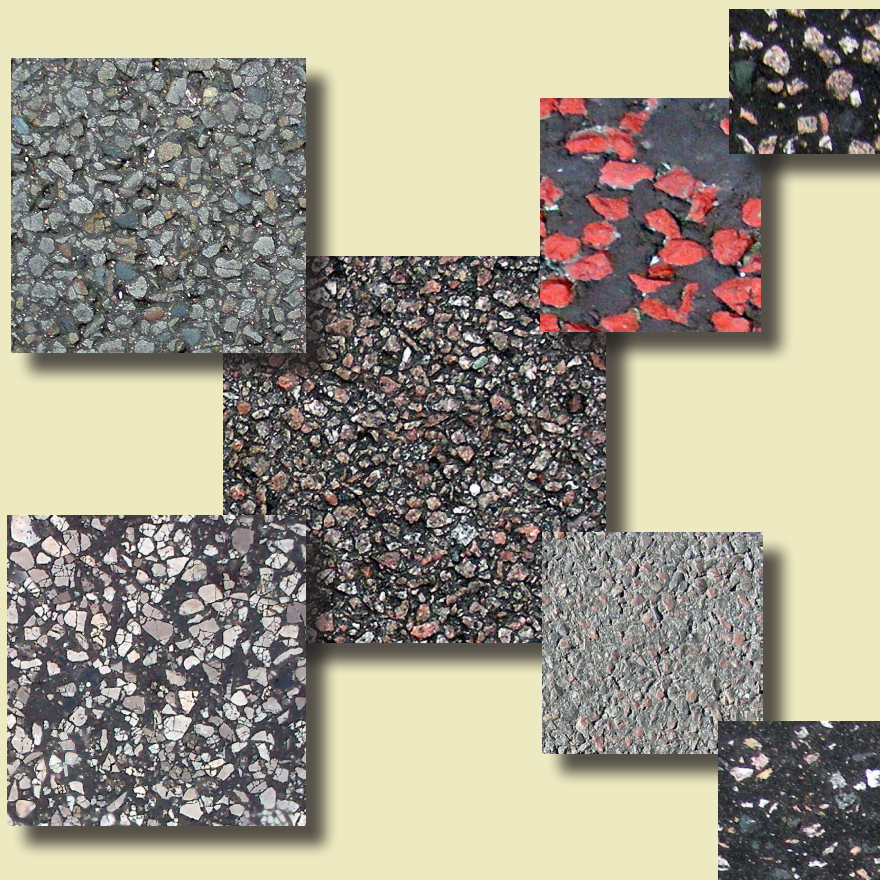




Jerzy Kukielka

Nawierzchnie asfaltowe dróg samorządowych



MONOGRAFIE

*Składam serdeczne podziękowania mojemu Tacie
za pomoc w pisaniu monografii, cenne wskazówki
i nieustającą motywację*

Monografie – Politechnika Lubelska



Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury
ul. Nadbystrzycka 40
20-618 Lublin

Jerzy Kukielka

Nawierzchnie asfaltowe dróg samorządowych



Politechnika Lubelska
Lublin 2013

Recenzent:

dr hab. inż. Marek Iwański, prof. Politechniki Świętokrzyskiej

Redakcja i skład: Jerzy Kukielka

Publikacja wydana za zgodą Rektora Politechniki Lubelskiej

© Copyright by Politechnika Lubelska 2013

ISBN: 978-83-63569-81-5

Wydawca: Politechnika Lubelska

ul. Nadbystrzycka 38D, 20-618 Lublin

Realizacja: Biblioteka Politechniki Lubelskiej

Ośrodek ds. Wydawnictw i Biblioteki Cyfrowej

ul. Nadbystrzycka 36A, 20-618 Lublin

tel. (81) 538-46-59, email: wydawca@pollub.pl

www.biblioteka.pollub.pl

Druk: TOP Agencja Reklamowa Agnieszka Łuczak

www.agencjatorp.pl

Elektroniczna wersja książki dostępna w Bibliotece Cyfrowej PL www.bc.pollub.pl

Nakład: 100 egz.

SPIS TREŚCI

1. WSTĘP	7
2. ULEPSZONE PODŁOŻE NAWIERZCHNI DROGOWYCH	18
2.1 Definicje i uwagi ogólne	18
2.2 Sposoby oceny nośności podłoża	19
2.3 Kryteria oceny nośności podłoża	25
2.4 Mrozoodporność	28
2.5 Sposoby ulepszania podłoża	32
3. PODBUDOWY	41
3.1 Podbudowy z mieszanek niezwiązanych	42
3.2 Podbudowy z mieszanek związanych spoiwem hydraulicznym	47
3.2.1 Podbudowy z mieszanek związanych z cementem (CBGM)	48
3.2.2 Podbudowy z mieszanek związanych żużłem	51
3.2.3 Podbudowy z mieszanek związanych popiołem lotnym	53
3.2.4 Podbudowy z mieszanek związanych spoiwem drogowym	56
3.3 Podbudowy z gruntów stabilizowanych cementem	56
3.4 Podbudowy z mieszanek mineralno-asfaltowych (AC)	62
3.5 Recykling nawierzchni asfaltowych – uwagi ogólne	65
3.6 Podbudowy z betonu asfaltowo-cementowego (BAC)	67
3.6.1 Ogólna charakterystyka destruktu z warstw asfaltowych	68
3.6.2 Charakterystyka mieszanek i próbek z BAC	70
3.6.3 Wytrzymałość i odkształcalność próbek z BAC	74
3.6.4 Przykłady badania próbek z zaprawą cementowo-piaskowo-grysową	81
3.6.5 Badania na odcinkach doświadczalnych	83
3.6.6 Ocena stanu nawierzchni o podbudowie z BAC	87
3.6.7 Projektowanie składu BAC	88
3.7 Podbudowy z mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej (MMCE)	91
3.7.1 Recykling na zimno na miejscu budowy	97
3.7.2 Recykling na zimno w urządzeniach stacjonarnych	99
3.7.3 Materiały, skład mieszanki, czynności technologiczne	99
3.8 Podbudowy z mieszanek mineralnych z asfaltem spienionym (MMCAsp)	110
4. WARSTWY ŚCIERALNE I WIĄŻĄCE	125
4.1 Warstwy wiążące i wyrównawcze z betonu asfaltowego (AC)	131
4.2 Warstwy ścieralne z betonu asfaltowego (AC)	133

4.3	Warstwy ścieralne z mieszanki grysowo-mastyksowej (SMA)	136
4.4	Warstwy ścieralne z mieszanki do bardzo cienkich warstw (BBTM)	139
4.5	Warstwy ścieralne i wiążące z asfaltu lanego (MA)	140
4.6	Właściwości warstw asfaltowych ich odbiór i reklamacja.....	142
5.	NOWE MATERIAŁY I ROZWOJOWE TECHNOLOGIE.....	150
5.1	Materiały kompozytowe.....	150
5.2	Rozwojowe technologie i wybrane badania.....	155
5.3	Materiały odpadowe z przemysłu i z recyklingu.....	161
5.4	Rzwoj zastosowań geosyntetyków w nawierzchniach drogowych	165
5.5	Nawierzchnie specjalne.....	172
6.	NAWIERZCHNIE WYKONYWANE W POLSCE PRZED ROKIEM 1997	177
6.1	Charakterystyka istniejących w Polsce nawierzchni drogowych.....	179
6.1.1	Nawierzchnie brukowe	180
6.1.2	Nawierzchnie tłuczniowe.....	182
6.1.3	Nawierzchnie i podbudowy żwirowe.....	184
6.2	Pierwsze nawierzchnie smołowe i asfaltowe w Polsce	185
6.2.1	Nawierzchnie typu makadamowego	186
6.2.2	Nawierzchnie z betonu smołowego	188
6.2.3	Nawierzchnie z asfaltu lanego	194
6.2.4	Rys historyczny nawierzchni z betonu asfaltowego	195
6.2.5	Sposoby poszerzania nawierzchni	203
6.2.6	Pobocza asfaltowe.....	205

1. WSTĘP

Ustawa o drogach publicznych wprowadziła ich podział na cztery kategorie: krajowe, wojewódzkie, powiatowe i gminne [9]. Nowelizacja uchwał dotyczących przynależności dróg do odpowiedniej kategorii spowodowała np. wzrost łącznej długości dróg gminnych i malejący udział dróg krajowych w sieci dróg publicznych. Udział procentowy poszczególnych kategorii dróg w 2011 roku wynosił [6];

- Krajowe – 4,8 %;
- Wojewódzkie – 7,8 %;
- Powiatowe – 32,9 %;
- Gminne – 54,9 %.

Do sieci dróg publicznych o łącznej długości 384 103,7 km zaliczono część dróg gminnych i powiatowych o gruntowych nawierzchniach, które są stopniowo utwardzane.

W 2009 r. było jeszcze około 30 % nawierzchni gruntowych na drogach publicznych, jak wynika z rocznika statystycznego, a nawierzchnie twarde w stanie dobrym są tylko na większości dróg krajowych [6].

Budowa nowych i przebudowa dróg samorządowych, w warunkach malejącego dostępu do środków unijnych, będzie w przyszłości głównym zadaniem drogownictwa.

Szczegółowe przepisy i wymagania, jak w przypadku realizowanych obecnie wielu robót na drogach krajowych, są często powielane przez zarządy i projektantów innych dróg publicznych, nawet w przypadku, gdy ich nowelizacja nie nadąża za potrzebami nowych technik i technologii, często zagranicznych.

Adekwatne do obciążenia ruchem nawierzchnie dróg samorządowych powinny spełniać warunek trwałości przy możliwie dużym wykorzystaniu lokalnych zasobów materiałowych i materiałów odpadowych. Zamiarem tej pracy jest prezentacja możliwości stosowania kruszyw naturalnych i sztucznych, pochodzących z recyklingu (np. betonu), niekiedy przetwarzanych i ulepszanych dodatkami w celu spełnienia wymagań technicznych, technologie klasyczne i niekonwencjonalne do ulepszania podłoża i wykonania podbudów oraz recykling nawierzchni przebudowywanych dróg, znany dotychczas w Polsce głównie z praktyki na drogach krajowych.

Znane są już wady i zalety recyklingu głębokiego, którego wykorzystanie na drogach samorządowych będzie niezbędne, gdyż całkowita rozbiórka nawierzchni (wymiana konstrukcji nawierzchni) jest rzadko stosowana, a w Polsce mało prawdopodobna ze względu na wysokie koszty.

Ograniczenia formalne wynikają z ustaw i rozporządzeń. Dawniej obowiązkowe stosowanie norm jest obecnie rekomendacją, podobnie jak

w przypadku wymagań technicznych. Zauważalna jest też tendencja do wprowadzenia ograniczeń zarządzeniami wewnętrznymi.

Przepisy prawne, wymagania techniczne, normy i specyfikacje techniczne

Obowiązkowe do stosowania przepisy prawne zawarte są w ustawach i rozporządzeniach. W rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z 20.03.1999 r. [7] podane są wymagania dotyczące nośności, trwałości i bezpieczeństwa oraz ograniczające niekiedy postęp wymagania technologiczne i materiałowe, które powinny być wyłączone po nowelizacji rozporządzenia, przygotowywanej od kilku lat. Współczynniki przeliczeniowe autobusów i samochodów ciężarowych na osie obliczeniowe, przyjęte w Dz.U. nr 43 [7] różnią się od rzeczywistych wielkości, co może być powodem niedoszacowania obciążeń nawierzchni ruchem drogowym, oprócz przyczyn wynikających z przeciążeń pojazdów.

