

MAREK PSZCZOŁA¹⁾

SPĘKANIA NISKOTEMPERATUROWE WARSTW ASFALTOWYCH NAWIERZCHNI²⁾

STRESZCZENIE. Praca stanowi przegląd dotychczasowych prac badawczych polskich i zagranicznych w zakresie odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na spękania niskotemperaturowe. Przeanalizowano różne czynniki (materiałowe, środowiskowe, związane z konstrukcją nawierzchni i inne) wpływające na powstawanie spękań niskotemperaturowych. Omówiono rozkład temperatury na grubości warstw bitumicznych. Dokonano przeglądu laboratoryjnych metod badań asfaltów i mieszanek mineralno-asfaltowych w niskich temperaturach. Przedstawiono zjawisko relaksacji naprężeń oraz modele mechanizmu spękań termicznych.

1. WSTĘP

Postępująca degradacja nawierzchni drogowych jest powodowana przez wiele czynników, pochodzących zarówno od ruchu pojazdów, jak i czynników środowiskowych. Jednym z wielu widocznych efektów degradacji nawierzchni są spękania poprzeczne, w tym również te spowodowane oddziaływaniem niskich temperatur. Asfalt, a więc i mieszanki mineralno-asfaltowe, zmieniają swoje właściwości wraz ze zmianą temperatury. W wysokich temperaturach asfalt staje się miękki, mieszanki stają się bardziej podatne na odkształcenia, ale jednocześnie bardziej odporne na spękania. W niskich

¹⁾ dr inż. – Zakład Budowy Dróg Politechniki Gdańskiej

²⁾ fragment niepublikowanej rozprawy doktorskiej autora

temperaturach asfalt staje się twardy, a nawet kruchy. Mieszanki mineralno-asfaltowe tworzące warstwy asfaltowe konstrukcji nawierzchni stają się bardziej odporne na odkształcenia trwałe w postaci kolein, ale jest to osiągnięte kosztem większej sztywności, a więc mniejszej odporności na spękania niskotemperaturowe.

W literaturze spękania niskotemperaturowe opisane są jako jeden z rodzajów spękań termicznych. Ten typ spękania jest wynikiem pojedynczego obniżenia się temperatury poniżej temperatury pęknięcia charakterystycznej dla danej mieszanki mineralno-asfaltowej. Drugi rodzaj spękań termicznych to spękania termiczne zmęczeniowe spowodowane przez serię powtarzających się wahań temperatury o wartościach wyższych od temperatury pęknięcia charakterystycznej dla danej mieszanki mineralno-asfaltowej. Przedmiotem niniejszej pracy są spękania niskotemperaturowe. Przykład spękań poprzecznych spowodowanych oddziaływaniem niskich temperatur pokazano na rysunku 1.



Rys.1. Spękania poprzeczne wywołane oddziaływaniem niskich temperatur
Fig.1. Transverse cracking due to low temperature action

Problem oddziaływania niskich temperatur na nawierzchnie asfaltowe i w konsekwencji powstawanie spękań poprzecznych będących skutkiem tego oddziaływania jest istotny również w Polsce. Mimo, iż w naszej strefie klimatycznej okres występowania bardzo niskich temperatur nie jest zbyt długi, bo zazwyczaj trwa kilka tygodni, to jednak istotna jest minimalna wartość temperatury ujemnej oraz szybkość jej zmian wpływająca na mechanizm skurczu termicznego w warstwach asfaltowych. Każde powstałe spękanie poprzeczne powoduje przyspieszenie degradacji konstrukcji, na co ma wpływ również dynamiczne oddziaływanie ruchu pojazdów oraz niszczące oddziaływanie wnikającej i zamarzającej w spękaniu wody. Przykład postępującego zniszczenia konstrukcji nawierzchni po powstaniu spękania niskotemperaturowego pokazano na rysunku 2.





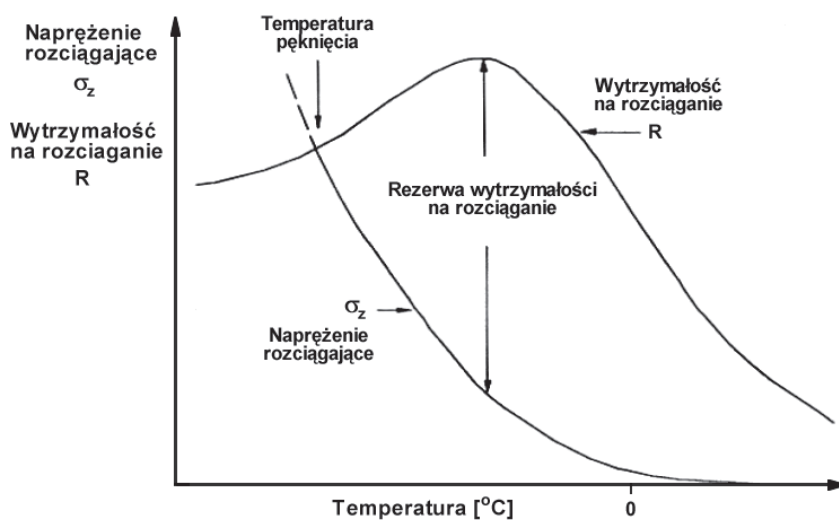
Rys.2. Przykład postępującego zniszczenia konstrukcji nawierzchni po powstaniu spękania niskotemperaturowego
Fig.2. An example of proceeding deterioration of asphalt pavement after low temperature cracking has occurred

Większość badań cech mechanicznych mieszanek mineralno-asfaltowych wykonywanych podczas ich projektowania, takich jak: badanie Marshalla, moduł sztywności pod obciążeniem statycznym czy też koleinowanie, przeprowadza się w temperaturach dodatnich, z reguły wyższych lub równych $+40\text{ }^{\circ}\text{C}$. Projektowanie składu mieszanek oraz ich rutynowe badania laboratoryjne nie dotyczą natomiast zachowania mieszanek mineralno-asfaltowych w temperaturach ujemnych. W celu zminimalizowania podatności mieszanek mineralno-asfaltowych na spękania niskotemperaturowe, a tym samym przedłużenia trwałości konstrukcji nawierzchni konieczne staje się projektowanie mieszanek mineralno-asfaltowych bardziej odpornych na tego typu spękania. Można to osiągnąć bazując na termicznych i mechanicznych właściwościach mieszanek oraz rozpoznając środowisko tzn. wielkość oddziaływujących temperatur ujemnych, gdzie te mieszanki będą wbudowywane w konstrukcję nawierzchni.



2. MECHANIZM POWSTAWANIA SPĘKAŃ NISKOTEMPERATUROWYCH

Obniżanie się temperatury powietrza, a w konsekwencji również temperatury warstw asfaltowych, powoduje skurcz materiału. Jeśli skurcz ten jest ograniczony, a tak się dzieje w przypadku warstw asfaltowych w konstrukcji nawierzchni, spadek temperatury powoduje powstanie naprężeń termicznych w warstwie. W odpowiednio wysokich temperaturach z uwagi na właściwości lepko-sprężyste materiału powstające naprężenia termiczne ulegają rozproszeniu poprzez zjawisko relaksacji naprężeń. W niższych temperaturach zdolność materiału do rozpraszania naprężeń jest ograniczona, co skutkuje kumulacją naprężeń. Przy dalszym obniżaniu temperatury naprężenia termiczne rosną do momentu, gdy przekroczą wytrzymałość warstwy asfaltowej na rozciąganie. Temperatura, przy której naprężenia termiczne zaczynają przewyższać wytrzymałość warstwy na rozciąganie nazywana jest temperaturą pęknięcia. Schemat powstawania spękań w niskich temperaturach przedstawiono na rysunku 3.



Rys.3. Schemat powstawania spękań w niskich temperaturach, [1]

Fig.3. Cracking formation in low temperatures, [1]

Spękanie, które na początku pojawia się na powierzchni warstwy asfaltowej konstrukcji nawierzchni (w warstwie ścieralnej) z czasem ulega propagacji w głąb konstrukcji. Tendencji takiej sprzyja koncentracja naprężeń w rejonie pęknięcia czyli tzw. zjawisko karbu [2]. Dodatkowym czynnikiem przyspieszającym degradację nawierzchni jest woda wnikaająca w spękanie, która zamarzając w okresie zimowym może tworzyć soczewki lodowe. W pozostałych okresach roku wnikaająca woda może powodować zjawisko „pompowania” drobnych cząstek podbudowy lub podłoża gruntowego powodując rozluźnienie tych materiałów, a w konsekwencji obniżenie nośności konstrukcji



nawierzchni w sąsiedztwie spękania. Wszystkie wymienione czynniki wpływają na pogorszenie komfortu jazdy, zmniejszenie trwałości konstrukcji nawierzchni, a także powodują zwiększenie kosztów utrzymania i remontów dróg.

Spękania niskotemperaturowe są to najczęściej spękania poprzeczne. Wynika to z faktu, że największe naprężenia termiczne powstają w kierunku podłużnym drogi ze względu na jej nieskończoną długość w stosunku do szerokości.

Problem spękań poprzecznych, których przyczyną jest oddziaływanie niskich temperatur, pozostaje aktualny od wielu lat. Od lat 60-tych ubiegłego wieku badacze zajmujący się nawierzchniami asfaltowymi próbowali rozwiązać problem poprzez opracowanie metod oceny spękań termicznych warstw asfaltowych nawierzchni. Metody bazowały na obliczonych naprężeniach termicznych oraz wyznaczonej wytrzymałości materiału [3 - 5] wykorzystując zachowanie lepko-sprężyste materiału. W metodach tych wyznacza się zależność modułu sztywności asfaltu od temperatury w określonym, lecz przyjmowanym arbitralnie, czasie obciążenia. Sztywność wyznacza się z nomogramu Van der Poel'a [6]. Następnie na podstawie zależności opracowanych przez Heukelom'a i Klomp'a [4] oblicza się moduł sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej przy założeniu znajomości sztywności asfaltu i wielkości koncentracji kruszywa w mieszance. Kolejny krok to wyznaczenie naprężeń termicznych zależnych od temperatury na podstawie modułu sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej w różnych temperaturach i współczynnika rozszerzalności termicznej materiału. Naprężenia obliczane są poprzez sumowanie naprężeń wyznaczonych w kolejnych przedziałach temperaturowych.

Szersze ujęcie mechanizmu spękań zaprezentowali Roque i Ruth [7]. Wyodrębniono trzy kategorie spękań:

- spękania indukowane termicznie,
- spękania powodowane przeciążeniem sztywnych warstw asfaltowych,
- spękania będące wynikiem połączenia efektów związanych z wpływem obniżonej temperatury i obciążenia.

Z uwagi na stopień skomplikowania nakładających się efektów termicznych i efektów związanych z obciążeniem ruchem pojazdów przedstawiony mechanizm nie był szczegółowo analizowany.

3. ROZKŁAD TEMPERATURY W WARSTWACH ASFALTOWYCH

Temperatura nawierzchni drogowej zależna jest od zmiennej temperatury powietrza oraz od promieniowania słonecznego. Temperatura w nawierzchni może być analizowana w okresach krótkotrwałych (np. dobowych) lub długotrwałych (np. dla różnych sezonów klimatycznych). Największe uszkodzenia warstw asfaltowych nawierzchni powodują nagłe, dobowe zmiany temperatury związane z gwałtownymi ochłodzeniami do temperatur poniżej -20°C .

