



**Wykonanie XIV serii badań na Długoterminowych
Odcinkach Testowych (DOT) oraz weryfikacja modeli
degradacji nawierzchni po XIII seriach badań na DOT
oraz weryfikacja DOT pod względem aktualnie wyko-
rzystywanych technologii w robotach drogowych**

WERYFIKACJA MODELI DEGRADACJI NAWIERZCHNI

**Zamawiający: Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Biuro Studiów
Umowa nr 19/12/05**

Opracowanie: dr Andrzej Janowski

Warszawa, listopad 2005



Spis treści

1. Wstęp.....	3
2. Ruch pojazdów na odcinkach badawczych.....	5
3. Różnice klimatyczne na terenie objętym programem DOT.....	6
3.1. Parametry opisu klimatu.....	6
3.2. Zestawienie danych klimatycznych.....	7
4. HDM-4: regulacja na poziomie podstawowym.....	10
4.1. Wprowadzenie.....	10
4.2. Nierówność - środowisko.....	10
4.3. Pęknięcia – inicjacja i rozwój.....	11
4.4. Koleiny.....	11
4.5. Nierówność - ogólnie.....	11
4.6. Ubytki - inicjacja.....	11
4.7. Wyboje - rozwój.....	12
5. Modele degradacji i regulacja na poziomie kalibracji.....	13
5.1. Model degradacji równości podłużnej.....	13
5.2. Model degradacji głębokości kolein.....	16
5.3. Model pęknięć.....	20
5.3.1. Inicjacja pęknięć.....	20
5.3.2. Rozwój pęknięć.....	22
5.3.3. Inicjacja pęknięć szerokich.....	25
5.3.4. Rozwój pęknięć szerokich.....	26
5.4. Model ubytków nawierzchni.....	28
5.4.1. Inicjacja ubytków.....	28
5.4.2. Rozwój ubytków.....	29
5.5. Model wybojów.....	30
5.5.1. Inicjacja wybojów.....	30
5.5.2. Rozwój wybojów.....	31
5.6. Model właściwości przeciwpoślizgowych.....	32
5.7. Model nośności.....	33
6. Podsumowanie.....	35
6.1. Modele degradacji.....	35
6.2. Kalibracja modeli HDM-4.....	37
7. Załącznik. Podstawy modelowania degradacji nawierzchni w HDM-4.....	39
7.1. Logika obliczeń.....	39
7.2. Miejsce współczynników kalibracyjnych w modelach degradacji HDM-4.....	40
7.2.1. Nierówność.....	41
7.2.2. Pęknięcia.....	41
7.2.3. Koleiny.....	42
7.2.4. Ubytki.....	43
7.2.5. Wyboje.....	44
Bibliografia.....	45



1. Wstęp

Program Długoterminowych Odcinków Testowych, polegający na wieloletniej obserwacji ewolucji stanu technicznego nawierzchni, rozpoczął się w 1992 od 94 odcinków. W roku 1996 liczba odcinków została zwiększona do 154 w wyniku włączenia nowo wyremontowanych odcinków, które były badane w ramach innego programu Technologicznych Odcinków Testowych. Liczba odcinków z różnych względów stopniowo zmniejszała się i w roku 2005 pomiary wykonywano na 82 odcinkach.

O lokalizacji odcinków decydowała różnorodność ich konstrukcji i lokalnych warunków klimatycznych. W całym okresie realizacji projektu, w miarę napływu nowych informacji, prowadzona jest weryfikacja konstrukcji nawierzchni.

Celem programu DOT jest tworzenie modeli degradacji parametrów nawierzchni, które, pozwalając prognozować przyszły stan nawierzchni, są jednym z ważniejszych elementów systemowego zarządzania drogami.

Jako eksperymentalna podstawa do wykonania w 2005 roku kolejnej analizy modeli degradacji stanu technicznego nawierzchni drogowych posłużyły obserwacje na DOT prowadzone w okresie dwunastu lat (1992 – 2004) czyli z trzynastu serii pomiarowych.

Do budowy modeli wykorzystywane są wyniki następujących pomiarów:

- ugięć nawierzchni mierzonych za pomocą ugięciomierza dynamicznego (Dynatest) przy obciążeniu 50 kN,
- równości podłużnej mierzonej za pomocą analizatora profilu APL (LCPC) i profilografów laserowych LPR (Greenwood) oraz RSP (Dynatest),
- współczynnika tarcia mierzonego za pomocą aparatu SRT-3 (IBDiM),
- skoleinowania mierzonego za pomocą łaty i klina i metod równoważnych z użyciem profilografów: ultradźwiękowego TUS (LCPC) i laserowego RSP (Dynatest),
- uszkodzeń powierzchni ocenianych wizualnie.

Liczba odcinków i serii pomiarowych brana pod uwagę przy modelowaniu każdego z wymienionych parametrów jest zmienna, co wynika z trzech przyczyn:

- błędy pomiaru,
- nieciągłość ewolucyjna z powodu wykonywania remontów,
- wykonywanie drobnych nierejestrowanych napraw powodujące brak jakiegokolwiek logiki w rejestrowanych zmianach.

Oprócz zaproponowania najprostszych modeli analitycznych, łatwych do użycia w dowolnych zastosowaniach, wykonano zadanie kalibracji modeli HDM-4 dotyczących stanu nawierzchni dróg.

System HDM-4 (Highway Development and Management), rekomendowany przez PIARC (World Road Association), jest użytkowany przez GDDKiA zarówno dla analiz sieciowych – strategicznych, jak i do analiz techniczno ekonomicznych pojedynczych inwestycji drogowych.

Poziom regulacji w HDM-4 zależy od przewidywanego sposobu wykorzystywania modelu. Na jednym biegunie (ogólnym) zastosowań znajdują się analizy strategiczne a na drugim (szczegółowym) badania i rozwój samego systemu. Wyróżnia się trzy poziomy regulacji:

Poziom 1

Na poziomie podstawowym, przyjmuje się wiele parametrów domyślnych, kalibrując drogą szacunków tylko najbardziej wrażliwe z nich. Niezbędne są studia literaturowe a badania polowe, jeżeli wymagane, to jedynie w minimalnym zakresie.

Poziom 2

Na poziomie kalibracji wymagane są pomiary dodatkowych parametrów w badaniach polowych o umiarkowanym zakresie. Dopuszcza się niewielkie modyfikacje kodu źródłowego modeli.



Poziom 3

Na poziomie adaptacji podejmuje się duży program badań polowych i badań w kontrolowanych warunkach w celu opracowania nowych, lokalnie poprawnych, zależności i formuł prognozujących degradację stanu technicznego. Dopuszcza się zmiany kodu źródłowego modeli.

W niniejszej pracy wykonano regulację na poziomie 1, której wyniki przedstawiono w rozdziale 4 oraz na poziomie 2, której wyniki, wraz z prostymi modelami analitycznymi, znajdują się w rozdziale 5.



2. Ruch pojazdów na odcinkach badawczych

Podstawowym parametrem reprezentującym ruch pojazdów w modelach degradacji jest liczba Y , standardowych osi (ESAL100: koło pojedyncze, nacisk 100 kN) przypadająca w ciągu doby na jeden pas ruchu. Wielkość ta jest obliczana ze wzoru:

$$(1) \quad Y = (r_1 \cdot \text{SDRCBP} + r_2 \cdot \text{SDRCZP} + r_3 \cdot \text{SDRA}) \cdot f$$

gdzie:

SDRCBP – średni roczny dobowy ruch pojazdów ciężarowych bez przyczep, $r_1 = 0.109$,
 SDRCZP – średni roczny dobowy ruch pojazdów ciężarowych z przyczepami i członowych,
 $r_2 = 1.598$,
 SDRA – średni roczny dobowy ruch autobusów, $r_3 = 0.594$.

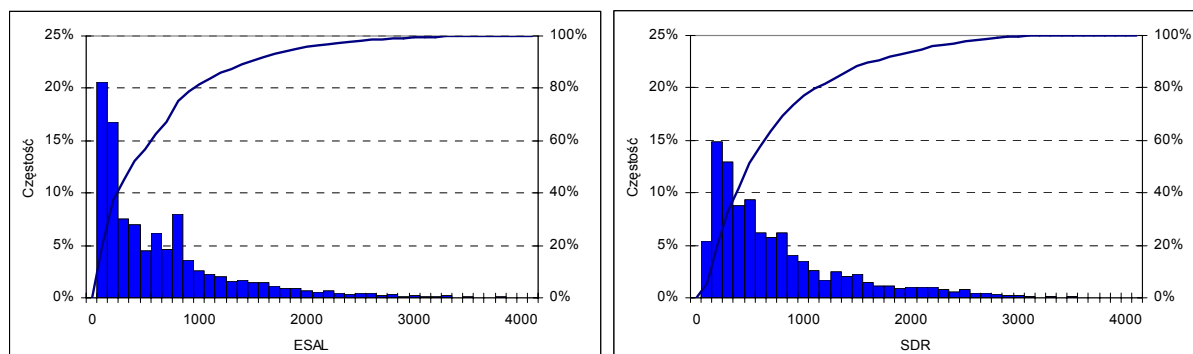
$f =$ 0.5 droga jednojezdniowa, 2, 3 pasy ruchu
 0.45 droga dwujezdniowa, 4 pasy ruchu

UWAGA: współczynniki kalibrujące zostały wyznaczone przy założeniu, że obciążenie ruchem jest wyrażone w osiach 100 kN. Definiując park pojazdów w HDM-4 należy dopilnować aby współczynniki przeliczeniowe na osie obliczeniowe również były dostosowane do wartości 100 kN.

Wartości natężenia ruchu dla poszczególnych lat realizacji programu DOT wyznaczone są drogą liniowej interpolacji lub ekstrapolacji danych z Generalnego Pomiaru Ruchu w latach 1990, 1995 i 2000.

Rozkład średniego w okresie badań obciążenia ruchem reprezentowanego na DOT przedstawiono na rys. 1. Rozkłady te zbliżone są do rozkładów logonormalnych o następujących parametrach¹:

	Osie obliczeniowe 100 kN/oś/pas	Średniodobowy ruch roczny pojazdów rzeczywistych
Wartość średnia	5.76	7.76
Odchylenie standardowe	1.21	0.95



rys. 1. Rozkład i rozkład skumulowany natężenia ruchu dla osi obliczeniowych 100 kN/oś/pas (ESAL) i średnioroczny ruch dobowy pojazdów rzeczywistych (SDR)

¹ Uwaga: są to parametry logarytmów wartości natężenia ruchu.



3. Różnice klimatyczne na terenie objętym programem DOT

3.1. Parametry opisu klimatu

Stacje meteorologiczne (tab. 1), które dostarczają informacji na potrzeby programu DOT, podzielono na siedem regionów:

- Zachodni (Z): Poznań, Zielona Góra,
- Południowo - zachodni (PdZ): Wrocław,
- Północno – zachodni (PnZ): Szczecin, Koszalin, Gdańsk,
- Południowy (Pd): Opole, Katowice, Kraków,
- Południowo – wschodni: Rzeszów,
- Centralno – wschodni (C-W): Łódź, Warszawa, Kielce, Lublin,
- Północno – wschodni (PnW): Olsztyn, Białystok.

tab. 1. Lista stacji meteorologicznych w programie DOT

	Region						
	PnZ	Z	PdZ	PnW	C-W	Pd	PdW
Stacja meteorologiczna	Dziwnów	Poznań	Wrocław	Białystok	Kielce	Bielsko Biała	Barwinek
	Kołoobrzeg	Wieluń		Biebrza	Kozienice	Katowice	Wysowa
	Resko	Zielona Góra		Mikołajki	Legionowo	Opole	Komańcza
	Szczecin			Ostrołęka	Płock	Tarnów	Krosno
				Szepietowo	Siedlce		Lesko
					Skierniewice		Leżajsk
					Świder		Tarnogród
					Siedlce		Przemysł
					Terespól		Rzeszów
					Warszawa		Sanok
						Suwałki	

Dla wymienionych regionów wyznaczono parametry wykorzystywane w HDM 4:

- średnia roczna z przeciętnych miesięcznych temperatur powietrza,
- średnia roczna z miesięcznych opadów,
- zakres temperatur tj. średnia roczna z różnic między maksymalną i minimalną temperaturą powietrza w miesiącu,
- liczba dni w roku, w których maksymalna temperatura powietrza jest większa niż 32 °C,
- część roku, w której jazda odbywa się po mokrej nawierzchni,
- część roku, w której wielkość opadów jest mniejsza od przeciętnej (sucha pora roku),
- wskaźnik mrozowy definiowany jako suma temperatur ujemnych w ciągu roku:

$$(2) \quad \sum_{i=1}^{365} \min(\text{TEMP}_i, 0).$$

W HDM-4 predefiniowano podstawowe typy klimatu, których dwie podstawowe charakterystyki – temperaturę i wilgotność, przedstawiono w tab. 2 i tab. 3.

tab. 2. Klasyfikacja wilgotności.

Klasyfikacja	Opis	Wskaźnik wilgotności (Thornthwaite)	Roczne opady (mm)
Suchy	Bardzo małe opady, silne parowanie	-100 do -61	< 300
Półsuchy	Małe opady	-60 do -21	300 do 800
Lekko wilgotny	Opady umiarkowane lub duże sezonowe	-20 to +19	800 do 1600
Wilgotny	Opady ciepłe umiarkowane sezonowe	+20 to +100	1500 do 3000
Bardzo wilgotny	Duże opady lub bardzo liczne dni z mokrą nawierzchnią	> 100	> 2400



tab. 3. Klasyfikacja temperatury.

Klasyfikacja	Opis	Przedział temperatur (°C)
Tropikalny	Wysokie temperatury zmienne w małym przedziale	20 do 35
Subtropikalny – gorący	Temperatury wysokie dniem i niskie nocą, ciepła i zimna pora roku	-5 do 45
Subtropikalny – chłodny	Umiarkowane temperatury dzienne, chłodne zimy	-10 do 30
Umiarkowany – chłodny	Gorące lata, mroźne zimy z płytkim zamarzaniem	-20 do 25
Umiarkowany – zimny	Chłodne lata, głębokie zamarzanie zimą	-40 do 20

3.2. Zestawienie danych klimatycznych

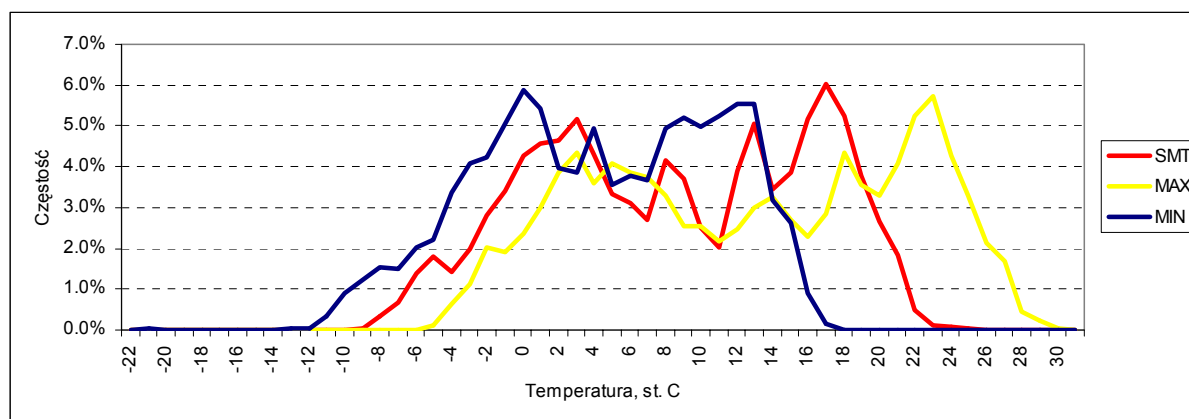
Dane dla Polski, przedstawione w tab. 4 i na rys. 2 wskazują, że niezależnie od regionu, klimat można zaklasyfikować wg terminologii HDM jako **pólsuchy – umiarkowany chłodny**:

- roczne opady 540 – 820 mm, średnio 650 mm
- średnie miesięczne temperatury (w układzie najmniejsza / średnia / największa):
 - maksymalna -5.3 / 8.8 / 30.0 °C,
 - przeciętna -9.1 / 8.0 / 24.7 °C,
 - minimalna -21.0 / 3.9 / 16.9 °C.

O sklasyfikowaniu klimatu jako umiarkowanego chłodnego decyduje występowanie przemarzania.

tab. 4. Przemarzanie w Polsce. Uwaga: IMGiW głębokość przemarzania większą niż 1 m podaje jako 1m.

Miesiąc	Średnia głębokość przemarzania, cm	Odchylenie standardowe, cm	Maksymalna głębokość przemarzania, cm	Odchylenie standardowe, cm
10	6.5	0.7		
11	9.2	4.6	12.8	7.3
12	20.5	11.9	28.7	16.7
1	26.5	18.5	36.6	21.4
2	27.1	21.7	33.5	22.5
3	26.2	22.3	30.8	22.9
4	50.1	30.2	48.4	28.1



rys. 2. Przeciętna (SMT), maksymalna (MAX) i minimalna (MIN) temperatura dzienna uśredniana w okresach miesięcznych, dla całego kraju.

Na podstawie zestawienia parametrów klimatycznych, opisanych w rozdziale 3.1 a przedstawionego w tab. 5 i na rys. 2 do rys. 7, można stwierdzić, że uszeregowanie regionów od najbardziej wilgotnych,



ciepłych i posiadających najbardziej stabilną temperaturę do najbardziej suchych, chłodnych i o najbardziej zmiennej temperaturze, jest następujące²:

- południowy (Pd),
- zachodni (Z),
- północno – zachodni (PnZ),
- południowo – wschodni (PdW),
- południowo – zachodni (PdZ),
- centralno – wschodni (CW),
- północno – wschodni (PnW).