Należy również zwrócić uwagę na prawo ochrony środowiska – Dz. U. nr 25 poz. 150 z 2009 r. [8], w którym zamieszczono wymagania dotyczące ochrony: powierzchni ziemi, wód, powietrza, kopalin, zwierząt oraz roślin, a także przed hałasem i polami elektromagnetycznymi. Szczególnie ważny jest dział III - Drogi, linie kolejowe, linie tramwajowe, lotniska oraz porty, w którym art. 174. ust. 1÷3 stanowi, że [8];

1. Eksploatacja dróg, linii kolejowych, linii tramwajowych, lotnisk oraz portów nie może powodować przekroczenia standardów jakości środowiska.

2. Emisje polegające na:

- 1) wprowadzaniu gazów lub pyłów do powietrza,
- 2) wprowadzaniu ścieków do wód lub ziemi,
- 3) wytwarzaniu odpadów,
- 4) powodowaniu hałasu, powstające w związku z eksploatacją drogi, linii kolejowej, linii tramwajowej, lotniska oraz portu, nie mogą, z zastrzeżeniem ust. 3, spowodować przekroczenia standardów ochrony środowiska poza terenem, do którego zarządzający tym obiektem ma tytuł prawny.

3. Jeżeli w związku z eksploatacją drogi, linii kolejowej, linii tramwajowej lub lotniska utworzono obszar ograniczonego użytkowania, eksploatacja nie może spowodować przekroczenia standardów jakości środowiska poza tym obszarem.

Obligatoryjne, na podstawie zarządzenia Generalnego Dyrektora Dróg Publicznych, było też stosowanie następujących katalogów;

- Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych z 1997 r.
- Katalog typowych konstrukcji nawierzchni sztywnych z 2001 r.
- Katalog wzmocnień i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych z 2001 r. [4]. Jego nowelizację opracowano w 2012 r.

Rekomendowane do stosowania przez Ministra Infrastruktury są wymagania techniczne:

- WT-1 Kruszywa z 2008 roku,
- WT-2 Nawierzchnie asfaltowe z 2008 roku.

Zaletą WT-2 [10] są rekomendacje Ministra Infrastruktury, zwłaszcza w rozdziale dziewiątym, dotyczące odbioru i reklamacji, które nie były ponownie opracowywane np. dla potrzeb dróg krajowych.

W roku 2010 zalecone zostały do stosowania na drogach krajowych nowe wymagania techniczne: WT-1, WT-2, WT-4 i WT-5 [11, 12, 13, 14] a w roku 2011 wprowadzono małe korekty do WT-2. Wymagania z 2010 r. uwzględniały głównie drogi krajowe, ale mogą być zalecane do stosowania także przez zarządy dróg wojewódzkich, powiatowych i gminnych, gdyż dotyczą także nawierzchni dla obciążenia ruchem KR 1÷2 i KR 3÷4 i opracowane zostały na podstawie norm PN-EN.

Dobrowolność stosowania dotyczy Polskich Norm (PN) i europejskich (EN), które Polska zobowiązała się wprowadzać jako PN-EN. Decydując się na przyjęcie określonych wymagań technicznych (WT-1 ÷ WT-5) należy jednak uwzględnić przywołane w nich normy (PN-EN).

Normy europejskie (EN) opracowywane przez CEN (Europejski Komitet Normalizacyjny) są od 2010 r. polskimi normami (PN). Normy krajowe sprzeczne z europejskimi powinny być wycofane. Normy dla wyrobów nazywane są normami zharmonizowanymi (hEN). Normy wdrażające Eurokody składają się z trzech części: krajowej strony tytułowej i przedmowy, przetłumaczonego tekstu Eurokodu wraz załącznikami, załącznik krajowy jako dodatkowy (może być pominięty). Normy EN są wydawane w trzech językach: angielskim, francuskim i niemieckim. Normy PN-EN, za których tłumaczenie odpowiedzialny jest Polski Komitet Normalizacyjny (PKN) notyfikowane są przez CEN jako wersja oficjalna. Przy zawieraniu umów mogą być one (PN-EN) dokumentami odniesienia co oznacza, że strony będą je stosować (dotyczyć to może zwłaszcza robót finansowanych z budżetu i UE). Dobrowolność stosowania norm powoduje, że nie są one unieważniane, lecz tylko wycofywane. Nie ma więc zakazu stosowania normy wycofanej. Obok norm PN-EN funkcjonują zatem nadal normy PN wycofane, zwłaszcza gdy projekty i specyfikacje techniczne opracowywano przed 2009 rokiem.

W normalizacji nie obowiązuje zasada znana z ustawodawstwa, gdzie nowy przepis zastępuje poprzedni. Norma wycofana powinna być dostępna co najmniej tak długo, dopóki istnieje jakiekolwiek powołanie na nią. Polskie normy wycofane mogą być stosowane na równi z normami aktualnymi według decyzji projektanta, ale w przypadku dróg byłoby to często niemożliwe, gdyż kamieniołomy, żwirownie, wytwórnie mieszanek dostosowały swoją produkcję do PN-EN. Łączenie dwóch porządków (PN-EN i PN) nie jest wskazane.

Wycofane normy, które służyły dawniej np. do budowy nawierzchni drogowych, mogą być przydatne projektantowi do analizy stanu istniejącego przy projektowaniu ich przebudowy. Charakteryzując warstwy istniejące można

spodziewać się ich cech nie lepszych niż jak stanowiły normy w czasie ich wykonania. Uwzględniając także wpływ obciążenia ruchem, starzenia i warunki atmosferyczne można wstępnie ocenić ich stan, który powinny potwierdzić także wyniki badań przedprojektowych.

W **PN-EN** rozróżnia się zasady ogólne, zawierające wymagania i modele, oznaczone literą P po akapicie, oraz reguły stosowania. Stosowanie norm nie zwalnia od odpowiedzialności, ale wprowadzenie norm do niektórych przepisów prawa zobowiązuje do ich przestrzegania.

W obowiązującym jeszcze Dz.U. nr 43 z 1999 roku są powołania na PN (wówczas były jedynymi). W ustawie, która upoważniła ministra do wydania rozporządzenia w sprawie warunków technicznych nie było upoważnienia do powoływania na PN.

Aprobaty techniczne udzielane są wyrobom, które nie są objęte normami. Są więc w pewnym stopniu uzupełnieniem norm i służą do przyznania znaku CE, dotyczącego wpływu na zdrowie i bezpieczeństwo. Warunkiem dopuszczającym wyrób do stosowania jest deklaracja zgodności z aprobatą lub normą, składana przez producenta.

Specyfikacje techniczne (ST) opracowywane najczęściej przez projektantów dróg, wcześniej jako szczegółowe specyfikacje techniczne (SST) na podstawie ogólnych specyfikacji technicznych (OST), zatwierdzonych przez Generalnego Dyrektora Dróg Publicznych, są częścią projektów techniczno-wykonawczych. Powszechną praktyką było projektowanie tylko tych technologii, które były w zestawie OST tym bardziej, że podstawowym warunkiem wygrania przetargu jest jeszcze obecnie tylko cena wykonania projektu.

Laboratoria okręgowe GDDKiA były np. zobowiązane do sprawdzania zgodności szczegółowych specyfikacji technicznych (SST) z zatwierdzonymi ogólnymi specyfikacjami technicznymi (OST), co ograniczało możliwość projektowania nowszych technologii, nieuwzględnionych w OST.

Normy, specyfikacje i aprobaty techniczne są także używane do opisu przedmiotu zamówień publicznych. Prawo zamówień publicznych, według ujednoliconego tekstu ustawy z 5 listopada 2009 r. w art. 30 ust. 1÷3 stanowi, że „Zamawiający opisuje przedmiot zamówienia za pomocą cech technicznych i jakościowych, z zachowaniem Polskich Norm przenoszących normy europejskie lub norm innych państw członkowskich Europejskiego Obszaru Gospodarczego przenoszących te normy”.

Brak norm PN-EN powinien uwzględnić w kolejności;

1. Europejskie aprobaty techniczne
2. Wspólne specyfikacje techniczne
3. Normy międzynarodowe
4. Inne techniczne systemy odniesienia ustanowione przez europejskie organy normalizacyjne.

W przypadku braku wszystkich wymienionych wcześniej norm, PN-EN i europejskich ustanowień normalizacyjnych, można uwzględnić w kolejności;

1. Polskie Normy (PN)
2. Polskie aprobaty techniczne
3. Polskie specyfikacje techniczne.

W art.30 ust. 4 stwierdza się, że zamawiający jest obowiązany wykazać, że dopuszcza rozwiązania równoważne opisanym w ust. 1÷3, a w dalszym ciągu ustawa stanowi, że na wykonawcy spoczywa obowiązek udowodnienia równoważności, a zamawiający może zaakceptować lub uzasadnić odmowną decyzję.

Rozwiązania równoważne, wynikające zwłaszcza z postępu techniki i technologii wymagają inwencji i dodatkowych czynności projektantów lub wykonawców robót, gdy umożliwiają to warunki umowy z inwestorem, w której powinien być uwzględniony Art. 30 ust. 4 Ustawy.

Patenty, których cechą wyróżniającą, jest nieoczywistość sposobów rozwiązania, przyznawane są często po wielu latach od złożenia wniosku. Przedmiot wynalazku poprzedzony jest zwięzłym opisem istniejącego stanu techniki, istotą wynalazku i korzystnymi skutkami, zawiera przykłady stosowania i część najważniejszą, którą są zastrzeżenia patentowe [5].

W „Poradniku wynalazcy” [5] zawarte są: ochrona wynalazków i wzorów użytkowych, dokumentacja zgłoszeniowa, opis wynalazku, zastrzeżenia patentowe i m.in. przykłady dokumentacji zgłoszeniowej. Jeśli przedmiotem wynalazku jest „sposób wytwarzania wytworu lub proces technologiczny, to w przykładzie realizacji wynalazku należy szczegółowo opisać w porządku chronologicznym następujące po sobie czynności, operacje lub procesy jednostkowe, podając przy tym warunki, w jakich się one odbywają...”. „W przypadku nowego zastosowania znanej substancji, nowym elementem wnoszonym do stanu techniki jest wskazany nowy skutek techniczny...”. Korzystne jest zapoznanie się z udzielonymi patentami dla wytworów lub sposobów przed złożeniem wniosku patentowego.

Ilość patentów dotyczących nawierzchni drogowych jest w Polsce mała, a jeszcze mniej jest wdrożonych. Znane są przykłady sprzedaży patentu, rzadko natomiast zawierane są umowy licencyjne. Korzystne, praktyczne efekty patentów w drogownictwie polegają często na zwiększeniu trwałości nawierzchni, niewymiernych efektach ekologicznych i innych ważnych dla budżetu oraz inwestorów.

Korzystanie z patentów może być także przesłanką do uzyskania wsparcia finansowego przedsiębiorstw np. na podstawie zgłoszeń do konkursów w programie „Innowacyjna gospodarka”, którego praktyczna realizacja tylko w szczególnych przypadkach jest niezależna od inwestorów i projektantów.

Ustawa o drogach publicznych określa zadania zarządów dróg: wojewódzkich, powiatowych (w powiatach ziemskich) niekiedy zarządzających

drogami kilku powiatów i gminnych. Tworzone są też konwentury dróg wojewódzkich i powiatowych oraz porozumienia dotyczące dróg gminnych. Zarządy drogowe (o różnych nazwach) są także w miastach na prawach powiatu (w dawniejszych, przed reformą administracyjną, miastach wojewódzkich), które zarządzają drogami różnych kategorii.

Ocena stanu nawierzchni i projektowanie wzmocnień lub remontów

Przydatność eksploatacyjna nawierzchni oceniana jest niekiedy tylko na podstawie wizualizacji elementarnych cech powierzchniowych i uszkodzeń nawierzchni, którymi są:

- spękania siatkowe,
- wyboje,
- łaty,
- przebitumowania,
- rysy i pęknięcia oraz inne.