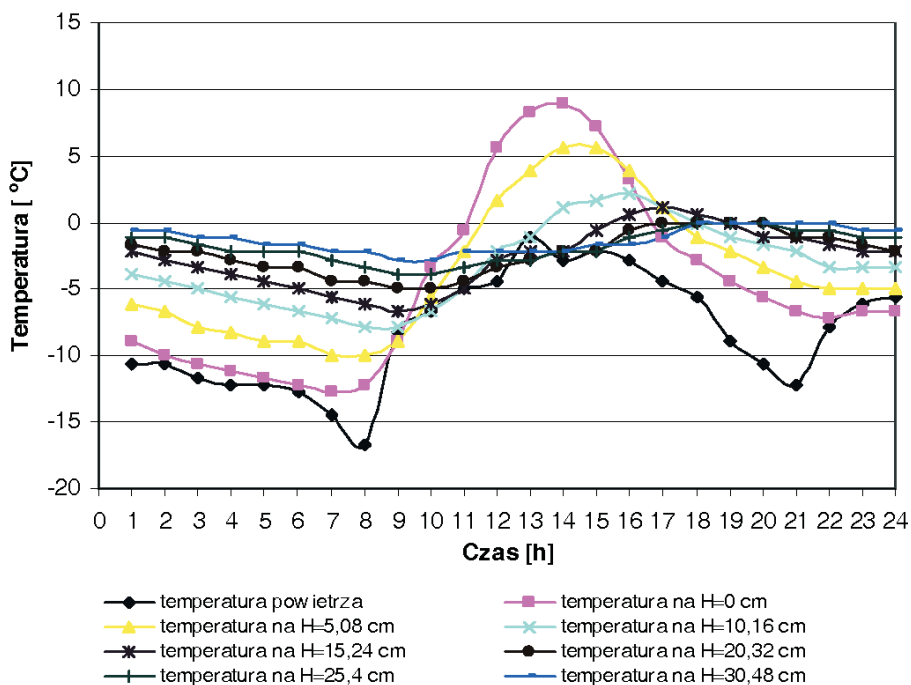


Ehrola w pracy [8] badał zmiany temperatury warstw nawierzchni na różnej głębokości. Na podstawie przeprowadzonych badań na terenie północnej Finlandii stwierdził on, że:

- temperatura nawierzchni była najlepiej skorelowana ze zmianami temperatury powietrza, a korelacja ta zmniejszała się wraz ze wzrostem grubości nawierzchni asfaltowej (polegało to na zmniejszaniu się szybkości zmian temperatury nawierzchni przy ochładzaniu w warstwach leżących głębiej),
- różnice temperatur poszczególnych warstw stawały się mniejsze wraz ze wzrostem głębokości ułożenia tych warstw w stosunku do powierzchni drogi,
- zmiany temperatury w nawierzchni przy wzrastającej temperaturze powietrza następowały szybciej niż przy jej obniżaniu się.

Kallas [9] przeprowadził pomiary temperatury na dwóch odcinkach doświadczalnych nawierzchni położonych w stanie Maryland w Stanach Zjednoczonych. Pomiary były wykonywane w okresie 1 roku. Zmiany temperatury na grubości warstwy z betonu asfaltowego zarejestrowane w czasie badań okresu zimy i lata pokazano na rysunkach 4 i 5.

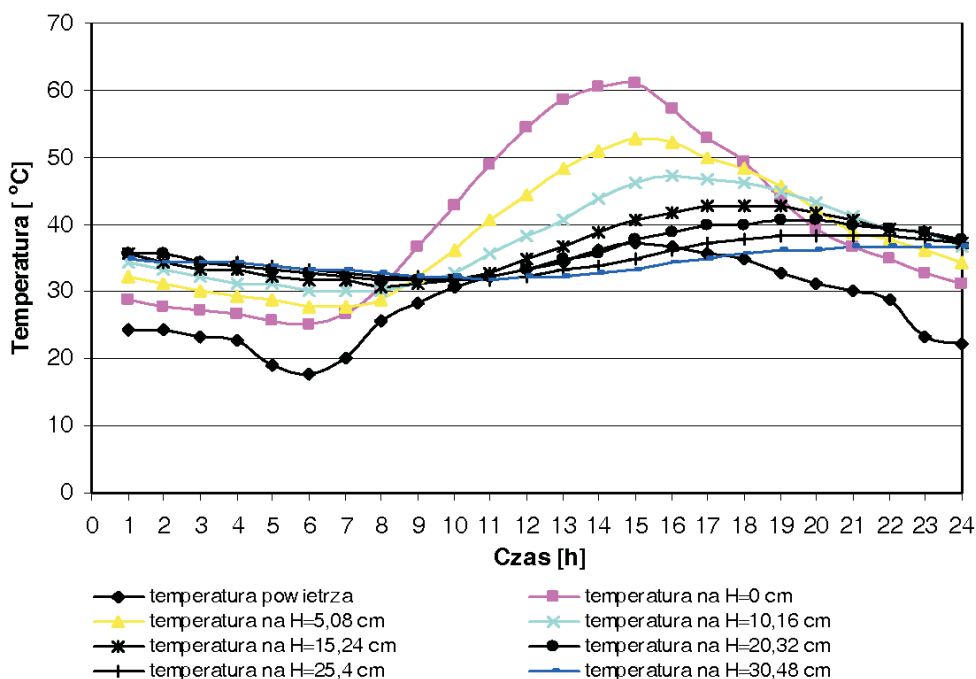
Dodatkowo na rysunku 6 pokazano rozkład temperatury na grubości warstwy z betonu asfaltowego dla dwóch najzimniejszych miesięcy w okresie pomiaru – dla miesięcy grudnia i stycznia.



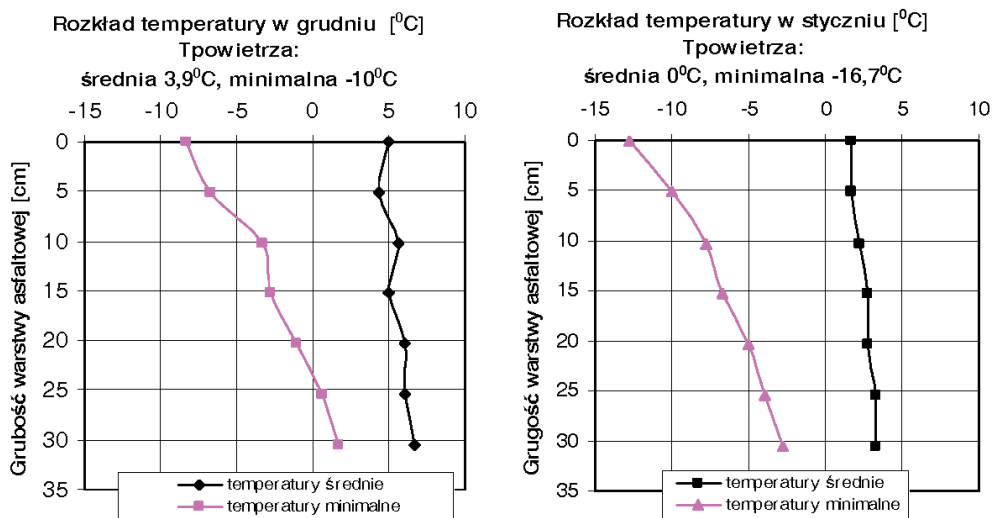
Rys.4. Rozkład temperatury na głębokości warstw betonu asfaltowego w okresie zimowym (styczeń), [9]

Fig.4. Temperature distribution in asphalt concrete layers during winter, [9]





Rys.5. Rozkład temperatury na głębokości warstw betonu asfaltowego w okresie letnim, [9]
 Fig.5. Temperature distribution in asphalt concrete layers during summer, [9]



Rys.6. Rozkład temperatury na głębokości warstw betonu asfaltowego w miesiącach zimowych dla temperatur średnich i minimalnych, [9]
 Fig.6. Temperature distribution in asphalt concrete layers during winter months at average and minimal temperatures, [9]



Średnia temperatura nie wykazuje znacznych zmian na grubości warstwy. Na podstawie pomierzonych temperatur minimalnych stwierdzono znaczne różnicowanie temperatur wraz ze wzrostem grubości warstwy, dochodzące do 10 °C.

Boutin i Lupien [10] w badaniach nad spękaniami termicznymi nawierzchni asfaltowych na terytorium Kanady porównywali minimalną temperaturę powietrza i nawierzchni w zależności od głębokości warstwy nawierzchni. Opracowali następujący model empiryczny rozkładu temperatury w zależności od głębokości warstw asfaltowych:

$$T_z = -0,3794 + 0,7193 \cdot T_{pow} + 0,0411 \cdot z, \quad (1)$$

gdzie:

T_z – temperatura warstw asfaltowych na głębokości „z” wyrażona w [°C],

T_{pow} – minimalna temperatura powietrza od listopada do lutego, mierzona w okresie kilku lat w danym rejonie badań, w [°C],

z – głębokość, na jakiej mierzono temperaturę w nawierzchni [mm].

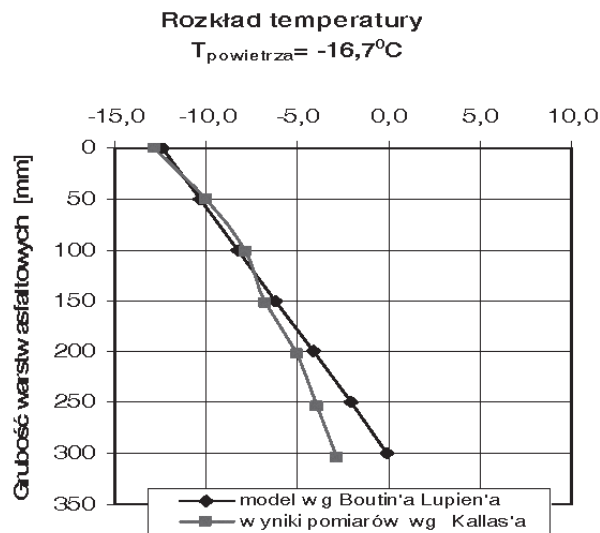
Przykładowe wyniki sprawdzające opracowany model empiryczny zaprezentowano w tabelicy 1. Zaproponowany przez Boutin’a i Lupien’a [10] model rozkładu temperatury w warstwach asfaltowych porównano z wynikami pomiarów przeprowadzonych przez Kallas’a [9], przyjmując jako minimalną pomierzoną temperaturę powietrza - temperaturę w styczniu: -16,7 °C. Wyniki tego porównania, które zostało przeprowadzone przez autora, przedstawiono na rysunku 7.

Tablica 1. Różnica pomiędzy pomierzonymi, a obliczonymi wartościami temperatury w nawierzchni asfaltowej przy minimalnej temperaturze powietrza pomierzonej w okresie od listopada do lutego w danym rejonie, równej -41°C, [10]
Table 1. The difference between measured and calculated temperature values in asphalt pavement at minimal air temperature of -41°C measured from November till February in a given area, [10]

Głębokość warstwy nawierzchni [mm]	Temperatura w warstwie nawierzchni asfaltowej		Różnica temperatur [°C]
	zmierzona [°C]	obliczona [°C]	
0	-32,0	-29,9	+2,1
50	-29,0	-27,8	+1,2
100	-24,0	-25,8	-1,8

Przedstawione na rys. 7 porównanie wyników obliczeń modelowych z wielkościami zmierzonymi w przypadku minimalnej temperatury powietrza w miesiącu styczniu potwierdziło założenia modelu w zakresie do głębokości warstwy asfaltowej równej 15 cm.





Rys.7. Porównanie rozkładu temperatury w warstwach asfaltowych według modelu opracowanego przez Boutin'a i Lupien'a [10] z wynikami pomiarów przeprowadzonych przez Kallas'a [9]; według autora
Fig.7. Comparison of temperature distribution in asphalt layers according to Boutin and Lupien's model [10] with results of measurements conducted by Kallas [9], according to the author

Badania temperatury nawierzchni w różnych okresach roku prowadzone były również przez Instytut Asfaltowy [11]. Wynikiem prac było opracowanie wzoru pozwalającego na określenie temperatury nawierzchni na różnej jej głębokości:

$$MMPT = MMAT \cdot \left(1 + \frac{1}{z+4}\right) - \left(\frac{34}{z+4}\right) + 6, \quad (2)$$

gdzie:

z – głębokość poniżej powierzchni nawierzchni w calach,

$MMPT$ – średnia miesięczna temperatura nawierzchni [$^{\circ}\text{F}$],

$MMAT$ – średnia miesięczna temperatura powietrza [$^{\circ}\text{F}$].

Jako głębokość reprezentatywną należy przyjmować 1/3 grubości warstw asfaltowych.