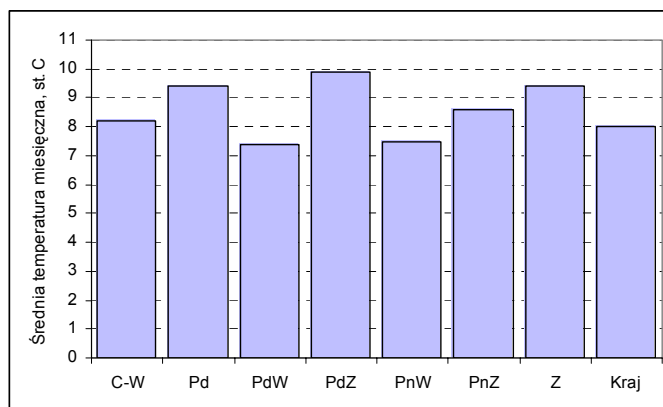
tab. 5. Parametry klimatyczne.

	CW	Pd	PdW	PdZ	PnW	PnZ	Z	Kraj
Średnia temperatura	8.2	9.4	7.4	9.9	7.5	8.6	9.4	8.0
Średnie opady mm/mies	45.9	68.7	64.2	44.8	47.0	54.3	52.6	54.5
Zakres temperatur	8.6	8.9	8.8	9.4	8.6	7.4	8.3	8.5
Wskaźnik mrozowy	135	40	187	1	187	52	9	138
Czas trwania pory suchej	0.60	0.64	0.61	0.67	0.58	0.59	0.64	0.60
Okres jazdy po mokrej nawierzchni	0.44	0.50	0.49	0.43	0.43	0.48	0.49	0.46
Liczba dni z temperaturą $\geq 32^{\circ}\text{C}$	15	12	16		12	14	16	14

Brak danych o liczbie dni z temperaturą powyżej 32°C w regionie południowo – zachodnim jest skutkiem zaliczenia do tego obszaru tylko jednej stacji meteorologicznej i krótkiego okresu obserwacji.

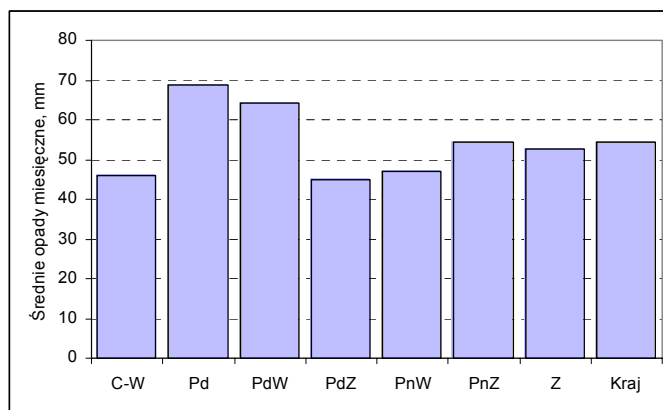
Biorąc pod uwagę umiarkowaną wrażliwość degradacji nawierzchni na parametry klimatyczne, można zalecić posługiwanie się jednym zestawem dla całego kraju.

Najważniejsze dla degradacji nawierzchni parametry klimatyczne przedstawiono na rys. 3 do rys. 7.

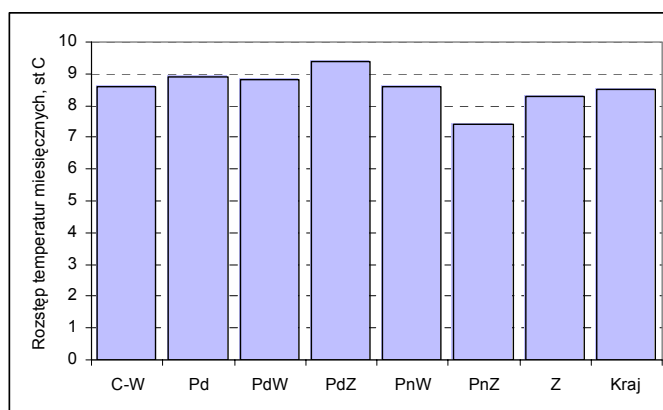


rys. 3. Średnia temperatura.

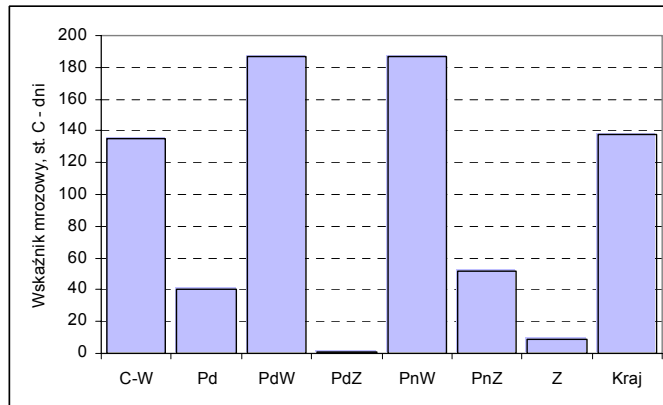
² Parametry i uszeregowanie może ulec zmianie, ponieważ okres obserwacji w regionach zachodnim, południowo – wschodnim i południowym jest w chwili obecnej krótki.



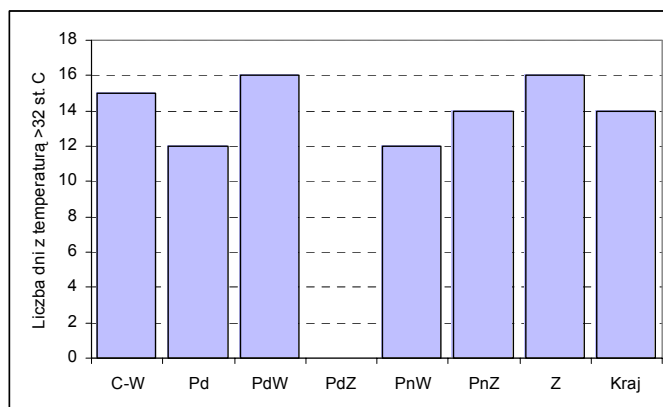
rys. 4. Średnie miesięczne opady.



rys. 5. Zakres zmian temperatury.



rys. 6. Wskaźnik mrozowy.



rys. 7. Liczba dni w roku ze średnią temperaturą większą niż 32 °C.



4. HDM-4: regulacja na poziomie podstawowym

4.1. Wprowadzenie

Regulacja współczynników kalibracyjnych na tym najmniej dokładnym poziomie, który może być wystarczający dla najogólniejszych analiz, wykonano w celach poglądowych i do porównania z wynikami otrzymanymi na podstawie wieloletnich obserwacji.

Zestawienie wszystkich współczynników kalibrujących i oznaczających je symboli zamieszczono w załączniku (tab. 18).

Zgodnie z hierarchią ważności współczynników kalibrujących przedstawioną w załączniku (rozdział 7.2), współczynnik środowiskowy w rozwoju nierówności oraz inicjacji i rozwoju pęknięć są kalibrowane szacunkowo.

tab. 6. Najważniejsze współczynniki kalibrujące i ich odpowiedniki w HDM-III.

	HDM-4	HDM-III
Nierówność - środowisko	K_{gm}	K_{ge}
Pęknięcia – inicjacja	$K_{cia}, K_{ciw}, K_{cit}$	K_{ci}
Pęknięcia - rozwój	$K_{cpa}, K_{cpw}, K_{cpt}$	K_{cp}

Dla współczynników koleinowania, rozwoju nierówności, inicjacji ubytków i rozwoju wybojów przyjmuje się wartości domyślne, równe 1, lub szacowane tylko w szczególnie uzasadnionych przypadkach.

tab. 7. Drugorzędne współczynniki kalibrujące i ich odpowiedniki w HDM-III.

	HDM-4	HDM-III
Koleiny	$K_{rid}, K_{rst}, K_{rpd}, K_{rsw}$	K_{rp}
Nierówność - ogólnie	K_{gp}	K_{gp}
Ubytki – inicjacja	K_{ri}	K_{vi}
Wyboje – rozwój	K_{pp}	K_{pp}

Wartości pozostałych współczynników przyjmuje się domyślnie.

tab. 8. Trzeciorzędne współczynniki kalibrujące i ich odpowiedniki w HDM-III.

	HDM-4	HDM-III
Ubytki – rozwój	K_{rp}	$1/K_{vi}$
Wyboje – inicjacja	K_{pi}	Szytywny związek z inicjacją pęknięć lub ubytków
Degradacja odwodnienia	K_{ddf}	Nie modelowano
Trwałość odwodnienia	K_{ddrain}	Nie modelowano
Uszkodzenia krawędzi	K_{eb}	Nie modelowano
Głębokość tekstury	K_{td}	Nie modelowano
Współczynnik tarcia	K_{sfc}	Nie modelowano
Współczynnik tarcia – prędkość	K_{sfcs}	Nie modelowano
Równość – wskaźnik strukturalny	K_{snpk}	Nie modelowano

4.2. Nierówność - środowisko

Przesłanki:

- warunki klimatyczne dla terenu Polski: średnia temperatura ok. 8 °C, opady ok. 660 mm/rok,
- wykonawstwo drogi zgodne z normalnymi standardami,
- urządzenia odwadniające odpowiednie do potrzeb, przeciętnie utrzymywane.

Zgodnie z zaleceniami instrukcji HDM-4, [5], mamy:

$$K_{gm} = 0.035 \cdot 1/0.023 = 1.52$$

W HDM-III przyjmowano $K_{ge} = 0.5$ [4].



4.3. Pęknięcia – inicjacja i rozwój

Przesłanki:

- jakość bitumu: niska – produkowany przez krajowe rafinerie z ropy naftowej o dużej zawartości parafiny i małą odpornością na utlenianie,
- właściwości utleniające atmosfery: średnie – mieszane warunki nasłonecznienia i zachmurzenia, małe i średnie wysokości nad poziomem morza,
- jakość wykonawstwa: średnia – umiarkowane lub zmienne przestrzeganie reżimu technologicznego tj. temperatury i zawartości lepiszcza, zagęszczenia ułożonej mieszanki. Przeciętna jakość sprzętu do otaczania i układania.

W tych warunkach:

$$K_{cia} = K_{ciw} = K_{cit} = 0.80$$

W HDM-III przyjmowano $K_{ci} = 0.88$.

$$K_{cpa} = K_{cpw} = K_{cpt} = 1/K_{ci} = 1.25$$

W HDM-III przyjmowano $K_{cp} = 0.67$.

4.4. Koleiny

W większości przypadków przyjmuje się, że regulacja nie jest konieczna o ile nie zachodzi co najmniej jeden z poniższych warunków:

- występują wysokie temperatury sprzyjające deformacjom plastycznym, $K_{rpd} = 1.5 \div 4.0$,
- używane są opony z kołkami, $K_{rsw} = 1.2 \div 2.0$,
- nawierzchnie są spękane a podłoże jest gliniaste lub pyliste, przy dużych lub umiarkowanych opadach $K_{rsd} = 1.1 \div 2.0$.

Do dróg w Polsce stosuje się pierwszy z warunków i zgodnie z wynikami dla HDM-III przyjmuje się:

$$K_{rpd} = 2.78$$

oraz domyślnie:

$$K_{rid} = 1.00$$

$$K_{rsw} = 1.00$$

$$K_{rsd} = 1.00$$

4.5. Nierówność - ogólnie

Weryfikacja w wielu krajach wykazuje, że regulacja nie jest konieczna, a zatem:

$$K_{gp} = 1.00$$

W HDM-III przyjmowano $K_{gp} = 0.60$.

4.6. Ubytki - inicjacja

Współczynnik ten jest wykorzystywany tylko dla nawierzchni powstałych w wyniku zabiegu powierzchniowego (przyjmuje się, że dla nawierzchni z betonu asfaltowego czas inicjacji znacznie przewyższa dopuszczalne długości okresu analizy).



Jeżeli stosowane jest kruszywo wapienne przy średnich lub dużych opadach wówczas $K_{ri} = 0.1 \div 0.8$.

Jeżeli lepsze jest modyfikowane substancjami zmniejszającymi napięcie powierzchniowe lub przeciwutleniaczami, wówczas $K_{ri} = 1.0 \div 1.6$.

Przyjmuje się:

$$K_{ri} = 1.00$$

W HDM-III przyjmowano $K_{vi} = 1.00$.

4.7. Wyboje - rozwój

Rozwój powierzchni wybojów jest wysoce zmienny i mało przewidywalny zatem zakres współczynnika kalibracji jest duży: $K_{pp} = 0.3 \div 3.0$. Ponieważ jednocześnie współczynnik ten ma mały wpływ na alternatywy utrzymania z wyjątkiem łatania, przyjmuje się

$$K_{pp} = 1.00$$

W HDM-III przyjmowano $K_{pp} = 2.50$.

Dla wszystkich pozostałych współczynników również przyjmuje się wartość 1.0.



5. Modele degradacji i regulacja na poziomie kalibracji

5.1. Model degradacji równości podłużnej

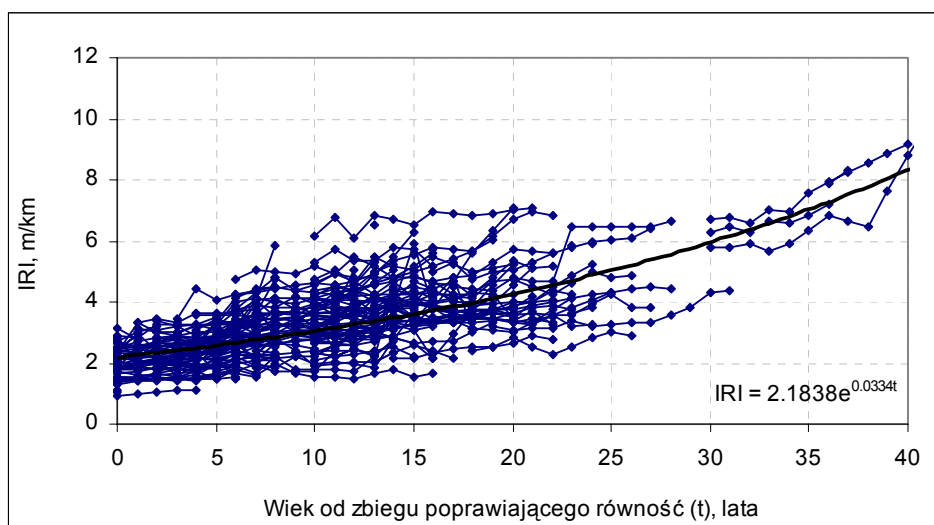
Środowiskowy współczynnik degradacji równości może być oszacowany bezpośrednio z analizy danych dla wybranych nawierzchni znajdujących się w różnych strefach klimatycznych. Do kalibracji wybrano 128 odcinków o długości 1 km każdy, reprezentujące wszystkie podtypy względnie jednorodnego klimatu Polski (por. rozdział 3). Odcinki mają konstrukcje o różnym charakterze: podatne i półsztywne o grubych (>10 cm) i cienkich (≤10 cm) bitumicznych warstwach jezdnych. Wiek nawierzchni liczony od ostatniego zabiegu poprawiającego równość jest od 0 do 40 lat. Osobno analizowano odcinki remontowane w roku 1996 i później, przyjmując hipotezę, że technologie stosowane po tej dacie są bardziej odporne na rozwój nierówności niż wcześniejsze. Obserwowaną degradację równości nawierzchni przedstawiono na rys. 8 do rys. 10. Dla wszystkich odcinków określono wiek (AGE3), zakumulowane obciążenie ruchem (NE) równość (IRI) i wskaźnik strukturalny nawierzchni (SNP). Dla każdej grupy odcinków obliczono lub oszacowano początkową równość IRI_0 a następnie obliczono wartość pomocniczej wielkości m [5], wg wzoru:

$$(3) \quad m = \frac{\ln(IRI) - \ln[IRI_0 + 263 \cdot NE(1 + SNP)^{-5}]}{AGE3}$$

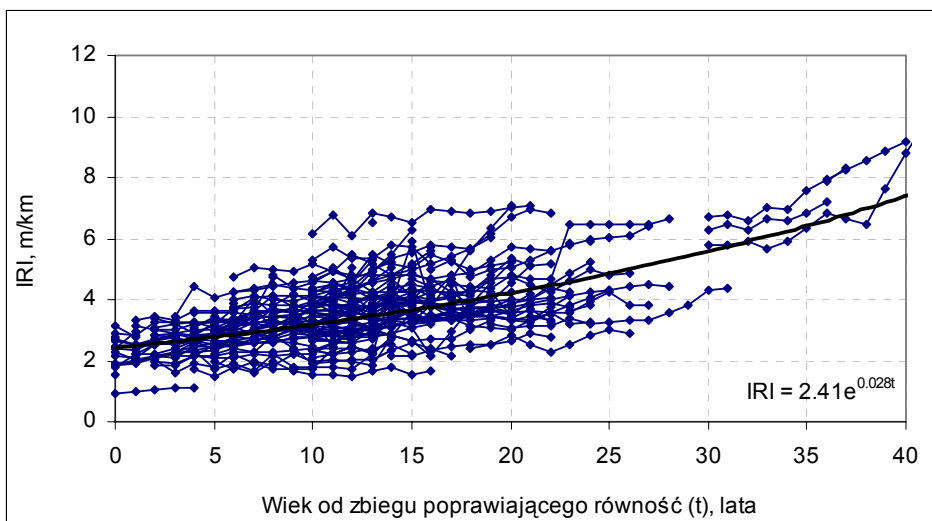
a następnie K_{gm} według formuły

$$(4) \quad K_{gm} = \frac{m}{0.023}$$

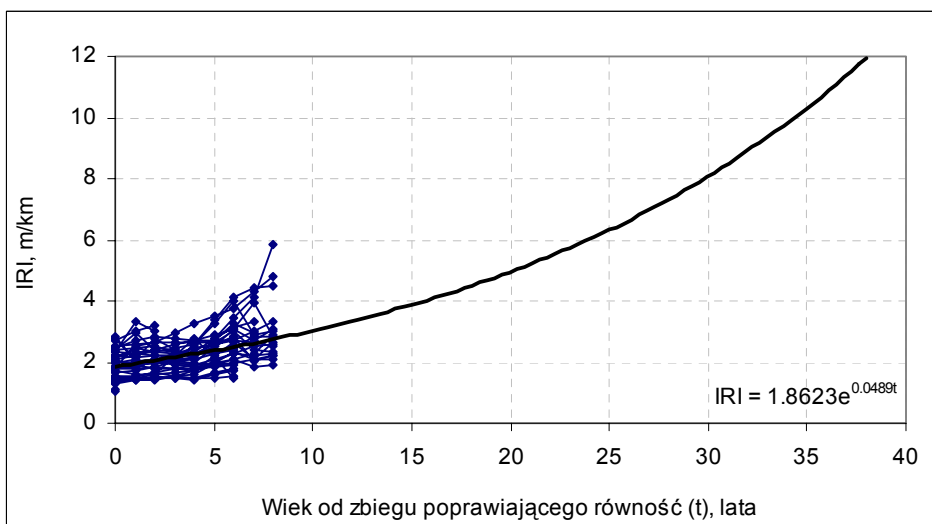
Przyjmując, że jakość zastosowanych materiałów spełnia normy a podłoże i odwodnienie są odpowiednie do lokalnych warunków wilgotności i jest przeciętnie utrzymywane. Uzyskane wyniki przedstawiono w tab. 9.