Systematyczna ocena stanu nawierzchni, zapoczątkowana w 1990 r. na drogach krajowych i części dróg wojewódzkich, przy wdrażaniu systemu utrzymania nawierzchni (SUN) i systemu oceny stanu nawierzchni (SOSN) obejmuje ocenę wizualną i pomiary.

Klasy A, B, C, D przyporządkowane są stanowi nawierzchni pod względem nośności, równości, kolein, stanu powierzchni i szorstkości. Stan dobry (klasa A) i zadowalający (klasa B) dotyczy nawierzchni nowych lub po przebudowie, nie wymagających remontów. Stan niezadowalający (klasa C) wymaga planowania przebudowy lub remontów. Stan zły (klasa D) uzasadnia konieczność natychmiastowej przebudowy lub remontu.

Stan odwodnienia w pasie drogi, w tym stan odwodnienia powierzchniowego i głębokiego (podłoża nawierzchni i podbudowy) oceniany jest w ramach systemu SOPO [6]. Stan poboczy, rowów przydrożnych i kanalizacji deszczowej może mieć duże znaczenie dla nośności nawierzchni drogowej, a stan poboczy także dla bezpieczeństwa ruchu.

Zastąpienie subiektywnej, opartej na doświadczeniu oceny inżynierskiej, przez obiektywny system oceny ułatwia prognozowanie zmian stanu nawierzchni i planowanie robót utrzymaniowych. Większość dróg krajowych jest w stanie dobrym. Stopniowo polepsza się stan dróg wojewódzkich, ale stan zły i krytyczny charakteryzuje dużą ilość odcinków nawierzchni dróg samorządowych, w tym zwłaszcza dróg powiatowych.

Liczne przykłady wizualizacji danych stanów nawierzchni i profili tematycznych podano w pracy [6]. Za pośrednictwem internetu można również zapoznać się z materiałami, dotyczącymi utrzymania nawierzchni dróg, udostępnianymi przez GDDKiA i IBDiM, co w znaczącym stopniu ułatwi zarządom podejmowanie właściwych decyzji w odpowiednim czasie.

Ocena globalnego stanu nawierzchni uwzględnia wagi poszczególnych parametrów (nośności, równości, kolein, stanu powierzchni, szorstkości) i zależy od podjętej strategii utrzymania [3]. W załączniku nr 2 pracy [3] podane są typowe uszkodzenia nawierzchni, ilustrowane licznymi zdjęciami, a w załączniku 1 – składniki punktowej oceny stanu z uwzględnieniem poziomu wymaganego, ostrzegawczego i krytycznego. Zakwalifikowanie odcinka drogi do wzmocnienia oznacza potrzebę wykonania indywidualnych badań i oceny istniejącej nawierzchni.

Ocena istniejącej konstrukcji nawierzchni uwzględniać powinna analizę materiałów źródłowych, dotyczących jej budowy, przebudowy i remontów (vide rozdz. 6), wykonania dołów próbnych i odwiertów lub wcinek przy krawędzi jezdni i pobocza drogi.

Badania ugięć sprężystych korzystnie jest wykonać po okresie wiosennego odmarzania podłoża, uwzględniając przy tym wpływ przebiegu poprzedniej zimy na nawierzchnię drogową oraz rodzaj gruntu naturalnego i ulepszanego podłoża. Rozpoznanie konstrukcji nawierzchni za pomocą odwiertów jest obecnie zastępowane techniką radarową, służącą do określenia układu warstw w profilu podłużnym i poprzecznym.

Nowelizacja PN-EN powoduje potrzebę zmian w zakresie wymagań technicznych a zwłaszcza specyfikacji technicznych. Szczególne znaczenie dla praktyki i upowszechnienia terminologii miały, zdaniem autora, dwa dokumenty: OST D-M – 00.00.00 „Wymagania ogólne” z 2002 r. i Wymagania Techniczne (WT-1, WT-2, WT-4 i WT-5 z 2010 r.) będące aplikacją norm europejskich.

Wcześniej cytowano określenia według PN-87 S-02201 „Drogi samochodowe. Nawierzchnie drogowe. Podział, nazwy, określenia” i Dz. U. nr 43 poz. 430 „Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z 02.03.1999 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie”.

Zakładano, że załączniki do Dz. U. nr 43 z 1999 r. będą wymieniane ale nie stosowano tej zasady. Można więc mieć wątpliwości czy załączniki stanowią dokument nadrzędny np. dla wytycznych i katalogów, a zwłaszcza dla wymagań technicznych (WT).

Terminologia przyjęta w WT-1, WT-2, WT-4 i WT-5 z 2010 r. może być nadrzędną w przypadku notyfikacji wymagań przez organ Komisji Europejskiej.

Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z 2 marca 1999 r. zakończone jest przepisami przejściowymi i końcowymi. W ostatnim paragrafie Rozporządzenia (§196) zawarte jest stwierdzenie, że: „Rozporządzenie wchodzi w życie po upływie 14 dni od dnia ogłoszenia z wyjątkiem ust.4 w załączniku nr 6, który wchodzi w życie po upływie 5 lat od dnia ogłoszenia”. Załączniki nr 4 i 5 według rozporządzenia pozostają w ścisłym związku z „Katalogiem typowych konstrukcji nawierzchni podatnych

i półsztywnych” - dotychczasowym z 1997 r. i proponowanym w 2012 roku. Równoczesna nowelizacja Katalogu i co najmniej dwóch załączników w Dz. U. nr 43 z 1999 r. przyspieszyłaby procedury formalno-prawne.

W przedmowie do wersji roboczej "Katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych", opracowanym w Katedrze Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej w 2012 r. podano, że typowe konstrukcje zaproponowano w oparciu o kryteria zmęczeniowe nowych metod mechanistyczno-empirycznych (AASHTO 2004 tzw. MEPDG i metody francuskiej). Obliczenia porównano z typowymi nawierzchniami w Austrii, Francji, Niemiec i z metodą wymiarowania w Wielkiej Brytanii.

Do nowelizowanego Katalogu wprowadzono nowe normy i wymagania techniczne. Zwiększony został dopuszczalny ciężar osi pojedynczych i wielokrotnych oraz współczynniki przeliczeniowe pojazdów ciężkich, zmieniono wymagania dotyczące materiałów drogowych, wprowadzone zostały nowe materiały oraz zalecenie stosowania materiałów lokalnych i z recyklingu. Katalog zawiera także propozycje metod przeciwdziałania spękanom odbitym w nawierzchniach półsztywnych.

Określone zostały ponadto podstawowe zmiany w stosunku do Katalogu z 1997 r., zakres stosowania Katalogu i ograniczenia oraz definicje, schematy i terminologie warstw konstrukcji nawierzchni. W zakończeniu podano przepisy i normy związane, instrukcje, wytyczne, katalogi krajowe i zagraniczne, powołane zostały WT-1, WT-2, WT-4 i WT-5 z 2010 r.

Należy jednak zauważyć, że w WT-4 i WT-5 podany jest schemat konstrukcji nawierzchni, który różni się od proponowanego przez autorów nowelizacji Katalogu [2].

Wykonawcy nawierzchni dróg samorządowych stosują się do Wymagań Technicznych WT-2 z 2008 r. „Nawierzchnie asfaltowe na drogach publicznych” rekomendowanych przez Ministra Infrastruktury po uzyskaniu pozytywnej opinii „Stalej Komisji Rekomendacji”. W wymaganiach tych podano między innymi nowe określenia (str. 15÷17) skróty i symbole (str. 17÷18) oraz schematy i terminologię stosowaną w konstrukcji nawierzchni w wykopie i nasypie (na rysunkach 1 i 2). Niezbędne są w związku z wprowadzeniem nowych norm PN-EN, dalsze nowelizacje WT. Nie powinny one powodować, zdaniem autora, zmian terminologii, która początkowo była konieczna.

W kwietniu 2013 r. zamieszczone zostały na stronie GDDKiA propozycje kolejnej nowelizacji WT-1 i WT-2, których rekomendacja planowana jest przez Generalnego Dyrektora.

Następne nowelizacje (WT-1 i WT-2) powinny zachować schematy i technologię warstw konstrukcji nawierzchni z uwzględnieniem spójności z nazwami w proponowanym Katalogu lub korektą terminologii przed jego zatwierdzeniem.

Nieład i brak spójności oraz propozycje zmian terminologii, wynikające także z odrębności podporządkowania dróg krajowych i samorządowych w Polsce są powszechnie krytykowane [1, 2]. O potrzebie notyfikacji WT piszą także niektórzy autorzy publikacji na temat obowiązków i dobrowolności stosowania norm.

Zmiany EN wprowadzane do PN-EN nie powinny jednak ograniczać spójności w przyszłej polskiej terminologii.

Projektowanie konstrukcji nawierzchni nowych i przebudowywanych dróg jest często realizowane szablonowo, podczas gdy ma ono znaczący wpływ, poza trwałością nawierzchni, także na efekty ekonomiczne takie jak: koszty budowy i eksploatacji drogi. Określenie liczby równoważnych osi standardowych (obliczeniowych) i współczynników przeliczeniowych pojazdów rzeczywistych zawarte w Katalogu z 1997 r. są już nieaktualne. Zmieniły się materiały i wymagania, także technologiczne. Są warunki do powszechniejszego stosowania recyklingu na przebudowywanych odcinkach dróg samorządowych jak również względy techniczno-ekonomiczne dla **indywidualnego projektowania** nawierzchni w okresie poprzedzającym zatwierdzenie (po uzgodnieniach), przygotowywanej wersji roboczej Katalogu z 2012 r.

Nie można jednak oczekiwać, że w czasie wzrastającej konkurencji i względnie niskich kosztów prac projektowych, możliwe będzie obniżenie kosztów budowy wyłącznie dzięki inwencji projektantów. Jednym z możliwych sposobów może być, zdaniem autora, przygotowanie specyfikacji przetargowych na opracowanie projektu z wykorzystaniem zleconych wcześniej badań i prac przedprojektowych. Ocena stanu istniejącej nawierzchni w przypadku projektowania przebudowy dróg powinna uwzględnić potrzebę wykonania badań terenowych i laboratoryjnych. Badania ugięć sprężystych za pomocą belki Benkelmana, wykonanie wcinki przy krawędzi lub odwierty wraz z prawidłowym opisem istniejącej konstrukcji nawierzchni i podłoża gruntowego w aspekcie potrzeb projektowania jej wzmocnienia oraz opracowanie koncepcji wykonania (z uwzględnieniem kosztów budowy), powinno przynieść korzystne efekty inwestorom. Skutki uproszczeń i błędów w projektowaniu ponoszą w pierwszej kolejności wykonawcy robót. Wymierne straty dla inwestorów mogą wystąpić w trakcie eksploatacji wykonanych nawierzchni dróg, zwłaszcza w przypadku korzystania z funduszy unijnych.

Autor zrezygnował z opracowania rozdziału dotyczącego projektowania budowy i przebudowy nawierzchni ze względu na brak zatwierdzonych nowych wymagań. Po nowelizacji Katalogu i rozporządzeń oraz uporządkowaniu niespójnej obecnie terminologii będą warunki spełniające oczekiwania projektantów i inwestorów. Projektowaniu będzie można wówczas poświęcić więcej uwagi. Można też mieć nadzieję, że okres przejściowy, w tym dostosowanie się do przepisów unijnych, zakończy się opracowaniem nowoczesnych na miarę XXI w. standardów projektowania dróg w Polsce.

