmęczeniowych są wyraźnie większe w przypadku niższych kategorii ruchu, a ich przewidywania zbiegają się przy wzroście kategorii ruchu. Najniższe trwałości uzyskuje się przy wykorzystaniu metodologii przyjętej w Katalogu [1].
- [4] *Judycki J.*: Comparison of fatigue criteria for flexible and semi-rigid pavements. Eighth International Conference on Asphalt Pavements, Vol. II, 1997, Seattle, Washington, 919-937
- [5] Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, Final Report, NCHRP 1-37A, 2004
- [6] *Sybilski D.*, et al: Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Podręcznik Mechanistyczno - Empiryczne Projektowania Nawierzchni Drogowych w warunkach polskich. GDDKiA, IBDiM, Warszawa, 2013
- [7] *Zhou F.*, *Fernando E.G.*, *Scullion T.*: Development, calibration, and validation of performance prediction models for the Texas M-E flexible pavement design system. Report No. FHWA/TX-10/0-5798-2, Texas Transportation Institute, The Texas A&M University System College Station, Texas, 2010
- [8] *Scullion T.*, *Uzan J.*, *Hilbrich S.*, *Chen P.*: Thickness design systems for pavements containing soil-cement bases. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 2008
- [9] *Wen H.*, *Muhunthan B.*, *Wang J.*, *Li X.*, *Edil T.*, *Tinjum J.M.*: Characterization of cementitiously stabilized layers for use in pavement design and analysis. National Academy of Sciences, NCHRP Report 789, Project No. 4-36, Washington, DC, 2014
- [10] *Thoegersen F.*, *Busch C.*, *Henrichsen A.*: Mechanistic design of semi-rigid pavements - an incremental approach. Road Directorate, Report No. 138, Danish Road Institute, Hedehusene, Denmark, 2004
- [11] *Flintsch G.W.*, *Diefenderfer B.K.*, *Nunez O.*: Composite pavement systems: Synthesis of design and construction practices. Virginia Transportation Research Council, Report No. FHWA/VTRC 09-CR2, Charlottesville, VA, 2008
- [12] Håndbog: MMOPP Dimensioneringsprogram for Vej-befæstelser Brugervejledning, Anlæg og Planlægning, Vejregler. Danish Road Directorate, 2013, <http://www.vejdirektoratet.dk/DA/vejsektor/ydelser/programmer/Documents/MMOPP%20november%2013/2013k%20Vejledn%20%20DimBef%20%20A6stelse%202013-10-21.pdf> 20.07.2018
- [13] Making Best Use of Long-Life Pavements in Europe. ELLPAG PHASE 2: A Guide to the Use of Long-Life Semi-Rigid Pavements, FEHRL Report 2009/01
- [14] *Nunn M.*: Development of a more versatile approach to flexible and flexible composite pavement design. Prepared for Highway Agency, TRL Report TRL615, 2004
- [15] Design Manual for Roads and Bridges, Volume 7: Pavement Design and Maintenance, Section 2: Pavement Design and Construction, Part 3, HD 26/06, Pavement Design, 2006
- [16] *Molenaar A.A.A.*, *Pu B.*: Prediction of fatigue cracking in cement treated base courses. Proceedings of 6th RILEM International Conference on Cracking in Pavements, Pavement Cracking Mechanisms, Modeling, Detection, Testing and Case Histories, Chicago, 2008, 191-199
- [17] *Pu B.*: Analysis of the Performance of Pavements with a Cement Treated Base. MSc Thesis Report, Delft University of Technology, Delft, 2007
- [18] *Molenaar A.A.A.*: Lecture notes CT4860 Structural Pavement Design, Design of Flexible Pavements. Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 2007
- [19] *De Beer M.*: Behaviour of cementitious sub-base layers in bitumen base road structures. Dissertation (M.Eng.), University of Pretoria, Faculty of Engineering, Pretoria, 1985
- [20] *De Beer M.*: Aspects of the design and behaviour of road structures incorporating lightly cementitious layer. PhD thesis. University of Pretoria, Department of Civil Engineering, Pretoria, 1990
- [21] *Theyse H.L.*, *De Beer M.*, *Rust F.C.*: Overview of South African mechanistic pavement design method. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Volume 1539, 1996

- [22] *Theyse H.L., Muthen M.*: Pavement analysis and design software (PADS) based on the South African mechanistic-empirical design method. South African Transport Conference “Action in Transport for the New Millennium”, Conference Papers, Transportek CSIR, South Africa, 2000
<https://repository.up.ac.za/bitstream/handle/2263/8322/75%20Theyse.pdf;sequence=1>
20.07.2018
- [23] *Theyse H.L., Maina J.W., Kannemeyer L.*: Revision of the South African flexible pavement design method: mechanistic-empirical component. Proceedings of the 9th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa (CAPSA’07), Gaborone, Bostwana, 2007, 256-292
- [24] South African Pavement Engineering Manual, Chapter 10: Pavement Design. Second Edition, South African National Roads Agency SOC Ltd., South Africa, 2014
- [25] Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussee. Guide technique. Service d’Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), LCPC, 1994
- [26] French design manual for pavement structures. Guide technique. LCPC, 1997
- [27] *Kraszewski C.*: Charakterystyka wytrzymałościowa mieszanek kruszyw związanych hydraulicznie do stosowania w podbudowach drogowych. Roads and Bridges - Drogi i Mosty, **8**, 3, 2009, 31-54.
- [28] NF EN 14227 - parties 1, 2, 3 et 5 melanges traits aux liants hydrauliques – specifications. Cfr - info. Comité Français pour les Techniques Routières, 13, 2006
- [29] Technical Guide. Treatment of soil with lime and/or hydraulic binders. Application to the construction of pavement base layers. SETRA, French Road Engineering Committee (CFTR), 2007
- [30] *Balay J.M., Brosseaud Y., Bara B., Castaneda E.*: Adaptation of the French pavement design to countries in South America. In Congrès 8eme Jornadas International des Asfalto, France, 2012
<https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00850937/document>
- [31] *Jaczewski M., Judycki J.*: Zastosowanie francuskiej metody projektowania nawierzchni asfaltowych o podbudowach związanych spoiwami hydraulicznymi w warunkach polskich. Drogownictwo, **LXVII**, 6, 2012, 199-203
- [32] *Jaczewski M., Judycki J.*: Adaptacja francuskich kryteriów zmęzeniowych do projektowania nawierzchni podatnych w warunkach polskich. Drogownictwo, **LXVII**, 5, 2012, 164-170
- [33] *Jameson G.*: Guide to pavement technology Part 2: Pavement Structural Design. Austroads, Publication No. AGPT02-17, 2012
- [34] *Jameson G., Bryant P.*: Framework for the Revision of Austroads Design Procedures for Pavement Containing Cemented Materials, Austroads, Publication No. AP-R463-14, 2014
- [35] *Alderson A., Jameson G., Papacostas A.*: Cemented Materials Characterisation: Final Report. Austroads, Publication No. AP-R462-14, 2014
- [36] Roads and Maritime Supplement to Austroads Guide to Pavement Technology Part 2: Pavement Structural Design. Document No: RMS 11.050, NSW Government, 2015
- [37] *Parmeggiani G.*: Three dimensional structural design of asphalt pavements. AAPA Pavements Industry Conference, Sydney, Australia, 2007, 1-10