rys. 8. Degradacja równości na 128 odcinkach testowych



rys. 9. Degradacja równości nawierzchni wykonanych przed 1996 rokiem. 92 odcinki testowe.



rys. 10. Degradacja równości nawierzchni wykonanych po 1996 roku. 35 odcinków testowych.

tab. 9. Środowikowy współczynnik kalibrujący degradację równości K_{gm} . W nawiasach podano łączną długość (w latach) serii pomiarów na podstawie której wyznaczono współczynnik

Rodzaj konstrukcji nawierzchni	wszystkie technologie	technologie „stare” (przed 1996 r.)	technologie „nowe” (po 1996 r.)
Wszystkie konstrukcje	1.31 (1263)	1.20 (1038)	0.76 (225)
Warstwy asfaltowe o grubości ≤ 10 cm na podbudowie ziarnistej, bruku lub kostce na warstwie ziarnistej	1.45 (254)	1.38 (245)	- (9)
Warstwy asfaltowe o grubości > 10 cm na podbudowie ziarnistej, bruku lub kostce na warstwie ziarnistej	1.28 (482)	1.09 (374)	0.98 (108)
Warstwy asfaltowe o grubości ≤ 10 cm na chudym betonie, bruku lub kostce na warstwie stabilizowanej, gruncie stabilizowanym	1.31 (148)	0.98 (140)	3.62 (8)
Warstwy asfaltowe o grubości > 10 cm na chudym betonie, bruku lub kostce na warstwie stabilizowanej, gruncie stabilizowanym	1.14 (359)	1.19 (259)	0.45 (100)
Inne nawierzchnie bitumiczne	2.92 (20)	2.58 (20)	- (0)



Do opisu gradacji równości nawierzchni można wykorzystać wykładniczy wzrost międzynarodowego wskaźnika równości IRI (tj. stosunek wartości wskaźnika w dwóch kolejnych latach pozostaje stały). Znając IRI (IRI_0) w określonym roku (t_0) prognozuje się wartość w roku t według następującej formuły:

$$(5) \quad IRI = IRI_0 \cdot e^{a(t-t_0)}$$

Wartości współczynnika a zestawiono w tab. 10.

tab. 10. Współczynniki w wykładniczym modelu degradacji równości nawierzchni. W nawiasach podano łączną długość (w latach) serii pomiarów na podstawie której wyznaczono współczynnik

Rodzaj konstrukcji nawierzchni	wszystkie technologie	technologie „stare” (przed 1996 r.)	technologie „nowe” (po 1996 r.)
Wszystkie konstrukcje	0.033 (1263)	0.028 (1038)	0.049 (225)
Warstwy asfaltowe o grubości ≤ 10 cm na podbudowie ziarnistej, bruku lub kostce na warstwie ziarnistej	0.031 (254)	0.029 (245)	- (9)
Warstwy asfaltowe o grubości > 10 cm na podbudowie ziarnistej, bruku lub kostce na warstwie ziarnistej	0.034 (482)	0.028 (374)	0.059 (108)
Warstwy asfaltowe o grubości ≤ 10 cm na chudym betonie, bruku lub kostce na warstwie stabilizowanej, gruncie stabilizowanym	0.018 (148)	0.018 (140)	0.104 (8)
Warstwy asfaltowe o grubości > 10 cm na chudym betonie, bruku lub kostce na warstwie stabilizowanej, gruncie stabilizowanym	0.037 (359)	0.023 (259)	0.039 (100)
Inne nawierzchnie bitumiczne	0.062 (20)	0.062 (20)	- (0)

Innego rodzaju modelem opisującym degradację równości jest model przyrostowy. Na rys. 11 zamieszczono zależność rocznych zmian wskaźnika IRI od wartości IRI. Losowe fluktuacje w wynikach pomiarów (spowodowane na przykład torem jazdy) lub nierejestrowane drobne naprawy nawierzchni powodują istnienie ujemnych zmian czyli pozornie samoistnej poprawy równości. Aproksymując funkcją liniową uzyskaną z pomiarów zależność (6), otrzymuje się wykładniczy model dla wskaźnika IRI,

$$(6) \quad \frac{dIRI}{dt} = a \cdot IRI + b$$

stąd

$$(7) \quad IRI = \alpha \cdot e^{a(t-t_0)} + \beta$$

gdzie:

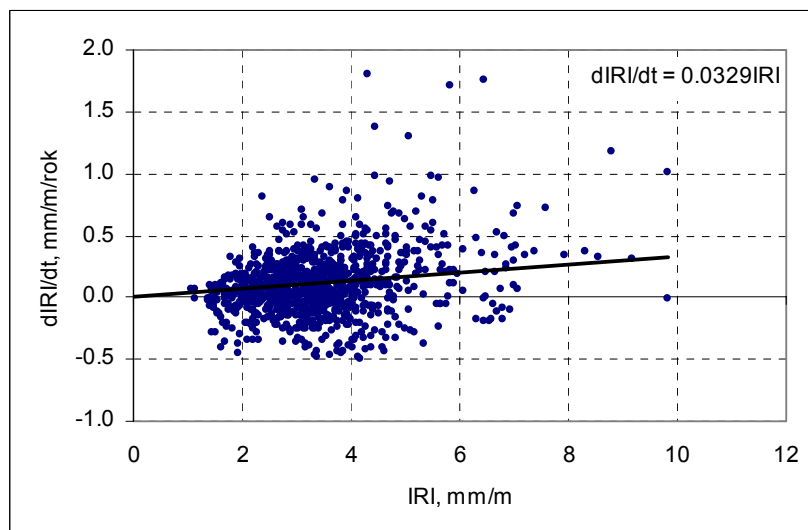
$$\beta = -\frac{b}{a}, \quad \alpha = IRI_0 - \beta$$

IRI_0 jest wartością wskaźnika w chwili t_0 .

Jeśli przyjąć rozsądne założenie, że przyrosty prognozowane przez model nie powinny być ujemne, i wymuszając w regresji wartość $b=0$, otrzymujemy $a=0.0329$ i znajomą postać modelu degradacji (5).

W krótkich okresach czasu (do 6 lat) model wykładniczy można przybliżyć liniowym z dokładnością lepszą niż 2 %:

$$(8) \quad IRI = IRI_0 \cdot [1 + a \cdot (t - t_0)]$$



rys. 11. Zależność między rocznymi przyrostami wskaźnika IRI a jego wartością.

5.2. Model degradacji głębokości kolein

Zmiany głębokości kolein modelowane są tą samą zależnością dla wszystkich typów nawierzchni podatnych. Kalibracja modelu HDM-4 sprowadza się do kalibracji składowej modelu, za którą odpowiedzialne są deformacje plastyczne, pozostałe przyczyny koleinowania nawierzchni dają średnio na odcinkach DOT czternastoprocentowy wkład. W tym celu wyznacza się średnią obserwowaną głębokość koleiny dla każdego odcinka testowego - $ORDM_j$ (Observed Rut Depth Mean) oraz prognozuje tę wartość według modelu - $PRDM_j$ (Predicted Rut Depth Mean). Współczynnik kalibracji jest następnie wyznaczany z następującej formuły (iloraz średnich geometrycznych) [5]:

$$(9) \quad K_{\text{rpd}} = \exp\left(\frac{1}{N} \left(\sum_{j=1}^N \ln ORDM_j - \sum_{j=1}^N \ln PRDM_j \right)\right)$$

gdzie N jest liczbą zmierzonych i prognozowanych wartości średniego przyrostu głębokości koleiny.

Alternatywnie K_{rpd} można określić jako liniową regresję logarytmów wartości obserwowanych i prognozowanych³.

Pogląd o koleinowaniu nawierzchni dają rys. 12 do rys. 14 gdzie przedstawiono zmiany średniej głębokości koleiny RDM z biegiem czasu. Dane wykazują znaczny rozrzut, jednak najlepszym ich przybliżeniem jest krzywa wykładnicza:

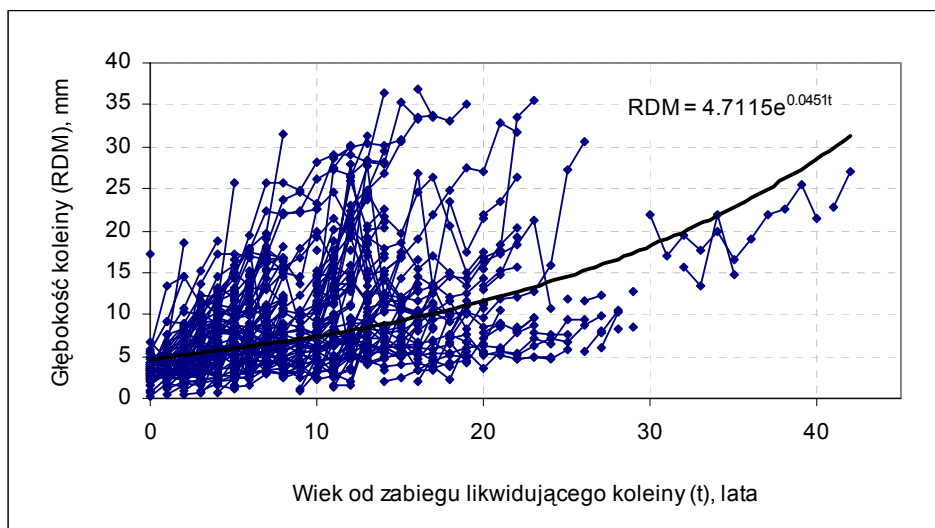
$$(10) \quad RDM = RDM_0 \cdot e^{a(t-t_0)}$$

gdzie RDM_0 jest średnią głębokością koleiny w roku t_0 .

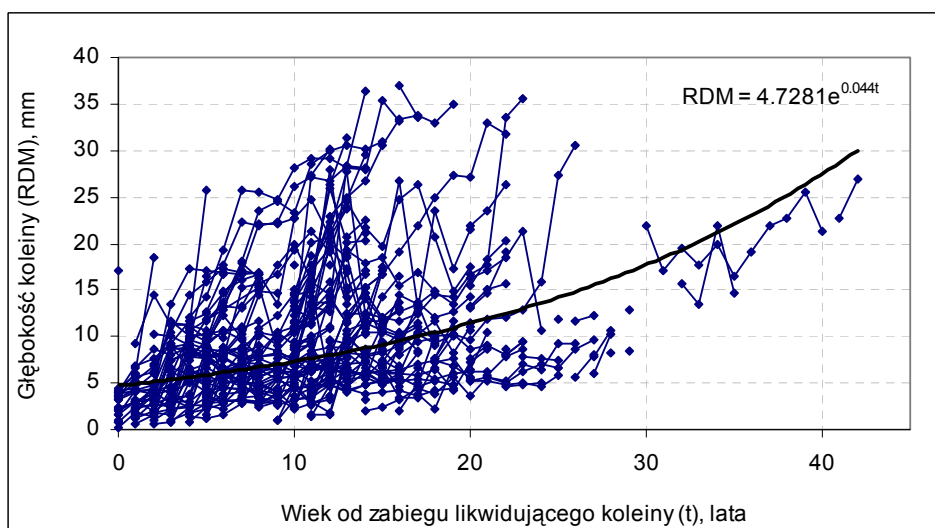
Wartości współczynnika a zestawiono w tab. 11.

Wykładniczy rozwój głębokości kolein jest doskonale widoczne na pojedynczych odcinkach, rys. 15.

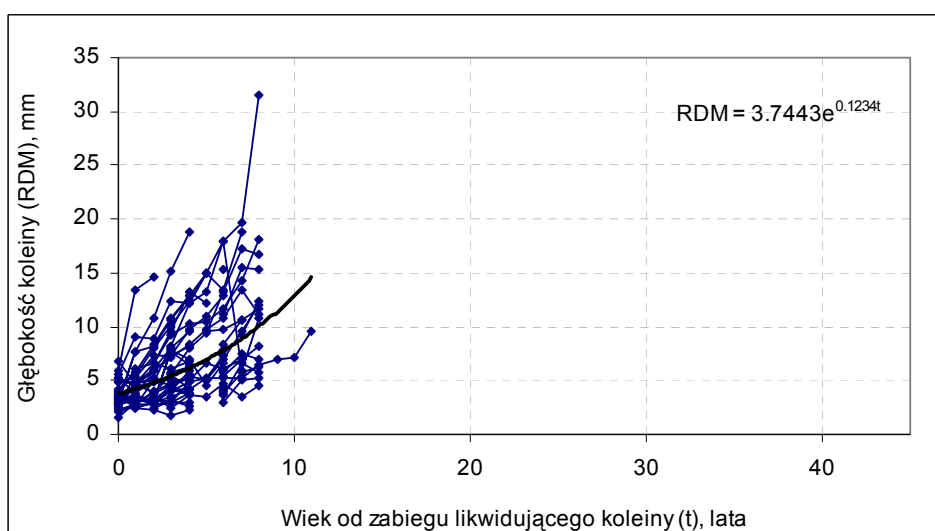
³ Mimo, że procedurę taką zaleca [5], należy zauważyć, że matematycznie nie są to równoważne podejścia.



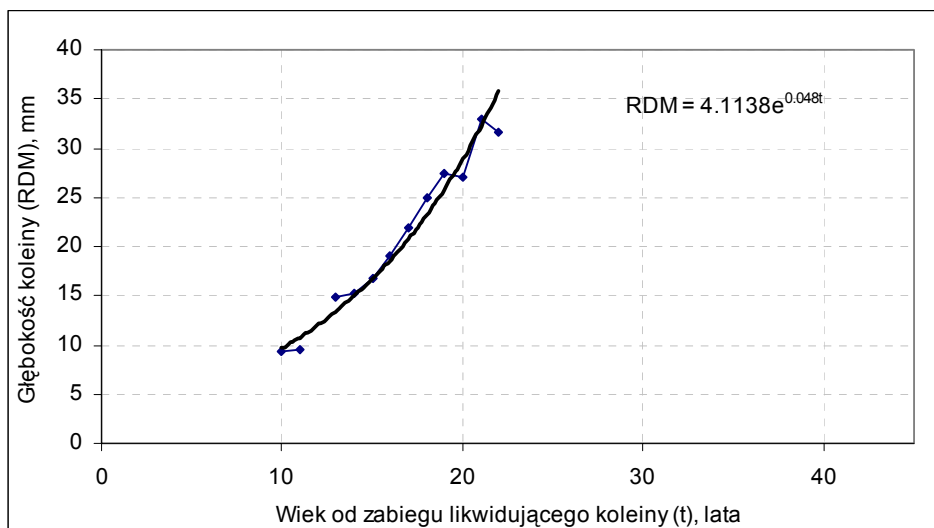
rys. 12. Ewolucja głębokości kolein na 123 odcinkach testowych.



rys. 13. Ewolucja głębokości kolein na nawierzchniach wykonanych przed 1996 rokiem. 94 odcinki testowe.



rys. 14. Ewolucja głębokości kolein na nawierzchniach wykonanych po 1996 roku. 29 odcinków testowych.



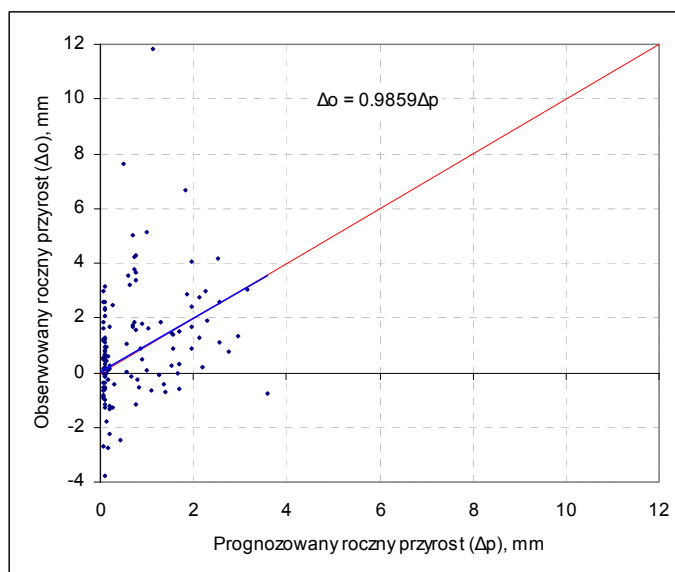
rys. 15. Przykład ewolucji kolein na pojedynczym odcinku. Konstrukcja podatna z grubą warstwą bitumiczną.

tab. 11. Współczynniki w wykładniczym modelu koleinowania nawierzchni. W nawiasach podano łączną długość (w latach) serii pomiarów na podstawie której wyznaczono współczynnik a

Rodzaj konstrukcji nawierzchni	wszystkie technologie	technologie „stare” (przed 1996 r.)	technologie „nowe” (po 1996 r.)
Wszystkie konstrukcje	0.0451 (1266)	0.0440 (1015)	0.1234 (254)
Warstwy asfaltowe o grubości ≤ 10 cm na podbudowie ziarnistej, bruku lub kostce na warstwie ziarnistej	0.0489 (251)	0.0480 (229)	0.0898 (22)
Warstwy asfaltowe o grubości > 10 cm na podbudowie ziarnistej, bruku lub kostce na warstwie ziarnistej	0.0594 (505)	0.0531 (374)	0.1130 (125)
Warstwy asfaltowe o grubości ≤ 10 cm na chudym betonie, bruku lub kostce na warstwie stabilizowanej, gruncie stabilizowanym	0.0270 (149)	0.0287 (139)	0.1774 (10)
Warstwy asfaltowe o grubości > 10 cm na chudym betonie, bruku lub kostce na warstwie stabilizowanej, gruncie stabilizowanym	0.0329 (329)	0.0380 (241)	0.1274 (97)
Inne nawierzchnie bitumiczne	0.0687 (32)	0.0687 (32)	-

Kalibrację współczynnika deformacji plastycznych w modelu HDM-4 wykonano na trzy sposoby. Pierwszy, najprostszy, polegał po prostu na doborze współczynnika przy którym uzyskuje się najlepsze dopasowanie obserwowanych i prognozowanych rocznych przyrostów średniej głębokości kolein. Przykład takiego dopasowania przedstawiono na rys. 16. Wykonując regulacje analogiczne do przedstawionego na rysunku dla wszystkich uogólnionych grup konstrukcji wyróżnianych na DOT i z rozdziałem na technologie remontów zastosowane przed i po 1996 roku, uzyskano zestaw współczynników kalibrujących, zamieszczonych w tab. 12.