Badania prowadzone w Stanach Zjednoczonych w ramach programu SHRP doprowadziły do opracowania metody wyznaczania minimalnej temperatury nawierzchni na podstawie temperatury powietrza i szerokości geograficznej miejsca pomiaru [12]. Najniższą średnią 7-dniową temperaturę nawierzchni wyznacza się według wzoru:

$$T_{\min}^d = -1,56 + 0,72 T_{\min}^a - 0,0004 \phi^2 + 6,26 \log(d+25) - z(4,4 + 0,52 \sigma_a^2)^{0,5}, \quad (3)$$

gdzie:

- T_{\min}^d – najniższa temperatura nawierzchni [°C] na głębokości d [mm],
 T_{\min}^a – najniższa temperatura powietrza [°C],
 ϕ – szerokość geograficzna w miejscu pomiaru [°],
 σ_a – odchylenie standardowe T_{\min}^a [°C],
 z – parametr równy 2,055, przy poziomie ufności 98%.

4. WPŁYW RÓŻNYCH CZYNNIKÓW NA POWSTAWANIE SPĘKAŃ NISKOTEMPERATUROWYCH

4.1. UWAGI OGÓLNE

W tablicy 2 przedstawiono szereg czynników mających wpływ na spękania niskotemperaturowe warstw asfaltowych [13 - 15]. W kolejnych punktach omówiono szerzej te czynniki.

Tablica 2. Czynniki wpływające na spękania niskotemperaturowe warstw asfaltowych nawierzchni, [13 - 15]
 Table 2. Factors influencing on low temperature cracking of asphalt layers of pavements, [13 - 15]

Rodzaj czynnika		Wpływ na spękania niskotemperaturowe
1.	Czynniki materiałowe	
1.1.	Lepiszczce asfaltowe: • konsystencja (tj. sztywność, lepkość i penetracja), • wrażliwość temperaturowa.	bardzo duży bardzo duży
1.2.	Typ kruszywa (tj. kształt, tekstura powierzchni i porowatość)	od niskiego do nieznacznego
1.3.	Skład mieszanki mineralno-asfaltowej: • zawartość lepiszcza asfaltowego, • uziarnienie kruszywa, • zawartość wypełniacza, • zawartość wolnych przestrzeni.	niski niski (przed starzeniem) i wysoki (po starzeniu) wyższa zawartość mastyksu wyższe dopuszczalne odkształcenie rozciągające niski (przed starzeniem) i wysoki (po starzeniu)
1.4	Własności mieszanki mineralno-asfaltowej: • sztywność, • wytrzymałość na rozciąganie, • współczynnik skurczu termicznego.	bardzo duży niski duży
1.5	Modyfikatory mieszanki lub lepiszcza (np. polimery lub elastomery)	średni

Rodzaj czynnika		Wpływ na spękania niskotemperaturowe
2.	Czynniki środowiskowe	
2.1	Temperatura	bardzo duży
2.2	Tempo schładzania	duży
3.	Czynniki konstrukcyjne nawierzchni	
3.1.	Szerokość nawierzchni	nieznany
3.2	Grubość nawierzchni	od średniego do dużego
3.3	Współczynnik tarcia pomiędzy warstwą betonu asfaltowego a niezwiązaną podbudową	średni
3.4	Rodzaj podłoża	niski
4.	Inne czynniki	
4.1	Wiek nawierzchni	bardzo duży
4.2	Obciążenie ruchem pojazdów	nieznany

Przedstawiony w tablicy 2 wpływ wytrzymałości na rozciąganie mieszanki mineralno-asfaltowej na spękania niskotemperaturowe oceniony w pracy [15] jako niski jest dyskusyjny. W rzeczywistości wytrzymałość na rozciąganie warstwy asfaltowej w zależności od powstających naprężeń termicznych decyduje o temperaturze pęknięcia warstwy (rys. 3). Dlatego też wpływ tego czynnika na powstawanie spękań niskotemperaturowych należałoby uznać za duży lub bardzo duży.

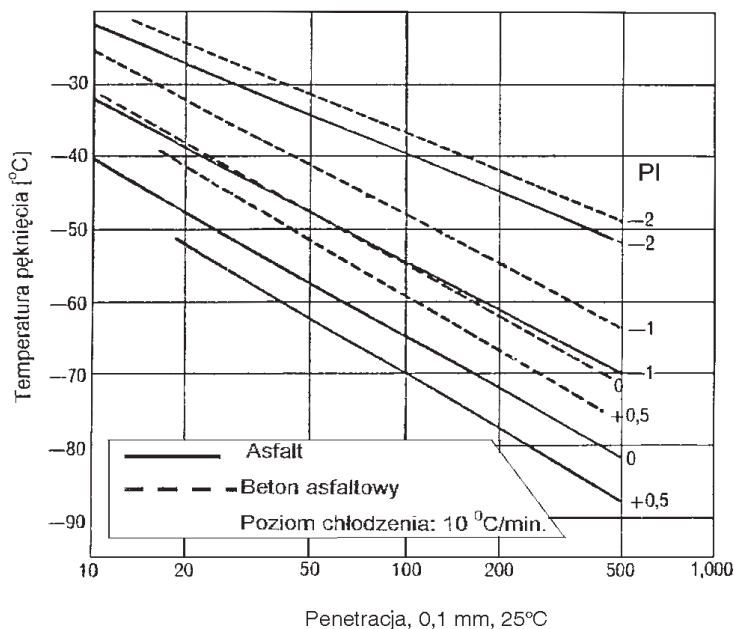
4.2. WPŁYW WŁAŚCIWOŚCI ASFALTU

Jak podaje Zeng [15] jednym z głównych czynników wpływających na spękania niskotemperaturowe mieszanek mineralno-asfaltowych są właściwości asfaltu. Jego zachowanie w ujemnych temperaturach wyrażone jest zazwyczaj poprzez temperaturę łamliwości wg. Fraass'a. Inne właściwości wiążą się bezpośrednio z procesem starzenia asfaltu. Znane są trzy główne mechanizmy związane ze starzeniem asfaltu: odparowanie, utlenianie i starzenie fizyczne. Starzenie mieszanek mineralno-asfaltowych jest głównie kojarzone ze stratą lotnych składników asfaltów podczas produkcji i wbudowania mieszanek (krótkoterminowe starzenie) oraz postępującego utleniania w materiale wbudowanym w nawierzchni (długoterminowe starzenie). W konsekwencji starzenia asfalt staje się sukcesywnie sztywniejszy i tendencja do pęknięcia w niskich temperaturach zwiększa się. Podobnie Jung i inni [16], Fabb [17], Fortier i Vinson [18], Epps i in [19], Leahy i in. [20] stwierdzili, że najistotniejszym czynnikiem wpływającym na intensywność spękań niskotemperaturowych jest sztywność asfaltu. Asfalty o mniejszej lepkości (i/lub wyższej penetracji) uzyskują mniejsze sztywności wraz z obniżaniem się temperatury.

Arand w pracy [21] opisał badania naprężeń termicznych w laboratorium. Próbkę poddane były chłodzeniu ze stałą prędkością 10 °C/h, a następnie poddane testom rozciągania i relaksacji. Stwierdził on, że temperatura pęknięcia przy chłodzeniu wzrasta ze wzrostem temperatury mięknięcia, zaś ryzyko spękań jest większe dla twardszych asfaltów. Hills i Brien [5] analizowali wpływ penetracji asfaltu w 25 °C oraz wrażliwość



temperaturową wyrażoną indeksem penetracji na temperaturę spękań. Wykazali oni, że temperatura pęknięcia asfaltu i betonu asfaltowego obniża się wraz ze wzrostem penetracji asfaltu oraz wzrostem indeksu penetracji (obniżeniem wrażliwości temperaturowej asfaltu). Zależności te podano na rysunku 8.



Rys.8. Wpływ penetracji w 25 °C i indeksu penetracji PI na temperaturę spękań asfaltu i betonu asfaltowego, [5]

Fig.8. Influence of penetration in 25 °C and penetration index PI on temperature of bitumen and asphalt concrete cracking, [5]

Znaczącą poprawę odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na spękania niskotemperaturowe można uzyskać poprzez modyfikację asfaltów polimerami [18, 22 - 25], natomiast zwiększenie zawartości asfaltu w granicach stosowanych w praktyce tylko nieznacznie zwiększa odporność na spękania [17].

4.3. WPŁYW TYPU I UZIARNIENIA MIESZANKI MINERALNEJ

Na podstawie badań przeprowadzonych przez Fabb'a [17] i Aranda [21] nie stwierdzono istotnego wpływu uziarnienia i właściwości kruszywa na odporność na spękania niskotemperaturowe. Do podobnych wniosków doszedł Jung i inni [26] badając dwie mieszanki mineralno-asfaltowe o tej samej krzywej uziarnienia, ale różniące rodzajem zastosowanych kruszyw. W pierwszej mieszance zastosowano kruszywo wapienne charakteryzujące się dużą absorpcją i szorstką teksturą, podczas gdy druga mieszanka mineralna zawierała kruszywo z dużą zawartością krzemionki SiO₂ i gładką powierzchnią. Badano temperaturę pęknięcia podczas chłodzenia próbek.



Przeprowadzone badania nie wykazały istotnych różnic pomiędzy mieszankami zawierającymi różne rodzaje kruszyw. Sybilski i in. [27] na podstawie badań metodą pośredniego rozciągania stwierdzili, że zastosowany rodzaj kruszywa nie wpływa znacząco na sztywność mieszanki w niskich temperaturach.

Zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej nie wpływa bezpośrednio na podatność mieszanki na spękania niskotemperaturowe [15, 26]. Jednak jako parametr w znacznej mierze wpływający na procesy starzenia, a przez to na wzrost sztywności warstwy asfaltowej, wpływ zawartości wolnych przestrzeni pośrednio ma istotne znaczenie [20].

4.4. WPŁYW CZYNNIKÓW ŚRODOWISKOWYCH

Wpływ tempa chłodzenia

Temperatura ma istotny wpływ na powstawanie spękań niskotemperaturowych. Szczególnie istotne jest tempo chłodzenia warstw asfaltowych. Większe tempo chłodzenia powoduje wzrost naprężeń termicznych, a w konsekwencji możliwość szybszego pęknięcia warstwy w obniżonej temperaturze [26]. Badania prowadzone przez Fromm i Phang [28] w Kanadzie wykazały, że tempo chłodzenia rzadko przekracza 2,7 °C na godzinę.

Wpływ wieku nawierzchni

Kolejnym czynnikiem środowiskowym jest wiek nawierzchni. Czym starsza nawierzchnia, tym większa możliwość spękań niskotemperaturowych [15]. Sytuacja ta jest związana ze wzrostem sztywności warstw asfaltowych, które uległy procesowi starzenia długoterminowego.

Współczynnik rozszerzalności termicznej

Współczynnik rozszerzalności termicznej charakteryzuje zdolność materiału do zmiany objętości pod wpływem zmieniającej się temperatury. Można go wyznaczyć na podstawie objętościowego współczynnika rozszerzalności termicznej β wyrażonego poprzez zależność [15]:

$$\beta = \frac{\Delta V}{V_0 \Delta T}, \quad (4)$$

gdzie:

β – objętościowy współczynnik rozszerzalności termicznej,

V_0 – objętość materiału w odpowiadającej temperaturze,

ΔV – zmiana objętości spowodowana zmianą temperatury ΔT od odpowiadającej temperatury początkowej.



Liniowy współczynnik rozszerzalności termicznej α w przypadku mieszanek mineralno-asfaltowych zdefiniowany jest w podobny sposób. Jeśli materiał wykazuje te same właściwości w każdym kierunku, czyli jest materiałem izotropowym, a do takich materiałów zaliczamy mieszanki mineralno-asfaltowe, to liniowy współczynnik rozszerzalności termicznej możemy określić ze wzoru:

$$\alpha = \frac{\beta}{3} . \quad (5)$$

Wzrost zawartości asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej powoduje wzrost współczynnika rozszerzalności termicznej, ale jednocześnie spadek sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej [16].

Zestawienie wartości współczynnika rozszerzalności termicznej betonu asfaltowego na podstawie różnych badań przeprowadzone przez Stoffels'a i Kwande [29] przedstawiono w tablicy 3.