Monografia przeznaczona jest głównie dla pracowników zarządów drogowych oraz częściowo projektantów i studentów na kierunku budownictwo (jako literatura pomocnicza). Kolejne jej rozdziały dotyczą podłoża, podbudów i nawierzchni drogowych oraz niekonwencjonalnych materiałów i technologii. W ostatnim rozdziale 6 dokonano przeglądu nawierzchni wykonywanych w XX w., wzmacnianych i poszerzanych obecnie.

Ograniczony zakres pracy, dotyczącej nawierzchni asfaltowych, przeznaczonej dla wybranej grupy potencjalnych czytelników spowodowany jest wzrastającą ilością wiedzy technicznej, specjalizacją i decentralizacją ośrodków decyzyjnych.

Bibliografia – rozdział 1.

1. Judycki J., Alenowicz J., Dołżycki B., Jaskuła P., Pszczoła M.: Nieład i bark spójności w polskiej terminologii nawierzchni podatnych i półsztywnych. *Drogownictwo* nr 11/2012
2. Judycki J., Alenowicz J., Dołżycki B., Jaskuła P., Pszczoła M.: Propozycja zmian terminologii drogowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych i jej zastosowanie w nowym katalogu. *Drogownictwo* nr 12/2012
3. Leško M.: Wybrane zagadnienia diagnostyki nawierzchni drogowych. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. Gliwice 1997 r.
4. Praca zbiorowa: Katalog wzmocnień i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych. IBDiM. Warszawa 2001 r.
5. Parża A. redakcja: Poradnik wynalazcy. Wydawca Urząd Patentowy Rzeczypospolitej Polskiej i Krajowa Izba Gospodarcza. Warszawa 2009 r.
6. Rafalski L. i zespół autorów: Eksploatacja dróg. Studia i materiały, zeszyt 65. Wydawnictwo Instytutu Badawczego Dróg i Mostów. Warszawa 2011 r.
7. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz. U. nr 43/1999 r. poz. 430
8. Ustawa z dn. 27 kwietnia 2001 r. Prawo ochrony środowiska. Dz. U. nr 25 poz. 150 z 2009 r. (tekst jednolity).
9. Ustawa z dn. 21 marca 1985 r. o drogach publicznych. Dz. U. nr 19 poz. 115 z 2007 r. (tekst jednolity).
10. Wymagania techniczne WT-2. Nawierzchnie asfaltowe. Wydanie Instytutu Badawczego Dróg i Mostów. Warszawa 2008 r.
11. Wymagania techniczne WT-1. Kruszywa do mieszanek mineralno-asfaltowych i powierzchniowych utrwaleń na drogach krajowych. Opracowane w IBDiM pod kierunkiem Sybilskiego D. do zarządzenia

nr 102 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z 19 listopada 2010 r.

12. Wymagania techniczne WT-2. Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych – Mieszanki mineralno-asfaltowe. Opracowane w IBDiM pod kierunkiem Sybilskiego D. do zarządzenia nr 102 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z 19 listopada 2010 r.
13. Wymagania techniczne WT-4. Mieszanki niezwiązane dla dróg krajowych. Opracowane w IBDiM pod kierunkiem Kraszewskiego C. do zarządzenia nr 102 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z 19 listopada 2010 r.
14. Wymagania techniczne WT-5. Mieszanki związane spoiwem hydraulicznym dla dróg krajowych. Opracowanie w IBDiM pod kierunkiem Kraszewskiego C. do zarządzenia nr 102 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z 19 listopada 2010 r.

2. ULEPSZONE PODŁOŻE NAWIERZCHNI DROGOWYCH

2.1 Definicje i uwagi ogólne

Podłożem wg PN-87/S-02201 [9], jest grunt rodzimy lub nasypowy leżący pod nawierzchnią do głębokości przemarzania, nie mniej jednak niż do głębokości, na której naprężenia pionowe od największych obciążeń użytkowych wynoszą 0,02 MPa.

W Rozporządzeniu [11] MTiGM z 2.03.1999 r. (Dz. U. nr 43 poz. 430) określone zostały warunki ogólne i dodatkowe dla podłoża nawierzchni drogi, sposoby jego wzmacniania (zakwalifikowanego do grupy nośności), warunki dotyczące odwodnienia i mrozoodporności podłoża nawierzchni.

Podłoże ulepszone jest warstwą lub zespołem warstw leżących bezpośrednio pod konstrukcją nawierzchni, gdy grunt rodzimy bądź nasypowy nie spełnia warunku nośności i/lub mrozoodporności [13] oraz umożliwia przejście ruchu technologicznego i właściwe wykonanie nawierzchni [14].

Podłoże ulepszone wg normy i WT [13, 14] zawierać może warstwę **odcinającą, warstwę odsączającą i warstwę wzmacniającą**. Warstwy odsączająca i wzmacniająca spełniają najczęściej również funkcję warstwy **mroзооchronnej**, której głównym zadaniem jest ochrona nawierzchni przed skutkami wysadzin mrozowych.

Warstwa ulepszanego podłoża według propozycji Katalogu Typowych Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych z 2012 r. znajduje się pod konstrukcją nawierzchni drogowej tj. pod jej warstwą mroзооchronną. Definicja ta jest zatem węższa od podanej w WT [13, 14], którą przyjęto jako podstawę dalszych analiz w tej pracy.

Warstwa odcinająca o stosunkowo małej grubości stosowana jest w celu uniemożliwienia przenikania cząsteczek podłoża gruntowego do warstwy leżącej wyżej, wykonanej z materiału rozdrobnionego. Brak warstwy odcinającej jest często przyczyną zanieczyszczenia cząsteczkami podłoża gruntowego na spodzie dawniej wykonywanych warstw odsączających. Zanieczyszczona część warstwy nie powinna być zaliczana do warstwy mroзооchronnej.

Grubość warstwy ulepszającej podłoże gruntowe zależy głównie od:

- nośności rodzimego lub nasypowego podłoża gruntowego (G1, G2, G3, G4),
- głębokości przemarzania,
- wskaźnika nośności (CBR) warstwy ulepszającej,
- kategorii obciążenia ruchem (KR),
- rodzaju i grubości konstrukcji nawierzchni.

Zwiększenie grubości tej warstwy ponad wynikającą z warunku nośności może być spowodowane potrzebą zapewnienia warunku mrozoodporności.

Układ warstw nawierzchni podatnych i półsztywnych podano w tabl. 2.1

Tabl. 2.1. Ogólny schemat konstrukcji nawierzchni drogowej podatnej i półsztywnej wg WT-4 [13, 14]

Warstwa ścieralna		Nawierzchnia
Warstwa wiążąca		
Podbudowa zasadnicza	Podbudowa	
Podbudowa pomocnicza		
Ulepszone podłoże (warstwa odsączająca, odcinająca, wzmacniająca, mrozochronna)		Podłoże
Podłoże gruntowe		

Czynna strefa podłoża ulepszanego i naturalnego znajduje się pomiędzy spągiem podbudowy (pomocniczej) a w przybliżeniu głębokością przemarzania (około 1,0 m od powierzchni jezdni w Polsce). Ulepszone podłoże gruntowe nawierzchni powinno mieć odpowiednią nośność a ponadto zapewniać funkcję warstwy odcinającej i mrozochronnej.

Analizując nośność warstwy ulepszanego podłoża uwzględnić trzeba nośność podłoża naturalnego do głębokości zamarzania, znajdującego się głębiej. Nośność ta zmienia się wraz ze zmianami wilgotności gruntu rodzimego, także z powodu różnicy temperatur, działania mrozu i odmarzania gruntu.

W Szwajcarii przyjmowano np., że co czwarta zima powoduje zamarzanie podłoża naturalnego, a w RFN – tylko co dziesiąta w przypadku nawierzchni dla bardzo ciężkiego ruchu.

Podłoże naturalne w Polsce zamarza częściej, powodując wzrost wilgotności, zwłaszcza w czasie wiosennego odmarzania.

2.2 Sposoby oceny nośności podłoża

Ulepszone podłoże powinno zapewnić wymaganą nośność, która według Dz. U. nr 43/1999 wynosi: $E_2=100$ MPa dla obciążenia ruchem KR1 i KR2 oraz $E_2=120$ MPa dla obciążenia ruchem KR3 do KR6, gdzie E_2 jest wtórnym modułem odkształcenia (modułem sprężystości) wyznaczonym przez obciążenie płytą o średnicy $D=300$ mm. Sposób badania wtórnego modułu odkształcenia (E_2) nie budzi zastrzeżeń w przypadku oceny nośności naturalnego podłoża lub ulepszanego mieszkankami niezwiązanymi.

Pomiędzy ugięciem sprężystym wyznaczonym za pomocą belki Benkelmanna a modułem sprężystości (E_2) występuje odwrotna korelacja. Należy przy tym zauważyć, że na ugięcie sprężyste wpływa w większym stopniu

nośność naturalnego podłoża pod warstwą wzmocnionego podłoża niż na E_2 (według wzoru i sposobu badania w Dz. U. nr 43/1999). Brak formalnych podstaw i procedur do zastosowania ugięciomierza Benkelmanna lub np. płyty dynamicznej FWD (z wykorzystaniem metody odwrotnych obliczeń) dla wyznaczenia E_2 na powierzchni warstwy ulepszanego podłoża, jest powodem praktycznego stosowania innych, cząstkowych ocen wykonanej warstwy (grubość, wytrzymałość i inne).

Charakterystyki dynamiczne nawierzchni drogowej i jej warstw (np. na podstawie badań FWD) różnią się od statycznie wyznaczanych dotychczas cech ulepszanego podłoża gruntowego.

CBR (*California Bearing Ratio*) – kalifornijski wskaźnik nośności jest jednym z najdłużej stosowanych sposobów oceny nośności. Wprowadzony w okresie międzywojennym, sprawdzony także w czasie wojny przy budowie lotnisk wojskowych, był modyfikowany w wielu krajach i jest również obecnie ważnym kryterium dla ustalenia **grupy nośności podłoża** w Polsce.

Ocena tylko na podstawie konwencjonalnie wykonanych badań CBR może być w pewnych przypadkach zbyt korzystna. Wyniki należy więc porównać z grupą nośności wg tabeli 2.3., w której opisano rodzaj oraz stan gruntu podłoża i przyjąć wynik najmniej korzystny.

Przed oznaczeniem CBR należy wyznaczyć granicę płynności i plastyczności gruntu, wskaźnik piaskowy gruntów niespoistych, skład ziarnowy, wilgotność optymalną i gęstość objętościową szkieletu gruntowego oraz kapilarność bierną.

Przyczyną uzyskiwania zawyżonych niekiedy wyników CBR może być zbyt mała nasiąkliwość próbek zagęszczonych przy wilgotności optymalnej i następnie nawilżanych. Z doświadczeń wiadomo, że np. grunty lessopodobne w małym stopniu wchłaniają wodę i mało pęcznieją, jeżeli poddawane są nasączeniu w wodzie natychmiast po zagęszczeniu. Nasiąkliwość próbek wcześniej częściowo wysuszonych lub np. z suchym lodem na ich górnej powierzchni jest znacznie większa. Tylko w przypadku niekonwencjonalnych badań można uzyskiwać wilgotność $w=20\div 21\%$, którą stwierdza się na wiosnę w podłożu z gruntów lessopodobnych.

Tablica 2.2. Grupa nośności podłoża w zależności od wskaźnika CBR gruntu [11]

Wskaźnik nośności CBR ^{*)} [%]	Grupa nośności podłoża nawierzchni
$10 \leq \text{CBR}$	G1
$5 \leq \text{CBR} < 10$	G2
$3 \leq \text{CBR} < 5$	G3
$\text{CBR} < 3$	G4

*) Badanie wskaźnika nośności CBR zgodnie z Polską Normą, lecz po czterech dobach nasycania wodą.