Zaskakującym wynikiem pomiarów jest stwierdzenie, że „nowe” technologie usuwania kolein okazują się bardzo nietrwałe i naprawione w ten sposób nawierzchnie okleinują się w tempie szybszym niż nawierzchnie naprawiane przed rokiem 1996.



rys. 16. Obserwowane i prognozowane, wg modelu HDM-4 z wyregulowanym współczynnikiem kalibracji, roczne przyrosty głębokości kolein na konstrukcjach podatnych z grubą warstwą bitumiczną.

tab. 12. Współczynnik kalibrujący wkład deformacji plastycznych do koleinowania nawierzchni K_{rpd} . W nawiasach podano łączną długość (w latach) serii pomiarów na podstawie której wyznaczono współczynnik

Rodzaj konstrukcji nawierzchni	wszystkie technologie	technologie „stare” (przed 1996 r.)	technologie „nowe” (po 1996 r.)
Wszystkie konstrukcje	0.39 (1266)	0.60 (1015)	0.26 (254)
Warstwy asfaltowe o grubości ≤ 10 cm na podbudowie ziarnistej, bruku lub kostce na warstwie ziarnistej	1.83 (251)	1.92 (229)	1.03 (22)
Warstwy asfaltowe o grubości > 10 cm na podbudowie ziarnistej, bruku lub kostce na warstwie ziarnistej	0.37 (505)	0.49 (374)	0.29 (125)
Warstwy asfaltowe o grubości ≤ 10 cm na chudym betonie, bruku lub kostce na warstwie stabilizowanej, gruncie stabilizowanym	0.84 (149)	0.99 (139)	0.56 (10)
Warstwy asfaltowe o grubości > 10 cm na chudym betonie, bruku lub kostce na warstwie stabilizowanej, gruncie stabilizowanym	0.30 (329)	0.58 (241)	0.22 (97)
Inne nawierzchnie bitumiczne	0.71 (32)	0.71 (32)	-

Drugi sposób kalibracji współczynnika K_{rpd} wykorzystuje wzór (9). Z modelu HDM-4, przy $K_{rpd}=1$ wyznaczono średnie dla odcinków głębokości kolein i porównano je z wartościami obserwowanymi (zmiernymi).

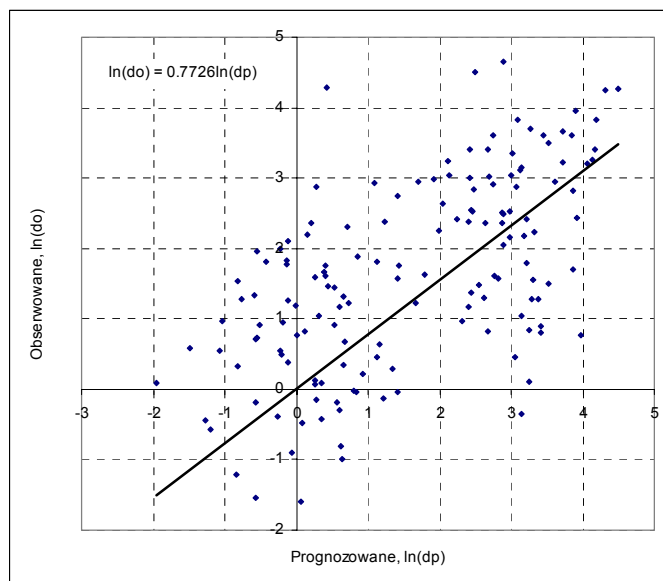
Geometryczna średnia prognozowanej głębokości kolein wynosi 4.9 mm, obserwowanej głębokości – 5.1 mm a zatem iloraz średnich geometrycznych (równanie (9)) wynosi 1.05 co oznacza, że model prawie nie wymaga regulacji co stoi w sprzeczności z obserwowanym znacznie wolniejszym pogłębianiem się kolein niż prognozuje to model z współczynnikiem kalibracyjnym równym 1⁴.

Trzeci sposób wyznaczenia współczynnika K_{rpd} , alternatywnie zalecany przez [5], wymaga wyznaczenia współczynnika regresji liniowej logarytmów wartości prognozowanej i obserwowanej. Zależność tę przedstawiono na rys. 17. Wartość K_{rpd} , według tej metody, wynosi zatem 0.77!

⁴ Przypomnijmy, że domyślna wartość tego współczynnika jest równa 0, co również nie jest prawdą na zdecydowanej większości dróg w Polsce.



W obliczeniach według dwóch ostatnich metod wykorzystano dane z 133 odcinków testowych.



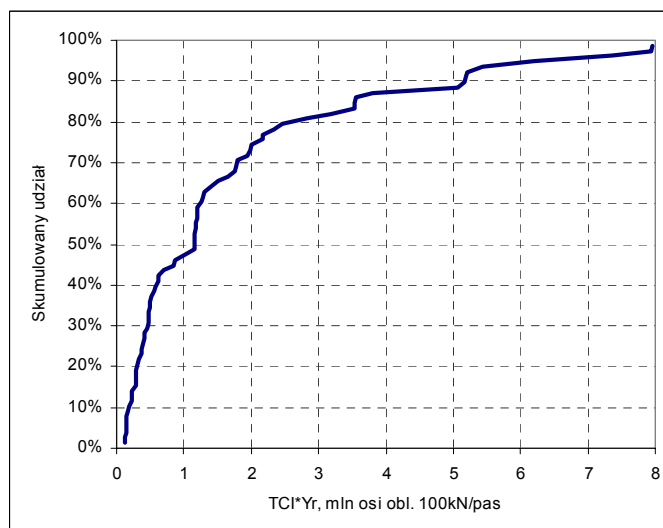
rys. 17. Logarytm prognozowanej i obserwowanej średniej wartości głębokości koleiny na odcinkach testowych.

5.3. Model pęknięć

5.3.1. Inicjacja pęknięć

Modelowanie pęknięć zależne jest od typu nawierzchni w większym stopniu niż ma to miejsce w przypadku innych rodzajów uszkodzeń. Do stworzenia modelu i kalibracji przyjęto każdy odcinek, dla którego można było zaobserwować moment (z dokładnością do roku) w którym powierzchnia pokryta pęknięciami przekroczyła 0.5% powierzchni nawierzchni.

Skumulowany rozkład wielkości $TCI \cdot Y_r$, gdzie TCI jest czasem do inicjacji pęknięć (Time to Cracking Initiation), Y_r jest rocznym ruchem w ESAL100, przedstawiono na rys. 18.



rys. 18. Skumulowany rozkład liczby osi 100kN do chwili pojawienia się pęknięć

Wielkość ta jest przybliżeniem całkowitej liczby osi obliczeniowych jakie przeniosła nawierzchnia do chwili zainicjowania pęknięć. Proponuje się aby za modelowy czas do inicjacji spekań TCI przyjąć wartość, dla której kończy się szybki wzrost $TCI \cdot Y_r$ tj. 2.47 mln ESAL100, z czego wynika że TCI to



czas w którym liczba obciążeń jest taka, że 80% obserwowanych nawierzchni wykazało pęknięcia zmęczeniowe. Proponowany model ma zatem następującą postać:

$$(11) \quad TCI = \frac{2.47}{Y_r}$$

gdzie: Y_r jest rocznym ruchem wyrażonym w milionach osi 100kN, średnim w okresie poprzedzającym inicjację pęknięć.

W modelu HDM współczynnik kalibracji K_{ci} i jego błąd (odchylenie standardowe) RMSE wyznacza się następująco:

$$(12) \quad K_{ci} = \frac{E(OTCI)}{E(PTCI)}$$

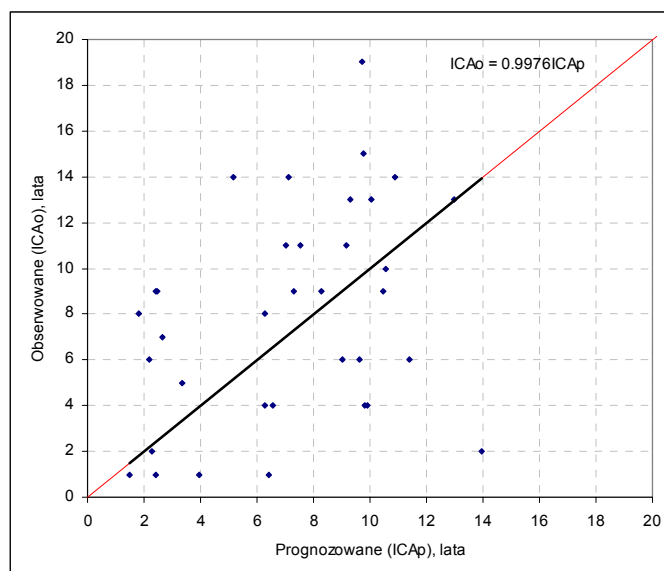
$$(13) \quad RMSE = \sqrt{E((OTCI - PTCI)^2)}$$

gdzie: $E(OTCI)$ oznacza wartość średnią z obserwowanego czasu do inicjacji pęknięć OTCI (Observed Time to Cracking Initiation),

$E(PTCI)$ oznacza wartość średnią z czasu prognozowanego według modeli HDM (Predicted Time to Cracking Initiation). Uzyskane wyniki przedstawiono w tab. 13.

Alternatywnie współczynnik kalibrujący można dobrać tak, by współczynnik regresji liniowej między prognozowanymi i obserwowanymi wartościami czasu do pojawienia się pęknięć był równy 1. Na rys. 19 podano przykład dla takiego dopasowania dla nawierzchni półsztywnych z grubymi warstwami bitumicznymi.

Zestawienie współczynników kalibracji uzyskanych zgodnie z wzorem (12) i poprzez dopasowanie regresji liniowej podano w tab. 13. Dla obydwóch metod obserwuje się tę samą tendencję zależności od rodzaju konstrukcji, tym niemniej formuła (12) daje większe wartości (tj. dłuższe czasy).



rys. 19. Regresja liniowa dla prognozowanego i obserwowanego czasu do powstania pęknięć na nawierzchniach Warstwy asfaltowe o grubości > 10 cm na chudym betonie, bruku lub kostce na warstwie stabilizowanej, gruncie stabilizowanym



tab. 13. Współczynnik kalibrujący czas do inicjacji pęknięć K_{cia} . W nawiasach podano liczbę odcinków na podstawie której wyznaczono współczynnik

Rodzaj konstrukcji nawierzchni	K_{cia}		RMSE, lata
	regresja liniowa	wg wz. (12)	
Wszystkie konstrukcje	0.53	0.73	7.9 (77)
Warstwy asfaltowe o grubości ≤ 10 cm na podbudowie ziarnistej, bruku lub kostce na warstwie ziarnistej	1.41	1.53	5.7 (10)
Warstwy asfaltowe o grubości > 10 cm na podbudowie ziarnistej, bruku lub kostce na warstwie ziarnistej	0.91	1.14	4.3 (21)
Warstwy asfaltowe o grubości ≤ 10 cm na chudym betonie, bruku lub kostce na warstwie stabilizowanej, gruncie stabilizowanym	1.95	2.18	5.9 (2)
Warstwy asfaltowe o grubości > 10 cm na chudym betonie, bruku lub kostce na warstwie stabilizowanej, gruncie stabilizowanym	0.46	0.51	10.5 (35)
Inne nawierzchnie bitumiczne	0.65	0.87	5.1 (9)

5.3.2. Rozwój pęknięć

Na rys. 20 przedstawiono rozwój powierzchni wszystkich pęknięć nawierzchni reprezentujących wszystkie grupy konstrukcji.

Badając roczne przyrosty powierzchni pęknięć stwierdza się występowanie zależności od nośności nawierzchni wyrażonej współczynnikiem strukturalnym SNP [7]. Zależność tę przedstawia rys. 21 a można opisać ją wzorem:

$$(14) \quad \frac{dACRA}{dt} \propto \text{SNP}^b$$

wartość współczynnika b jest równa -1.49.

Ogólny charakter niektórych uszkodzeń w tym fakt, że ich miara jest ograniczona od góry, powierzchnia np. spękań nie może przekroczyć 100% pola powierzchni nawierzchni, narzuca pewne ograniczenia na model. I tak, gdy uszkodzenia są małe lub maksymalne, ich przyrost powinien być zerowy, warunek taki spełnia zaproponowany model. Dane aproksymowane są funkcją proporcjonalną do:

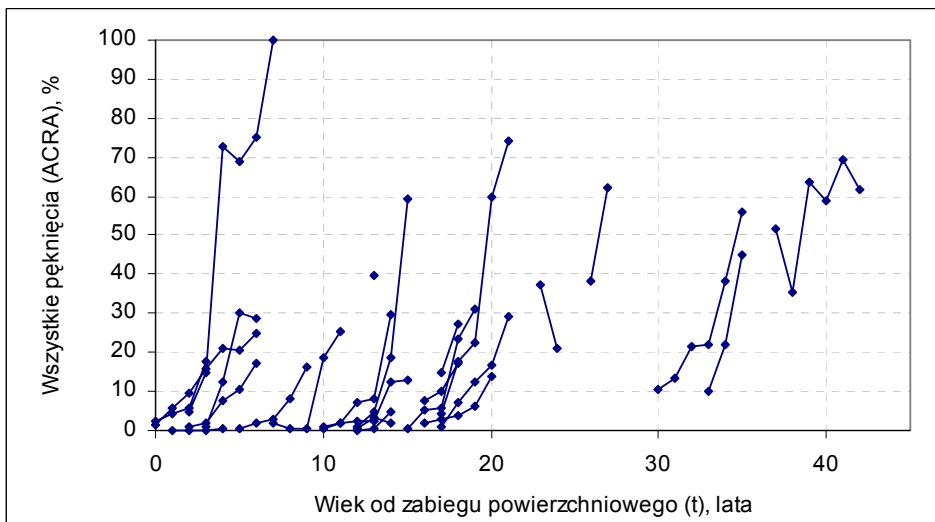
$$(15) \quad \frac{dACRA}{dt} \propto a \cdot ACRA \cdot (ACRA - 100)$$

Znajdując regresję liniową między wartościami wyrażenia $(dACRA/dt)/\text{SNP}^{-1.49}$ oraz wyrażenia $a \cdot ACRA \cdot (ACRA - 100)$, rys. 22, ustala się wartość współczynnika a na -0.08. Wzór na roczne przyrosty powierzchni pęknięć przyjmuje następującą ostateczną postać:

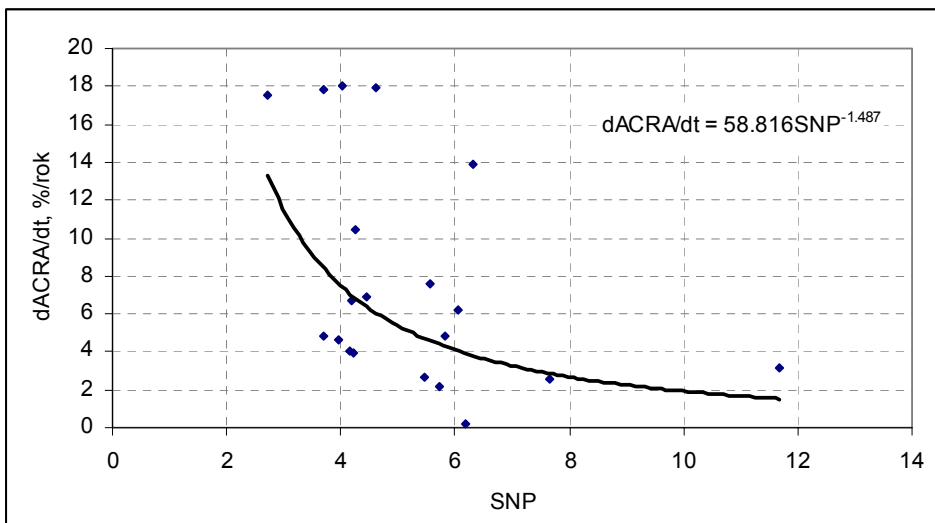
$$(16) \quad \frac{dACRA}{dt} = a \cdot ACRA \cdot (ACRA - 100) \cdot \text{SNP}^b$$

lub w postaci jawnej:

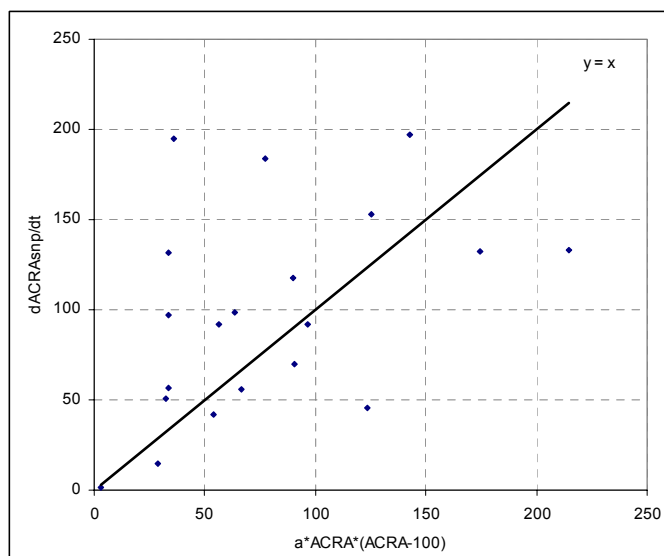
$$(17) \quad ACRA = \frac{100}{1 + 199 \cdot \exp(100 \cdot a \cdot \text{SNP}^b \cdot t)}$$



rys. 20. Rozwój powierzchni wszystkich pęknięć dla nawierzchni wszystkich typów



rys. 21. Roczne przyrosty powierzchni pęknięć w funkcji wskaźnika strukturalnego



rys. 22. Regresja liniowa między $(dACRA/dt)/SNP^{-1.49}$ oraz $a \cdot ACRA \cdot (ACRA-100)$ dla współczynnika a równego -0.080

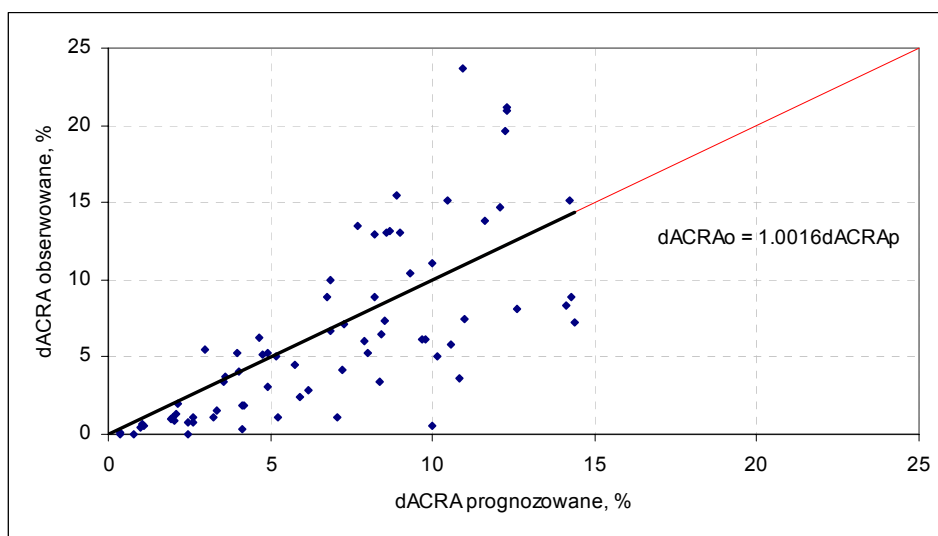


Przechodząc do modeli HDM, stwierdza się, że generalnie współczynnik kalibrujący dla inicjacji pęknięć jest wystarczający, aby bez dalszego gromadzenia danych polowych wyznaczyć współczynnik kalibrujący rozwój powierzchni spękanej:

$$(18) \quad K_{cp} = \frac{1}{K_{ci}}$$

Widać, że dopasowanie do danych pomiarowych s-kształtnej krzywej, charakterystycznej dla modelu HDM, nie jest możliwe a zatem zastosowanie wzoru (18) jest wątpliwe. Tym niemniej wyznaczona w ten sposób wartość współczynnika dla wszystkich grup konstrukcji wynosi 1.89.

W tej sytuacji znaczenia nabiera metoda polegająca na doborze współczynnika kalibrującego tak, by współczynnik regresji liniowej między prognozowanymi i obserwowanymi wartościami rocznego przyrostu powierzchni pęknięć był równy 1, rys. 23.



rys. 23. Regresja liniowa między prognozowanymi i obserwowanymi rocznymi przyrostami powierzchni wszystkich pęknięć dla współczynnika kalibracji 0.86

Tym niemniej można wykorzystać dane pomiarowe. Dla podstawowych typów nawierzchni należy zgromadzić następujące dane:

- wiek nawierzchni od ostatniej nakładki, przebudowy lub budowy, AGE2,
- powierzchnia objęta wszystkimi pęknięciami (w %),
- powierzchnia objęta pęknięciami szerokimi (> 3 mm) lub z wykruszeniami (w %),
- wskaźnik strukturalny (lub ugięcia), grubości warstw konstrukcyjnych nawierzchni,
- roczne obciążenie ruchem.

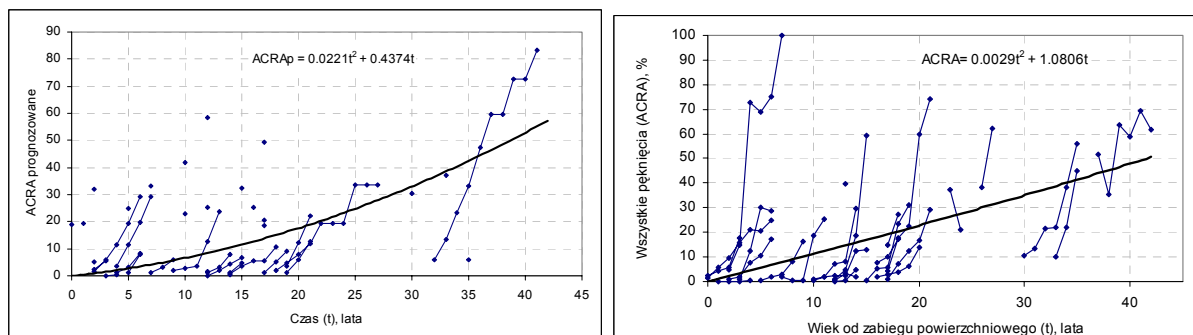
Następnie procedura przebiega następująco:

- dla każdego odcinka obliczyć czas do inicjacji (PTCI) według wykalibrowanego modelu HDM,
- obliczyć czas jaki upłynął od inicjacji pęknięć (od wieku nawierzchni odjąć czas do inicjacji),
- wykreślić zależność powierzchni pęknięć od czasu liczonego od inicjacji i oszacować wiek nawierzchni w momencie osiągnięcia powierzchni pęknięć równej 30 % (ET30, Estimated Time),
- obliczyć według modelu HDM wiek nawierzchni w momencie osiągnięcia powierzchni pęknięć równej 30 % (PT30, Predicted Time),
- współczynnik kalibrujący oblicza się na podstawie średniej wartości ET30 i PT30 dla każdego typu nawierzchni osobno.



$$(19) \quad K_{cp} = \frac{E(PT30)}{E(ET30)}$$

Oszacowania czasów ET30 i PT30 dokonano z wykorzystaniem funkcji interpolujących dane przedstawione na rys. 24. Uzyskana wartość 0.74 diametralnie różni się od otrzymanej za pomocą wzoru (18).



rys. 24. Wyznaczenie wieku nawierzchni w chwili pokrycia pęknięciami 30 % powierzchni. Wartości prognozowane z lewej (model HDM-4), wartość oszacowana na podstawie pomiarów z prawej

Zestawienie współczynników kalibracji uzyskanych zgodnie z wzorem (18), (19) i poprzez dopasowanie regresji liniowej podano w tab. 14.

tab. 14. Współczynnik kalibrujący rozwój wszystkich pęknięć K_{cpa} . W nawiasach podano łączną długość (w latach) serii pomiarów na podstawie której wyznaczono współczynnik

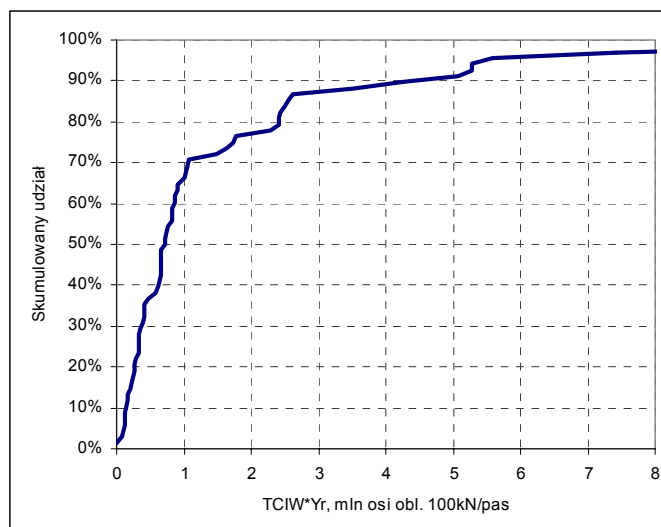
Rodzaj konstrukcji nawierzchni	wg wz. (18)	wg wz. (19)	regresja liniowa
Wszystkie konstrukcje	1.89	0.74	0.86 (85)
Warstwy asfaltowe o grubości ≤ 10 cm na podbudowie ziarnistej, bruku lub kostce na warstwie ziarnistej	0.71		0.75 (24)
Warstwy asfaltowe o grubości > 10 cm na podbudowie ziarnistej, bruku lub kostce na warstwie ziarnistej	1.10		1.06 (3)
Warstwy asfaltowe o grubości ≤ 10 cm na chudym betonie, bruku lub kostce na warstwie stabilizowanej, gruncie stabilizowanym	0.51		1.24 (10)
Warstwy asfaltowe o grubości > 10 cm na chudym betonie, bruku lub kostce na warstwie stabilizowanej, gruncie stabilizowanym	2.17		0.91 (42)
Inne nawierzchnie bitumiczne	1.54		0.68 (10)

5.3.3. Inicjacja pęknięć szerokich

Postępując analogicznie do przypadku wszystkich pęknięć zmęczeniowych, rozdział 5.3.1, należy stwierdzić że:

wartością dla której kończy się szybki wzrost $TCIW \cdot Y_r$ jest 1.07 mln ESAL100, stąd TCIW (Time to Cracking Initiation Wide) to okres czasu, liczony od pojawienia się pęknięć, w którym liczba obciążeń jest taka, że 70% obserwowanych nawierzchni wykazało szerokie pęknięcia zmęczeniowe, rys. 25. Proponowany model ma zatem następującą postać:

$$(20) \quad TCIW = \frac{1.07}{Y_r}$$



rys. 25. Skumulowany rozkład liczby osi 100kN do chwili pojawienia się pęknięć szerokich

Model HDM inicjacji pęknięć szerokich, w przypadku odcinków DOT, daje bardzo mało zróżnicowane prognozy czasu do pojawienia się pęknięć: dla nawierzchni z podbudową podatną jest to wartość 4.6 ± 0.1 roku a dla sztywnych 1.5 ± 0.6 roku. Jednocześnie z obserwacji wynika, że między nawierzchniami nie ma tak dużej różnicy bowiem czasy do inicjacji wynoszą odpowiednio 3.8 ± 2.1 i 4.2 ± 2.4 . Zestawienie współczynników kalibracji uzyskanych zgodnie z wzorem (12) podano w tab. 15.

tab. 15. Współczynnik kalibrujący czas do inicjacji pęknięć szerokich K_{ciw} . W nawiasach podano liczbę odcinków na podstawie której wyznaczono współczynnik

Rodzaj konstrukcji nawierzchni	K_{ciw} wg wz. (12)	RMSE, lata
Wszystkie konstrukcje	1.33	2.9 (69)
Konstrukcje podatne	0.83	2.2 (27)
Konstrukcje półsztywne	2.79	3.6 (34)

5.3.4. Rozwój pęknięć szerokich

W miarę niezakłócony rozwój pęknięć szerokich można obserwować na kilkunastu zaledwie odcinkach. Wszelkie wnioskowanie jest dość wątpliwe, tym niemniej opracowano model analityczny i oszacowano współczynnik kalibrujący dla modelu HDM.

Stosując postępowanie analogiczne, rys. 26 i rys. 27, jak w przypadku rozwoju wszystkich pęknięć zmęczeniowych (rozdział 5.3.2), wyznaczono modele opisane wzorami (21) lub (22):

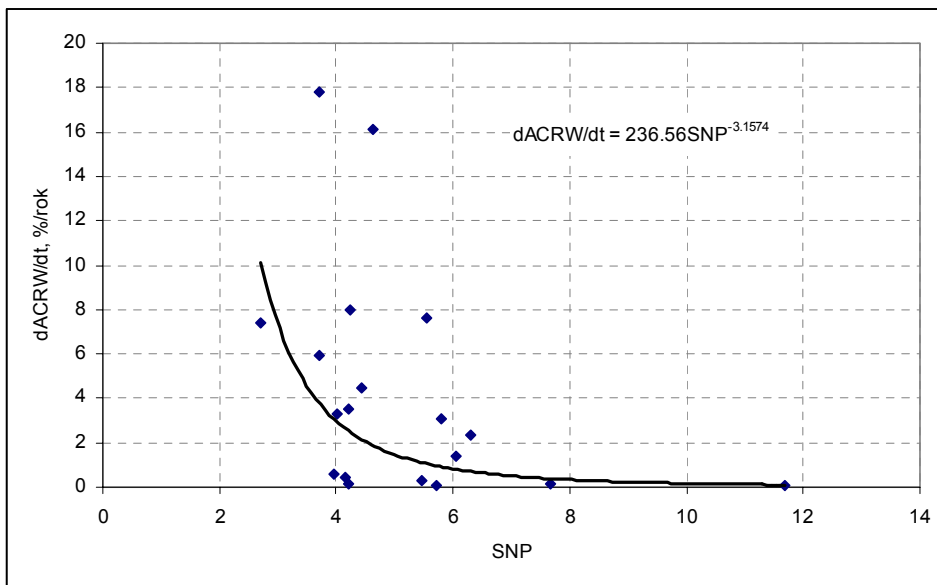
$$(21) \quad \frac{dACRW}{dt} = a \cdot ACRW \cdot (ACRW - 100) \cdot SNP^b$$

lub w postaci jawnej:

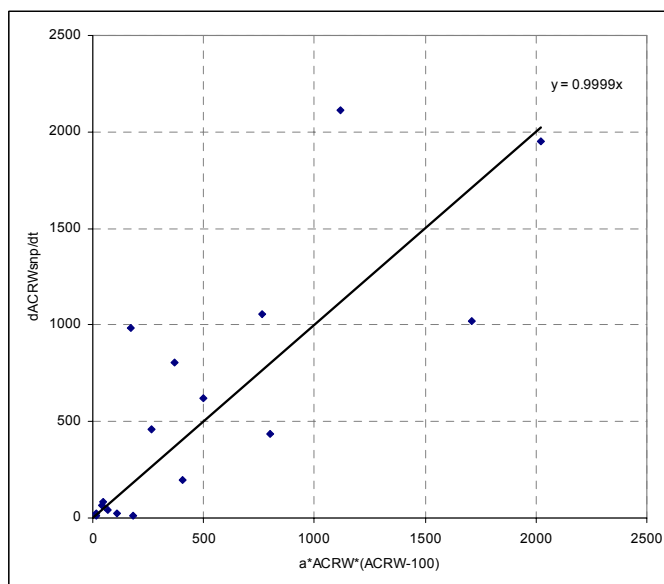
$$(22) \quad ACRW = \frac{100}{1 + 199 \cdot \exp(100 \cdot a \cdot SNP^b \cdot t)}$$

gdzie: $a = -1.44$,

$b = -3.16$.



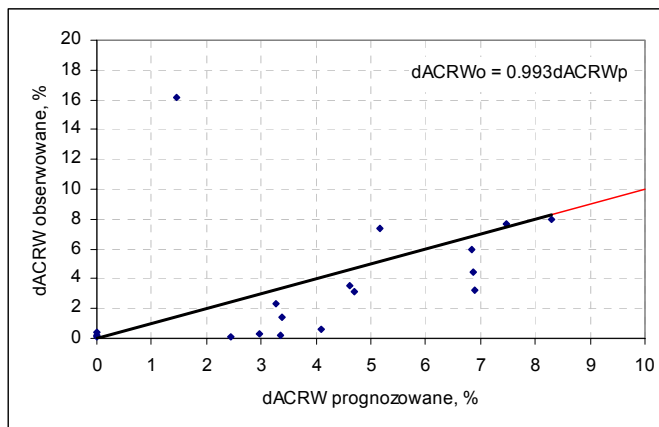
rys. 26. Roczne przyrosty powierzchni pęknięć szerokich w funkcji wskaźnika strukturalnego



rys. 27. Regresja liniowa między $(dACRW/dt)/SNP^{-3.16}$ oraz $a \cdot ACRW \cdot (ACRW-100)$ dla współczynnika a równego -0.024

Kalibrując model HDM zgodnie z przedstawionymi wcześniej zasadami (wzory (18), (19)), dobrano współczynnik kalibracji tak, by współczynnik regresji liniowej między prognozowanymi i obserwowanymi wartościami rocznego przyrostu powierzchni pęknięć był równy 1, rys. 28.