4.5. WPŁYW GRUBOŚCI WARSTW ASFALTOWYCH

Badania przeprowadzone w ramach testu drogowego St. Anne Road Test [38] wykazały, że wzrost grubości warstwy z 4 do 10 cali (od około 10 do 25 cm) spowodował spadek o połowę częstotliwości spękań przy utrzymywaniu innych zmiennych na takim samym poziomie. Podobnie badania przeprowadzone przez Palsata [39] w stanie Alberta w Kanadzie na sieci autostrad, badania Haas'a [13] oraz badania przeprowadzone w Polsce przez Szydło [40] na 10 odcinkach dróg krajowych wykazały, że wzrost grubości warstw asfaltowych wpływa na zmniejszenie częstotliwości spękań niskotemperaturowych.

5. METODY BADAŃ ASFALTÓW I MIESZANEK MINERALNO-ASFALTOWYCH ZWIĄZANE ZE SPĘKANIAMI NISKOTEMPERATUROWYMI

Zeng w pracy [15] zestawił metody badawcze charakteryzujące właściwości zarówno asfaltów (pierwsza grupa), jak i mieszanek mineralno-asfaltowych (druga grupa) w niskich temperaturach. Cechą łączącą wszystkie wymienione poniżej metody jest temperatura badania niższa niż 0 °C.

Zestawienie metod badań podano w tablicy 4.

Tablica 3. Zestawienie wartości współczynnika rozszerzalności termicznej betonu asfaltowego, [29]
 Table 3. Compilation of values of thermal contraction coefficient of asphalt concrete, [29]

Badania prowadzone przez:	Typ urządzeń mierzących odkształcenie	Wymiary próbek [cm]	Tempo grzania lub chłodzenia	Zakres temperatur [°C]	Zbadana wartość współczynnika rozszerzalności termicznej [$\times 10^{-3} 1/^\circ\text{C}$]
Domaschuk i in., 1964 [22]	Przyrząd pomiaru odkształceń Berry'ego	25,4 × 8,9 × 71,1	Nie sprecyzowane	-51 do +15	3,15
Hooks i in., 1964 [39]	Dylatometry, podwójny mikroskop, przyrząd pomiaru odkształceń Wittemore'a	Nie sprecyzowane	Stan równowagi	-30 do +40	2,0
Monismith i in., 1965 [75]	Nie sprecyzowane	1,5 × 2,5 × 30,5	Nie sprecyzowane	-23 do +21	2,2 – 2,5
Littlefield, 1967 [69]	Ekstensometr	7,6 × 7,6 × 40,6	0,125 °C/min	-17 do +54	2,3 – 2,93
Jones i in., 1968 [44]	Ekstensometr	7,6 × 7,6 × 40,6	0,1 °C/min	-37 do +16	2,11 – 3,69
Burgess i in., 1971 [18]	Rama Brass'a	Szywny graniasto-słup, długość 5,8 cm	Nie sprecyzowane	-40 do +20	1,9 – 2,2
Osterkamp i in., 1986 [80]	Dylatometr, nacisk prętowy	Nie sprecyzowane	5 i 7 °C/h	-55 do +10	1,7 – 2,2
Janoo i in., 1993 [43]	SLS – Specimen Loading Sample	2,5 × 2,5 × 30,5	5, 10 i 20 °C/h	-40 do 0	1,8 – 2,9

Tablica 4. Metody badań asfaltów i mieszanek mineralno-asfaltowych w niskich temperaturach, [15]
 Table 4. Test methods of bitumens and asphalt mixtures in low temperatures, [15]

Przedmiot badań	Rodzaj metody badawczej	Mierzone parametry
1. Asfalty	Dynamiczne metody mechaniczne np. Dynamiczny Reometr Ścinający (Dynamic Shear Rheometer Test), [41]	Moduł kompleksowy (G*) Kąt przesunięcia fazowego
	Stacyjne metody mechaniczne np. Reometr Zginania Belek (Bending Beam Rheometer), [25, 41 - 43]	Moduł sztywności Wskaźnik pełzania m
	Test Bezpośredniego Rozciągania (Direct Tension Test), [25]	Odkształcenie przy zniszczeniu
	Standardowe metody badawcze jak temperatura łamliwości wg Fraass'a, [15]	Temperatura
	Testy bezpośredniego rozciągania, [44 - 45], Testy pośredniego rozciągania, [3]	Naprężenie i odkształcenie rozciągające; wytrzymałość na rozciąganie; moduł sztywności Naprężenie i odkształcenie rozciągające; wytrzymałość na rozciąganie; moduł sztywności
2. Mieszanki mineralno-asfaltowe	Test pełzania przy rozciąganiu, [28, 32, 44]	Naprężenie i odkształcenie rozciągające; moduł sztywności
	Testy zginania, [46]	Naprężenie i odkształcenie rozciągające; wytrzymałość na rozciąganie; moduł sztywności
	Test dwupunktowego zginania	Moduł sztywności
	Testy naprężeń rozciągających na utwardzonej próbce TSRST (Thermal Stress Restrained Specimen Test), [47, 48]	Termicznie indukowane naprężenie rozciągające; temperatura pęknięcia
	Współczynnik reakcji termicznej (Coefficient of thermal expansion/contraction tests), [30 - 33, 35 - 37, 43,] Test relaksacji (Relaxation test), [1] Test emisji akustycznej, [49]	Rozszerzalność termiczna Zmiana naprężeń w czasie Względna wytrzymałość w niskich temperaturach

Jedną z metod badań lepiszcza asfaltowego [19, 25, 50 - 51] opracowanych w ramach prac nad amerykańskim programem SHRP (*Strategic Highway Research Program*), jest zginanie belki BBR (*Bending Beam Rheometer*). Metoda ta polega na formowaniu małych próbek asfaltowych w kształcie belek i poddawaniu ich stałemu obciążeniu w łaźni chłodzącej, a następnie pomiarze ugięcia. Próbki obciąża się w środku rozpiętości. Stosuje się temperaturę badania o 10 °C wyższą od najniższej oczekiwanej temperatury dla danego regionu. Całkowity czas badania wynosi 240 s. Czas badania i temperatura o 10 °C wyższa od najniższej temperatury nawierzchni odpowiadają zachowaniu się asfaltu badanego po 60 min obciążenia w temperaturze najniższej. Wynikiem badania w teście BBR jest sztywność asfaltu i wskaźnik pełzania m określający spadek sztywności pełzania S w niskich temperaturach. Sztywność pełzania S powinna być mniejsza od 300 MPa po 60 s obciążenia. Natomiast wskaźnik pełzania $m = \log S / \log t$ powinien być większy lub równy 0,3 po 60 s obciążenia. Zbyt wysoka wartość sztywności pełzania $S > 300$ MPa oraz zbyt niska wartość $m < 0,3$ mierzone po 60 s obciążenia są dowodem na zbytnią sztywność asfaltu, która w konsekwencji prowadzi do przesztynienia warstwy asfaltowej.

Kolejną metodą [25, 51] dotyczącą badań asfaltów w niskich temperaturach jest test bezpośredniego rozciągania DTT (*Direct Tension Test*). W badaniu tym mierzy się wydłużenie niszczące, które jest miarą sprężystości bądź też kruchości asfaltu w niskiej temperaturze. Schemat badania polega na rozciąganiu próbki w temperaturze o 10 °C wyższej od najniższej temperatury nawierzchni ze stałą prędkością rozciągania 0,1 mm/min do momentu zerwania. Wynikiem testu jest odkształcenie, określone jako zmiana długości próbki do zerwania w stosunku do długości początkowej. Odkształcenie to powinno być większe lub równe 1,0 %.

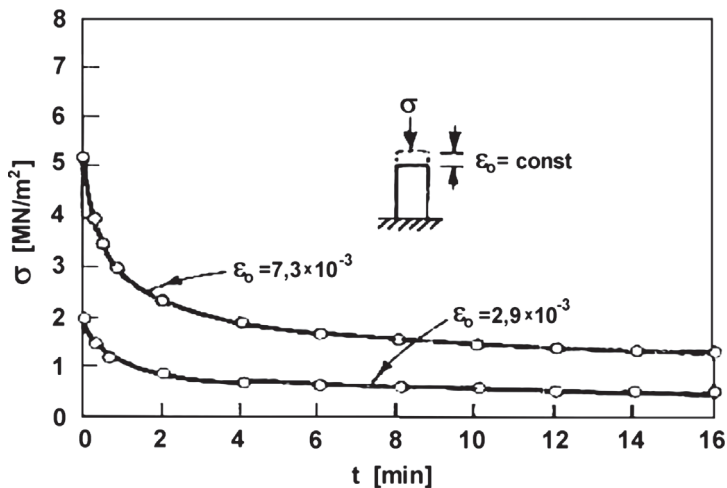
Metodą badania właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych w niskich temperaturach jest badanie wytrzymałości na rozciąganie termiczne przy ograniczonym odkształceniu – TSRST (*Thermal Stress Restrained Specimen Test*) [15 - 16, 19 - 20, 25, 47 - 48]. Metoda ta symuluje zachowanie się mieszanki mineralno-asfaltowej w niskich temperaturach poprzez ochładzanie belek o wymiarach 50 × 50 × 250 mm umieszczonych w sztywnej ramie. Końce próbki są sztywno zamocowane utrzymując jej długość na stałym poziomie. Próbki są poddane ochładzaniu ze stałą prędkością 10 °C/h w komorze termicznej. W wyniku obniżania się temperatury w próbce występuje naprężenie termiczne. Pomiar temperatury oraz naprężeń termicznych wykonywany jest do momentu pęknięcia próbki czyli do momentu gdy indukowane naprężenie termiczne przekroczy wytrzymałość na rozciąganie mieszanki mineralno-asfaltowej. Istotną rolę w badaniu TSRST odgrywa tempo chłodzenia. Pomimo, że badania terenowe wskazują na wolniejsze tempo chłodzenia nawierzchni [28], to większość badaczy przyjmuje w teście TSRST wartość 10 °C/h. Wynika to z ograniczeń laboratoryjnych, gdyż znacznie wolniejsze tempo chłodzenia, które występuje w rzeczywistych warunkach terenowych, wydłużyłoby zbyttno czas badania. Testy przeprowadzone przez Junga i Vinsona [16] w ramach programu SHRP wykazały, że szybsze tempo chłodzenia wpływa na większą kumulację naprężeń termicznych. W momencie pęknięcia próbek chłodzonych z większą prędkością wartość naprężeń termicznych jest większa niż w przypadku mniejszych prędkości chłodzenia.



Inna z metod dotycząca mieszanek mineralno-asfaltowych to test pośredniego rozciągania „Indirect Tensile Test” (IDT) [15]. W metodzie tej próbki mieszanki mineralno-asfaltowej mają kształt walca o średnicy 152 mm i wysokości 51 mm. Próbki obciążane są siłą przyłożoną wzdłuż pobocznic walca. Naprężenia mierzone są w środku próbki prostopadle do przyłożonej siły. Test składa się z dwóch faz. W pierwszej fazie próbki badane są w krótkoterminowym teście pełzania (czas pełzania około 100 s) w temperaturach: 0 °C, -10 °C i -20 °C. Uzyskane krzywe pełzania służą do wyznaczenia krzywej przewodniej (*master creep compliance curve*) na podstawie zasady superpozycji czasowo temperaturowej. W drugiej fazie testu badana jest wytrzymałość na rozciąganie.

6. OPIS ZJAWISKA RELAKSACJI NAPRĘŻEŃ

Bardzo istotnym zagadnieniem towarzyszącym naprężeniom termicznym, które pojawiają się w warstwach asfaltowych podczas obniżania się temperatury jest zjawisko relaksacji naprężeń [52 - 54]. Polega ono na zmniejszeniu wartości naprężeń w czasie. Po wywołaniu stałej wartości odkształceń w próbce betonu asfaltowego występuje relaksacja naprężeń, przebiegająca w sposób przedstawiony na rysunku 9.