Tablica 2.3. Grupy nośności podłoża w zależności od rodzaju gruntu gruntów warunków wodnych [11]

Rodzaj gruntów podłoża	Grupa nośności podłoża dla warunków wodnych		
	dobrych	przeciętnych	złych
Grunty niewysadzinowe: rumosze (niegliniaste), żwiry i pospółki, piaski grubo-, średnio- i drobnoziarniste, żużle nierozpadowe.	G1	G1	G1
Grunty wątpliwe: piaski pylaste.	G1	G2	G2
Grunty wątpliwe: zwięzłeliny gliniaste i rumosze gliniaste, żwiry i pospółki gliniaste.	G1	G2	G3
Grunty mało wysadzinowe ^{*)} : gliny zwięzłe, gliny piaszczyste i pylaste zwięzłe, ropy, ropy piaszczyste i pylaste.	G2	G3	G4
Grunty bardzo wysadzinowe ¹⁾ : piaski gliniaste, ropy piaszczyste, ropy, gliny, gliny piaszczyste i pylaste, ropy warwowe.	G3	G4	G4

*) W stanie zwartym, półzwartym lub twardoplastycznym ($I_L \leq 0,25$).

Moduł odkształcenia półprzestrzeni obciążonej płytą sztywną można wyznaczyć ze wzoru:

$$E_0 = \frac{D \times \Delta p \times (1 - \nu^2) \times \omega}{\Delta s} \quad (2.1)$$

gdzie:

ν – współczynnik Poissona ($\nu=0,20 \div 0,35$),

ω – współczynnik kształtu płyty ($\omega=0,79$ dla płyty kołowej),

D – średnica płyty obciążającej,

Δp – przyrost obciążenia,

Δs – przyrost przemieszczeń (osiadań) płyty.

Moduł odkształcenia wg PN-S-02205 z 1998 r. (roboty ziemne) oraz DIN 18134, obliczano ze wzoru:

$$E_0 = \frac{3}{4} \times \frac{D \times \Delta p}{\Delta s} \quad (2.2)$$

W normie z 1984 r. dotyczącej podbudowy z tłuczniem oraz w normie dotyczącej kruszywa stabilizowanego mechanicznie z 1997 r., wyznaczano moduły ze wzoru (przyjmując zakres obciążenia $0,25 \div 0,35$ MPa):

$$E_0 = \frac{D \times \Delta p}{\Delta s} \quad (2.3)$$

Zakres obciążeń (Δp) w przypadku wtórnego obciążenia podłoża kołową płytą sztywną $D=300$ mm wynoszący od 0,05 do 0,15 MPa może być właściwy dla naturalnego i ulepszanego podłoża, gdy wzmacniająca warstwa charakteryzuje się wskaźnikiem nośności $CBR \leq 25\%$. Stopień obciążenia powinien być większy, wynoszący co najmniej 0,25÷0,35 MPa, gdy warstwa wzmacniająca podłoża wykonana jest z kruszywa łamanego, stabilizowanego mechanicznie.

Gdy warstwą wzmacniającą podłoża jest grunt stabilizowany cementem o grubości $h \geq 15$ cm, zbędne jest badanie modułu odkształcenia za pomocą płyty $D=300$ mm, gdyż w pierwszej fazie pracy warstwy tj. przed jej spękaniami, wyniki zawsze będą korzystne ($E_0 > 120$ MPa) pomimo, że sztywna płyta może przemieszczać się częściowo względem warstwy.

Ocena nośności ulepszanego podłoża za pomocą wtórnego obciążenia płytą $D=300$ mm wykonywana jest przed ułożeniem kolejnej warstwy tj. w celu odbioru robót zanikających.

Korzystne wyniki badania nośności mogą być spowodowane także dobrymi warunkami wodnymi pod ulepszonym podłożem.

Ocena zagęszczenia, polegająca na obliczeniu ilorazu z wtórnego i pierwszego obciążenia:

$$\frac{E_2}{E_1} \leq 2,2(2,0) \quad (2.4)$$

Stosowana jest od dawna i nie budzi większych wątpliwości w przypadku gruntów.

Wskaźnik odkształcenia podłoża gruntowego: $I_0 = E_2/E_1$ w zależności od rodzaju gruntu powinien wynosić:

$$\begin{aligned} I_0 &< 2,2 \text{ dla piasków, pospólek, kruszyw łamanych,} \\ I_0 &< 2,0 \text{ dla gruntów spoistych,} \\ I_0 &< 4,0 \text{ dla gruntów kamienistych i rumoszy.} \end{aligned}$$

Do oceny nośności i zagęszczenia podłoża stosuje się także lekką płytę dynamiczną (ugięciomierz udarowy). Małe wymiary i ciężar przyrządu oraz krótki czas wykonania badania są jego zaletami. Sprzęt można łatwo wykorzystać m.in. w celu oceny jednorodności podłoża pod względem nośności

i zagęszczenia, do oceny zasypki w przekopach, nośności podłoża gruntowego w otworach badawczych itp.

Badanie polega na krótkotrwałym impulsie poprzez uderzenie obciążnikiem opadającym z wysokości h na płytę naciskową ustawioną na powierzchni gruntu.

Dynamiczny moduł odkształcenia gruntu oblicza się ze wzoru:

$$E_D = 1,5 \times \frac{r \times \sigma_D}{\bar{u}_D} = \frac{22,5}{\bar{u}_D} \quad (2.5)$$

gdzie:

r – średnica płyty naciskowej cm,

$\sigma_D = 0,1$ MPa – maksymalne naprężenie pod płytą,

\bar{u}_D – średnie osiadanie płyty naciskowej obliczone z 3 uderzeń badawczych wykonywanych po 3 uderzeniach wstępnych (bez pomiaru u_D) mm.

Grubość jednorodnej warstwy gruntu powinna wynosić $0,3 \div 0,5$ m. Urządzenie pomiarowe jest w pełni zautomatyzowane i może być ustawione np. w małej odległości od krawędzi płyty.

Zastosowanie lekkiej płyty dynamicznej do oceny zagęszczenia wymaga jednak przeprowadzenia cechowania przyrządu (np. przez Federalny Urząd ds. Drogownictwa – BAST).

Dynamiczne moduły sprężystości gruntów mogą być znacznie większe od modułów odkształcenia wyznaczonych w warunkach doraźnych, krótkotrwałych obciążeń, zwłaszcza w przypadku dużej wilgotności gruntów spoistych:

glin $E_D = (1,5 \div 2,0) E_s$,

piasków gliniastych $E_D = (1,3 \div 1,7) E_s$,

piasków i żwirów $E_D = (1,1 \div 1,4) E_s$.

Dynamiczny sposób obciążeń w badaniach FWD umożliwia wyznaczenie metodą odwrotnych obliczeń modułów sprężystości wszystkich warstw, w tym także podłoża gruntowego (wg procedur odwrotnych do projektowania). W przypadku analizy modelu dwuwarstwowego, w którym warstwą dolną jest półprzestrzeń sprężysta o module E_1 , a górną konstrukcja nawierzchni o module E_2 , dokładność obliczeń wzrasta wraz ze wzrostem modułów podłoża E_1 [1, 2].

Analiza modelu 3-warstwowej półprzestrzeni sprężystej wykonana przez A. Szydłę [12] w celu identyfikacji modułów podłoża umożliwiła ustalenie następujących wniosków:

- w przypadku konstrukcji nawierzchni z warstwami o małych modułach (np. nawierzchnie asfaltowe na podbudowach tłuczniowych) obliczony

moduł podłoża stabilizuje się, dla przemieszczeń zarejestrowanych w odległości ok. 1,0 m od osi obciążenia,

- w przypadku warstw o dużych modułach (np. nawierzchnie betonowe na podbudowach z chudego betonu) moduł podłoża stabilizuje się dla przemieszczeń zarejestrowanych w odległości ok. 2,5 m od osi obciążenia.

Na nośność strefy czynnej podłoża (w przybliżeniu do głębokości zamarzania), obliczoną z badań FWD, mogą mieć wpływ głębiej położone warstwy gruntu a także zmieniające się warunki wodne. Wpływ zawartości wody w gruncie jest zasadniczo różny w przypadku obciążeń dynamicznych FWD i doraźnych obciążeń płytą $D=300$ mm w celu wyznaczenia pierwotnego i wtórnego modułu odkształcenia.

Różnice pomiędzy dynamicznym i statycznym modułem odkształcenia są małe tylko w przypadku podłoża z gruntów ziarnistych (piasków lub żwirów).

Pod warstwą wzmocnionego podłoża, np. pod dawniej wykonywaną warstwą odsączającą z piasku, znajdują się stosunkowo często grunty spoiste o zmieniającej się wilgotności w różnych porach roku. W tym przypadku należałoby przyporządkować różne wartości modułów odkształcenia wtórnego lub modułów obliczonych z badań FWD dla różnych wilgotności.

Moduł odkształcenia (podatności), wyznaczany jest ze wzoru:

$$M_{\varepsilon} = \frac{D \times \Delta p}{\Delta s} \quad (2.6)$$

gdzie:

Δp – przyrost naprężeń (najczęściej od 0,05 MPa do 0,15 MPa)

Δs – przyrost osiadań [mm]

D – średnica płyty [mm].

Moduł odkształcenia wyznaczony na podstawie siecznej (krzywej obciążenia o zmiennej krzywiznie) zależy m.in. od rodzaju gruntu, jego zagęszczenia i wilgotności, a także przyjętej początkowej wartości naprężeń (0,05 MPa) i Δp .

Zakładając, że $M_{\varepsilon} = \text{const}$ dla założonych umownie Δp , można byłoby wzór przekształcić następująco:

$$\frac{D \times \Delta p}{\Delta s} = \text{const}$$

gdzie:

$$\frac{\Delta p}{\Delta s} = k \text{ dla założonej } \Delta s = 127 \text{ mm, oraz } D \times k = \text{const i } k_{76} = 0,4 \times k_{30}$$

Współczynnik reakcji podłoża k [MN/m^3] zależy więc od średnicy (D) płyty obciążającej i charakteryzuje podłoże pod nawierzchniami sztywnymi.

Moduł sprężystości (E_s) wyznaczany był wcześniej w Polsce z krzywych odprężenia ze wzoru:

$$E_0 = \frac{\pi}{4} \times \frac{D \times \Delta p \times (1 - \nu^2)}{\Delta s} \quad (2.7)$$

Stosowano kilka cykli wzrastających stopniowo obciążeń i odciążeń, a moduł sprężystości wyznaczano na podstawie prostej aproksymowanej metodą najmniejszych kwadratów.

Moduł sprężystości zastępuje się obecnie wtórnym modułem odkształcenia, który oznacza się przy drugim obciążeniu płytą o średnicy $D \geq 300$ mm. Badanie wykonuje się w zakresie $0 \div 0,25$ MPa dla pierwszego obciążenia co $0,05$ MPa. Wartości modułu powinny być wyznaczone dla przyrostu obciążenia od $0,05$ MPa do $0,15$ MPa po drugim obciążeniu.

2.3 Kryteria oceny nośności podłoża

Podatne i półsztywne konstrukcje nawierzchni, pracujące w fazie sprężystych odkształceń spełniają warunek, że w żadnej z warstw – w tym również w podłożu – nie występuje stan graniczny tj. taki, gdy koło graniczne Mohra jest styczne do prostej Coulomba.

Równanie stanu granicznego, wyprowadzone z wymienionego warunku wyraża wzór:

$$\frac{1}{2 \times \cos \varphi} \times [(\sigma_1 - \sigma_3) - \sin \varphi \times (\sigma_1 + \sigma_3)] = \max(\tau - \sigma_n \times \tan \varphi) \quad (2.8)$$

gdzie:

- σ_1 i σ_3 – maksymalne i minimalne naprężenia główne,
- σ_n – efektywne naprężenie normalne,
- φ – kąt tarcia wewnętrznego,
- c – kohezja,
- τ – naprężenie ścinające.