Zestawienie współczynników kalibracji uzyskanych zgodnie z wzorem (18), (19) i poprzez dopasowanie regresji liniowej podano w tab. 16.



rys. 28. Regresja liniowa między prognozowanymi i obserwowanymi rocznymi przyrostami powierzchni pęknięć szerokich dACRW (Area of Cracking Wide) dla współczynnika kalibracji 0.67

tab. 16. Współczynnik kalibrujący rozwój pęknięć szerokich K_{cpw} . W nawiasach podano liczbę odcinków na podstawie której wyznaczono współczynnik

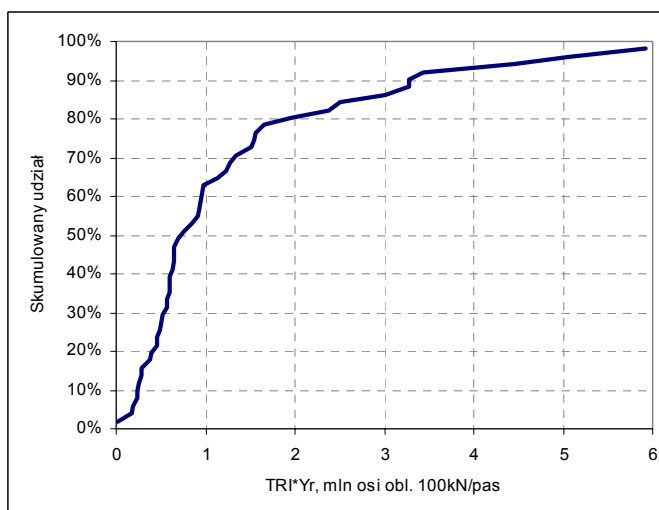
Rodzaj konstrukcji nawierzchni	wg wz. (18)	wg wz. (19)	regresja liniowa
Wszystkie konstrukcje	0.75	0.57	0.67 (19)
Konstrukcje podatne	1.20		
Konstrukcje półsztywne	0.36		

5.4. Model ubytków nawierzchni

5.4.1. Inicjacja ubytków

Do opracowania modelu analitycznego i kalibracji modelu HDM wykorzystano każdy odcinek, dla którego można było zaobserwować moment (z dokładnością do roku) w którym powierzchnia pokryta ubytkami kruszywa lub lepiszcza przekroczyła 0.5% powierzchni nawierzchni.

Skumulowany rozkład wielkości $TRI \cdot Y_r$, gdzie TRI jest czasem do inicjacji ubytków (Time to Raveling Initiation), Y_r jest rocznym ruchem w ESAL100, przedstawiono na rys. 29.



rys. 29. Skumulowany rozkład liczby osi 100kN do chwili pojawienia się ubytków kruszywa lub lepiszcza

Wielkość ta jest przybliżeniem całkowitej liczby osi obliczeniowych jakie przeniosła nawierzchnia do chwili zainicjowania ubytków. Proponuje się aby za modelowy czas do inicjacji spękań TRI przyjąć



wartość, dla której kończy się szybki wzrost $TRI \cdot Y_r$ tj. 1.53 mln ESAL100, wynika stąd, że TRI to czas w którym liczba obciążeń jest taka, że 75% obserwowanych nawierzchni wykazało ubytki zmęczeniowe. Proponowany model ma zatem następującą postać:

$$(23) \quad TRI = \frac{1.53}{Y_r}$$

Współczynnik kalibracji K_{vi} w modelu HDM wyznacza się następująco:

$$(24) \quad K_{vi} = \frac{E(OTRV)}{E(PTRV)}$$

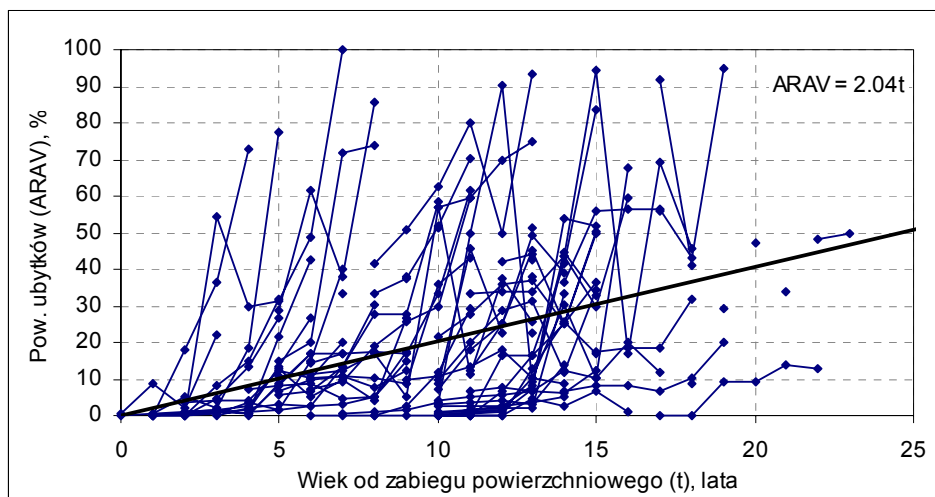
gdzie: $E(OTRV)$ oznacza wartość średnią z obserwowanego czasu do inicjacji ubytków OTRV (Observed Time to Ravelling),

$E(PTRV)$ oznacza wartość średnią z czasu prognozowanego według modeli HDM (Predicted Time to Ravelling).

Model HDM inicjacji ubytków, w przypadku odcinków DOT, daje bardzo mało zróżnicowane prognozy czasu do pojawienia się pęknięć: 6.9 ± 0.9 roku. Jednocześnie z obserwacji wynika, że zróżnicowanie czasów jest kilkukrotnie większe mimo, że wartość średnia jest zbliżona do prognozowanej 5.1 ± 4.1 . Wynika z tego zatem, że zdolność prognostyczna modelu jest niewielka. Współczynnik kalibracji uzyskany zgodnie z wzorem (24) wynosi 0.74.

5.4.2. Rozwój ubytków

Często wykonywane remonty cząstkowe utrudniają obserwacje niezakłóconego rozwoju ubytków materiału nawierzchni. Wszelkie wnioskowanie jest dość wątpliwe. Na rys. 30 przedstawiono rozwój powierzchni ubytków kruszywa lub lepiszcza.



rys. 30. Rozwój powierzchni ubytków dla nawierzchni wszystkich typów

Widać, że dopasowanie do danych pomiarowych jakiegokolwiek innego modelu niż liniowy (np. kształtnej krzywej, charakterystycznej dla modelu HDM), nie jest uzasadnione a zatem model przyrostu powierzchni pokrytej ubytkami ARAV (Area of Ravelling) przyjmuje postać:

$$(25) \quad \frac{dARAV}{dt} = a$$

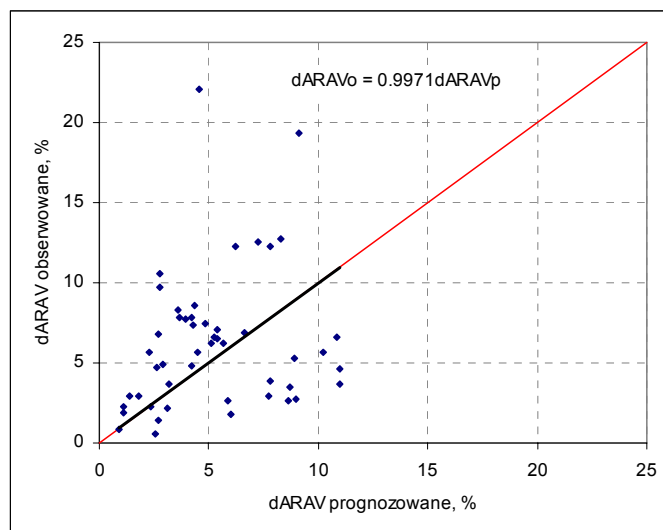
lub w postaci jawnej:



$$(26) \quad \text{ARAV} = \text{ARAV}_0 + a \cdot (t - t_0)$$

Na podstawie przedstawionych danych można stwierdzić, że średnio rocznie powierzchnia ubytków zwiększa się o 2.0%, tak więc współczynnik a równy jest 0.020.

Współczynnik kalibrujący rozwój powierzchni ubytków w modelu HDM wyznaczono metodą polegającą na doborze współczynnika tak, by współczynnik regresji liniowej między prognozowanymi i obserwowanymi wartościami rocznego przyrostu ubytków był równy 1. Do kalibracji wykorzystano dane z serii pomiarów długość łącznej długości 349 lat. Uzyskany wynik: 0.23, wskazuje na znacznie niższe tempo wykruszania nawierzchni niż przewiduje to standardowy model HDM, tym niemniej mieści się on w zakresie typowych wartości wskaźnika (por. tab. 18).



rys. 31. Regresja liniowa między prognozowanymi i obserwowanymi rocznymi przyrostami powierzchni ubytków dla współczynnika kalibracji 0.23

5.5. Model wybojów

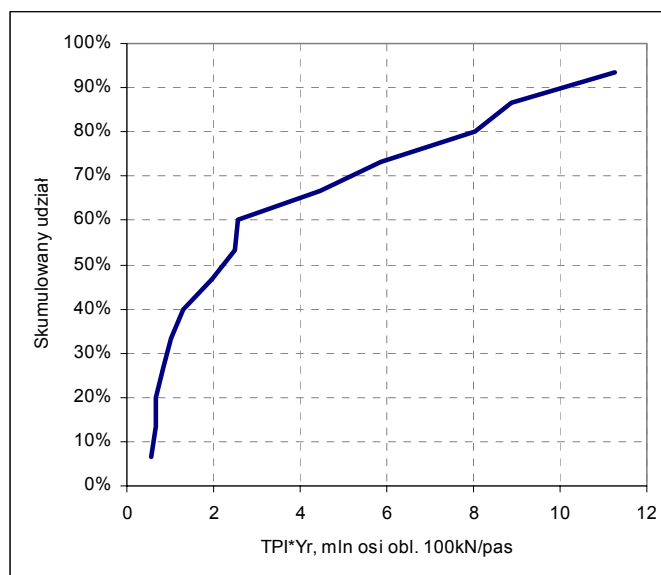
5.5.1. Inicjacja wybojów

Skumulowany rozkład wielkości $\text{TPI} \cdot Y_r$, gdzie TPI jest czasem do inicjacji wybojów liczoną od pokrycia 20 % nawierzchni pęknięciami szerokimi (Time to Potholes Initiation), Y_r jest rocznym ruchem w ESAL100, przedstawiono na rys. 32.

Proponuje się aby za modelowy czas do inicjacji spękań TCI przyjąć wartość, dla której kończy się szybki wzrost $\text{TPI} \cdot Y_r$ tj. 2.6 mln ESAL100, z czego wynika że TPI to czas w którym liczba obciążeń jest taka, że 60% obserwowanych nawierzchni wykazało pęknięcia zmęczeniowe. Proponowany model ma zatem następującą postać:

$$(27) \quad \text{TPI} = \frac{2.57}{Y_r}$$

gdzie: Y_r jest rocznym ruchem wyrażonym w milionach osi 100kN, średnim w okresie poprzedzającym inicjację pęknięć.



rys. 32. Skumulowany rozkład liczby osi 100kN od pokrycia 30 % powierzchni pęknięciami szerokimi do chwili pojawienia się wybojów

5.5.2. Rozwój wybojów

Współczynnik kalibracji rozwoju kolein ma niewielki wpływ na większość robót utrzymaniowych z wyjątkiem remontów częściowych (łatania) i skrajnie niskich standardów utrzymania nawierzchni. Rozsądne jest zatem przyjęcie domyślnej wartości 1. Tym niemniej, jeżeli rozpad nawierzchni jest dominującym trybem degradacji a wstępne próby wykazują, że prognozowana powierzchnia wybojów jest bardzo różna od obserwowanej, należy w indywidualnych wypadkach wykonać regulację współczynnika. Na drogach krajowych praktycznie nie obserwujemy wybojów ze względu na ich rzadkie pojawianie się i względnie szybkie naprawy tego groźnego dla bezpieczeństwa ruchu drogowego uszkodzenia. Na rys. 33 przedstawiono powierzchnię łąt zarejestrowanych na DOT, zakładając, że łątę poprzedzał wybój. Na wszystkich odcinkach w ciągu czternastu serii pomiarów nie stwierdzono pokrycia nawierzchni łątami większego trzynastoprocentowe, należy przy tym pamiętać, że powierzchnia łąty jest większa niż powierzchnia wyboju.

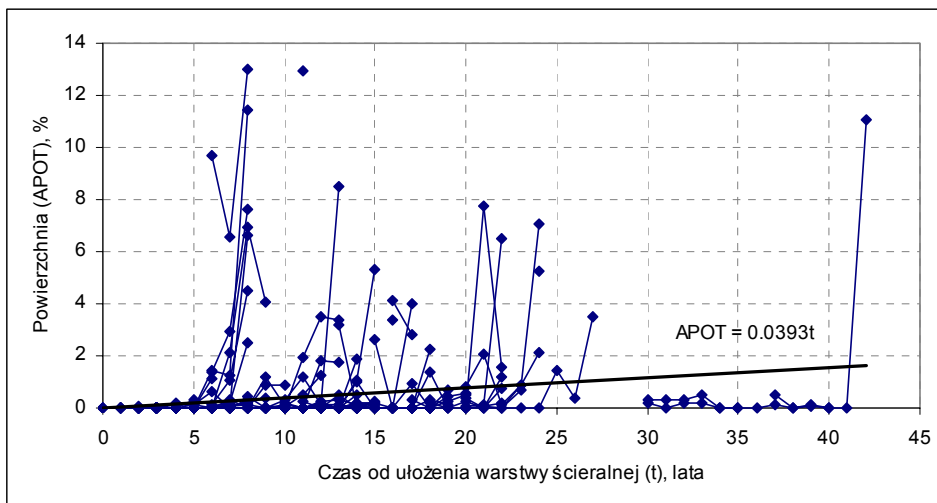
Liniowy model przyrostu powierzchni wybojów APOT (Area of Potholes), jedyny jaki można zaproponować, ma następującą postać:

$$(28) \quad \frac{dAPOT}{dt} = a$$

lub w postaci jawnej

$$(29) \quad APOT = APOT_0 + a \cdot (t - t_0)$$

gdzie współczynnik a przyjmuje wartość 0.039.



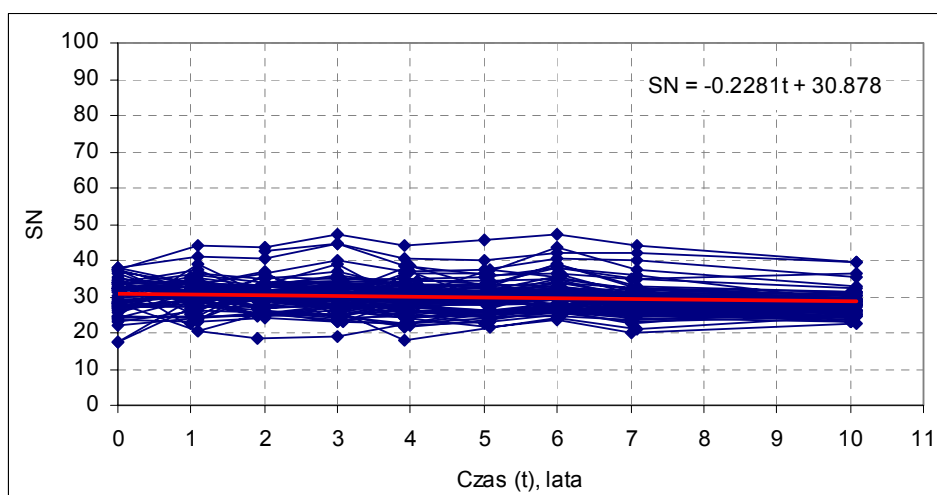
rys. 33. Rozwój powierzchni wybojów dla nawierzchni wszystkich typów

Rozwój wybojów jest wysoce zmienny i nieprzewidywalny. Zależy nie tylko od takich parametrów jak powierzchnia istniejących już wybojów i pęknięć ale też od trudnych do ilościowego ujęcia czynników takich jak spójność materiału podbudowy i jego podatność na wilgoć. Już 1 % powierzchni pokryty wybojami oznacza ich dużą liczbę a ponieważ wyboje mają silny wpływ na równość, należy przy kalibracji wykazać ostrożność aby nie przeszacowywać skutków.

Podsumowując, jeśli wyboje pojawiają się rzadko lub są szybko naprawiane w ramach bieżącego utrzymania, regulacja rozwoju wybojów nie musi być wykonywana a w HDM-4 nawet nie powinna być przeprowadzana na poziomie kalibracji (tzw. poziom 2).

5.6. Model właściwości przeciwpoślizgowych

Właściwości przeciwpoślizgowe mają bardzo niewielki wpływ na większość robót utrzymaniowych z wyjątkiem skrajnie wysokich standardów utrzymania nawierzchni. Współczynnik tarcia nie wywiera również żadnego wpływu na koszty eksploatacji pojazdów ani na czas podróży, tym samym jego wpływ na wskaźniki analizy ekonomicznej utrzymania i eksploatacji nawierzchni jest zazwyczaj bardzo mały. Na rys. 34 przedstawiono ewolucję współczynnika tarcia między oponą a powierzchnią jezdni dla serii pomiarów o łącznej długości 705 lat, na wszystkich typach nawierzchni.



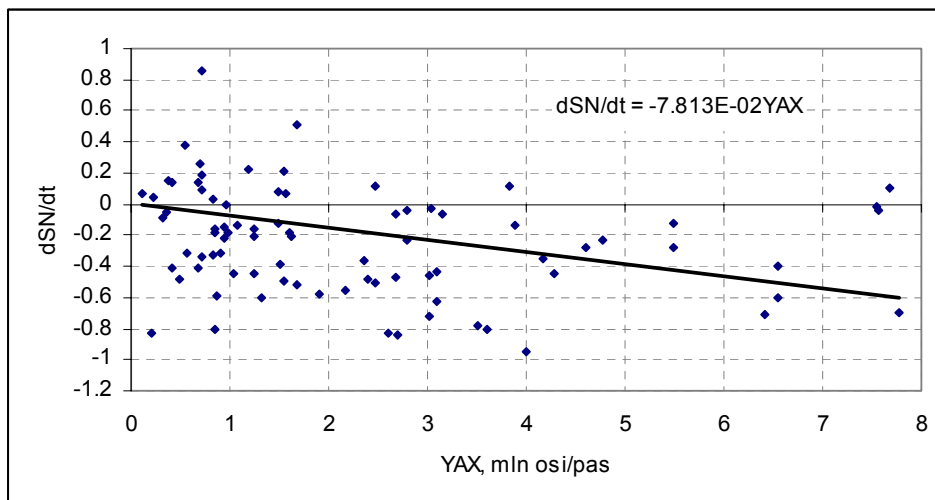
rys. 34. Ewolucja współczynnika tarcia SN^5 dla nawierzchni wszystkich typów.

