

JÓZEF JUDYCKI<sup>1)</sup>

## BUDOWA I KALIBRACJA MODELI SPĘKAŃ ZMĘCZENIOWYCH WARSTW ASFALTOWYCH NAWIERZCHNI DROGOWYCH W MECHANISTYCZNO-EMPIRYCZNEJ METODZIE AASHTO 2004

**STRESZCZENIE.** W artykule przedstawiono sposób tworzenia modeli spękań zmęczeniowych warstw asfaltowych w nowej amerykańskiej mechanistyczno-empirycznej metodzie projektowania nawierzchni AASHTO 2004. Opisano modele przyjęte do kalibracji, problem różnego zachowania się warstw asfaltowych w warunkach obciążeń typu kontrolowanego naprężenia i odkształcenia, przyjęte miary spękań zmęczeniowych. Przedstawiono także kalibrację opartą o badania na odcinkach doświadczalnych LTPP, symulację obliczeniową oraz modele zmęczeniowe w przypadku spękań typu „z dołu do góry” i „z góry na dół” przyjęte do projektowania. Podkreślono podstawowe znaczenie terenowej weryfikacji modeli zmęczeniowych.

**SŁOWA KLUCZOWE:** kalibracja modeli zmęczeniowych, modele spękań zmęczeniowych, projektowanie nawierzchni, spękania zmęczeniowe warstw asfaltowych

### 1. WSTĘP

Spękania zmęczeniowe warstw asfaltowych wywołane przez obciążenie ruchem są uważane za jedną z najistotniejszych form uszkodzeń nawierzchni drogowych. W ramach metody AASHTO 2004 [1] opracowano modele matematyczne dwóch typów spękań zmęczeniowych warstw asfaltowych, to znaczy „spękań z dołu do góry”

<sup>1)</sup> prof. zw. dr hab. inż. – kierownik Katedry Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej

i „spękań z góry na dół”, odpowiednio w języku angielskim zwanych spękaniem „bottom-up” i „top-down”. Spękania zainicjowane na spodzie warstw asfaltowych i penetrujące w górę są efektem zginania warstw asfaltowych przez koła pojazdów. Przez ostatnie 40 lat był to powszechnie przyjęty i jedyny uznawany mechanizm powstawania spękań zmęczeniowych. Liczne badania przeprowadzone w ostatnich latach wykazały jednak, że pojawiają się też spękania inicjowane na górnej powierzchni warstw asfaltowych i penetrujące w dół („spękania z góry na dół”). Mechanizm ich powstawania jest dotychczas słabo rozpoznany. Jako pierwsi badania tego zjawiska przeprowadzili w 1997 r. Nunn i współpracownicy w Wielkiej Brytanii [2] oraz Myers i współpracownicy na Florydzie [3]. Przyjmuje się hipotezę, że za spękania „z góry na dół” odpowiadają naprężenia rozciągające i ścinające powstające na powierzchni jezdni przy ruchu koła, a także duże naprężenia ściskające skoncentrowane na styku krawędzi śladu koła i nawierzchni. Wśród przyczyn występowania spękań „z góry na dół” wymienia się także naprężenia termiczne. Czynniki te powiązane są jednocześnie z efektem istotnego usztywnienia górnej warstewki asfaltowej wskutek jej starzenia.

Główne osiągnięcie badaczy amerykańskich w omawianym zakresie polega na tym, że po raz pierwszy dokonali terenowej kalibracji modeli zmęczeniowych na podstawie wyników badań na stosunkowo dużej liczbie odcinków doświadczalnych umiejscowionych w różnych warunkach klimatycznych w USA i w Kanadzie. Badań w takiej skali nigdy przedtem w świecie nie wykonano. Modele zmęczeniowe stosowane w projektowaniu nawierzchni nie mogą być oparte tylko o badania laboratoryjne. Opracowane w ramach metody AASHTO 2004 modele zmęczeniowe są więc bardziej wiarygodne niż dotychczasowe. Artykuł przedstawia opis i krytyczną analizę badań amerykańskich prowadzących do powstania modeli zmęczeniowych warstw asfaltowych. Opracowania źródłowe na temat metody AASHTO 2004 są bardzo obszerne i praca niniejsza, ze względu na ograniczoną objętość, nie może przedstawić całości zagadnienia. Przedstawiono tylko te elementy, które w przekonaniu autora są najważniejsze. Celem tej pracy jest zbadanie możliwości zastosowania nowych kryteriów zmęczeniowych do projektowania nawierzchni drogowych w Polsce. Polskich kryteriów zmęczeniowych nie ma i nie ma szans na to, aby one powstały ze względu na ograniczone możliwości finansowe i potencjał badawczy, w stosunku do ogromnego zadania badawczego.

Wątpliwości może budzić użyta nazwa metody „AASHTO 2004”. Pełna nazwa metody brzmi: „Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures”. Użycie tłumaczenia pełnej nazwy nie byłoby praktyczne. Autorzy metody AASHTO 2004 używają często w swoich opracowaniach skrótu tej nazwy w postaci „Design Guide 2002”, dlatego, że amerykański projekt badawczy National Cooperative Highway Research Program (NCHRP 1-37A) [1] miał zakończyć się w 2002 r., ale przeciągnął się do 2004 r. Użyty przez autora artykułu skrót nazwy „AASHTO 2004” uzasadniony jest tym, że jest to kolejna modyfikacja metody AASHTO, opublikowana w 2004 r. Opracowana została na zlecenie AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) we współpracy z FHA (Federal Highway Administration) w USA. Używane są w odniesieniu do omawianej w tym artykule metody projektowania nawierzchni inne skróty, jak MEPDG („Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide”).



Należy zwrócić uwagę na jednostki występujące we wzorach. Są one podane w jednostkach imperialnych, używanych w USA (w calach, funtach, stopach, psi itp.). Nie zmieniono symboli i oznaczeń we wzorach, ani nie przekształcono jednostek imperialnych na metryczne, aby jak najbardziej oddać oryginalną treść metody i uniknąć jakichkolwiek błędów przy przekształceniach. Zawsze podawano za wzorami występujące w nich jednostki. Dla ułatwienia Czytelnikowi poniżej przedstawiono przeliczniki z jednostek imperialnych na metryczne:

- 1 funt (pound) = 453,592 g,
- 1 cal (inch) = 2,54 cm; oznaczenie (1" = 1 cal),
- 1 stopa (foot) = 30,48 cm; oznaczenie (1' = 1 stopa),
- 1 psi (pound/square inch = funt/cal<sup>2</sup>) = 0,00689 MPa,
- 1 ksi = 1000 psi = 6,89 MPa,
- 1 mila (mile) = 1609,347 m.

## 2. MODELE ZMĘCZENIOWE PRZYJĘTE DO KALIBRACJI

Opis tworzenia i kalibracji modeli zawiera raport badawczy przygotowany przez prof. Mathiew M. Witczaka i M.M. El-Basyouny z Arizona State University [4]. Spośród wielu dostępnych kryteriów zmęczeniowych wybrano dwa, a mianowicie kryteria Shella w wersji podanej przez Bonnuare i in. [5] oraz kryteria Instytutu Asfaltowego [6]. Należy zwrócić uwagę na to, że użyta w tym przypadku wersja kryteriów Shella [5] opracowana została w 1980 r. przez oddział francuski firmy (Shell Francaise) i jest zupełnie inna od bardziej znanej w Polsce wersji z tzw. „metody Shella”, która była opracowana w 1977 r. przez Claessena i in. [7] oraz przedstawiona w języku polskim w artykule [8].

Przyjęto koncepcję liniowego sumowania szkód zmęczeniowych (Minera) w postaci:

$$D = \sum_{i=1}^T \frac{n_i}{N_i}, \quad (1)$$

gdzie:

$D$  – sumaryczna szkoda zmęczeniowa, jakiej doznała nawierzchnia  $\langle 0, 1 \rangle$ ,

$T$  – całkowita liczba okresów obliczeniowych,

$i$  – numer kolejnego okresu obliczeniowego,

$n_i$  – rzeczywista liczba powtarzalnych obciążeń w kolejnym okresie  $i$ ,

$N_i$  – dopuszczalna liczba powtarzalnych obciążeń w warunkach występujących w kolejnym okresie  $i$ .

W metodzie AASHTO 2004 sumowane są szkody zmęczeniowe  $D_i$  powstające w kolejnych  $i$ -tych okresach obliczeniowych, przy czym każdy kolejny okres obliczeniowy ma w tej metodzie długość jednego miesiąca, a w niektórych przypadkach dwóch



tygodni. W każdym z tych okresów bierze się pod uwagę rzeczywiste obciążenie nawierzchni ruchem (rodzaj pojazdów i ilość obciążeń nawierzchni).

Podstawowa reguła zmęczeniowa przyjęta przez Autorów metody w przypadku dwóch typów spękań („z dołu do góry” i „z góry na dół”) została odniesiona do odkształceń rozciągających w rozważanym punkcie warstw asfaltowych, odpowiednio na spodzie warstwy i na górnej powierzchni warstwy asfaltowej oraz modułu sztywności warstwy w następującej ogólnej formie:

$$N_f = Ck_1 \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{k_2} \left( \frac{1}{E} \right)^{k_3}, \quad (2)$$

gdzie:

- $N_f$  – liczba powtarzalnych obciążeń do powstania spękań zmęczeniowych,
- $\varepsilon_t$  – odkształcenie rozciągające w krytycznym punkcie przekroju, liczba dziesiętna,
- $E$  – moduł sztywności materiału (mieszanki mineralno-asfaltowej), w psi (funt/cal<sup>2</sup>),
- $C$  – współczynnik zależny od właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej,
- $k_1, k_2, k_3$  – współczynniki regresji.