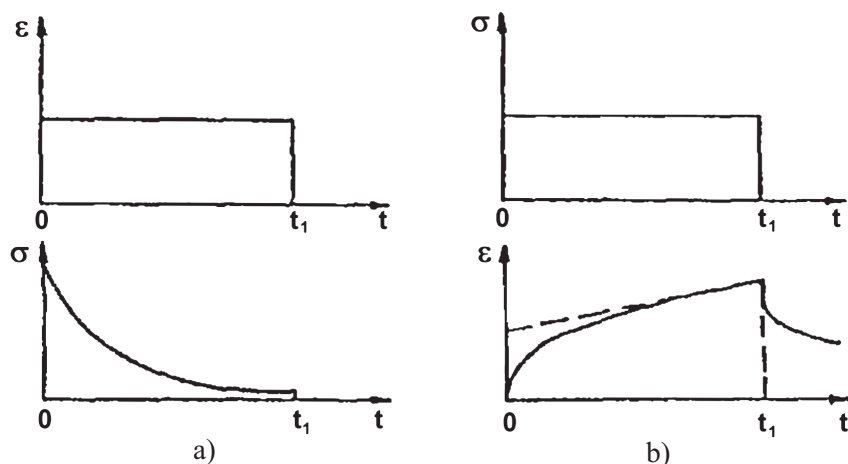


Rys.9. Relaksacja naprężeń w betonie asfaltowym, [52 - 54]

Fig.9. Stress relaxation in asphalt concrete, [52 - 54]

Według Aranda [55] odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na powstawanie pęknięć powodowanych działaniem niskich temperatur, może być opisana między innymi poprzez analizę relaksacji i analizę retardacji naprężeń. Schematy badań relaksacji i retardacji podano na rysunku 10.





Rys.10. Schematy badań a) relaksacji i b) retardacji naprężeń służące określeniu termiczno-reologicznych właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych, [55]
 Fig.10. Schemes of a) stress relaxation and b) stress retardant tests determining thermo-reological behaviour of asphalt mixtures, [55]

Test relaksacji przedstawiony również w pracy [1] przeprowadzany jest w stałej temperaturze. W czasie początkowym próbka jest odkształcana do określonego punktu i mierzone są naprężenia. Podczas testu długość próbki utrzymywana jest jako stała i mierzone są naprężenia. W zależności od temperatury i właściwości materiału naprężenia rozciągające maleją w większym lub mniejszym stopniu. W wysokich temperaturach całkowite naprężenia zagęszczonej mieszanki mineralno-asfaltowej są rozpraszane przez kilka minut. Natomiast w temperaturach bardzo niskich proces ten może trwać wiele godzin a nawet dni.

7. MODELE MECHANIZMU SPĘKAŃ TERMICZNYCH

7.1. ZESTAWIENIE MODELI

W literaturze znaleźć można wiele modeli predykcji spękań spowodowanych oddziaływaniem niskiej temperatury. Część z nich stanowi próbę modelowania mechanizmu spękań termicznych o charakterze zmęczeniowym (cykle temperatury), inne natomiast opisują mechanizm spękań niskotemperaturowych (pojedynczy spadek temperatury powodujący pęknięcie). W sposób ogólny modele można podzielić na te, które zostały oparte o założenia teoretyczne oraz te, które wynikają z doświadczeń empirycznych. Zestawienie modeli z podziałem na teoretyczne i empiryczne przedstawiono w tabelicy 5.

W dalszej części rozdziału opisano bardziej szczegółowo niektóre przedstawione powyżej modele mechanizmu spękań termicznych warstw asfaltowych.



Tablica 5. Modele mechanizmu spękań termicznych warstw asfaltowych
 Table 5. Models of thermal cracking of asphalt layers

Grupa modeli	Typ modelu	Modelowany parametr wyjściowy	Odniesienie w literaturze
Teoretyczne	Model Hills'a i Brien'a	Naprężenie termiczne	[5]
	Model Humphreys'a i Martin'a	Naprężenie termiczne	[56 - 57]
	Model Lytton'a i Shammugham'a	Liczba cykli termicznych do spękania	[58]
	Model Ruth'a	Temperatura pęknięcia	[59]
	Model Shahn'a i McCullough'a	Temperatura pęknięcia	[60]
	Model Instytutu Transportu Pensylwania (PTI)	Częstotliwość spękania	[61]
Empiryczne	Model Palsat'a	Częstotliwość spękania	[39]
	Model Haas'a	Indeks spękań	[44, 62]
	Model Fromm'a i Phang'a	Indeks spękań	[28]

7.2. MODELE TEORETYCZNE

Założenia opracowanych modeli teoretycznych opierają się najczęściej na teorii mechanizmu spękań oraz probabilistyce.

Model teoretyczny oparty o rozwiązanie quasi-sprężyste Hills'a i Brien'a

Spośród poznanych modeli teoretycznych często stosowanym jest model Hills'a i Brien'a. Do obliczeń naprężeń termicznych w rozpatrywanej metodzie [5] zastosowano nieskończoną belkę z betonu asfaltowego. Zostały przyjęte następujące założenia:

- zmiana temperatury $\Delta T = 10 \text{ }^\circ\text{C}$,
- moduł sztywności dla czasu obciążenia 1h odczytany z nomogramu w średniej temperaturze dla każdej zmiany ΔT ,
- średni współczynnik liniowej rozszerzalności (skurczalności) termicznej – dla lepizcza asfaltowego $\alpha = 2 \cdot 10^{-4} [1/^\circ\text{C}]$,
- $\Delta \varepsilon = \alpha \cdot \Delta T$.

Przykładowo dla rozpatrywanego asfaltu o penetracji w temperaturze $25 \text{ }^\circ\text{C}$ równej 100 jednostek penetracji i temperaturze mięknięcia $T_{PK} = 44 \text{ }^\circ\text{C}$, indeksie penetracji $PI = -1$, moduł sztywności w temperaturze $-5 \text{ }^\circ\text{C}$ (średnia wartość w przedziale od 0 do $-10 \text{ }^\circ\text{C}$) wynosi 0,2 MPa. Obliczona wartość naprężenia termicznego wynosi 0,0004 MPa.

Zastrzeżenia budzi arbitralne przyjęcie czasu obciążenia i gradientu temperatury ($10 \text{ }^\circ\text{C}$ na 1 godzinę), które może wpływać na otrzymane rezultaty. Jednak obliczenia wykonane przy różnych czasach obciążenia np. Dla $\Delta T = 1 \text{ }^\circ\text{C}$, co odpowiada czasowi obciążenia 0,1 godziny, wykazały, że uzyskany błąd wydaje się być mały.

Czym wolniejsze tempo chłodzenia tym naprężenia termiczne przy danej temperaturze są mniejsze. Według Hills'a i Brien'a np. w temperaturze $-45 \text{ }^\circ\text{C}$ wzrost tempa chłodzenia z $2 \text{ }^\circ\text{C/h}$ na $10 \text{ }^\circ\text{C/h}$ powoduje wzrost naprężeń termicznych z 0,8 MPa do 1,5 MPa czyli jest prawie dwukrotny.

Dla mieszanek mineralno-asfaltowych procedura określania naprężeń termicznych jest taka sama jak dla asfaltów. Moduł sztywności, współczynnik rozszerzalności termicznej i wytrzymałość na rozciąganie są określane jak dla mieszanki mineralno-asfaltowej.

Moduł sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej jest określany jako funkcja sztywności asfaltu i zakresu koncentracji kruszywa określanego metodą Heukelom'a i Klomp'a [4]. Współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej dla mieszanek mineralno-asfaltowych został przyjęty: $\alpha = 1,92 \cdot 10^{-5} [1/^\circ\text{C}]$.



Obliczenia naprężeń termicznych wg metody Hills'a i Briena [5]

Dla materiału sprężystego naprężenia σ_x obliczane są według następującego wzoru:

$$\sigma_x = \frac{1}{1+\mu} E \cdot \varepsilon_x + \frac{\mu}{1+\mu} 3p, \quad (6)$$

gdzie:

E – moduł sprężystości Younga,

ε – odkształcenie,

μ – współczynnik Poissona,

p – napięcie hydrostatyczne, lub średnie naprężenie:

$$p = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}. \quad (7)$$

Rozważane są trzy przypadki.

Przypadek 1: nieskończona belka

Gdzie warunki utwierdzenia są następujące: $\sigma_y = \sigma_z = 0$

$$p = \frac{\sigma_x}{3}, \quad (8)$$

z tego wynika, że $\sigma_x = E \cdot \varepsilon_x$, przy założeniu niezależności naprężeń od współczynnika Poissona μ .

Przypadek 2: nieskończona płyta

Gdzie warunki utwierdzenia są następujące: $\sigma_z = 0, \varepsilon_x = \varepsilon_y$,

$$p = \frac{2\sigma_x}{3}, \quad (9)$$

$$\sigma_x = \frac{1}{1+\mu} E \cdot \varepsilon_x = \sigma_y. \quad (10)$$

Przypadek 3: nieskończona płyta w kierunku osi x, przy odkształceniu w kierunku osi y

Przypadek ten jest najbardziej zbliżony do rzeczywistej pracy warstwy asfaltowej na drodze i jest rozwiązaniem pośrednim pomiędzy przypadkiem 1 i 2.

$$E \cdot \varepsilon_x < \sigma_x < \frac{1}{1-\mu} E \cdot \varepsilon_x. \quad (11)$$

Dla tego przypadku wzór na obliczanie naprężeń termicznych ma postać:

$$\alpha \sum S(t, T) \Delta T < \sigma_x < \frac{1}{1-\mu} \alpha \sum S(t, T) \Delta T, \quad (12)$$

gdzie:

- σ_x – sumowane naprężenia termiczne dla określonego tempa chłodzenia V_T ,
- α – współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej,
- $S(t, T)$ – moduł sztywności zależny od czasu obciążenia t i temperatury T ,
- ΔT – przyrost temperatury,
- μ – współczynnik Poissona.

Zalety tej metody opartej na rozwiązaniu quasi-sprężystym polegają na prostocie obliczeń naprężeń termicznych oraz na możliwości przyjęcia modułów sztywności S według metod empirycznych (np.: Van der Poel'a oraz Heukelom'a i Klomp'a). Dodatkowo dzięki odpowiedniemu przyjęciu czasu obciążenia uzyskujemy wyniki obliczeń naprężeń termicznych odpowiadające rzeczywistym naprężeniom w nawierzchni.

Metoda ta obarczona jest również wadami, między innymi pomija ona relaksację naprężeń oraz arbitralnie przyjmuje czas obciążenia i gradient temperatury. Dodatkowo w metodzie przyjęto, iż warstwy asfaltowe są nieskończoną belką lub płytą, podczas gdy w rzeczywistości jest to nieskończone pasmo o skończonej szerokości i o rozkładzie temperatury zmieniającym się wraz z głębokością.

Model PTI – Instytutu Transportu Pensylwanii

W ramach prac nad programem SHRP (*Strategic Highway Research Program*) w Stanach Zjednoczonych opracowano model spękań termicznych oznaczony roboczym symbolem A-005 [61, 63]. Prace nad modelem miały na celu ograniczenie liczby spękań termicznych w czasie. Modelowano naprężenia termiczne w betonie asfaltowym i jako wyjściowe przyjęto równania opracowane przez Hills'a i Brien'a [5].

Mechanizm spękań termicznych zastosowany w modelu, a opracowany przez Hiltuna i Roque [61] opiera się na następujących założeniach:

- naprężenia termiczne rozwijają się w materiale na skutek skurczu termicznego podczas chłodzenia,
- założono, że wzdłuż warstwy asfaltowej nawierzchni drogowej powstające spękania dzielą powierzchnię warstwy na odcinki o długości s ,
- dla każdego z tych odcinków powstające naprężenia termiczne mogą potencjalnie powodować spękanie, które w określonym czasie będzie widoczne na powierzchni warstwy,



- założono, że każde spękanie może propagować w głąb konstrukcji w różnym tempie z zależności od właściwości materiałów z których zbudowane są warstwy asfaltowe.

Zaproponowany model zawiera trzy podstawowe podmodele:

- model reakcji nawierzchni – służący do wyznaczania naprężeń termicznych podczas chłodzenia,
- model oparty o założenia mechaniczne – służący do określenia postępu spękania wraz z głębokością warstwy, przyjętej długości odcinka S i przy założeniu średnich właściwości materiału,
- model oparty o założenia probabilistyczne – określający ogólną liczbę spękań termicznych występujących na powierzchni warstwy asfaltowej.