⁵ $SN=100 \cdot \mu$, gdzie μ jest współczynnikiem tarcia między oponą zabezpieczoną a powierzchnią jezdni.



Współczynnik tarcia SN maleje średnio o 0.23 na rok, stanowi to około 0.8 % wartości SN.

Średnia roczna zmiana współczynnika tarcia SN wykazuje zależność od liczby osi rzeczywistych które w ciągu roku przejechały po nawierzchni, rys. 35.



rys. 35. Zależność rocznej zmiany współczynnika tarcia SN od ruchu YAX wyrażonego w milionach osi rzeczywistych na rok na pas

Zarówno zależność od czasu przedstawiona na rys. 34 jak i od ruchu, pokazana na rys. 35 skłaniają do przyjęcia następującego modelu:

$$(30) \quad \frac{dSN}{dt} = a \cdot YAX$$

lub w postaci jawnej

$$(31) \quad SN = SN_0 + a \cdot (t - t_0)$$

gdzie: YAX jest liczbą osi rzeczywistych w milionach na rok na pas,

współczynnik a przyjmuje wartość -0.078.

Model rocznych zmian współczynnika tarcia w HDM jest taki sam dla wszystkich rodzajów warstw ściernych a jedynym jego parametrem jest roczna zmiana dobowego ruchu pojazdów ciężkich na jednym pasie ruchu. W przypadku odcinków należących do programu DOT i prezentowanych na rys. 34, roczną zmianę współczynnika tarcia szacuje się na 0.22/rok. Wynika stąd, że współczynnik ewolucji właściwości przeciwpoślizgowych nie wymaga zmian.

5.7. Model nośności

Nośność nawierzchni jest reprezentowana przez ugięcie sprężyste pod obciążeniem 50 kN o czasie trwania ok. 20 ms, w temperaturze 20 °C. Wielkość ta może posłużyć do obliczenia zarówno modułu zastępczego jak i wskaźnika konstrukcyjnego SNP na potrzeby HDM.

Pomiar ugięć nawierzchni zawierających warstwy bitumiczne jest podatny na temperaturę. Dla każdego z odcinków wykonano liniową korektę ugięć ze współczynnikami α dobieganymi indywidualnie na podstawie pomiarów ugięć w różnych temperaturach:

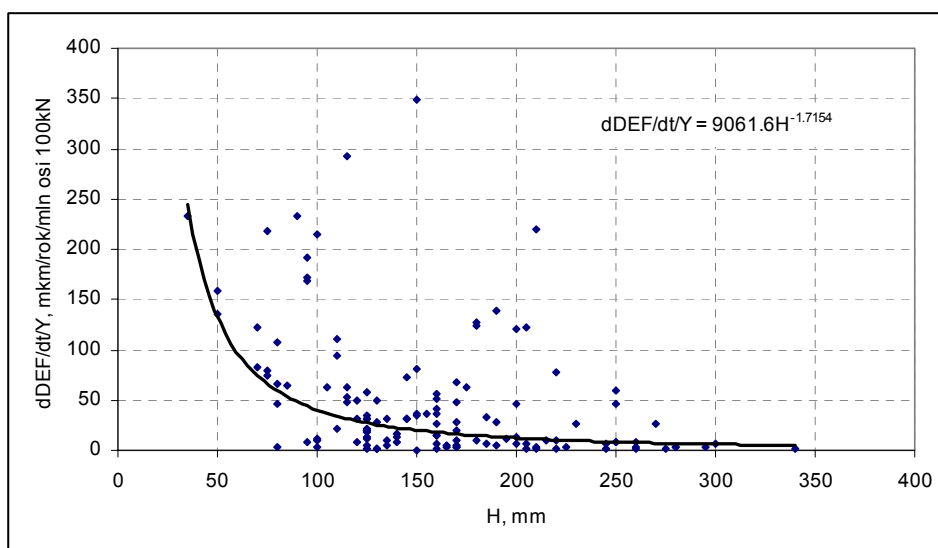
$$(32) \quad d_k = d \cdot [1 + \alpha \cdot (20 - T_b)]$$

gdzie: d , d_k jest ugięciem i ugięciem skorygowanym,
 T_b jest temperaturą warstw bitumicznych w chwili wykonywania pomiaru,



α jest indywidualnym współczynnikiem korekcyjnym.

Przebadano związki rocznej zmiany wielkości znormalizowanych ugięć z różnymi parametrami takimi jak aktualna nośność (wielkość ugięcia), ruch, grubość nawierzchni, rodzaj nawierzchni itp. Najbardziej istotną zależność przedstawiono na rys. 36.



rys. 36. Zależność wielkości rocznej zmiany ugięć nawierzchni przypadającej na jednostkowe obciążenie ruchem od grubości warstw bitumicznych,

Wyniki przeprowadzonej analizy prowadzą do prostego liniowego modelu wielkości ugięć nawierzchni:

$$(33) \quad \frac{dDEF}{dt} = a \cdot Y_r \cdot H^b$$

lub w postaci jawnej:

$$(34) \quad DEF = DEF_0 + a \cdot Y_r \cdot H^b \cdot (t - t_0)$$

gdzie: $a=9061.6$,

$b = -1.72$,

H jest grubością warstw bitumicznych, mm,

Y_r jest liczbą osi obliczeniowych 100 kN/rok/pas.



6. Podsumowanie

6.1. Modele degradacji

W rozdziale tym zestawiono zaproponowane analityczne modele degradacji dla poszczególnych parametrów nawierzchni.

Równość podłużna

$$\frac{dIRI}{dt} = 0.033 \cdot IRI$$

czyli w postaci jawnej

$$IRI = IRI_0 \cdot e^{0.033 \cdot (t - t_0)}$$

lub w krótkich okresach czasu (do 6 lat)

$$IRI = IRI_0 \cdot [1 + 0.033 \cdot (t - t_0)]$$

gdzie IRI jest międzynarodowym wskaźnikiem równości, mm/m
 IRI₀ jest wartością IRI w roku t₀

Głębokość kolein

$$\frac{dRDM}{dt} = 0.045 \cdot RDM$$

czyli w postaci jawnej

$$RDM = RDM_0 \cdot e^{0.045 \cdot (t - t_0)}$$

lub w krótkich okresach czasu (do 4 lat)

$$RDM = RDM_0 \cdot [1 + 0.045 \cdot (t - t_0)]$$

gdzie RDM jest średnią głębokością koleiny, mm
 RDM₀ jest wartością RDM w roku t₀

Pęknięcia wszystkie

Inicjacja

$$TCI = \frac{2.47}{Y_r}$$

Rozwój

$$\frac{dACRA}{dt} = -0.080 \cdot ACRA \cdot (ACRA - 100) \cdot SNP^{-1.49}$$

czyli w postaci jawnej



$$ACRA = \frac{100}{1 + 199 \cdot \exp(-8.0 \cdot SNP^{-1.49} \cdot t)}$$

gdzie TCI jest czasem od zabiegu powierzchniowego do chwili pojawienia się pęknięć zmęczeniowych,

ACRA jest procentowo wyrażoną powierzchnią wszystkich pęknięć zmęczeniowych,

SNP jest wskaźnikiem strukturalnym wg [7]

Pęknięcia szerokie

Inicjacja

$$TCIW = \frac{1.07}{Y_r}$$

Rozwój

$$\frac{dACRW}{dt} = -1.443 \cdot ACRW \cdot (ACRW - 100) \cdot SNP^{-0.3.16}$$

czyli w postaci jawnej

$$ACRW = \frac{100}{1 + 199 \cdot \exp(-144.3 \cdot SNP^{-3.16} \cdot t)}$$

gdzie TCIW jest czasem od chwili powstania pęknięć zmęczeniowych do pojawienia się pęknięć szerokich,

Y_r jest liczbą osi obliczeniowych 100 kN na pas w ciągu roku,

ACRW jest procentowo wyrażoną powierzchnią szerokich pęknięć zmęczeniowych,

SNP jest wskaźnikiem strukturalnym wg [7]

Ubytki kruszywa lub lepiszcza

Inicjacja

$$TRI = \frac{1.53}{Y_r}$$

Rozwój

$$\frac{dARAV}{dt} = 0.020$$

czyli w postaci jawnej

$$ARAV = ARAV_0 + 0.02 \cdot (t - t_0)$$

gdzie TRI jest czasem od zabiegu powierzchniowego do chwili pojawienia się ubytków kruszywa lub lepiszcza,

Y_r jest liczbą osi obliczeniowych 100 kN na pas ruchu w ciągu roku,

ARAV jest procentowo wyrażoną powierzchnią ubytków,

$ARAV_0$ jest procentowo wyrażoną powierzchnią ubytków w roku t_0 .



Wyboje

Inicjacja

$$TPI = \frac{2.57}{Y_r}$$

Rozwój

$$\frac{dAPOT}{dt} = 0.039$$

czyli w postaci jawnej

$$APOT = APOT_0 + 0.039 \cdot (t - t_0)$$

gdzie TPI jest czasem od chwili pokrycia 30 % powierzchni pęknięciami szerokimi do chwili powstania wybojów,
 Y_r jest liczbą osi obliczeniowych 100 kN na pas ruchu w ciągu roku,
 APOT jest procentowo wyrażoną powierzchnią wybojów,
 APOT₀ jest procentowo wyrażoną powierzchnią wybojów w roku t_0 .

Właściwości przeciwoślizgowe

$$\frac{dSN}{dt} = -0.078 \cdot YAX$$

czyli w postaci jawnej

$$SN = SN_0 - 0.078 \cdot (t - t_0)$$

gdzie SN jest wartością współczynnika tarcia pomnożoną przez 100,
 YAX jest liczbą osi rzeczywistych na pas ruchu w ciągu roku,
 SN₀ jest wartością SN w roku t_0 .

Nośność (ugięcia sprężyste)

$$\frac{dDEF}{dt} = 9061.6 \cdot Y_r \cdot H^{-1.72}$$

czyli w postaci jawnej

$$DEF = DEF_0 + 9061.6 \cdot Y_r \cdot H^{-1.72} \cdot (t - t_0)$$

gdzie DEF jest wartością znormalizowanego ugięcia sprężystego,
 Y_r jest liczbą osi obliczeniowych 100 kN na pas ruchu w ciągu roku,
 H jest grubością warstw bitumicznych nawierzchni,
 DEF₀ jest wartością ugięcia w roku t_0 .

6.2. Kalibracja modeli HDM-4

Zestawienie współczynników kalibrujących uzyskanych w różny sposób w niniejszej pracy lub z innych źródeł podano w tab. 17. Są to współczynniki do stosowania na poziomie sieci dróg krajowych. W poszczególnych przypadkach można sięgnąć do szczegółowych informacji w odpowiednich tabelach w tekście.



tab. 17. Porównanie współczynników kalibrujących modele degradacji

Model degradacji	Współczynnik			
		Poziom 1 ⁶	Poziom 2 ⁷	SWK [6]
Stosunek SNP w mokrej i suchej porze roku	K_f	1	1	1
Degradacja odwodnienia	K_{ddf}	1	1	1
Trwałość odwodnienia	K_{drain}	1	1	1
Wszystkie pęknięcia strukturalne – inicjacja	K_{cia}	0.8	0.73	0.8
Szerokie pęknięcia strukturalne – inicjacja	K_{ciw}	0.8	1.33	0.8
Wszystkie pęknięcia strukturalne – rozwój	K_{cpa}	1.25	0.86	1.25
Szerokie pęknięcia strukturalne – rozwój	K_{cpw}	1.25	0.61	1.25
Termiczne pęknięcia poprzeczne – inicjacja	K_{cit}	0.8	1	0.8
Termiczne pęknięcia poprzeczne – rozwój	K_{cpt}	1.25	1	1.25
Koleiny – początkowe zagęszczenie	K_{rid}	1	1	1
Koleiny – degradacja strukturalna	K_{rst}	1	1	1
Koleiny – deformacje plastyczne	K_{rpd}	2.78 / 1 / 0	0.39 ⁸	0.5
Koleiny – ścieranie powierzchni	K_{rsw}	1	1	1
Ubytki – inicjacja	K_{ri}	1	0.74	1
Ubytki – rozwój	K_{rp}	1	0.23	0.5
Wyboje – inicjacja	K_{pi}	1	1	1
Wyboje – rozwój	K_{pp}	1	1	1
Uszkodzenia krawędzi	K_{eb}	1	1	1
Równość – czynnik środowiskowy	K_{gm}	1.52	1.52	0.07
Równość – zweryfikowany wskaźnik strukturalny SNPK	K_{snpk}	1	1	1
Głębokość tekstury	K_{gp}	1	1.34	1
Głębokość tekstury – rozwój	K_{td}	1	1	1
Właściwości przeciwpoślizgowe – współczynnik tarcia	K_{sfc}	1	1	1
Właściwości przeciwpoślizgowe – wpływ prędkości	K_{sfcs}	1	1	1

Uzyskane wyniki pozostają w granicach typowych wartości współczynników, podanych przez autorów systemu HDM [5], podanych w tab. 18.

tab. 18. Najważniejsze współczynniki kalibrujące degradację nawierzchni

Współczynnik degradacji	Typowe wartości współczynnika	Wypadkowy wpływ na wskaźniki analizy ekonomicznej utrzymania i eksploatacji nawierzchni (%)
Równość podłużna, czynnik środowiskowy	0.2 – 5.0	10
Inicjacja pęknięć	0.5 – 2.0	6
Rozwój pęknięć	0.5 – 2.0	6
Rozwój głębokości kolein	0.5 – 2.0	3
Rozwój wybojów	0.3 – 3.0	2
Równość podłużna, czynnik ogólny	0.8 – 1.2	1
Inicjacja ubytków	0.2 – 3.0	1

⁶ Patrz rozdział 4.

⁷ Patrz rozdział 5.

⁸ Dla nawierzchni, których konstrukcje są wykonane z materiałów odpornych na koleinowanie należy przyjmować wartość 0.



7. Załącznik. Podstawy modelowania degradacji nawierzchni w HDM-4

7.1. Logika obliczeń

W HDM-4 przewidziano cztery rodzaje nawierzchni i dla każdej z nich do ośmiu sposobów degradacji. Rozpatrywane uszkodzenia zestawiono w tab. 19. Zależność między uszkodzeniami i przebieg procesu modelowania stanu technicznego zilustrowano na rys. 37. Wraz z postępującą degradacją i remontami następuje przepływ między obszarami o różnych rodzajach uszkodzeń:

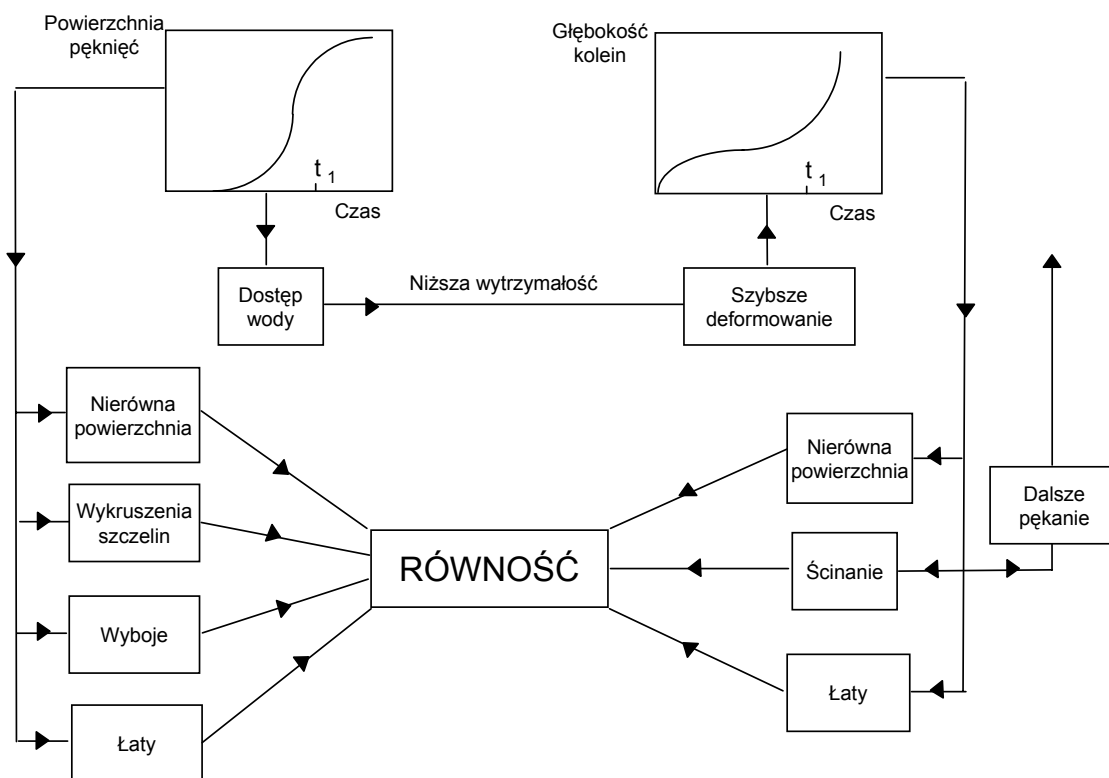
- obszarami nie uszkodzonymi,
- obszarami z ubytkami,
- obszarami spękanymi,
- obszarami wybojów,
- obszarami uszkodzonych krawędzi,

który został zilustrowany na rys. 38.