Powyzsza forma równania występuje w wielu kryteriach zmęczeniowych, w tym także w obu kryteriach analizowanych w omawianym przypadku (Shella i Instytutu Asfaltowego). Oba modele zmęczeniowe różnią się istotnie między sobą, ale mają podobną formę matematyczną.

Kryterium Shella w wersji podanej w [4] ma następującą postać:

- w przypadku kontrolowanego odkształcenia:

$$N_{f\varepsilon} = A_f [0,17PI - 0,0085PI(V_b) + 0,045(V_b) - 0,112]^5 \varepsilon_t^{-5} E^{-1,8}, \quad (3)$$

- w przypadku kontrolowanego naprężenia:

$$N_{f\sigma} = A_f [0,0252PI - 0,00126PI(V_b) + 0,00673(V_b) - 0,0167]^5 \varepsilon_t^{-5} E^{-1,4}, \quad (4)$$

gdzie:

- $N_{f\varepsilon}$  – liczba powtarzalnych obciążeń do zniszczenia w warunkach kontrolowanego odkształcenia,
- $N_{f\sigma}$  – liczba powtarzalnych obciążeń do zniszczenia w warunkach kontrolowanego naprężenia,
- $A_f$  – parametr doświadczalny,
- $PI$  – indeks penetracji asfaltu,
- $V_b$  – zawartość objętościowa asfaltu, % objętościowo,
- $\varepsilon_t$  – odkształcenia rozciągające w krytycznym punkcie na spodzie warstwy asfaltowej, liczba dziesiętna,
- $E$  – moduł sztywności warstwy, w psi (funt/cal<sup>2</sup>).

Kryterium zmęczenia Instytutu Asfaltowego [6] jest wynikiem badań laboratoryjnych przy kontrolowanym naprężeniu, skorygowanych na podstawie wyników terenowych:

$$N_{f\bar{\epsilon}} = 0,00432C \left( \frac{1}{\epsilon_t} \right)^{3,291} \left( \frac{1}{E} \right)^{0,854}, \quad (5)$$

$$C = 10^M, \quad (6)$$

$$M = 4,84 \left( \frac{V_b}{V_a + V_b} - 0,69 \right), \quad (7)$$

gdzie:

- $N_{f\bar{\epsilon}}$  – liczba powtarzalnych obciążeń do zniszczenia,
- $\epsilon_t$  – odkształcenia rozciągające w krytycznym punkcie na spodzie warstwy asfaltowej, liczba dziesiętna,
- $E$  – moduł sztywności warstwy, w psi (funt/cal<sup>2</sup>),
- $V_b$  – efektywna zawartość asfaltu, % objętościowo,
- $V_a$  – zawartość wolnych przestrzeni, % objętościowo.

Jest rzeczą istotną w dalszej analizie, że w metodzie Instytutu Asfaltowego [6] z 1982 r, zastosowano współczynnik kalibracyjny 18,4, aby dostosować wyniki badań laboratoryjnych do obserwacji terenowych. Trwałość wyznaczoną z badań laboratoryjnych zwiększono mnożąc przez 18,4. Współczynnik ten dobrano, aby odpowiadał 20% spękań zmęczeniowych w śladzie kół. Współczynnik liczbowy przed wyrażeniem we wzorze (5), równy 0,00432, uwzględnia ten współczynnik kalibracyjny. Wzór (5) dostosowany jest do jednostek amerykańskich, to znaczy  $E$  wstawiane jest do tego wzoru w psi (funt/cal<sup>2</sup>). Przy wstawianiu  $E$  w MPa współczynnik liczbowy przed wyrażeniem powinien być odpowiednio przeliczony.

### 3. OBCIĄŻENIA TYPU KONTROLOWANEGO NAPRĘŻENIA I KONTROLOWANEGO ODKSZTAŁCENIA<sup>2)</sup>

Autorzy metody musieli zmierzyć się z trudnym problemem zdecydowanie różnej trwałości zmęczeniowej warstw asfaltowych pod obciążeniem typu kontrolowanego obciążenia i kontrolowanego odkształcenia. Test kontrolowanego naprężenia polega na przykładaniu do próbki naprężeń o kontrolowanym przebiegu i pomiarze zmieniających się odkształceń. Test kontrolowanego odkształcenia polega na przykładaniu do próbki odkształceń o kontrolowanym przebiegu i pomiarze zmieniających się

<sup>2)</sup> w mechanice doświadczalnej stosuje się inną nomenklaturę: sterowanie naprężeniem, sterowanie odkształceniem (od red.)



naprężeń. Dwa typy testów dają diametralnie inne wyniki. Mieszanki mineralno-asfaltowe zachowują się w czasie takich testów zupełnie inaczej; mieszanki sztywne są bardziej trwałe w warunkach kontrolowanego naprężenia, a mieszanki podatne są bardziej trwałe w warunkach kontrolowanego odkształcenia i odwrotnie. Różnice widać wyraźnie we wzorach Shella (3) i (4).

Wyznaczając odkształcenie w warstwie asfaltowej na przykład z programu BISAR, znamy jego wartość i znak, ale nie znamy warunków pracy warstwy pod obciążeniem od kół pojazdów: nie wiemy na pewno, czy występuje przypadek obciążeń o kontrolowanym naprężeniu czy kontrolowanym odkształceniu. Od tego zaś zależy liczba obciążeń, jakie może przenieść warstwa asfaltowa do wystąpienia spękań, przy identycznym odkształceniu rozciągającym, jakie w tej warstwie powstaje pod obciążeniem. W przybliżeniu przyjmuje się, że obciążenia typu kontrolowanego odkształcenia występują pod obciążeniem ruchem w cienkich warstwach asfaltowych (poniżej 50 mm), a kontrolowanego naprężenia w grubych warstwach asfaltowych (powyżej 200 mm). Nie ma na to jednak w pełni przekonywującego dowodu. Cały przedział grubości warstw asfaltowych od 50 mm do 200 mm, najczęściej występujący w praktyce, pracuje w warunkach określanych jako stan pośredni ("intermediate state"), będący kombinacją kontrolowanego naprężenia i odkształcenia. Stan ten nie był dotychczas jasno zdefiniowany. W ramach metody AASHTO 2004 podjęto taką próbę.

Kryteria Shella z 1980 r. [5] prowadzą do dwóch różnych równań dla dwóch warunków obciążeń. Autorzy metody AASHTO 2004 wyprowadzili ze wzorów Shella (3) i (4) po ich przekształceniu współczynnik  $F$ , będący stosunkiem trwałości zmęczeniowej w warunkach kontrolowanego odkształcenia do trwałości zmęczeniowej w warunkach kontrolowanego naprężenia:

$$F = \frac{N_{f\epsilon}}{N_{f\sigma}} = 13909 \cdot E^{-0,4} \quad (8)$$

Stąd

$$N_{f\epsilon} = N_{f\sigma} \cdot E \quad (9)$$

gdzie:

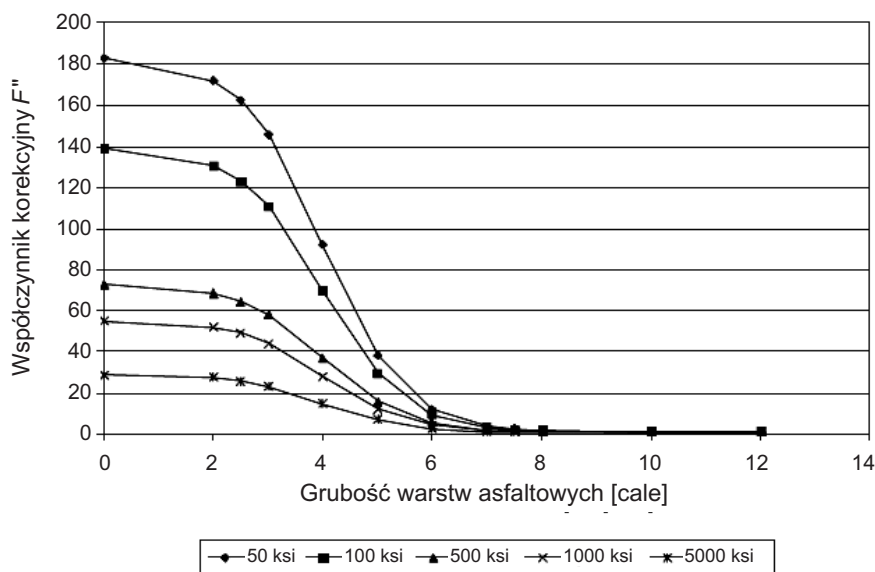
- $F$  – współczynnik określający stosunek trwałości zmęczeniowej w warunkach kontrolowanego odkształcenia do trwałości zmęczeniowej w warunkach kontrolowanego naprężenia,
- $N_{f\epsilon}$  – trwałość warstwy asfaltowej w warunkach kontrolowanego odkształcenia,
- $N_{f\sigma}$  – trwałość warstwy asfaltowej w warunkach kontrolowanego naprężenia,
- $E$  – moduł sztywności warstwy, w psi (funt/cal<sup>2</sup>).