Model reakcji nawierzchni

Określa powstające naprężenia termiczne w funkcji czasu. Model oparty jest o następujące założenia [61]:

- rozważany jest jednowymiarowy pręt zamocowany obustronnie i stosowane jest jednowymiarowe równanie konstytutywne,
- dwuwymiarowy rozkład naprężeń został przyjęty w przybliżeniu; procedura przybliżenia określa naprężenia termiczne pojawiające się w jednowymiarowym pręcie na określonej głębokości; umożliwia to oszacowanie naprężeń wraz z głębokością,
- jako dane wejściowe przyjmuje się przewidywane temperatury nawierzchni,
- zakłada się, że beton asfaltowy jest materiałem lepko-sprężystym zgodnie z założeniami modelu Maxwella,
- wykorzystuje się krzywe przewodnie modułu relaksacji przy założeniu, że materiał jest termo-reologicznie prosty; krzywe te uzyskuje się z badań pośredniego rozciągania w niskich temperaturach.

Naprężenia termiczne obliczane są w oparciu o następujący wzór:

$$\sigma(\xi) = \int_0^{\xi} E(\xi - \xi') \frac{d\varepsilon}{d\xi'} d\xi' , \quad (13)$$

gdzie:

- $\sigma(\xi)$ – naprężenia w czasie zredukowanym ξ ,
- $E(\xi - \xi')$ – moduł relaksacji w czasie zredukowanym $(\xi - \xi')$,
- ε – odkształcenie w czasie zredukowanym,
- ξ' – zmienna całkowania.



Czas zredukowany zdefiniowany jest następująco:

$$\xi = \frac{t}{a_T} ,$$

gdzie:

t – czas rzeczywisty,

a_T – współczynnik przesunięcia temperaturowego (ang. *shift factor*).

Zgodnie z [63] odkształcenie wzbudzone termicznie w czasie zredukowanym ξ może być wyrażone jako:

$$\varepsilon = \alpha [T(\xi') - T_0] , \quad (14)$$

gdzie:

α – liniowy współczynnik rozszerzalności termicznej,

$T(\xi')$ – temperatura nawierzchni w czasie zredukowanym ξ' ,

T_0 – temperatura nawierzchni, gdy $\sigma = 0$.

Równanie (13) może być wyrażone w czasie rzeczywistym:

$$\sigma(t) = \int_0^t E[\xi(t) - \xi'(t)] \frac{d\varepsilon}{dt'} dt' . \quad (15)$$

Model propagacji spękania

Model propagacji spękania zastosowany przez Hiltunena i Roque [61] opiera się na mechanice liniowego spękania sprężystego. Po określeniu naprężenia w modelu relaksacji naprężeń i w zależności od właściwości warstwy asfaltowej możliwe jest określenie naprężeń w miejscu propagacji spękania. Zastosowano następujący wzór:

$$\Delta C = A (\Delta K)^n , \quad (16)$$

gdzie:

ΔC – zmiana głębokości spękania w zależności od cykli chłodzenia,

ΔK – zmiana czynnika intensywności naprężeń w zależności od cykli chłodzenia,

A, n – parametry spękania określane empirycznie.

Parametry empiryczne A i n wyznaczono z następujących zależności:

$$\log A = 4,389 - 2,52 \cdot \log(K \cdot \sigma_m \cdot n) , \quad (17)$$

gdzie:

K – współczynnik kalibracyjny = 10 000,

σ_m – wytrzymałość niezniszczonej warstwy asfaltowej,



$$n = 0,8 \cdot (1 + 1/m) ,$$

gdzie:

m – pochylenie krzywej pełzania.

Model probabilistyczny

Ostatnim składnikiem modelu SHRP A-005 jest model probabilistyczny wyznaczania ilości lub częstotliwości spękań. Założenia modelu są następujące [61]:

- w określonej sekcji nawierzchni istnieje maksymalna ilość spękań termicznych jakie mogą wystąpić i spękania te są równomiernie rozłożone na całej długości sekcji,
- spękanie nie jest liczone jako termiczne jeśli nie osiągnie określonej głębokości warstwy asfaltowej.

Model probabilistyczny został określony jako funkcja prawdopodobieństwa, która zakłada, że głębokość spękania jest większa lub równa grubości warstwy asfaltowej. Funkcja ta wyraża się wzorem:

$$AC = \beta_1 \cdot P [\log C > \log D] \quad (18)$$

lub

$$AC = \beta_1 \cdot N \left[\frac{\log \frac{C}{D}}{\sigma} \right], \quad (19)$$

gdzie:

AC – obserwowana ilość spękań termicznych,

β_1 – współczynnik regresji, skalibrowany z badań terenowych $\approx 381,4$,

$P []$ – prawdopodobieństwo, że $[\log C > \log D]$,

$N []$ – standardowy rozkład normalny,

σ – odchylenie standardowe log głębokości spękania w nawierzchni $\approx 0,654$,

C – głębokość spękania określona z modelu spękania,

D – grubość warstwy asfaltowej.

Model Humphreys'a i Martin'a

Model Humphreys'a i Martina [56 - 57] oparty jest o rozwiązanie lepko-sprężyste dla warstw asfaltowych. Główne założenia tej metody to:

- warstwy asfaltowe nawierzchni przyjmuje się jako nieskończoną płaską płytę z materiału o właściwościach lepko-sprężystych i cechach ciała termo-reologicznie prostego,
- przyjmuje się założenie o sztywności pakietu warstw bitumicznych – z punktu widzenia obliczania naprężeń założono, że nie jest istotne z ilu warstw asfaltowych składa się nawierzchnia,
- niezależność problemu termicznego od problemu mechanicznego,
- na powierzchni płyty ($z = 0$) naprężenia mają wartość równą 0,
- na grubości płyty nie dopuszcza się żadnych przemieszczeń, czyli dla $z = h$:
 $u_x = u_y = u_z = 0$,
- współczynnik rozszerzalności materiału α jest niezależny od czasu i zależy od temperatury,
- znany jest rozkład temperatury w zależności od głębokości i czasu jej oddziaływania.

Główne równanie służące do obliczania naprężeń termicznych ma następującą postać:

$$\sigma_{xx}(z, t) = -3 \alpha_0 \int_0^t R [\xi(z, t) - \xi(z, \tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} \theta(z, \tau) d\tau, \quad (20)$$

gdzie:

- $\sigma_{xx}(z, t)$ – naprężenia termiczne [kN/m^2],
- α_0 – współczynnik rozszerzalności termicznej materiału płyty w temperaturze T_0 [$1/^\circ\text{C}$],
- τ – zmienna czasowa,
- z – głębokość [m],
- t – czas [s],

$$R^*(s) = \frac{G_1^*(s) \times G_2^*(s)}{2G_1^*(s) + G_2^*(s)}, \quad (21)$$

przy czym:

- G^* – moduł relaksacji,
- $R^*(s), G^*(s)$ – transformacja Laplace'a G i R ,

$$\theta(z, t) = \frac{1}{\alpha_0} \int_{t_0}^{T(z, t)} \alpha(T) dT, \quad (22)$$

- ξ – czas zredukowany, $\xi = t \times \phi(T)$,
- $\phi(T)$ – funkcja zmiany.



Zalety prezentowanej metody są następujące:

- opis materiału jest realistyczny,
- rozwiązanie jest ściśle pod względem matematycznym,
- uwzględniono większość czynników wpływających na wartość naprężeń termicznych.

Do wad metody można zaliczyć złożoność badań laboratoryjnych poprzez konieczność badania modułów sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej w różnych temperaturach i przy różnych czasach obciążenia.

Model Lytton'a i Shanmugham'a

Lytton i Shanmugham [58] stworzyli model, w którym powstawanie spękań poprzecznych jest symulowane mechanistycznie poprzez zastosowanie mechaniki spękań i wyznaczeniu naprężeń termicznych z teorią lepkosprężystości. Model ma na celu wyznaczenie zmian współczynnika intensywności naprężenia spowodowanego cyklem temperaturowym występującym podczas każdego pojedynczego dnia. Obliczenia są wykonywane przy użyciu równań regresji stworzonych z wieloczynnikowego doświadczenia i przy zastosowaniu modelu elementów skończonych wielowarstwowej konstrukcji nawierzchni. Podstawowe równanie ma następującą postać:

$$K_1 = a (Y_c)^b, \quad (23)$$

gdzie:

K_1 – współczynnik intensywności naprężenia,

Y_c – długość pęknięcia w calach.

Parametry a i b zostały wyprowadzone empirycznie jako funkcja modułów sprężystości mieszanki mineralno-asfaltowej E , zmian temperatury powietrza oraz grubości warstwy asfaltowej.

Weryfikacja modelu została przeprowadzona w stanie Michigan poprzez obserwacje odległości między spękaniami. Standardowe błędy w modelowanym indeksie spękań okazały się porównywalne z błędami uzyskanymi przez Haas'a [44] w opracowanym przez niego równaniu empirycznym na podstawie obserwacji dróg testowych w Kanadzie.

Model probabilistyczny Shahin'a i McCullough'a

Innym modelem teoretycznym był model probabilistyczny opracowany przez Shahin'a i McCullough'a [60] w roku 1973. Model ten opracowano w oparciu o program komputerowy, który obliczał rozwój spękań termicznych, zarówno termicznych zmęczeniowych jak i niskotemperaturowych, w funkcji czasu. Parametrami wejściowymi do programu były własności materiału takie jak: moduł sztywności asfaltu i mieszanki mineralno-asfaltowej oraz zmienne zależne od warunków pogodowych.



Program główny składał się z czterech podmodeli, spośród których jeden dotyczył predykcji spękań niskotemperaturowych.

Zgodnie z tym modelem czynniki odpowiedzialne za spękania niskotemperaturowe to naprężenie σ i wytrzymałość oznaczona jako T . Ze względu na zmienność właściwości betonu asfaltowego na określonej drodze założono, że zarówno naprężenie jak i wytrzymałość są zmienne zgodnie z rozkładem normalnym. Spękanie niskotemperaturowe wystąpi jeżeli w którymkolwiek punkcie drogi wystąpi prawdopodobieństwo przekroczenia wytrzymałości materiału przez naprężenia, czyli:

$$P(F) = P(\sigma > T) = P(\sigma - T > 0) \quad , \quad (24)$$

gdzie:

$P(F)$ – prawdopodobieństwo zniszczenia (powstania spękań niskotemperaturowych),

$P(\sigma > T)$ – prawdopodobieństwo przekroczenia wytrzymałości przez powstające naprężenia.

Po przekształceniach funkcja $P(F)$ ma postać:

$$P(F) = -\frac{(\bar{\sigma} - \bar{T})}{\sqrt{(SD_{\sigma}^2 + SD_T^2)}} \quad , \quad (25)$$

gdzie:

$\bar{\sigma}$ – średnia wartość naprężenia,

\bar{T} – średnia wartość wytrzymałości,

SD_{σ} – odchylenie standardowe naprężenia,

SD_T – odchylenie standardowe wytrzymałości.

W sytuacji, gdy średnie naprężenie rozciągające jest równe średniej wartości wytrzymałości materiału to prawdopodobieństwo zniszczenia jest 50%, zależnie od współczynników zmienności zarówno naprężenia jak i wytrzymałości.