Stan graniczny w przypadku statycznych obciążeń zewnętrznych i ciężaru nawierzchni może być sprawdzony w oparciu o wyniki badań φ oraz c wykonanych z uwzględnieniem warunków pracy podłoża. Skonsolidowane grunty przed ścinaniem charakteryzują się większym oporem niż grunty nieskonsolidowane. Ścinanie w laboratorium, bez wstępnej konsolidacji dotyczyć powinno gruntów w podłożu nawierzchni drogowych. Stan graniczny

może wystąpić zwłaszcza w przypadku istniejących nawierzchni podatnych o małej nośności, które chronione są niekiedy administracyjnie w czasie wiosennego odmarzania podłoża poprzez ograniczanie ruchu pojazdów ciężarowych.

Sprawdzenie stanu granicznego zastąpiono w przypadku nawierzchni przeznaczonych dla lekkiego ruchu poprzez porównanie maksymalnych naprężeń ściskających w podłożu (σ_z) z wartościami dopuszczalnymi, które w katalogu opracowanym w Bratysławie w 1981 roku obliczano ze wzoru:

$$\sigma_{zdop} = 1,3 \times \frac{0,346 \cdot 10^{-2} \times E}{1 + 0,7 \times \log N} \quad (2.9)$$

gdzie:

E – moduł sprężystości podłoża,

N – liczba pojazdów porównawczych na pas w okresie eksploatacji.

W przypadku nawierzchni pozostałych dróg stosowano wzór jak wyżej, lecz bez współczynnika zwiększającego 1,3. Naprężenia dopuszczalne są mniejsze, gdy obliczane są ze wzoru Klompa:

$$\sigma_{zdop} = \frac{0,6 \cdot 10^{-2} \times E_d}{1 + 0,7 \times \log N} \quad (2.10)$$

gdzie:

E_d – moduł sprężystości podłoża w warunkach obciążeń dynamicznych,

N – całkowita liczba obciążeń w okresie eksploatacji.

Odształcenia ϵ_z w podłożu gruntowym nie powinny przekraczać wg wytycznych RFN przyjętych w 70-tych latach [8]:

$\epsilon_z \leq 4,1 \cdot 10^{-4}$ w przypadku ruchu b. ciężkiego i ciężkiego,

$\epsilon_z \leq 4,7 \cdot 10^{-4}$ dla ruchu średniego,

$\epsilon_z \leq 6,5 \cdot 10^{-4}$ dla ruchu lekkiego i b. lekkiego

Po obliczeniu naprężeń σ_z , σ_x , σ_y w podłożu, odształcenie wyznacza się ze wzoru:

$$\epsilon_z = \frac{1}{E_d} \times [\sigma_z - \nu \times (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (2.11)$$

W przypadku gruntów ziarnistych pod warstwą stabilizowaną spoiwem lub lepiszczem można obliczać ε_{z1} ze wzoru:

$$\varepsilon_{z1} = \frac{2 \times \sigma_{z1}}{E_d} \quad (2.12)$$

W przypadku gruntu bezpośrednio pod warstwą oraz na większych głębokościach, gdy σ_x i $\sigma_y \rightarrow 0$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_{z2}}{E_d} \quad (2.13)$$

Dopuszczalne odkształcenie wg metody Shella zapoczątkowanej w 70-tych latach oblicza się ze wzoru:

$$\varepsilon_z^{dop} = 2,8 \cdot 10^{-2} \times N^{-0,24} \quad (2.14)$$

gdzie:

N – liczba osi porównawczych 80 kN/oś/pas w okresie eksploatacji nawierzchni.

Moduł sprężystości podłoża w metodzie Shella można wyznaczyć na podstawie badań CBR ze wzoru:

$$E_s = 10 \times CBR \quad (2.15)$$

gdzie:

E_s – moduł sprężystości [MPa],
 CBR – kalifornijski wskaźnik nośności [%].

Kryterium odkształcenia strukturalnego nawierzchni, stosowane w **metodach mechanistycznych**, opiera się na założeniu, że pomiędzy dopuszczalną liczbą powtarzalnych obciążeń N (do powstania faktycznej deformacji 12,5 mm) a odkształceniem górnej powierzchni podłoża występuje zależność [4, 7]:

$$\varepsilon_p = k \times \left(\frac{1}{n} \right)^m \quad (2.16)$$

gdzie:

N_f – liczba obciążeń w okresie eksploatacji, powodująca krytyczną deformację strukturalną nawierzchni,
 $k=1,05 \times 10^{-2}$, $m=0,223$ – współczynniki doświadczalne.

Do wyznaczenia modułu sprężystości podłoża gruntowego przy wymiarowaniu nawierzchni metodą mechanistyczną można stosować wzór TRRL:

$$E_{sub} = 17,6 \times CBR^{0,64} \quad (2.17)$$

gdzie:

E_{sub} – moduł sprężystości podłoża gruntowego [MPa],

CBR – kalifornijski wskaźnik nośności [%].

Mechanistyczne metody wymiarowania nawierzchni dróg samorządowych mogą być stosowane tylko w szczególnych przypadkach.

2.4 Mrozoodporność

Ocena mrozoodporności może dotyczyć materiału, w tym gruntu podłoża oraz konstrukcji nawierzchni. Mrozoodporność konstrukcji nawierzchni, czyli jej stopień wrażliwości na nierównomierne wysadziny, które powstawać mogą w podłożu, zależy nie tylko od cech podłoża, ale także m.in. od sztywności warstw konstrukcji nawierzchni.

W katalogach konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych oraz w Dz. U. nr 43 z 1999r. zastąpiono dawniejsze określenie i stosowane także obecnie np. w RFN terminem „mrozoodporność podłoża”, który jest wg autora zawężeniem problemu.

W katalogu RStO86, uzupełnionym w 1989 r. w RFN [10] stosowana jest nazwa warstwy mrozoochronnej, której w Polsce odpowiada nazwa „podłoże ulepszone”.

Szkody mrozowe powodowane odkształceniami występującymi w czasie powstawania wysadzin, a następnie odmarzaniem i powrotem do stanu z lata, są wynikiem działania wielu czynników klimatycznych, gruntowo-wodnych (w tym zmian wilgotności w czasie jesieni), obciążenia ruchem, grubości i szybkości zamarzania warstwy wysadzinowego podłoża. Powolny spadek temperatury i duża wilgotność zamarzającego podłoża sprzyja intensywnemu przepływowi wody. W temperaturze niższej od -3°C zamarza znaczna część wody błonkowej i jej przepływ przez grunt zamarznięty praktycznie ustaje.

Nierównomierny rozkład soczewek lodowych w zamarzającym podłożu i zróżnicowana głębokość zamarzania powodują, równocześnie ze zmianą rzędnych jezdni, występowanie lokalnych deformacji.

Równość nawierzchni w czasie zimy może więc różnić się zasadniczo od jej równości w czasie lata. Zwłaszcza pomiary równości wykonywane wiosną,

gdy rzędne nawierzchni zmieniają się w wyniku ponownej konsolidacji zamrożonej w czasie zimy warstwy wysadzinowego podłoża, mogą różnić się od uzyskiwanych latem i w jesieni. Nie należą do wyjątkowych przypadki badań wykonywanych w ramach SOSN, że równość nawierzchni była korzystniejsza od wcześniej pomierzonej na tej samej warstwie ścieralnej.

Pomiary grubości konstrukcji nawierzchni np. na podstawie odwiertów, powinny umożliwiać także ocenę ich stopnia mrozoodporności.

Warunek mrozoodporności konstrukcji nawierzchni tylko pośrednio był uwzględniany przy projektowaniu nowych nawierzchni w Polsce do połowy lat 70-tych XX wieku i w bardzo małym stopniu dotyczy projektowanych także obecnie wzmocnień, gdyż projektanci koncentrują się często tylko na zapewnieniu warunku nośności.

Miarodajną wartość wskaźnika mrozowego, skorelowanego z głębokością zamarzania, wg propozycji szwajcarskich ustala się jako średnią wartość z trzech najcięższych zim w ciągu 30 lat. W byłej CSRS opracowano i umieszczono w katalogu mapę wartości $W_{m(01)}$, której podstawą były obserwacje meteorologiczne w latach 1950÷1970. Wskaźnik mrozowy najniekorzystniejszy co 10 lat zmienia się na terenie Czech i Słowacji w przedziale $W_{m(01)} = 400÷1000$ [$^{\circ}\text{C}\times\text{dni}$]. W przypadku lekkiego ruchu przyjmuje się jako miarodajną co 4 zimą.

W Niemczech wyróżnia się trzy strefy oddziaływania mrozu:

I-sza strefa obejmuje północno-zachodnie Niemcy (Rostok, Hamburg, Aachen),

II-ga strefa obejmuje północno-wschodnie Niemcy (Berlin),

III-cia strefa obejmuje południowo-wschodnie Niemcy (Erfurt, Drezno, Monachium).

W zależności od warunków lokalnych, wynikających z otoczenia drogi, jej położenia i sposobu projektowania (wykop, nasyp, przekrój odcinkowy) zaleca się zwiększenia lub zmniejszenia grubości konstrukcji nawierzchni, jak w tablicy 2.4.

W Polsce przyjęto minimalną grubość konstrukcji nawierzchni (wraz z ulepszonym podłożem) w zależności od głębokości przemarzania (H_z) przyjmowanej na podstawie strefy klimatycznej (rys. 2.1.), kategorii obciążenia ruchem (KR) i grupy nośności podłoża naturalnego (G) według tabl. 2.5. Położenie drogi i warunki wodne powinny być uwzględniane w przyjętej do obliczeń grupie nośności podłoża ($G1÷G4$).

Tablica 2.4. Zwiększenie lub zmniejszenie grubości [cm] warstwy mrozoochronnej w zależności od warunków lokalnych [5]

Lp.	Warunki lokalne (miejscowe)		A	B	C	D	E
1.1	Wpływ oddziaływania mrozu	Strefa I	0				
1.2		Strefa II	+5				
1.3		Strefa III	+15				
2.1	Polożenia nad lub pod terenem	Wykop, przekrój odcinkowy, nasyp < 2 m		+5			
2.2		Na wzniesieniu lokalnym		0			
2.3		Nasyp > 2 m		-5			
3.1	Polożenie drogi	Na północnym stoku w cieniu			+5		
3.2		Pozostałe (zwyczajne)			0		
4.1	Warunki wodne	Niekorzystne				+5	
4.2		Korzystne				0	
5.1	Teren (jego uzbrojenie) obok krawędzi jezdni (ścieżki rowerowe, chodniki itp.)	W terenie niezabudowanym, w zabudowie bez urządzeń odwadniających					0
5.2		W zabudowie z częściowym odwodnieniem					-5
5.3		W zabudowie z urządzeniami odwadniającymi					-10

Tablica 2.5. Najmniejsza grubość warstw konstrukcji nawierzchni i ulepszonego podłoża [11]

Kategoria obciążenia ruchem	Grupa nośności podłoża z gruntów wątpliwych i wysadzinowych		
	G1 i G2	G3	G4
KR1	0,40 Hz *)	0,50 Hz	0,60 Hz
KR2	0,45 Hz	0,55 Hz	0,65 Hz
KR3	0,50 Hz	0,60 Hz	0,70 Hz
KR4	0,55 Hz	0,65 Hz	0,75 Hz
KR5	0,60 Hz	0,70 Hz	0,80 Hz
KR6	0,65 Hz	0,75 Hz	0,85 Hz

*) Hz oznacza głębokość przemarzania gruntów, przyjmowaną zgodnie z Polską Normą



Rys. 2.1. Głębokość przemarzania gruntu w zależności od strefy klimatycznej w Polsce [3]

Warunki wodne zależą od położenia ZGW, wysokości nasypów i głębokości wykopów (tabl. 2.6).