Jak widać, trwałość w warunkach kontrolowanego odkształcenia jest zdecydowanie większa od trwałości w warunkach kontrolowanego naprężenia. Na przykład, ze wzoru (8) wynika, że przy module sztywności 1 000 000 psi = 6890 MPa wartość  $F = 55,3$ ; oznacza to, że trwałość zmęczeniowa materiału w warunkach kontrolowanego odkształcenia jest ponad 55 razy większa niż w warunkach kontrolowanego naprężenia. Współczynnik  $F$  maleje wtedy, gdy moduł sztywności warstwy  $E$  wzrasta.

Aby określić warunki w sytuacjach pośrednich, przy grubości warstw asfaltowych pomiędzy 50 mm i 200 mm, w metodzie AASHTO 2004 stworzono nową funkcję sigmodalną  $F''$  o podanej niżej postaci. Wykres funkcji pokazano na rys. 1. Wykorzystano wzory (3) i (4). Funkcja ta przyjmuje największe wartości dla cienkich warstw asfaltowych (poniżej 2"  $\approx$  50 mm) i maleje równomiernie do 1 dla dużych grubości, powyżej 8"  $\approx$  200 mm. Zależy też od sztywności warstwy. Im większa sztywność warstwy, tym mniejsza wartość współczynnika  $F''$

$$F'' = 1 + \frac{F}{1 + \exp^{(1,35h_{ac} - 5,408)}} \quad (10)$$



Rys. 1. Funkcja sigmodalna  $F''$  przy różnych sztywnościach warstwy  
 Fig. 1. Sigmoidal function  $F''$  for different layer stiffness

Stąd otrzymano wzór na trwałość zmęczeniową z uwzględnieniem warunków pracy i grubości warstw asfaltowych:

$$N_f = A_f F'' K_{1\sigma} \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^5 E^{-1,4} \quad (11)$$



gdzie:

$F''$  – współczynnik korekcyjny ze względu na grubość warstwy i moduł sztywności,

$F$  – jak we wzorze (8),

$h_{ac}$  – grubość warstw asfaltowych w calach,

$A_f$  – współczynnik doświadczalny,

$K_{1\sigma}$  – człon w nawiasie kwadratowym we wzorze (4).

Wzór (11) pochodzi z przekształcenia wzorów (3) i (4) i umożliwia obliczenie trwałości zmęczeniowej, przy założeniu, że cienkie warstwy pracują w warunkach kontrolowanego odkształcenia, grube warstwy w warunkach kontrolowanego naprężenia, a warstwy pośrednie zmieniają charakter pracy w płynny sposób w zależności od ich grubości. Wzory (10) i (11) były pomocne przy budowie modeli zmęczeniowych AASHTO 2004.

Szerszy opis rozwiązania tego problemu zawarto w raporcie [4]. Ze względu na ograniczony zakres niniejszego opracowania stwierdzić tutaj można tylko, że przyjęte w AASHTO 2004 rozwiązanie znajduje swój wyraz w sigmodalnej funkcji  $k'_1$ , podobnej do funkcji  $F''$  i zależnej od grubości warstwy. Funkcja  $k'_1$  występuje w podanych dalej modelach zmęczeniowych.

#### 4. KALIBRACJA MODELI I PRZYJĘTE MIARY SPĘKAŃ ZMĘCZENIOWYCH

Modele zmęczeniowe były kalibrowane w następujących etapach:

1. Zebranie danych do kalibracji z odcinków doświadczalnych nawierzchni LTPP (ang. *Long Term Pavement Performance*).
2. Kolejne obliczenia symulacyjne przy pomocy programu komputerowego Design Guide 2002, przy użyciu różnych wartości współczynników kalibracji w modelach zmęczeniowych.
3. Weryfikacja wyników obliczeń przez porównanie obliczonej szkody zmęczeniowej z liczbą spękań zmęczeniowych w terenie dla każdego odcinka doświadczalnego. Selekcja kombinacji współczynników kalibracji o najmniejszym rozrzucie i o prawidłowym trendzie.
4. Korelacja przewidywanej (obliczonej) szkody zmęczeniowej z liczbą spękań w terenie.

Na tych samych odcinkach doświadczalnych przeprowadzono kalibrację spękań typu „z góry do dołu” i „z dołu do góry”. Uwzględniono następujące kluczowe czynniki w planowaniu eksperymentu:



- temperatura otoczenia, od której zależy sztywność i odkształcenia wywołane przez ruch w warstwie – uwzględniona po to, aby stwierdzić, czy różnice klimatyczne są przyczyną odchyień wyników,
- grubość warstw asfaltowych, od której zależy wielkość odkształceń, miejsce inicjacji spękania i typ obciążenia (kontrolowane naprężenie lub odkształcenie),
- typ nawierzchni i strategia rehabilitacji,
- moduły odkształcenia gruntu podłoża, uwzględnione jako czynnik drugorzędny,
- moduły sztywności warstw asfaltowych,
- liczba uszkodzeń (spękań zmęczeniowych) na danym odcinku.

Do kalibracji modeli wybierano jak najprostsze konstrukcje nawierzchni, o małej liczbie warstw. Priorytet miały odcinki z dostępnymi danymi z ciągłego ważenia pojazdów w ruchu (WIM). Kalibracja została wykonana przede wszystkim dla konwencjonalnego betonu asfaltowego z asfaltem zwykłym niemodyfikowanym ("HMA dense graded"). Przez niekonwencjonalne mieszanki autorzy metody AASHTO 2004 rozumieli SMA, mieszanki z asfaltami modyfikowanymi i mieszanki otwarte drenażowe. Z mieszanek niekonwencjonalnych na odcinkach LTPP sporadycznie występowały tylko mieszanki otwarte drenażowe. Brak było SMA i mieszanek z asfaltami modyfikowanymi.

Badano 136 odcinków nawierzchni LTPP: 94 nowe i 42 po rehabilitacji. Odcinki po rehabilitacji to w dużej części beton asfaltowy wbudowany na starej nawierzchni betonowej. Odcinki badawcze zlokalizowane były w różnych warunkach klimatycznych, w wielu stanach USA i dwóch prowincjach Kanady. Występowały różne poziomy obciążenia ruchem, różne grunty podłoża i różne konstrukcje nawierzchni. Odcinki nawierzchni LTPP były zlokalizowane jak pokazano na rys. 2 i 3. Odcinki pomiarowe, gdzie prowadzono szczegółowe obserwacje, miały długość 500 stóp każdy ( $500 \times 0,3048 \text{ m} = 152,4 \text{ m}$ ).

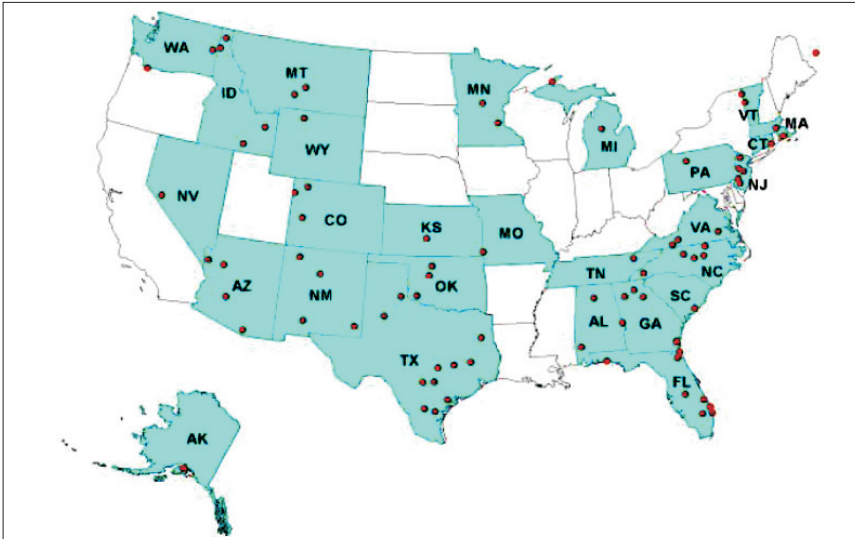
W przypadku spękań typu „z dołu do góry”, jako miarę wyrażoną w % przyjęto sumę powierzchni spękań siatkowych (nazywanych w języku angielskim „aligatorowymi” – “aligator cracking”) dzieloną przez całkowitą powierzchnię pasa ruchu na danym odcinku pomiarowym. W przypadku spękań typu „z góry na dół” jako miarę przyjęto sumę długości spękań liniowych podłużnych w śladzie kół (wyrażoną w stopach na jedną milę długości pasa ruchu). Przy kalibracji modeli zmęczeniowych przyjęto następujące istotne założenie: spękania zmęczeniowe typu „z dołu do góry” są to spękania siatkowe, a spękania typu „od góry na dół” są to spękania liniowe podłużne, zlokalizowane wzdłuż śladów kół.