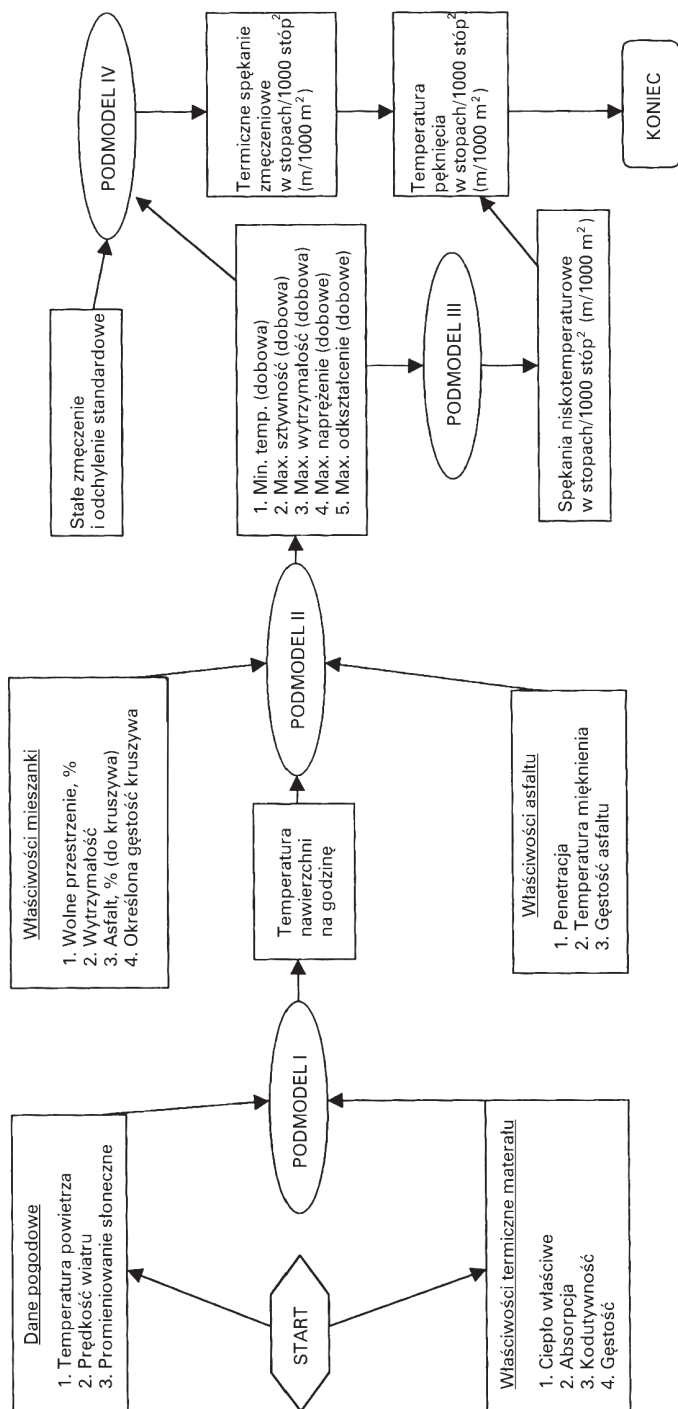
Głównym uzyskiwanym parametrem jest częstotliwość spękań niskotemperaturowych określona w metrach długości na 1000 m² powierzchni w każdym roku od momentu oddania drogi do eksploatacji.

Schemat działania modelu Shahin'a-McCullough'a przedstawiono na rysunku 11.

Do zalet modelu można zaliczyć uwzględnienie niejednorodności materiału i stochastycznego charakteru zmian temperatury. Stwierdzono dobrą zgodność pomiędzy liczbą spękań obliczoną na podstawie modelu oraz pomierzoną na podstawie badań terenowych w teście *Ste. Anne Road Test*.

Do wad modelu można zaliczyć brak danych eksperymentalnych, w szczególności w odniesieniu do wytrzymałości zmęczeniowej przy obciążeniach termicznych.





Rys.11. Schemat działania modelu Shahin'a-McCullough'a, [60]

Fig.11. The scheme of Shahin-McCullough's model, [60]

7.3. MODELE EMPIRYCZNE

Założenia modeli empirycznych opierają się na obserwacjach terenowych spękań termicznych i ich powiązaniu z cechami warstw bitumicznych, wiekiem nawierzchni oraz temperaturą.

Model Haas'a

Jednym z najbardziej znanych modeli empirycznych jest model opracowany przez Haas'a [44]. Powstał on na podstawie obserwacji terenowych nawierzchni w stanie Ontario w Kanadzie. Parametrami wejściowymi do modelu są:

- moduł sztywności asfaltu, określanego jako „original asphalt” czyli asfaltu niestarzonego [kN/cm^2],
- projektowa temperatura zimowa, zdefiniowana jako najniższa temperatura poniżej której występuje tylko 1% godzinowej temperatury powietrza w styczniu podczas najchłodniejszej zimy z okresu 10 lat,
- wiek nawierzchni w latach,
- grubość warstwy asfaltowej w calach,
- typ podłoża gruntowego: 5 - piasek; 3 - piasek gliniasty; 2 - glina.

Zmienną zależną w modelu jest indeks spękań zdefiniowany jako ilość pełnych spękań poprzecznych plus połowa spękań na 0,5 szerokości jezdni o dwóch pasach ruchu i długości 500 stóp (152,4 m). Spękania poprzeczne o długości do połowy szerokości pasa ruchu nie były rozpatrywane. Indeks spękań, który wiąże zmienne niezależne opisany został następującą funkcją:

$$I = f(S, t, a, m, d), \quad (26)$$

gdzie:

- I – indeks spękań,
- S – moduł sztywności oryginalnego (niestarzonego) asfaltu określony dla czasu obciążenia równego 20000 s i dla projektowej temperatury zimowej [kN/cm^2],
- t – grubość warstw asfaltowych w calach,
- a – wiek nawierzchni w latach,
- m – projektowa temperatura zimowa [$^{\circ}\text{C}$],
- d – typ podłoża gruntowego.

Przy konstruowaniu modelu przyjęto następujące warunki graniczne:

- ze wzrostem modułu sztywności i/lub wieku nawierzchni, indeks spękań powinien rosnać przy pozostałych zmiennych utrzymywanych jako stałe,



- w przypadku gdy moduł sztywności równa się zero, funkcja powinna dać wartość zero. Podobne założenie dotyczy wieku nawierzchni,
- ze wzrostem grubości warstwy indeks spękań powinien się obniżać, kiedy wszystkie pozostałe zmienne utrzymywane są jako stałe.

Opracowana przez Haas'a wersja numeryczna modelu wygląda następująco:

$$10^I = 2,497 \cdot 10^{30} \cdot S^{(6,7966-0,8740t+1,3388a)} \cdot (7,054 \cdot 10^{-3})^d \cdot (3,193 \cdot 10^{-13})^m \cdot d^{0,60265} \quad (27)$$

Jednym z podstawowych ograniczeń modelu jest jego mała zgodność pomiędzy obliczonymi wartościami indeksu spękań, a zaobserwowanymi w terenie na innych odcinkach niż te, na których model został opracowany. W roku 1987 Haas i in. [64] opracowali kolejny model empiryczny w oparciu o analizy warstw bitumicznych konstrukcji nawierzchni 26 lotnisk w Kanadzie. Opracowane równanie regresji służyło do wyznaczania średnich odległości w metrach pomiędzy spękaniem poprzecznymi w warstwach bitumicznych nawierzchni. Równanie ma następującą postać:

$$TCRACK = 218 + 1,28 ACTH + 2,52 MTEMP + 30 PVN - COFX \quad (28)$$

gdzie:

- TCRACK* – średnia odległość pomiędzy spękaniem poprzecznymi w metrach,
- ACTH* – grubość warstwy bitumicznej w centymetrach,
- MTEMP* – minimalna temperatura zarejestrowana w terenie w °C,
- PVN* – bezwymiarowa liczba McLeod'a,
- COFX* – współczynnik rozszerzalności termicznej w mm/1000mm/°C.

Innym modelem empirycznym jest model opracowany przez Palsat'a [39] na podstawie obserwacji i badań 77 odcinków autostradowych o konstrukcji nawierzchni z warstw asfaltowych na pełną głębokość oraz z podbudową z kruszywa. Odcinki zlokalizowane były w stanie Alberta w Kanadzie. Analizowano do 16 niezależnych czynników wpływających na częstotliwość niskotemperaturowych spękań poprzecznych. Ostatecznie opracowany model ma postać:

$$F = 49,4 + 3,09 X + 0,36 S - 5,6 T^{0,5} \quad (29)$$

gdzie:

- F* – częstotliwość spękań [spękania/km],
- X* – wiek nawierzchni w latach,
- S* – moduł sztywności oryginalnego (bez starzenia) asfaltu [kN/cm²],
- T* – grubość nawierzchni asfaltowej [mm],

Model Fromm'a i Phang'a

Model opracowany przez Fromm'a i Phang'a [28] powstał w oparciu o badania na próbkach połowych wyciętych z nawierzchni dróg stanu Ontario w Kanadzie. Przed wykonaniem analizy regresji wielokrotnej wykonano na wyciętych z nawierzchni próbkach szereg typowych badań laboratoryjnych. Początkowo wprowadzono 40 różnych czynników, ale etapowa analiza wykazała, że wiele czynników było statystycznie nieznaczących (korelacja na poziomie 5%). Model końcowy opisywał indeks spękań jako funkcję 12 czynników. Indeks spękań został zdefiniowany jako suma liczby pełnych spękań poprzecznych i połowy liczby spękań przechodzących przez połowę szerokości jezdni na odcinku 500 stóp. Spośród 12 zastosowanych w modelu czynników najbardziej znaczącymi były: indeks mrozowy, temperatura przemiany (glass transition temperature), stosunek lepkości lepszczca w dwóch temperaturach (15 °C/135 °C) oraz zawartość wolnych przestrzeni.

8. WNIOSKI

Przeprowadzony przegląd literatury dotyczący problemu spękań niskotemperaturowych warstw asfaltowych nawierzchni pozwala na sformułowanie następujących wniosków:

1. Spękania niskotemperaturowe powstają, gdy podczas obniżania się temperatury powietrza, a w konsekwencji również temperatury warstw bitumicznych, wzrastające naprężenia termiczne przekroczą wytrzymałość warstwy na rozciąganie. Spękanie, które na początku pojawia się na powierzchni warstwy bitumicznej konstrukcji nawierzchni czyli tam, gdzie wpływ niskiej temperatury jest największy, z czasem ulega propagacji w głąb konstrukcji.
2. Każde powstałe spękanie poprzeczne spowodowane oddziaływaniem niskiej temperatury sprzyja przyspieszonej degradacji konstrukcji nawierzchni, na którą ma wpływ zarówno wnikająca i zamarzająca w spękaniu woda, jak i dynamiczne oddziaływanie kół pojazdów.
3. Spośród wielu rozpatrywanych czynników mających wpływ na powstawanie spękań niskotemperaturowych najważniejsze z nich, dla których wpływ ten jest duży lub bardzo duży, to:
 - spośród czynników materiałowych: rodzaj i właściwości zastosowanego asfaltu (sztywność, lepkość, wrażliwość termiczna) oraz właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej (sztywność, wytrzymałość na rozciąganie, zdolność relaksacji naprężeń),
 - spośród czynników środowiskowych: zarówno wielkość temperatury ujemnej, jak i tempo schładzania warstwy asfaltowej,
 - spośród czynników konstrukcyjnych nawierzchni: głównie grubość konstrukcji nawierzchni w tym również grubość warstw asfaltowych,



- spośród innych rozpatrywanych czynników: wiek nawierzchni związany z procesem starzenia się warstw asfaltowych (zjawisko wzrostu sztywności i kruchości mieszanek mineralno-asfaltowych w czasie).
4. Istnieje szereg metod badań właściwości zarówno asfaltów, jak i mieszanek mineralno-asfaltowych w niskich temperaturach. Główne mierzone parametry to: moduł sztywności, odkształcenie przy zniszczeniu, temperatura pęknięcia podczas chłodzenia, naprężenie rozciągające i wytrzymałość na rozciąganie, termicznie indukowane naprężenie rozciągające oraz rozszerzalność termiczna.
 5. Istotną rolę w procesie powstawania i kumulacji naprężeń termicznych, które powstają w warstwach asfaltowych podczas obniżania się temperatury, odgrywa zjawisko relaksacji naprężeń. Szybka relaksacja naprężeń w warstwie, związana głównie z właściwościami zastosowanego asfaltu, zwiększa odporność na pęknięcia niskotemperaturowe.
 6. Modele predykcji pęknięć poprzecznych spowodowanych oddziaływaniem niskiej temperatury oparte są zarówno o założenia teoretyczne, jak i empiryczne. Modele teoretyczne modelują naprężenia termiczne, liczbę pęknięć termicznych do zniszczenia, temperaturę pęknięcia lub częstotliwość pęknięcia. Natomiast modele empiryczne modelują częstotliwość pęknięcia lub indeks pęknięć.
 7. Problem pęknięć niskotemperaturowych pozostaje nadal aktualny. Świadczą o tym chociażby bardzo niskie temperatury notowane podczas ostatniej zimy na początku roku 2006 dochodzące często do -30°C , a w niektórych rejonach i poniżej tej wartości. Obserwowane często na drogach pęknięcia poprzeczne mogły powstać na skutek oddziaływania tak niskich temperatur nie tylko w okresie ostatniej zimy, ale również w latach poprzednich.