Tablica 2.6. Opis warunków wodnych w zależności od występowania ZWG [11]

Charakterystyka		Warunki wodne w wypadku występowania swobodnego zwierciadła wody		
		< 1 m	od 1 m do 2 m	> 2 m
Wykopy ≤ 1 m	a)	złe	przeciętne	przeciętne
	b)	złe	przeciętne	dobre
Nasypy ≤ 1 m	a)	złe	przeciętne	przeciętne
	b)	przeciętne	przeciętne	dobre
Wykopy > 1 m	a)	złe	przeciętne	dobre
	b)	przeciętne	przeciętne	dobre
Nasypy > 1 m	a)	złe	przeciętne	dobre
	b)	przeciętne	dobre	dobre

Oznaczenia:

a) nie utwardzone pobocza

b) utwardzone i szczelne pobocza oraz dobre odprowadzenia wód powierzchniowych

2.5 Sposoby ulepszania podłoża

Wymiana warstwy gruntu podłoża na materiał niewysadzinowy o wskaźniku nośności $\text{CBR} \geq 25\%$ umożliwia jednocześnie spełnienie warunku mrozoodporności, gdyż grubości warstw powinny wynosić [11]:

- 25 cm na podłożu G2,
- 40 cm na podłożu G3,
- 60 cm na podłożu G4.

Jeżeli występuje konieczność odwodnienia podłoża nawierzchni, należy wykonać warstwę odsączającą z materiałów mrozoodpornych o współczynniku filtracji $K \geq 8 \text{ m/dobę}$, spełniającą warunek:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5 \quad (2.18)$$

gdzie:

D_{15} – wymiar boku oczka sita w mm, przez które przechodzi 15% ziaren warstwy odcinającej,

d_{85} – wymiar boku oczka sita w mm, przez które przechodzi 85% cząstek gruntu podłoża,

Wymieniana warstwa spełnia także zadanie warstwy odcinającej i powinna być wykonywana na całej szerokości korony drogi.

Możliwe jest zmniejszenie grubości warstwy w przypadku wzmocnienia jej geosyntetykiem (geowłókniną lub geotkaniną), spełniającą warunek:

$$\frac{d_{50}}{O_{90}} \geq 1,2 \quad (2.19)$$

gdzie:

d_{50} – wymiar boku oczka sita w mm, przez które przechodzi 50% ziaren gruntu podłoża,

O_{90} – umowna średnica porów geowłókniny odpowiadająca wymiarom frakcji gruntu podłoża zatrzymującego się geowłókninie w ilości 90%; wartość parametru O_{90} powinna być podawana przez producenta geowłókniny.

W przypadku zastosowania materiału o wysokim wskaźniku nośności można odpowiednio zmniejszyć grubość warstwy. Zwiększenie grubości wymagane jest, gdy $25\% > \text{CBR} \geq 20\%$.

Mieszanki niezwiązane do ulepszania podłoża wg WT-4 są materiałem ziarnistym, zazwyczaj o określonym składzie ziarnowym (od $d=0$ do D),

wytworzonym z kruszyw naturalnych, sztucznych, z recyklingu lub mieszanki tych kruszyw. Wymagania wobec kruszywa oparte są na PN-EN 12620. Zawartość pyłów w mieszance w przypadku słabych kruszyw (np. z recyklingu) wyznacza się po 5-krotnym zagęszczeniu sposobem Proctora.

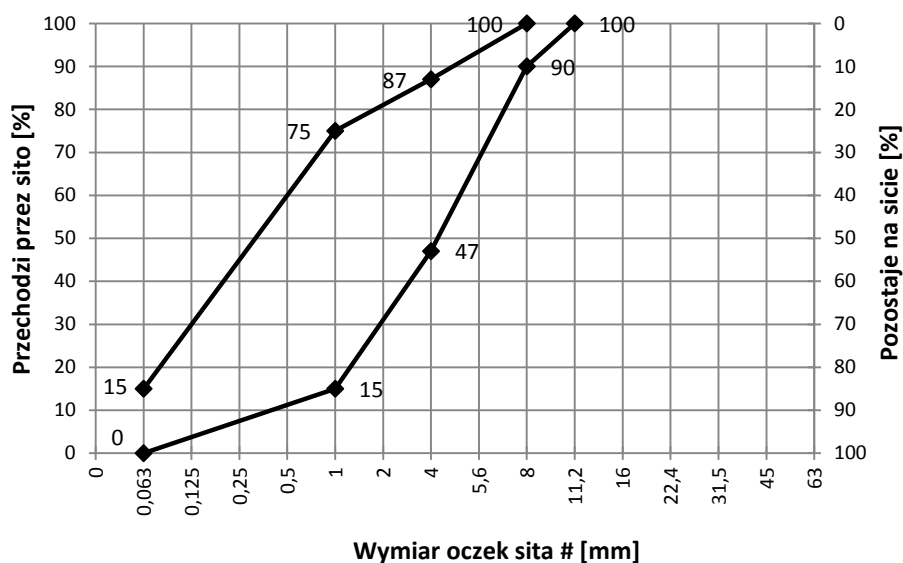
Mieszanki kruszyw do ulepszenia podłoża wg WT-4 powinny charakteryzować się wskaźnikiem nośności po nasączeniu w wodzie min. 96 godz. – $CBR \geq 35\%$, a gdy spełniają funkcję wzmocnienia podłoża $CBR \geq 40\%$.

W celu obliczenia grubości warstwy, niezbędnej dla uzyskania wtórnego modułu odkształcenia na jej powierzchni $E_x = 100$ MPa lub $E_x = 120$ MPa można wykorzystać nomogramy wg [2, 6], przyjmując moduły sprężystości podłoża i warstw wzmacniających np. ze wzoru (2.15), gdy znane są wielkości CBR.

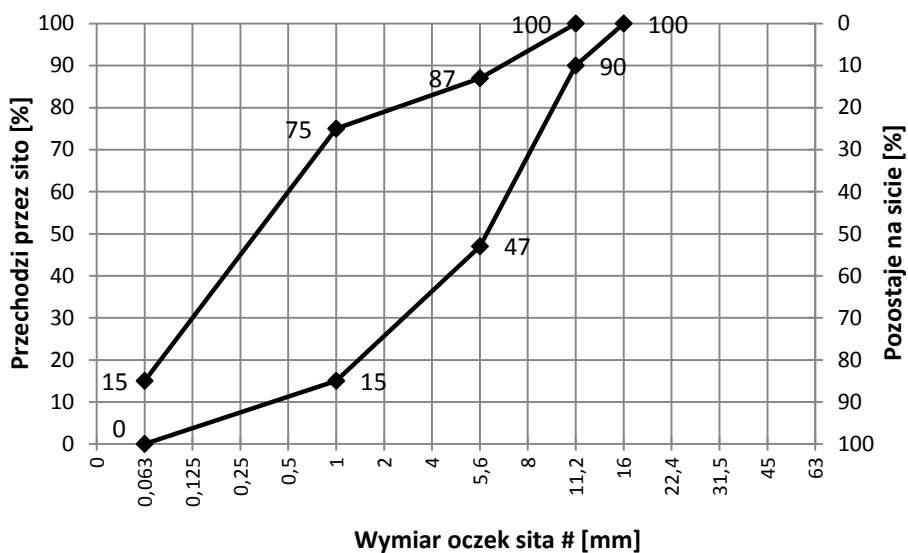
Sposoby wzmacniania podłoża gruntowego zalecają także Wytyczne z 2002 r. [15].

Granice uziarnienia według WT-4 podano na rys. 2.2÷2.8.

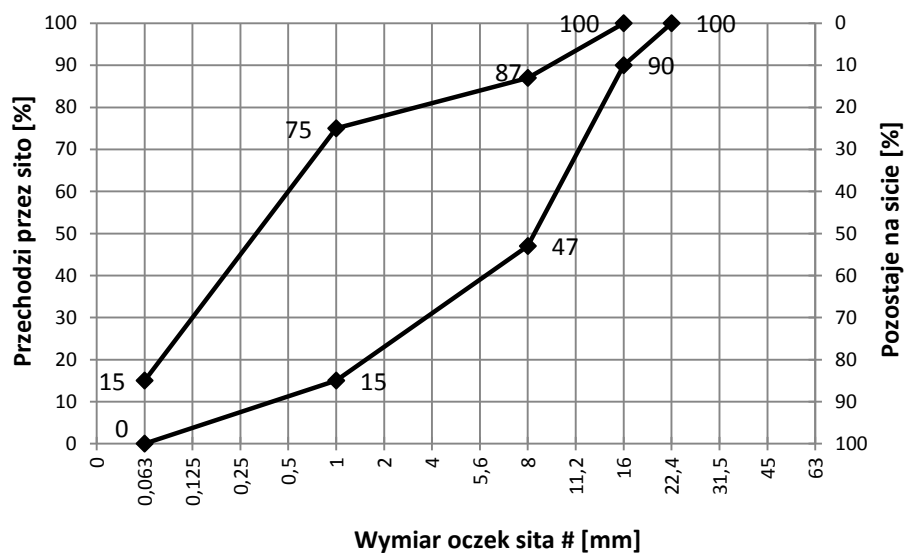
Indywidualny dotychczas sposób projektowania ulepszanego podłoża będzie zastąpiony wyborem typowych rozwiązań według projektu nowego Katalogu.



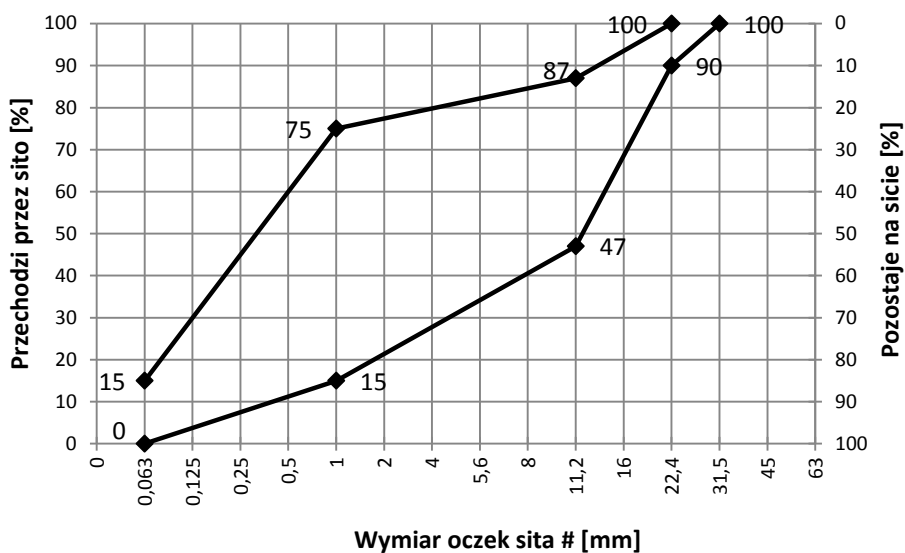
Rys. 2.2. Mieszanka kruszyw 0/8 do górnej warstwy podłoża ulepszanego [13]