## 5. MODEL SPĘKAŃ ZMĘCZENIOWYCH PRZYJĘTY DO KALIBRACJI I PROCEDURA PRZEWIDYWANIA SPĘKAŃ

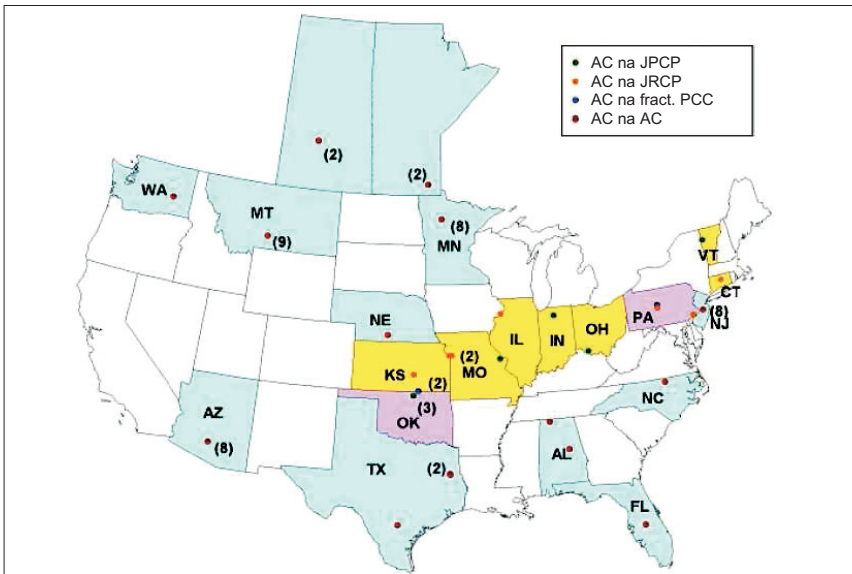
Do kalibracji przyjęto następujący model matematyczny:

$$N_f = B_{f1} k_1 (\varepsilon_t)^{-\beta_{f2} k_2} (E)^{-\beta_{f3} k_3} , \quad (12)$$





Rys. 2. Lokalizacja odcinków LTPP w USA stosowanych przy kalibracji modeli zmęzeniowych nowych nawierzchni  
 Fig. 2. Location of LTPP sections in USA used for calibration of fatigue models for new pavements



Rys. 3. Lokalizacja odcinków nawierzchni LTPP stosowanych w kalibracji modeli zmęzeniowych nawierzchni po rehabilitacji. Oznaczenia: AC – beton asfaltowy, JPCP – nawierzchnia betonowa niezbrojona ze szczelinami, JRCP – nawierzchnia betonowa zbrojona ze szczelinami, fract. PCC – nawierzchnia betonowa pokruszona  
 Fig. 3. Location of LTPP sections used in calibration of fatigue models for pavements after rehabilitation. Abbreviations: AC – Asphalt Concrete, JPCP – Jointed Portland Cement Pavement, JRCP – Jointed Reinforced Concrete Pavement, fract. PCC – fractured Portland Cement Concrete



gdzie:

$N_f$  – liczba obciążeń do powstania spękań zmęczeniowych,

$\varepsilon_t$  – odkształcenia rozciągające w krytycznym punkcie,

$E$  – moduł sztywności warstwy asfaltowej,

$k_1, k_2, k_3$  – laboratoryjne współczynniki regresji,

$\beta_{f1}, \beta_{f2}, \beta_{f3}$  – współczynniki kalibracyjne.

Zadanie polegało na takim doborze współczynników kalibracyjnych  $\beta_{f1}$ ,  $\beta_{f2}$  i  $\beta_{f3}$  w powyższym wzorze, aby jak najlepiej opisać liczbę spękań zmęczeniowych zmierzonych na odcinkach doświadczalnych. Współczynniki dobierano w taki sposób, że współczynnik  $\beta_{f1}$  był kalibrowany ze względu na grubość warstw asfaltowych,  $\beta_{f2}$  ze względu na odkształcenia rozciągające i  $\beta_{f3}$  ze względu na moduł sztywności.

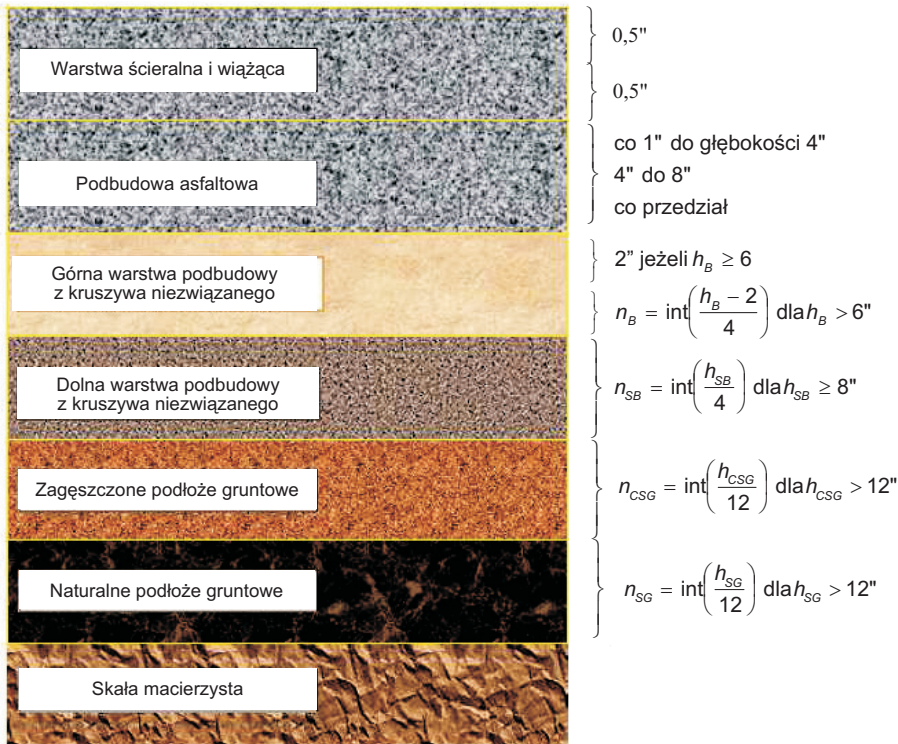
Jednakową formułę matematyczną przyjęto dla spękań typu „z dołu do góry” i dla spękań „z góry na dół”. Inne były punkty występowania krytycznych odkształceń rozciągających; na spodzie warstw asfaltowych dla spękań typu „z dołu do góry” i na górnej powierzchni warstw asfaltowych dla spękań typu „z góry na dół”. Otrzymano też inne współczynniki kalibracyjne  $\beta_{f1}$ ,  $\beta_{f2}$  i  $\beta_{f3}$  dla obu typów spękań.

Procedura predykcji spękań zmęczeniowych na odcinkach doświadczalnych obejmowała dla każdego odcinka:

- zebranie danych o ruchu pojazdów (liczba osi pojedynczych, podwójnych, potrójnych i poczwórnych w określonym czasie),
- analizę profilu temperatury warstw asfaltowych w przekroju pionowym, zmiennego w zależności od pory roku,
- analizę danych o wilgotności warstw niezwiązanych (podbudowy z kruszyw i podłoża),
- zebranie danych o konstrukcji istniejących nawierzchni i ich podział na podwarstwy,
- obliczenie naprężeń i odkształceń w punktach krytycznych,
- obliczenie spękań zmęczeniowych.

Proces kalibracji był bardzo złożony. Dane o ruchu pojazdów pochodziły, jeżeli było to możliwe, z ważenia pojazdów w ruchu (WIM). Uwzględniono efekt przemieszczeń poprzecznych kół w śladzie obciążenia, przyjmując rozkład zgodny z normalnym rozkładem Gaussa. Warstwy nawierzchni dzielono na podwarstwy obliczeniowe (rys. 4), maksymalnie do 19 podwarstw dla całej konstrukcji i 10 podwarstw dla warstw asfaltowych. Na przykład, przy grubości warstw asfaltowych 250 mm, ich podział na podwarstwy był następujący, idąc z góry do dołu: 12,5 mm, 12,5 mm, 25 mm, 25 mm, 25 mm, 100 mm i 50 mm. Podobny podział stosowano w przypadku warstw dolnych konstrukcji nawierzchni. Każdej warstwie przypisywano moduł w określonym przedziale czasu, w zależności od temperatury dla warstw asfaltowych lub wilgotności dla warstw niezwiązanych w podbudowie i dla podłoża gruntowego.