BIBLIOGRAFIA

- [1] *Stock A.F., Arand W.*: Low temperature cracking in polymer modified binders. 2Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, **62**, 1993, 23-53
- [2] *Sybilski D.*: Pęknięcie nawierzchni bitumicznych w niskich temperaturach. Drogownictwo, nr 6, 1999
- [3] *Christison J.T., Murray D.W., Anderson K.D.*: Stress prediction and low temperature fracture susceptibility of asphalt concrete pavements. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, **41**, 1972, 494-523
- [4] *Heukelom W., Klomp A.J.G.*: Road design and dynamic loading. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, **33**, 1964, 92-125
- [5] *Hills J.F., Brien D.*: The fracture of bitumens and asphalt mixes by temperature induced stresses. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, **35**, 1966, 292-309
- [6] *Van der Poel C.*: A general system describing the visco-elastic properties of bitumens and its relation to routine test data. Journal of Applied Chemistry, **4**, 1954, 221



- [7] *Roque R., Ruth B.E.*: Cracking mechanisms of asphalt concrete pavements at low service temperatures. Proceedings Canadian Technical Asphalt Association, 1988, 56-75
- [8] *Ehrola E.*: On the temperature of road structures. Oulu Finland, 1974
- [9] *Kallas B.F.*: Asphalt pavement temperatures. Highway Research Record number 150, Highway Research Board, 1-91
- [10] *Boutin G., Lupien C.*: Thermal cracking of asphalt pavement. Euroasphalt and Eurobitume Congress, Barcelona, Hiszpania 2000
- [11] Asphalt Institute: Asphalt Overlays for Highway and Streets Rehabilitation. Manual Series, 17 June 1983
- [12] *Sybilski D., Mirski K.*: Dobór asfaltu do nawierzchni w polskich warunkach klimatycznych z uwzględnieniem procedur SHRP/Superpave. VI Międzynarodowa Konferencja „Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe”, Kielce 2000, T1, 213 - 221
- [13] *Haas R.C.G., Phang W.A.*: Relationships between mix characteristics and low temperature pavement cracking. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, **57**, 1988
- [14] *Isacsson U., Vinson T.S., Zeng H.*: The influence of material factors on the low temperature cracking of asphalt mixtures. Mechanical Tests for Bituminous Materials, RILEM Symposium, editors Di Benedetto H. , Francken L., Lyon 1997
- [15] *Zeng H.*: On the low temperature cracking of asphalt pavements. Report TRITA-IP FR 95-7, Division of Highway Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 1995
- [16] *Jung D.H., Vinson T.S.*: Low temperature cracking: test selection. Strategic Highway Research Program SHRP-A-400, Washington D.C., 1994
- [17] *Fabb T.R.J.*: The influence of mix composition, binder properties and cooling rate on asphalt cracking at low temperatures. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, **43**, 1973
- [18] *Fortier R., Vinson T.S.*: Low-temperature cracking and aging performance of modified asphalt concrete specimens. Transportation Research Board, 69th Annual Meeting, Washington D.C., 1990
- [19] *Epps A.L.*: A comparison of measured and predicted low temperature cracking conditions. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, **67**, 1998
- [20] *Leahy R.B., Monismith C.L., Lundy J.R.*: Performance-based properties of asphalt concrete mixes. Symposium „Engineering Properties of Asphalt Mixtures and the Relationship to their Performance”, ASTM Committee D-4 on Road and Paving Materials, Phoenix, USA 1994
- [21] *Arand W.*: Behaviour of asphalt aggregate mixes at low temperatures. IV International RILEM Symposium, Budapest, 1990
- [22] *Isacsson U., Lu X.*: Testing and appraisal of polymer modified road bitumen - state of the art. Materials and Structures, **28**, 1995



- [23] King G.N., King H.W., Harders O., Arand W., Planche P.: Influence of asphalt grade and polymer concentration on the low temperature performance of polymer modified asphalt. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, **62**, 1993, 1-22
- [24] Raad L., Saboundjian S., Sebaaly P., Epps J.: Thermal cracking models for AC and modified AC mixes in Alaska. Transportation Research Board Meeting, Washington, D.C. 1998
- [25] Sybilski D.: Ocena właściwości niskotemperaturowych lepiszczy asfaltowych i mieszanek mineralno-asfaltowych. Drogi i Mosty, nr 2/2004
- [26] Jung D.H., Vinson T.S.: Low temperature cracking resistance of asphalt concrete mixtures. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, **62**, 1993, 54-92
- [27] Sybilski D., Styk S.: Stiffnes modulus of bituminous mixtures: Influence of temperature, mixture's type and binder. Mechanical Tests for Bituminous Materials, RILEM Symposium, editors Di Benedetto H., Francken L., Lyon 1997
- [28] Fromm H.J., Phang W.A.: A study of transverse cracking of bituminous pavements. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, **41**, 1972, 383-423
- [29] Stoffels S.M., Kwanda D.: Determination of the Coefficient of Thermal Contraction of Asphalt Concrete Using the Resistance Strain Gage Technique. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, **65**, 1996, 73-90
- [30] Domaschuk L., Skarsgard P.S., Christianson R.H.: Cracking of Asphalt Pavements Due to Thermal Contraction. Journal of Soils and Materials, 1964, 395-402
- [31] Hooks C.C., Goetz W.H.: Laboratory Thermal Expansion Measuring Techniques Applied to Bituminous Concrete. U.S. Army Engineering Waterways Experimental Station, Corps of Engineers. Report 20, August 1964
- [32] Monismith C., Secor G., Secor K.: Temperature induced stresses and deformations in asphalt concrete. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, **34**, 1965
- [33] Littlefield G.: Thermal Expansion and Contraction Characteristics of Utah Asphaltic Concretes. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, **36**, 1967, 673-701
- [34] Jones G.M., Darter M.I., Littlefield G.: Thermal Expansion-Contraction of Asphaltic Concrete. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, **37**, 1968, 56-77
- [35] Burgess R.A., Kopvillem O., Young F.D.: Ste. Anne Test Road - Relationships Between Predicted Fracture Temperatures and Low Temperature Field Performance. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, **40**, 1971, 148-193
- [36] Osterkamp T.E., Baker G.C., Hamer B.T., Gosink J.P., Peterson J.K., Groul V.: Low-Temperature Transverse Cracks in Asphalt Pavements in Interior Alaska. Alaska Department of Transportation and Public Facilities, Report No. AK-RD-86-26, 1986
- [37] Janoo V., Bayer J. Jr, Walsh M.: Thermal Stress Measurements in Asphalt Concrete. CRREL Report 93-10, July 1993



- [38] *Young F.D., Deme I., Burgess R.A., Kopvillem O.*: Ste. Anne Test Road - construction summary and performance after two years service. Proceedings Canadian Technical Asphalt Association, 1969, 50-109
- [39] *Palsat D.P.*: A study of low temperature transverse cracking in Alberta. Proceedings Canadian Technical Asphalt Association, 1988, 218-235
- [40] *Szydło A.*: Wpływ wybranych parametrów na spękania skurczowe nawierzchni bitumicznych. *Drogownictwo*, nr 4-5, 1989, 95 - 97
- [41] *Sybilski D.*: Wymagania i metody badań drogowych lepiszczyc bitumicznych według strategicznego drogowego programu badawczego (SHRP) Stanów Zjednoczonych A.P., *Drogownictwo*, nr 3, 1995, 66-72
- [42] *Bahia H.U., Anderson D.A.*: The bending beam rheometer: a simple device for measuring low-temperature cracking rheology of asphalt binders. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, **61**, 1992
- [43] *Petersen J.C., Robertson R.E., Branthaver J.F., Anderson D.A.*: Binder characterization and evaluation. Final Report to Strategic Highway Research Program, Asphalt Project A-002A, 1993
- [44] *Haas R.C.G.*: A method for designing asphalt pavements to minimize low-temperature cracking. Asphalt Institute Research Report 73-1, Jan. 1973
- [45] *Kallas B.F.*: Low temperature mechanical properties of asphalt concrete. Asphalt Institute Research Report, No. RR-82-3, 1982
- [46] *Busby E., Rader L.F.*: Flexure stiffness properties of asphalt concrete at low temperatures. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, **41**, 1972
- [47] *Jung D.H., Vinson T.S.*: Low temperature cracking: binder validation. Strategic Highway Research Program SHRP-A-399, Washington D.C. 1994
- [48] *Kanerva K.H., Vinson T.S., Zeng H.*: Low temperature cracking: field validation of the thermal stress restrained specimen test. Strategic Highway Research Program SHRP-A-401, Washington D.C. 1994
- [49] *Valkering C.P., Jongeneel D.J.*: Acoustic emission for evaluating the relative performance of asphalt mixes under thermal loading conditions. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, **60**, 1991, 160-187
- [50] *Bahia H.U., Anderson D.A.*: The development of the Bending Beam Rheometer; basics and critical evaluation of the rheometer. Symposium „Physical Properties of Asphalt Cement Binders”, ASTM Committee D-4 on Road and Paving Materials, Dallas, USA 1993
- [51] *Gawel I., Kalabińska M., Piłat J.*: *Asfalty drogowe*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2001
- [52] *Derski W., Ziemia S.*: *Analiza modeli reologicznych*. Polska Akademia Nauk, Warszawa 1968
- [53] *Judycki J.*: Modele reologiczne betonu asfaltowego. *Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, Budownictwo Lądowe*, **368**, 1984, 124-147



- [54] *Judycki J.*: Drogowe asfalty i mieszanki mineralno-asfaltowe modyfikowane elastomerem. *Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, Budownictwo Lądowe*, **452**, 1991
- [55] *Arand W.*: Funktionelle Anforderungen an Bitumen und Asphalt - Pruftechnische Ansprache des Verformungswiderstandes, der Ribresistenz und der Ermüdungsbestandigkeit von Asphalten. *Bitumen 3/1996*, Funkcjonalne wymagania dla asfaltu i zagęszczonych mieszanek mineralno-asfaltowych, oznaczenie odporności na deformacje, spękania i zmęczenie, *Nowości Zagranicznej Techniki Drogowej* nr 129/97
- [56] *Humphreys J.S., Martin C.J.*: Determination of Transient Thermal Stresses in a Slab with Temperature-Dependent Viscoelastic Properties. *Transactions of the Society of Rheology*, **VII**, 1963, 155-170
- [57] *Still P.B.*: Thermal stresses in bituminous flexible pavements. *Transport and Road Research Laboratory, Department of the Environment, Report LR 433*, 1972
- [58] *Lytton R.L., Shanmugham U.*: Analysis and design of pavements to resist thermal cracking using fracture mechanics. *Proceedings of 5th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, University of Michigan, 1982, 818-830
- [59] *Ruth B.E., Bloy L.A.K., Avital A.A.*: Prediction of pavement cracking at low temperatures. *Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists*, **51**, 1982
- [60] *Shahin M.Y., McCullough B.F.*: A damage model for predicting temperature cracking in flexible pavements. *Centre for Highway Research, The University of Texas at Austin*, December 1973
- [61] *Hiltunen D.R., Roque R.*: A mechanics-based prediction model for thermal cracking of asphaltic concrete pavements. *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, **63**, 1994, 81-108
- [62] *Hajek J.J., Haas R.C.G.*: Predicting low temperature cracking frequency of asphalt concrete pavements. *Highway Research Record*, No. 407, 1972, 39-54
- [63] *Marasteanu M.O., Li X., Clyne T.R., Voller V.R., Timm D.H., Newcomb D.E.*: Low temperature cracking of asphalt concrete pavements. *Final Report No MN/RC-2004-23*, Minnesota Department of Transportation, March 2004
- [64] *Haas R., Meyer F., Assaf G., Lee H.*: A comprehensive study of cold climate airfield pavement cracking. *Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists*, **56**, 1987

LOW TEMPERATURE CRACKING OF ASPHALT LAYERS OF PAVEMENTS

Abstract

This paper is based on up to now studies of Polish and foreign literature in field of resistance of asphalt mixtures to low temperature cracking. The author presented different factors (material, environmental, pavement structure and others) affecting low temperature cracking. Distribution of temperature in asphalt layers was discussed. The laboratory testing methods used for determining of bitumen and asphalt mixtures behaviour in low temperatures were reviewed. The stress relaxation phenomenon and thermal cracking models were presented.