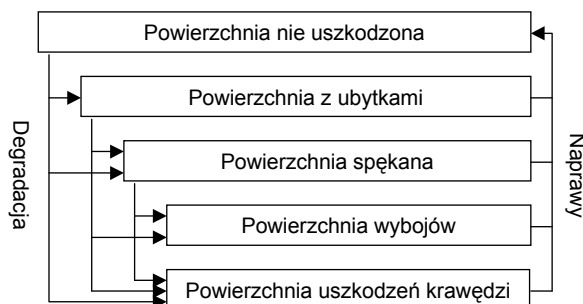
tab. 19. Elementy stanu nawierzchni modelowane w HDM-4

	Bitumiczne	Betonowe	Kostkowe lub brukowcowe*	Tłuczniowe lub żwirowe
1	Pęknięcia	Pęknięcia	Koleiny	Ubytki kruszywa
2	Ubytki	Wykruszenia szczelin	Tekstura powierzchni	Równość
3	Wyboje	Uskoki	Równość	
4	Uszkodzenia krawędzi	Uszkodzenia		
5	Koleiny	Utrata użyteczności		
6	Tekstura powierzchni	Równość		
7	Szorstkość			
8	Równość			

* Nie wdrożone w wydaniu HDM-4 1.3.



rys. 37. Proces modelowania degradacji nawierzchni.



rys. 38. Przejścia między obszarami o różnych rodzajach uszkodzeń

W ramach niniejszej pracy uwaga zostanie skoncentrowana na nawierzchniach bitumicznych. Sposób i szybkość degradacji nawierzchni zależy od jej konstrukcji. W HDM-4 wyróżnia się osiem podstawowych typów konstrukcji nawierzchni bitumicznych, są one wymienione w tab. 20.

tab. 20. Podstawowe typy nawierzchni bitumicznych wyróżniane w HDM-4

Typ nawierzchni	Typ warstw jezdnych*	Typ podbudowy*	Opis typu nawierzchni
AMGB	AM	GB	mieszanka mineralno-bitumiczna na podbudowie ziarnistej
AMAB	AM	AB	mieszanka mineralno-bitumiczna podbudowie bitumicznej (typu makadamowego)
AMSB	AM	SB	mieszanka mineralno-bitumiczna na podbudowie stabilizowanej
AMAP	AM	AP	mieszanka mineralno-bitumiczna na nawierzchni bitumicznej (konstrukcji w pełni bitumicznej)
STGB	ST	GB	zabieg powierzchniowy na podbudowie ziarnistej
STAB	ST	AB	zabieg powierzchniowy na podbudowie bitumicznej (typu makadamowego)
STSB	ST	SB	zabieg powierzchniowy na podbudowie stabilizowanej
STAP	ST	AP	zabieg powierzchniowy na nawierzchni bitumicznej (konstrukcji w pełni bitumicznej)

*System klasyfikacji nawierzchni bitumicznych – oznaczenia typów warstw.

Typ warstw jezdnych	Materiał warstw jezdnych	Typ podbudowy	Materiał podbudowy
AM	Beton asfaltowy	GB	Kamień łamany
	Asfalt lany z wtłaczanymi grysami		Żwir naturalny
	Asfalt modyfikowany polimerami	AB	Podbudowa bitumiczna
	Beton asfaltowy z domieszką gumy	SB	Stabilizacja cementem
	Mieszanka na zimno		Stabilizacja wapnem
	Asfalt drenujący	AP	Cienkie dywaniki asfaltowe
Asfalt mastyksowy SMA	Konstrukcja całkowicie asfaltowa		
ST	Cape Seal	GB	Kamień łamany
	Podwójne utrwalenie powierzchniowe		Żwir naturalny
	Pojedyncze utrwalenie powierzchniowe	AB	Podbudowa bitumiczna
	Slurry Seal	SB	Stabilizacja cementem
	Tłuczeń wgłębnie bitumowany		Stabilizacja wapnem
	Xx	AP	Cienkie dywaniki asfaltowe
	Konstrukcja całkowicie asfaltowa		

7.2. Miejsce współczynników kalibracyjnych w modelach degradacji HDM-4

Modele degradacji nawierzchni mają w HDM-4 sztywną postać, tym niemniej można regulować je, przystosowując do lokalnie obserwowanego tempa zmian parametrów nawierzchni, za pomocą tzw. współczynników kalibracyjnych. W tab. 21 zamieszczono listę 24 współczynników. Podane symbole będą wykorzystywane Przy omawianiu kalibracji modeli HDM-4.



tab. 21. Współczynniki kalibracji, wykorzystywane w modelach degradacji.

Model degradacji	Współczynnik kalibrujący
Stosunek SNP w mokrej i suchej porze roku	Kf
Degradacja odwodnienia	Kddf
Trwałość odwodnienia	Kdrain
Wszystkie pęknięcia strukturalne – inicjacja	Kcia
Szerokie pęknięcia strukturalne – inicjacja	Kciw
Wszystkie pęknięcia strukturalne – rozwój	Kcpa
Szerokie pęknięcia strukturalne – rozwój	Kcpw
Termiczne pęknięcia poprzeczne – inicjacja	Kcit
Termiczne pęknięcia poprzeczne – rozwój	Kept
Koleiny – początkowe zagęszczanie	Krid
Koleiny – degradacja strukturalna	Krst
Koleiny – deformacje plastyczne	Krpd
Koleiny – ścieranie powierzchni	Krsw
Ubytki – inicjacja	Kvi
Ubytki – rozwój	Kvp
Wyboje – inicjacja	Kpi
Wyboje – rozwój	Kpp
Uszkodzenia krawędzi	Keb
Równość – czynnik środowiskowy	Kgm
Równość – zweryfikowany wskaźnik strukturalny SNPK	Ksnpk
Równość – rozwój	Kgp
Głębokość tekstury – rozwój	Ktd
Właściwości przeciwpoślizgowe – współczynnik tarcia	Ksfc
Właściwości przeciwpoślizgowe – wpływ prędkości	Ksfcs

Grupę współczynników o największym wpływie na ilość pęknięć, głębokość kolein, równość oraz wskaźniki ekonomiczne dla zabiegów utrzymaniowych (łatanie, uszczelnianie, nakładki) stanowią:

- współczynniki: środowiskowego wpływu na nierówność: Kgm,
- inicjacji i rozwoju pęknięć: Kcia, Kciw, Kcit, Kcpa, Kcpw, Kept.

Do wskaźników o mniejszym wpływie zaliczają się:

- współczynniki: rozwoju kolein: Krid, Krst, Kpd, Krsw,
- ogólnego rozwoju nierówności: Kgp,
- rozwoju wybojów: Kpp,
- inicjacji ubytków: Kvi.

7.2.1. Nierówność

W modelu nierówności przyjęto, że całkowita roczna zmiana wskaźnika równości jest wynikiem złożenia pięciu składników:

- deformacji strukturalnych ΔRI_s ,
- pęknięcia nawierzchni ΔRI_c ,
- koleinowania ΔRI_r ,
- powstawania wybojów ΔRI_t ,
- wpływu środowiska $m \cdot RI$.

Wkład powyższych elementów do zmian nierówności jest regulowany współczynnikami K_{gp} i K_{gm} , przy czym zmiany wskutek deformacji strukturalnych same zależą od współczynników K_{gm} związane go z wiekiem nawierzchni i K_{snpk} związanego z nośnością:

$$(35) \quad \Delta RI = K_{gp} \left[\Delta RI_s (K_{gm}, K_{snpk}) + \Delta RI_c + \Delta RI_r + \Delta RI_t \right] + K_{gm} m \cdot RI$$

7.2.2. Pęknięcia

W HDM-4 wyróżniane są trzy grupy pęknięć: szerokie strukturalne ACW, poprzeczne termiczne NCT i, obejmujące je, pęknięcia wszystkie ACA. Przyjmuje się również, że pęknięcia są zainicjowane gdy



powierzchnia pokryta nimi zajmuje nie mniej niż 0.5 % powierzchni pasa ruchu (w wypadku pęknięć poprzecznych inicjację oznacza już jedno pęknięcie). Znacznie prościej niż w wypadku nierówności, są uwzględniane współczynniki kalibrujące inicjację i rozwój pęknięć:

czas do inicjacji pęknięć:

$$(36) \quad ICA = K_{cia} \cdot f(\text{CDS, SNP, YE4, CRT, PCRW, PCRA, HSnew, HSold})$$

jest to funkcja jakości wykonania bitumicznych warstw jezdnych CDS, nośności SNP, ruchu w osiach obliczeniowych/pas ruchu/dobę YE4, czasu opóźnienia wskutek zabiegów utrzymaniowych CRT, i w przypadku nawierzchni przykrywanych nakładkami, powierzchni pęknięć szerokich i wszystkich na starej nawierzchni PCRW, PCRA oraz grubości nowych i starych warstw jezdnych HSnew, HSold. Dla pewnych konstrukcji SNP może być zastąpione ugięciem.

Czas do inicjacji pęknięć szerokich:

$$(37) \quad ICW = K_{ciw} \cdot f(ICA)$$

znaczenie ICA jak wyżej.

Czas do inicjacji termicznych pęknięć poprzecznych:

$$(38) \quad ICT = K_{cit} \cdot f(\text{CDS, HSnew, CCT})$$

jest to funkcja jakości wykonania bitumicznych warstw jezdnych CDS, parametru zależnego od warunków klimatycznych CCT, i w przypadku nawierzchni przykrywanych nakładkami, grubości nowych warstw HSnew.

Podobnie przy prognozowaniu rozwoju pęknięć współczynniki kalibracyjne wykorzystywane są jako proste mnożniki.

Roczny przyrost wszystkich pęknięć:

$$(39) \quad \Delta ACA = K_{cpa} \cdot f(\text{CDS, ACA, AGE2, ICA, CRT})$$

jest to funkcja jakości wykonania bitumicznych warstw jezdnych CDS, aktualnego stopnia spękania nawierzchni ACA, wieku i czasu do inicjacji AGE2 i ICA oraz czasu opóźnienia wskutek zabiegów utrzymaniowych CRT.

Roczny przyrost pęknięć szerokich:

$$(40) \quad \Delta ACW = K_{cpw} \cdot f(\text{CDS, ACW, AGE2, ICW, CRT})$$

jest to funkcja jakości wykonania bitumicznych warstw jezdnych CDS, aktualnego pokrycia nawierzchni pęknięciami szerokimi ACW, wieku i czasu do inicjacji AGE2 i ICW oraz czasu opóźnienia wskutek zabiegów utrzymaniowych CRT.

Roczny przyrost termicznych pęknięć poprzecznych:

$$(41) \quad \Delta NCT = K_{cpt} \cdot f(\text{CDS, NCT, NCT}_{eq}, \text{AGE3, ICT, T}_{eq}, \text{PNCT})$$

jest to funkcja jakości wykonania bitumicznych warstw jezdnych CDS, maksymalnej liczby pęknięć poprzecznych (na km) NCT_{eq} , czasu do inicjacji ICT, wieku nawierzchni AGE3, czasu jaki potrzebny jest od inicjacji do powstania maksymalnej liczby pęknięć T_{eq} , i w przypadku nawierzchni przykrywanych nakładkami, liczby pęknięć poprzecznych starych warstw bitumicznych PNCT.

7.2.3. Koleiny

Tworzenie się kolein ma cztery źródła, wszystkie one są uwzględniane w HDM-4:



- początkowe dogęszczenie RDO, zależne od zagęszczenia podczas budowy drogi warstw podbudowy (zasadniczej i pomocniczej) oraz podłoża gruntowego,
- deformacje strukturalne $\Delta RDST$, wynikające z niewystarczającej nośności nawierzchni w stosunku do przenoszonego ruchu,
- deformacje plastyczne $\Delta RDPD$, powodowane przede wszystkim nadmierną ilością lepiszcza w mieszance mineralno asfaltowej lub zastosowaniem zbyt miękkiego lepiszcza,
- ścieranie nawierzchni oponami z kołkami RDW.

Głębokość koleiny zmienia się w ciągu roku następująco:

jeżeli wiek nawierzchni liczony od budowy lub przebudowy jest nie większy niż jeden rok

$$(42) \quad \Delta RDM = RDO + \Delta RDPD + \Delta RDW$$

w przeciwnym wypadku

$$(43) \quad \Delta RDM = \Delta RDST + \Delta RDPD + \Delta RDW$$

Początkowe dogęszczenie:

$$(44) \quad RDO = K_{rd} \cdot f(YE4, DEF, SNP, COMP)$$

jest to funkcja ruchu w osiach obliczeniowych/pas ruchu/dobę YE4, nośności wyrażanej wskaźnikiem SNP i ugięciem pod belką Benkelmana DEF, względnego zagęszczenia podbudowy głównej, pomocniczej i podłoża gruntowego COMP.

Deformacje strukturalne:

$$(45) \quad \Delta RDST = K_{rst} \cdot f(YE4, SNP, COMP, MMP, ACX)$$

jest to funkcja ruchu w osiach obliczeniowych/pas ruchu/dobę YE4, nośności wyrażanej wskaźnikiem SNP, średnich miesięcznych opadów MMP, względnego zagęszczenia podbudowy głównej, pomocniczej i podłoża gruntowego COMP oraz indeksowanej powierzchni pęknięć ACX ($ACX=0.62 \cdot ACA+0.39 \cdot ACW$).

Deformacje plastyczne:

$$(46) \quad \Delta RDPD = K_{rpd} \cdot f(CDS, YE4, Sh, HS)$$

jest to funkcja ruchu w osiach obliczeniowych/pas ruchu/dobę YE4, jakości wykonania bitumicznych warstw jezdnych CDS, prędkości ciężkich pojazdów Sh oraz całkowitej grubości warstw bitumicznych HS.

Ścieranie nawierzchni oponami z kołkami:

$$(47) \quad RDW = K_{rsw} \cdot f(PASS, W, S, SALT)$$

jest to funkcja liczby (w ciągu roku) pojazdów z oponami kołkowanymi PASS, średniej prędkości pojazdów S, stosowania lub nie soli do odładzania SALT i szerokości jezdni.

7.2.4. Ubytki

Degradacja nawierzchni w związku z ubytkami przebiega dwufazowo – początkowo, w okresie do inicjacji, ubytków nie ma, po inicjacji powierzchnia objęta tym uszkodzeniem zmienia się zgodnie z funkcją przyrostową, o ile w miejscu ubytków nie pojawiają się pęknięcia lub wyboje (patrz rys. 38).

Czas do inicjacji ubytków:

$$(48) \quad IRV = K_{vi} \cdot f(CDS, RRF, YAX)$$



jest to funkcja jakości wykonania bitumicznych warstw jezdnych CDS, współczynnika opóźnienia inicjacji w wyniku stosowania zabiegów regeneracyjnych (fog sealing, odmładzanie warstwy ścieralnej) RRF oraz ruchu w mln pojazdów rzeczywistych/pas ruchu/dobę YAX.

Roczny przyrost powierzchni ubytków:

$$(49) \quad \Delta ARV = K_{vp} \cdot f(\text{CDS, RRF, YAX, ARV, IRV})$$

jest to funkcja jakości wykonania bitumicznych warstw jezdnych CDS, współczynnika opóźnienia inicjacji w wyniku stosowania zabiegów regeneracyjnych (fog sealing, odmładzanie warstwy ścieralnej) RRF, ruchu w mln pojazdów rzeczywistych/pas ruchu/dobę YAX, aktualnej powierzchni ubytków ARV oraz czasu do inicjacji IRV.

7.2.5. Wyboje

Powierzchnię wybojów wyraża się w sztukach wybojów wzorcowych (o powierzchni 0.1 m²).

Wyboje, podobnie jak pęknięcia lub ubytki pojawiają się po pewnym okresie eksploatacji nawierzchni. Czas do inicjacji wybojów to okres między powstaniem szerokich pęknięć zmęczeniowych lub ubytków a powstaniem wybojów. Za moment inicjacji wybojów przyjmuje się pokrycie nawierzchni szerokimi pęknięciami zmęczeniowymi w 20 % lub ubytkami w 30 %. Dalsze zwiększanie powierzchni wybojów jest wynikiem powiększania się już istniejących oraz powstawania nowych z pęknięć szerokich lub z ubytków. Każdy z tych mechanizmów opisywany jest funkcją przyrostową.

Czas do inicjacji wybojów:

$$(50) \quad IPT = K_{pi} \cdot f(\text{YAX, CDB, HS, MMP})$$

jest to funkcja ruchu w mln pojazdów rzeczywistych/pas ruchu/dobę YAX, jakości wykonania podbudowy CDB, całkowitej grubości warstw bitumicznych HS oraz średnich miesięcznych opadów MMP.

Roczny przyrost wybojów:

$$(51) \quad \Delta NPT_i = K_{pp} \cdot f(\text{ADIS}_i, \text{YAX, CDB, HS, MMP, TLF})$$

jest to funkcja aktualnej miary uszkodzeń różnych typów ADIS_i:

- 1 - szerokich pęknięć zmęczeniowych (%),
- 2 - ubytków (%),
- 3 - liczby wybojów (1/km),

ruchu w mln pojazdów rzeczywistych/pas ruchu/dobę YAX, jakości wykonania podbudowy CDB, całkowitej grubości warstw bitumicznych HS, średnich miesięcznych opadów MMP oraz współczynnika uzależnionego od czasu przez jaki w nawierzchni pozostają nie załatane wyboje TLF.

Wkład wymienionych wyżej elementów do zmiany liczby wybojów nie jest regulowany współczynnikami i wynosi:

$$(52) \quad \Delta NPT = \sum_i \Delta NPT_i$$



Bibliografia

- [1] The Highway Design and Maintenance Standards Model. Vol. 1, Description of the HDM-III Model, A World Bank Publication, 1987.
- [2] Np.: Szydło A. Drogownictwo, 12/2000, str. 367.
- [3] Caroff G. Freneat E., 5th International Conference on Managing Pavements, Seattle, August 2001.
- [4] Janowski A., Kalibracja modeli degradacji HDM, Raport DRO-KONSULT, Na zlecenie GDDP, 1999.
- [5] HDM-4 Highway Development and Management, Vol. 5, A Guide to Calibration and Adaptation, World Road Association, The Highway Development and Management Series, 2000.
- [6] Upgrading GDDKiA Methods to Prioritise and Program Road Expenditures. Progress Report, Preparation of HDM-4 Working Version. Scott Wilson Kirkpatrick, November 2003.
- [7] HDM-4 Highway Development and Management, Vol. 4, Analytical Framework and Model Descriptions, World Road Association, The Highway Development and Management Series, 2000.