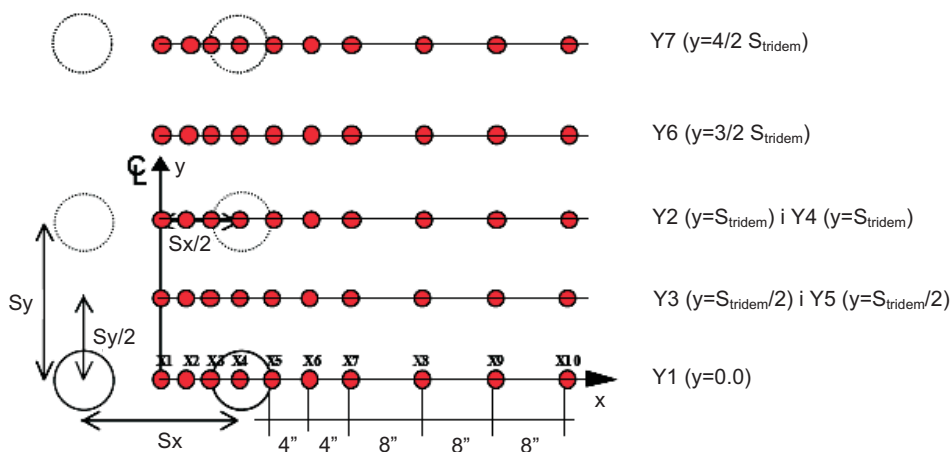


Rys. 4. Podział konstrukcji nawierzchni na podwarstwy (int – oznacza “integer” = część całkowita z ilorazu)

Fig. 4. Division of pavement structure into sublayers (int. – means “integer”)

Do obliczeń wykorzystywano program wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej JULEA i programy metody elementów skończonych (MES). Obliczenia wykonywano w wielu punktach i szukano miejsc krytycznych, gdzie odkształcenia rozciągające były największe. Położenie punktów obliczeniowych w planie pokazano na rys. 5. W przykładowym przypadku obciążenia osią pojedynczą obliczenia wykonywano w jednym przekroju poprzecznym w 10 punktach, a dla obciążenia osią poczworną w 50 punktach w 5 przekrojach poprzecznych. Po za tym obliczenia wykonywano na kilku poziomach na głębokości warstw; na powierzchni warstw asfaltowych, na ich spodzie i ze względu na kryteria deformacji trwałych na innych pośrednich poziomach. Wynikiem obliczeń do określenia trwałości zmęczeniowej były maksymalne odkształcenia rozciągające na powierzchni warstw asfaltowych, albo 12,5 mm poniżej powierzchni dla spękań typu „z góry na dół” i odkształcenia rozciągające na spodzie warstw asfaltowych, dla spękań typu „z dołu ku górze”.

Oba modele zmęczeniowe były użyte przy obliczeniach trwałości zmęczeniowej (Shella i Instytutu Asfaltowego). W metodzie Shella użyto zmodyfikowanego modelu zmęczeniowego, z uwzględnieniem wpływu grubości warstwy, który podaje wzór (11). Wzory Instytutu Asfaltowego (5), (6) i (7) użyto bez ich modyfikacji. Do wzorów wprowadzono współczynniki kalibracyjne  $\beta_{f1}$ ,  $\beta_{f2}$  i  $\beta_{f3}$ .



Rys. 5. Lokalizacja punktów obliczeniowych; y – kierunek ruchu  
 Fig. 5. Location of calculation points; y – direction of movement

W przypadku każdego odcinka obliczenia wykonywano w każdym kolejnym miesiącu w okresie eksploatacji, z uwzględnieniem temperatury ekwiwalentnej w tym miesiącu i jej wpływu na sztywność warstwy asfaltowej. W okresach zamarzania i rozmarzania podłoża obliczenia wykonywano co 2 tygodnie. Pozwoliło to lepiej uwzględnić ekstremalne warunki nośności podłoża. Dla każdego odcinka brano pod uwagę dane klimatyczne z badań. Określano temperaturę każdej podwarstwy konstrukcji nawierzchni. Uwzględniano zmiany wilgotności i modułów warstw niezwiązanych.

Uwzględniano wpływ następujących czynników na kolejne przyrosty szkody zmęczeniowej, co wiązało się z kolejnymi obliczeniami odkształceń i szkody zmęczeniowej:

- wiek nawierzchni – co jeden rok; starzenie i twardnienie warstwy,
- sezon – co miesiąc albo co 2 tygodnie; zmiany temperatury i wilgotności warstw,
- obciążenie – typ osi (1, 2, 3 i 4); realny ruch w danym czasie,
- obciążenia osi – zmiany co 1 000 funtów lub co 3 000 funtów w zależności od typu osi (co 0,445 kN lub co 1,335 kN),
- temperatura w każdym okresie czasu – wpływ na moduł sztywności warstw asfaltowych.

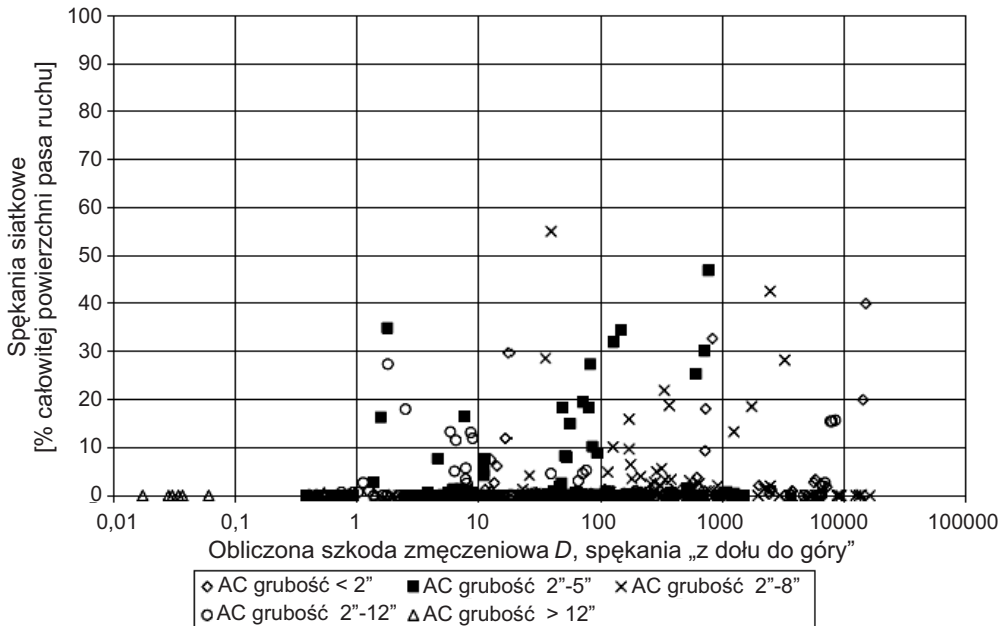
Obliczone szkody zmęczeniowe w każdym kolejnym okresie sumowano według wzoru Minera o postaci podanej równaniem (1). Teoretycznie biorąc warstwa powinna pęknąć wtedy, gdy szkoda zmęczeniowa osiągnie wartość równą 1.



## 6. SYMULACJA TRWAŁOŚCI ZMĘCZENIOWEJ

Obliczenia wykonywano przy różnych konfiguracjach współczynników kalibracyjnych  $\beta_{f1}$ ,  $\beta_{f2}$  i  $\beta_{f3}$ . Spośród 94 odcinków doświadczalnych nowych nawierzchni do symulacji przyjęto 82, dla których dostępne były dane o spękaniach zmęczeniowych. Odcinki zlokalizowane były w 24 różnych stanach USA.

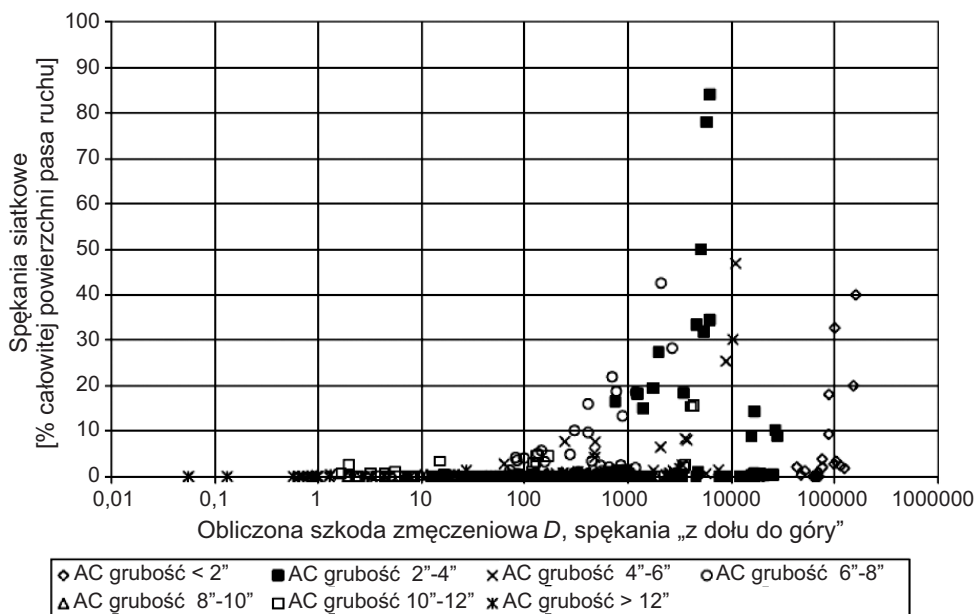
Po wykonaniu obliczeń symulacyjnych stwierdzono [4], że model Shella wykazuje duże rozrzuty i nie wskazuje wyraźnych zależności (rys. 6). Model Instytutu Asfaltowego wykazywał wyraźne zależności pomiędzy obliczonymi szkodami zmęczeniowymi i ilością spękań zmęczeniowych nawierzchni zmierzonych na odcinkach doświadczalnych, aczkolwiek także wykazywał spore rozrzuty (rys. 7). Dlatego tylko model Instytutu Asfaltowego został wybrany do stosowania w ramach metody AASHTO 2004. Na rys. 6 i 7 szkodę zmęczeniową podano w procentach, co oznacza, że teoretycznie biorąc nawierzchnia powinna pęknąć przy  $D = 100\%$ .



Rys. 6. Zależność pomiędzy ilością spękań siatkowych i symulowaną szkodą zmęczeniową według modelu Shella,  $D$  (w %)

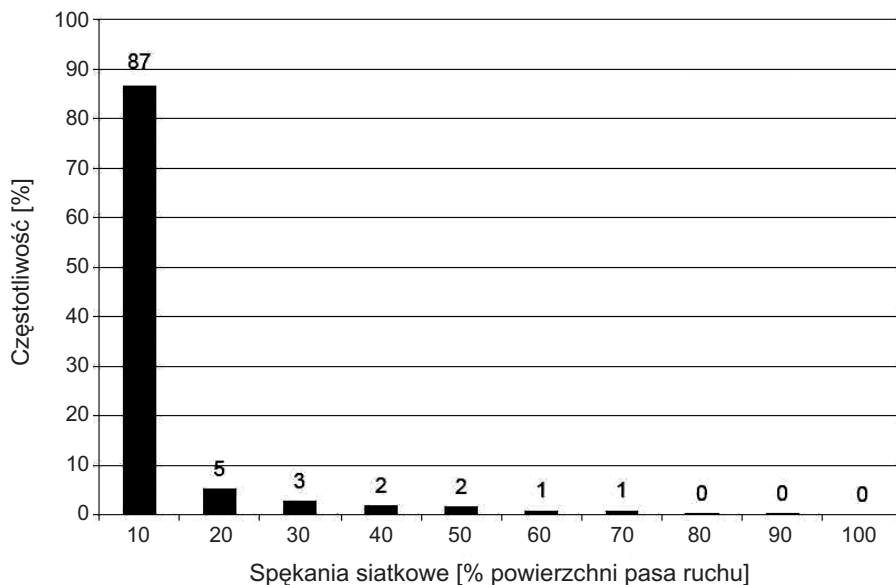
Fig. 6. Relation between intensity of alligator cracks and simulated fatigue damage according to Shell model,  $D$  (in per cent)

Na rysunku 8 pokazano rozkład częstotliwości występowania spękań siatkowych o różnej intensywności na odcinkach doświadczalnych. Ponad 85% stanowiły spękania o intensywności poniżej 10% powierzchni spękanej w stosunku do całej powierzchni pasa ruchu.



Rys. 7. Zależność pomiędzy ilością spękań siatkowych i symulowaną szkodą zmęczeniową według modelu Instytutu Asfaltowego,  $D$  (w %)

Fig. 7. Relation between intensity of alligator cracks and simulated fatigue damage according to Asphalt Institute model,  $D$  (in per cent)



Rys. 8. Częstotliwość występowania spękań o różnej intensywności na odcinkach doświadczalnych nawierzchni LTPP

Fig. 8. Frequency of occurring of cracks with different intensity on trial LTPP sections



## 5. MODELE SPEKAŃ ZMĘCZENIOWYCH WARSTW ASFALTOWYCH PRZYJĘTE W METODZIE AASHTO 2004

Po kalibracji do zastosowania w metodzie AASHTO 2004 przyjęto następujący model zmęczenia:

$$N_f = C k_1 \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{k_2} \left( \frac{1}{E} \right)^{k_3} = \beta_{f1} k_1 (\varepsilon_t)^{-\beta_{f2} k_2} (E)^{-\beta_{f3} k_3}, \quad (13)$$

gdzie:

$N_f$  – liczba powtarzalnych obciążeń do powstania spekań zmęczeniowych,

$\varepsilon_t$  – odkształcenie rozciągające w krytycznym punkcie, liczba dziesiętna,

$E$  – moduł sztywności materiału, w psi (funt/cal<sup>2</sup>),

$C$  – współczynnik zależny od właściwości objętościowych mieszanki mineralno-asfaltowej,

$k_1, k_2, k_3$  – laboratoryjne współczynniki regresji,

$\beta_{f1}, \beta_{f2}, \beta_{f3}$  – współczynnik zależny od właściwości objętościowych mieszanki mineralno-asfaltowej.

Przyjęty model Instytutu Asfaltowego, podany w niniejszym opracowaniu wzorami (5), (6) i (7) rozbudowano o współczynniki kalibracyjne  $\beta_{f1}$ ,  $\beta_{f2}$  i  $\beta_{f3}$  pochodzące z analizy danych terenowych. Otrzymano następujący model:

$$N_f = 0,00432 \cdot C \cdot \beta_{f1} \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,291 \cdot \beta_{f2}} \left( \frac{1}{E} \right)^{0,854 \cdot \beta_{f3}}. \quad (14)$$

Współczynniki kalibracji były następujące:

$$\begin{aligned} \beta_{f1} &= k'_1 \cdot \beta'_{f1}, \\ \beta'_{f1} &= 1,0, \\ \beta_{f2} &= 1,2, \\ \beta_{f3} &= 1,5. \end{aligned} \quad (15)$$

Po wstawieniu współczynników kalibracyjnych  $\beta_{f1}$ ,  $\beta_{f2}$  i  $\beta_{f3}$  do wzoru (14) otrzymano ostatecznie następujący wzór:

$$N_f = 0,00432 \cdot C \cdot k'_1 \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,9492} \left( \frac{1}{E} \right)^{1,281}, \quad (16)$$

gdzie:

$N_f$  – liczba powtarzalnych obciążeń do powstania spekań zmęczeniowych,





- $\varepsilon_t$  – odkształcenie rozciągające w krytycznym punkcie, liczba dziesiętna,  
 $E$  – moduł sztywności materiału, w psi (funt/cal<sup>2</sup>),  
 $C$  – współczynnik zależny od właściwości objętościowych mieszanki mineralno-asfaltowej, określony wzorami:

$$\begin{aligned}
 C &= 10^M, \\
 M &= 4,84 \left( \frac{V_b}{V_a + V_b} - 0,69 \right),
 \end{aligned} \tag{17}$$

gdzie:

$V_b$  – efektywna zawartość asfaltu, % objętościowo,

$V_a$  – zawartość wolnych przestrzeni, % objętościowo.

- $k'_1$  – parametr określony w procesie kalibracji, zależny od grubości warstwy asfaltowej, opisany wzorami (18) i (19).

Przez efektywną zawartość asfaltu rozumie się zawartość całkowitą pomniejszoną o asfalt zabsorbowany w porach kruszywa. Absorpcja jest istotna w przypadku kruszyw o większej porowatości (na przykład wapienie, dolomity), a mniej istotna w skałach o małej porowatości.

Parametr  $k'_1$  uwzględnia zmienny typ pracy warstwy (warunki kontrolowanego odkształcenia dla cienkich warstw, warunki kontrolowanego naprężenia dla grubych warstw i warunki pośrednie dla warstw o średniej grubości) i podany jest następującymi wzorami:

a) dla spękań typu „z dołu do góry”:

$$k'_1 = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + e^{(11,02 - 3,49 \cdot h_{ac})}}} \tag{18}$$

b) dla spękań typu „z góry na dół”:

$$k'_1 = \frac{1}{0,01 + \frac{12}{1 + e^{(15,676 - 2,8186 \cdot h_{ac})}}} \tag{19}$$

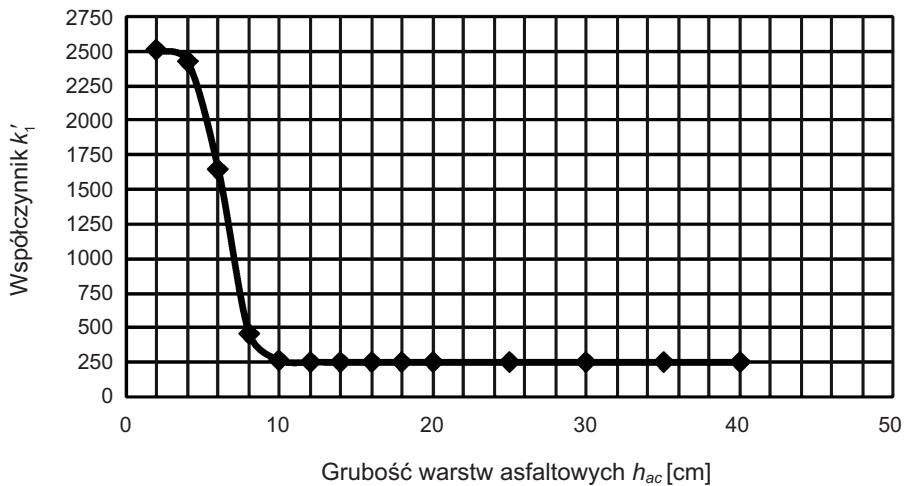
gdzie:

$h_{ac}$  – całkowita grubość wszystkich warstw asfaltowych, w calach.

Na rysunku 9 pokazano przebieg współczynnika  $k'_1$ , dla spękań „z dołu do góry” w zależności od grubości warstw asfaltowych. Wykres jest wynikiem obliczeń autora artykułu ze wzoru (18). Na osi poziomej podano grubości warstw w cm. W oryginalnych wzorach (18) i (19) grubości są w calach. Zwracam uwagę Czytelników, że w raporcie [4] jest błąd i na rys. 19, str. 49 podano w tej pracy odwrotność współczynnika  $1/k'_1$ ,



a nie sam współczynnik  $k'_1$ . Współczynnik  $k'_1$  przyjmuje duże wartości dla cienkich warstw asfaltowych i zmierza ku stałej wartości przy warstwach o grubości łącznej powyżej 5 cali (127 mm). Wpływ grubości całkowitej warstw asfaltowych, wtedy gdy są one cieńsze od 100 mm, jest bardzo duży. Cienkie nawierzchnie asfaltowe, ze względu na pracę typu kontrolowanego odkształcenia, mają przy takich samych odkształceniach rozciągających zwiększoną trwałość. Współczynnik  $k'_1$  jest rzędu  $k'_1 = 2500$  dla  $h_{ac} = 5$  cm i  $k'_1 = 250$  dla  $h_{ac} \geq 10$  cm. Trwałość zmęczeniowa przy takim samym odkształceniu rozciągającym  $\epsilon_t$  jest więc przy warstwie cieniejszej 5 cm 10 razy większa niż przy warstwach grubszych od 10 cm. Jest to nowy, nie uwzględniany wcześniej czynnik wpływający na trwałość zmęczeniową. Ten wynik amerykańskich badań może budzić wątpliwości przy początkowych studiach. Jest jednak oparty zarówno o badania laboratoryjne jak i terenowe. Przypomnieć tutaj warto wcześniej podaną analizę wzorów Shella (patrz zależności od (8) do (11) i rys. 1).



Rys. 9. Współczynnik kalibracyjny  $k'_1$  ze względu na grubość warstw asfaltowych dla spękań typu „z dołu do góry”

Fig. 9. Correlation factor  $k'_1$  with regard to thickness of asphalt layers for "bottom - up" cracks

Ilość spękań typu „z dołu do góry” oblicza się ze szkody zmęczeniowej według wzoru:

$$FC_{bottom} = \left( \frac{6000}{1 + e^{[C_1 \cdot C'_1 + C_2 \cdot C'_2 \cdot \log_{10}(D \cdot 100)]}} \right) \cdot \left( \frac{1}{60} \right), \quad (20)$$

gdzie:

$FC_{bottom}$  – ilość spękań siatkowych typu „z dołu do góry” w stosunku do całej powierzchni pasa ruchu, w procentach,

$D$  – szkoda zmęczeniowa na spodzie warstw asfaltowych, wstawiana do tego wzoru jako ułamek (nie jako procent!),

$$\begin{aligned}
 C_1 &= 1,0 ; \\
 C_1' &= -2 \cdot C_2' ; \\
 C_2 &= 1,0 ; \quad C_2' = -2,40874 - 39,748 \cdot (1 + h_{ac})^{-2,956} ; \\
 h_{ac} &\text{ – grubość warstw asfaltowych, w calach.}
 \end{aligned}
 \tag{21}$$

Po wstawieniu podanych wyżej stałych do wzoru [21] otrzymano:

$$FC_{bottom} = \left( \frac{1000}{1 + e^{[C_2' \cdot \log_{10}(D \cdot 100)]}} \right) ,
 \tag{22}$$

gdzie przyjęte oznaczenia są takie jak poprzednio.

Ilość spękań typu „z góry na dół” oblicza się ze szkody zmęczeniowej ze wzoru:

$$FC_{top} = \left( \frac{1000}{1 + e^{[7,0 - 3,5 \cdot \log_{10}(D \cdot 100)]}} \right) \cdot 10,56 ,
 \tag{23}$$

gdzie:

$FC_{top}$  – ilość spękań podłużnych, liniowych „z góry na dół”, w stopach na milę,

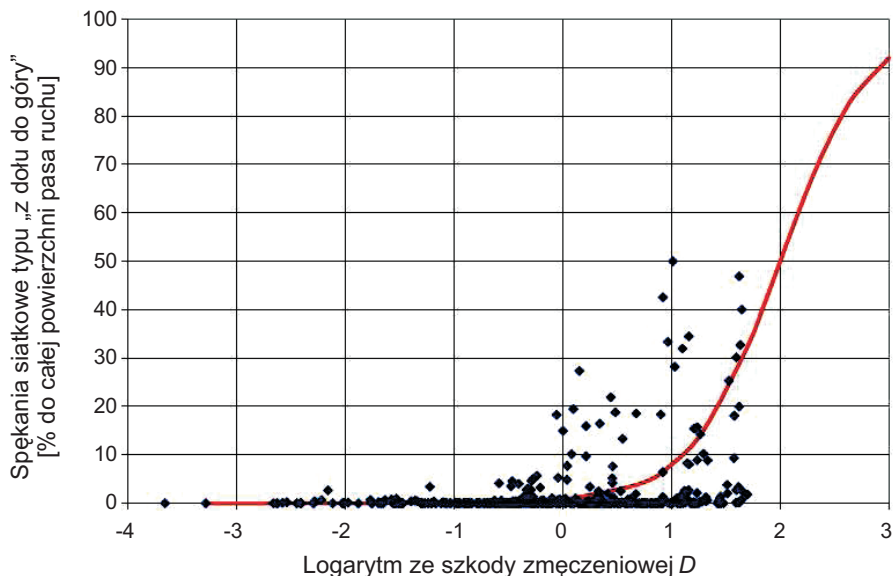
$D$  – szkoda zmęczeniowa na górze warstw asfaltowych dla spękań typu „z góry na dół”, wyrażona jako ułamek (nie jako procent!).

## 6. ANALIZA MODELI ZMĘCZENIOWYCH

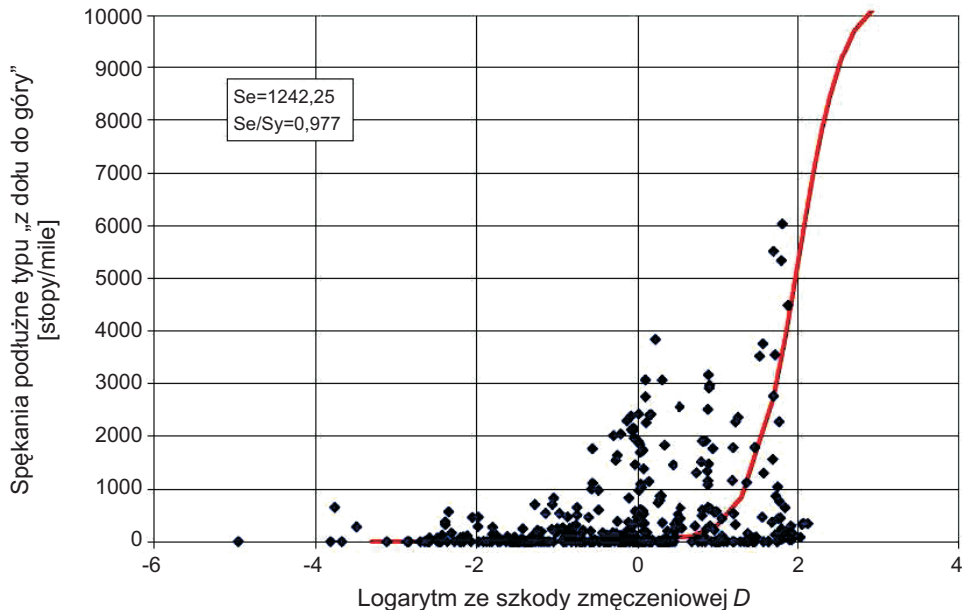
Związek ilości spękań  $FC$  ze szkodą zmęczeniową  $D$  przedstawiają rys. 10 i 11. Na osi poziomej podany jest logarytm dziesiętny ze szkody zmęczeniowej  $D$  wyrażonej w procentach. Linie ciągłe są opisane podanymi powyżej zależnościami. Punkty są wynikami badań na 82 odcinkach doświadczalnych. Proszę zauważyć, że w przypadku spękań „z dołu do góry” szkodzie zmęczeniowej  $D = 100\%$ , czyli  $\log_{10} D = 2$ , odpowiada 50% spękanej powierzchni pasa ruchu w postaci spękań siatkowych. Podobnie dla spękań podłużnych w śladzie kół, typu „z góry na dół” szkodzie zmęczeniowej  $D = 100\%$ , czyli  $\log_{10} D = 2$ , odpowiada około 6000 stóp spękań podłużnych w śladach kół na 1 milę. W przeliczeniu na jednostki metryczne oznacza to 1137 m spękań podłużnych w śladach kół na 1 km, lub po 569 m spękań podłużnych na 1 km, w każdym śladzie kół. Obliczone ze wzorów wartości są ilością wszystkich spękań o różnej intensywności (dużej, średniej i małej).

Rys. 12 przedstawia wpływ grubości warstw asfaltowych na ilość spękań zmęczeniowych typu siatkowego „z dołu do góry”. Jak stwierdzają Autorzy metody AASHTO 2004, jest to fundamentalna zależność otrzymana z analizy danych z 82 odcinków doświadczalnych. Z rys. 12 widać przede wszystkim to, że ilość spękań zmęczeniowych wzrasta gdy podłoże gruntowe pod nawierzchnią jest słabsze i charakteryzuje się mniejszym modułem odkształcenia, oznaczonym na rys. 12 jako  $SG Mr$  = “Subgrade Resilient Modulus”, wyrażonym w psi (funt/cal<sup>2</sup>). Ponadto widać, że największy





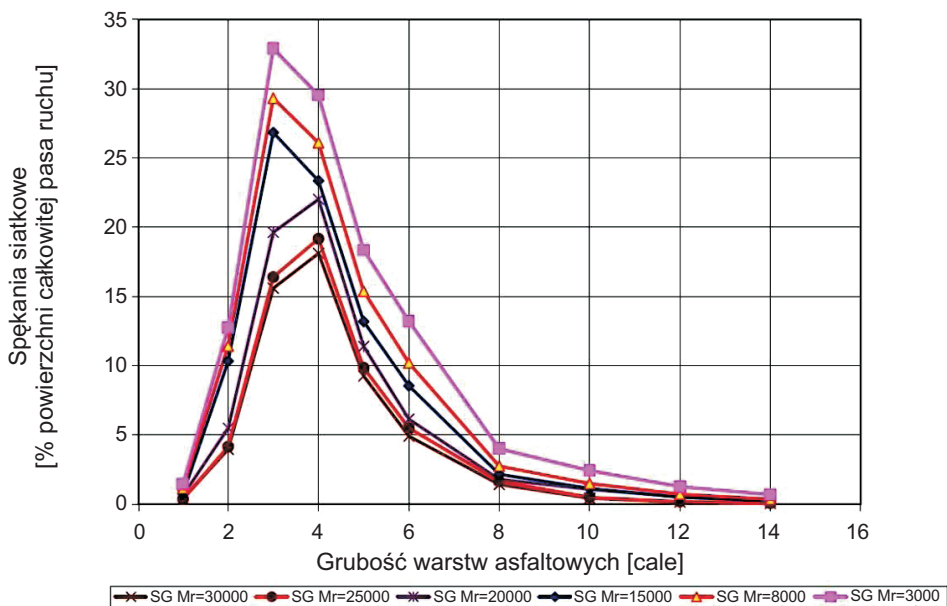
Rys. 10. Ilość spękań siatkowych typu „z dołu do góry” w zależności od szkody zmęczeniowej  $D$  (w %) powstałej na spodzie warstw asfaltowych  
 Fig. 10. Amount of alligator “bottom - up” cracks in relations to fatigue damage  $D$  (in per cent) induced at the bottom of asphalt layers



Rys. 11. Ilość spękań podłużnych, liniowych typu „z góry na dół” w zależności od szkody zmęczeniowej  $D$  (w %) powstałej na górnej powierzchni warstw asfaltowych  
 Fig. 11. Amount of longitudinal linear “top - down” cracks in relations to fatigue damage  $D$  (in per cent) induced at the top surface of asphalt layers



potencjał spękań zmęczeniowych występuje przy typowych, często stosowanych grubościach warstw asfaltowych od 3 do 5 cali (75 - 125 mm). Przy wzroście grubości warstw asfaltowych ilość spękań na odcinkach doświadczalnych istotnie malała wtedy, gdy grubość warstw asfaltowych była większa od 8 cali (200 mm).



Rys. 12. Wpływ grubości warstw asfaltowych na spękania zmęczeniowe typu siatkowego  
Fig. 12. Influence of thickness of asphalt layers on fatigue alligator cracks

Poniżej przytoczona jest interpretacja autorów AASHTO 2004. Odcinek wykresu powyżej 3 cali (75 mm) jest w pełni zrozumiały. W grubszych warstwach asfaltowych powstają mniejsze odkształcenia od zginania przez koła pojazdów, a jak wiadomo szkoda zmęczeniowa wzrasta proporcjonalnie, w przybliżeniu do czwartej potęgi wywołanego odkształcenia.

Odcinek wykresu na rys. 12 od 1 do 2 cali (25 do 50 mm) jest mniej zrozumiały. Wyniki pomiarów na odcinkach doświadczalnych wykazały, że bardzo cienkie warstwy asfaltowe są mało wrażliwe na spękania zmęczeniowe, a przy warstwie asfaltowej 25 mm szansa na spękania zmęczeniowe jest bliska zeru. Autorzy metody tłumaczą tę obserwację tym, że w bardzo cienkich warstwach asfaltowych występuje bardzo małe zginanie. Gdy grubość warstwy asfaltowej maleje poniżej 3 cali (75 mm), w rzeczywistości odkształcenia i naprężenia rozciągające w warstwie zaczynają maleć.

Można dodać do interpretacji autorów AASHTO 2004 uwagę, że bardzo cienkie warstwy asfaltowe na podbudowach podatnych pracują w warunkach kontrolowanego odkształcenia, podobnie jak cienkie nawierzchnie mostów stalowych z płytą ortotropową i mogą przenieść duże odkształcenia, jeżeli ich sztywność jest mała. Cienkie



warstwy asfaltowe, jeżeli zostały przeszywnione, przez na przykład zastosowanie twardego asfaltu, łatwo popękają. Chociaż prawdopodobieństwo spękań zmęczeniowych w bardzo cienkich warstwach na podbudowach niezwiązanych z kruszyw jest mniejsze to mają one inną istotną wadę. Pod nimi w podbudowie z kruszywa występują duże naprężenia od ciężkich osi pojazdów i podbudowa taka może szybko ulec deformacjom trwałym. Bardzo cienka warstwa jest także narażona na zniszczenia innego rodzaju. Z tych względu są one w praktyce stosowane bardzo rzadko.

Zależność pokazana na rys. 12 została opracowana dla podbudów z kruszyw niezwiązanych. Nie podano zależności dla podbudów związanych spoiwami hydraulicznymi. Podobne w formie zależności podano także dla spękań typu „z góry na dół”.

## 7. ZAKOŃCZENIE

Podany opis matematyczny modeli zmęczeniowych w ramach metody AASHTO 2004 stanowi krok naprzód w mechanicznym ujęciu pracy nawierzchni. Wzory powinny być poznane i uwzględnione przez projektantów polskich nawierzchni.

Należy zwrócić uwagę na fakt, że metoda Instytutu Asfaltowego została opublikowana prawie 30 lat temu, tj. w 1982 roku [6]. Polscy projektanci nawierzchni, o ile obecnie stosują metody mechanistyczno - empiryczne, to stosują tę właśnie, starą już metodę. Kryteria Instytutu Asfaltowego tworzone były w latach 70-tych XX wieku i nie są dostosowane do obecnie występującego bardzo dużego ruchu. Polskie nawierzchnie katalogowe z 1997 r. powstały w oparciu o kryteria Instytutu Asfaltowego. Porównanie grubości polskich nawierzchni katalogowych z grubościami nawierzchni z katalogów Niemiec z 2001 r., Austrii z 2008 r. i z metody Wielkiej Brytanii z 2006 r., wskazuje, że polskie nawierzchnie są od nich istotnie grubsze. Wymaga to nowego i wnikliwego spojrzenia na kryteria zmęczeniowe używane w Polsce do projektowania nawierzchni.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. Final Report, Part 3 - Design and Analysis, NCHRP, TRB, NRC, March 2004
- [2] *Nunn M.E.* i wsp.: Design of Long-Life Pavements for Heavy Traffic. TRL Report 250, 1997
- [3] *Myers L.A., Roque R., Ruth B.E.*: Mechanisms of Surface-Initiated Longitudinal Wheel Path Cracks in High-Type Bituminous Pavements. Proceedings, **67**, AAPT, 1998
- [4] Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. Final Document, Appendix II-1, Calibration of Fatigue Cracking Models for Flexible Pavements, NCHRP, TRB, NRC, February 2004
- [5] *Bonnaure F., Gravois A., Udron J.*: A New Method of Predicting the Fatigue Life of Bituminous Mixes. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, **49**, 1980

- [6] Research and Development of the Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS -1), Ninth edition, The Asphalt Institute, Research Report No. 82 -2, RR - 82 - 2, 1982
- [7] *Claessen A.I.M., Edwards J.M., Sommer P., Uge P.:* Asphalt Pavement Design - The Shell Method. Shell Interanational Petroleum Company Ltd., 1977
- [8] *Judycki J.:* Porównanie kryteriów zmęczeniowych do projektowania podatnych i półsztywnych nawierzchni drogowych w aspekcie nowego polskiego katalogu konstrukcji typowych, (część 1). Drogownictwo nr 1/1999, 5 - 18

## INFORMACJE DODATKOWE

Praca powstała w ramach badań nad weryfikacją i aktualizacją „Katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych”, realizowanych w Katedrze Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad.

## CONSTRUCTION AND CALIBRATION OF FATIGUE CRACKING MODELS OF ASPHALT LAYERS OF ROAD PAVEMENTS IN MECHANISTIC - EMPIRICAL METHOD AASHTO 2004

### Abstract

The paper presents description of the process of construction of fatigue cracking models of asphalt layers in the new American mechanistic - empirical method of pavement design AASHTO 2004. The following were described: models adopted for calibration, problem of different behavior of asphalt layers in stress and strain controlled conditions of loading, used measures of fatigue cracking, calibration based on testing on trial sections of LTPP, simulation analysis and models of fatigue cracking "bottom - up" and "top - down" adopted for design. The importance of field verification of fatigue models was emphasized.

### Keywords

Fatigue cracking of asphalt layers, models of fatigue cracking, calibration of fatigue models, pavement design