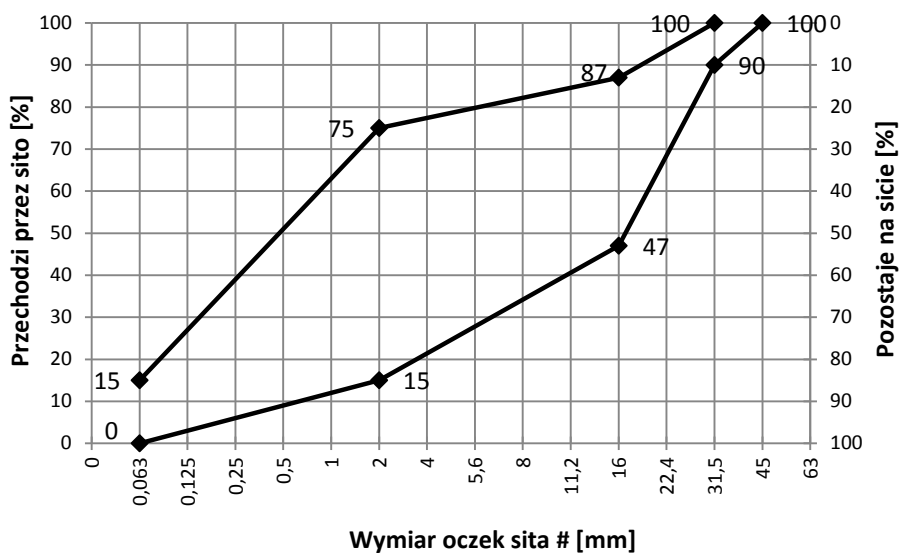
Rys. 2.3. Mieszanka kruszyw 0/11,2 do górnej warstwy podłoża ulepszanego [13]



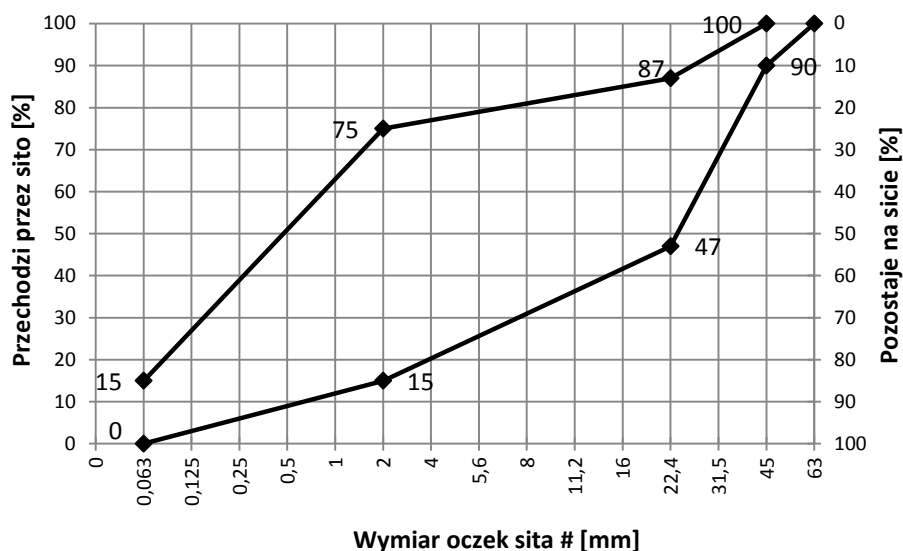
Rys. 2.4. Mieszanka kruszyw 0/16 do górnej warstwy podłoża ulepszanego [13]



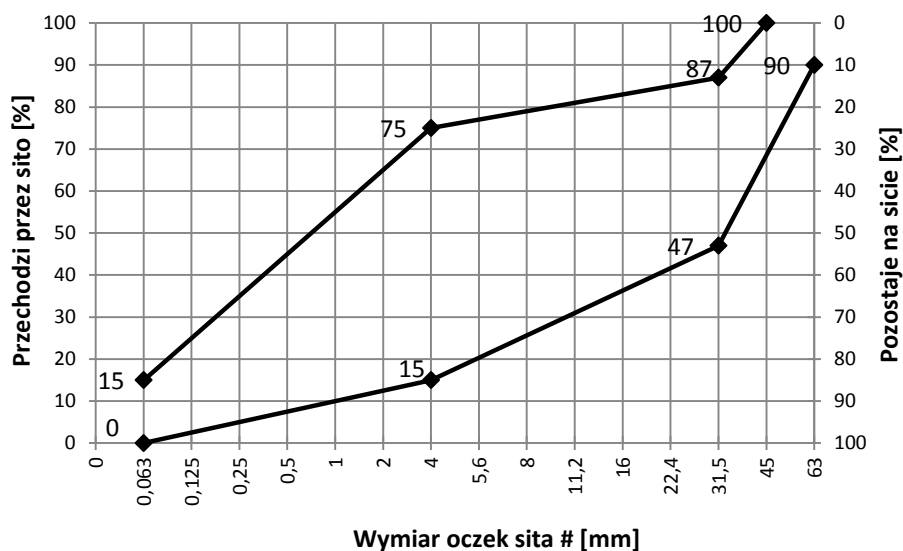
Rys. 2.5. Mieszanka kruszyw 0/22,4 do górnej warstwy podłoża ulepszanego [13]



Rys. 2.6. Mieszanka kruszyw 0/31,5 do górnej warstwy podłoża ulepszanego [13]



Rys. 2.7. Mieszanka kruszyw 0/45 do górnej warstwy podłoża ulepszanego [13]



Rys. 2.8. Mieszanka kruszyw 0/63 do górnej warstwy podłoża ulepszanego [13]

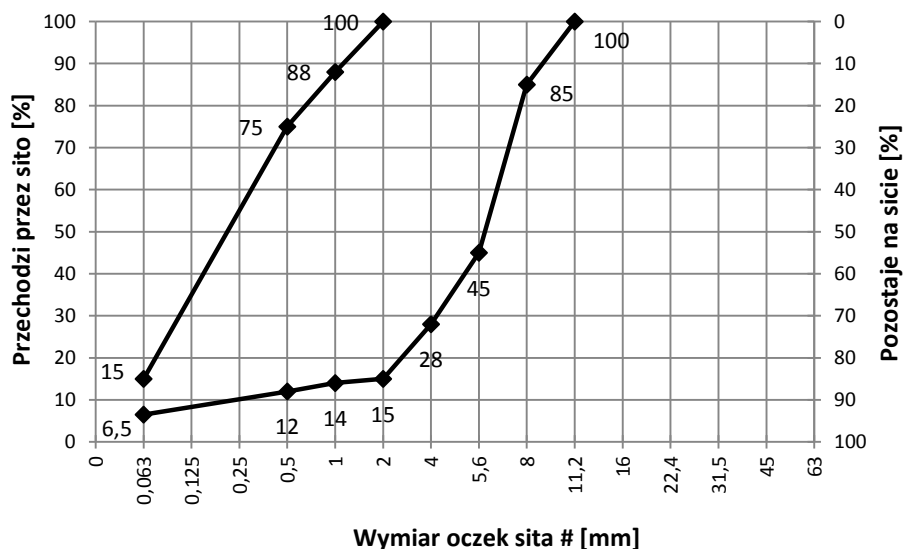
Zauważalne są wąskie granice uziarnienia mieszanek na sicie 0,063 mm od 0 do 15% oraz przedział od 15% do 75% w części środkowej na sitach 1 mm, 2 mm, 4 mm.

W warstwie ulepszonego podłoża wg WT-5 mogą być stosowane następujące **mieszanki związane spoiwem hydraulicznym**:

- mieszanki związane cementem PN-EN 14227-1,
- mieszanki związane żużłem granulowanym PN-EN 14227-2,
- mieszanki związane popiołem lotnym PN-EN 14227-3(4),
- mieszanki związane spoiwem drogowym PN-EN 14227-5.

Normy PN-EN 14227-1÷5 odnoszą się do budowy i utrzymania dróg publicznych (w tytule WT-4 i WT-5 znajduje się odwołanie tylko do dróg krajowych ze względu na organ wprowadzający do stosowania).

Mieszanki związane 0/31,5, 0/22,5, 0/16, 0/11,2 stosowane są głównie do podbudów i wyjątkowo do ulepszania podłoża. Mieszanka związana cementem 0/8 mm zalecana jest do stosowania tylko dla kategorii ruchu KR1 i KR2.



Rys. 2.9 Uziarnienie mieszanki CBGM 0/8 [14]

Minimalna zawartość cementu w mieszance 0/2 mm, odpowiadającej górnej granicy uziarnienia powinna wynosić 5%, a w mieszance 0/8 mm co najmniej 4% wg PN-EN 14227-1. Próbkę walcową, zagęszczaną ubijakiem Proctora, powinny być przygotowane zgodnie z PN-EN 13286-50 i po 14 dniach pielęgnacji np. w wilgotnym piasku zanurzone w wodzie. Oprócz wytrzymałości na ściskanie, odpowiadającej klasie $C_{1,5/2}$ po 28 dniach twardnienia, próbki powinny spełniać warunek mrozoodporności, badanej po 14 cyklach zamarzania. Klasa wytrzymałości na ściskanie mieszanek związanych cementem $C_{1,5/2}$ do warstwy ulepszonego podłoża nie może być powodem dużego wzrostu

CBR i modułu sprężystości w porównaniu z ich wielkością mieszanek niezwiązanych. Dotyczy to zwłaszcza przypadku ulepszania podłoża o grupie nośności G3 i G4.

Prezentowane wcześniej sposoby ulepszenia podłoża nawierzchni wg WT-4 i WT-5 były dotychczas stosowane tylko w regionach występowania miejscowych kruszyw kamiennych. Dobre efekty uzyskuje się, gdy nośność naturalnego podłoża jest dość dobra. Moduł sprężystości na powierzchni ulepszanego podłoża ($E=100$ lub 120 MPa) jest 2÷4-krotnie większy od modułu sprężystości gruntu, na którym wykonywana jest warstwa z kruszywa niezwiązanego. Zwiększenie grubości warstwy powyżej 30 cm może być niewystarczające dla uzyskania wymaganej nośności ulepszanego podłoża, gdy grunt podłoża odpowiada grupie G4.

Zalety i wady stosowanych dotychczas sposobów ulepszenia podłoża wg zaleceń Rozporządzenia [11] są znane i nie budzą wątpliwości, gdy dotyczy budowy nawierzchni dla kategorii ruchu KR1 i KR2. Stabilizacja gruntów cementem może być nadal dobrym sposobem ulepszenia podłoża, zwłaszcza w warstwach o grubości ≥ 25 cm, wykorzystywanych także do ruchu technologicznego ciężkich pojazdów.

Indywidualne projektowanie ulepszanego podłoża, z uwzględnieniem lokalnych warunków i wcześniejszych doświadczeń, umożliwia inwestorom i projektantom stosowanie optymalnych rozwiązań także w zakresie kosztu budowy.

Typizacja i standaryzacja podbudów implikuje np. szczegółową charakterystykę różnych mieszanek związanych, zamieszczonych w następnym rozdziale, gdyż jest to ich główne przeznaczenie. Zaletami wykorzystania mieszanek związanych do ulepszenia podłoża są ich równocześnie spełniane funkcje warstwy odcinającej, wzmacniającej i mrozoochronnej.

Mieszanki związane żużlem granulowanym są w Polsce dotychczas rzadko stosowane i tylko wyjątkowo do ulepszenia podłoża. Wymagania techniczne podają 5 typów mieszanek A (A1, A2, A3, A4 i A5) oraz 9 typów mieszanek B (B1-1, B1-2, B1-3, B1-4, B2 – 0/11,2, B2 – 0/16, B2 – 0/22,4, B3 i B4), w tym podają ich krzywe uziarnienia. Wymagana jest od mieszanek klasa nośności CBR 50/25 lub CBR 30/25.

W WT-5 wymienia się i określa wymagania dla **5 typów mieszanek związanych popiołami lotnymi**. Wszystkie typy mieszanek posiadają oddzielne krzywe graniczne w zależności od rodzaju popiołu lotnego – krzemionkowego i wapiennego. Typ 1 mieszanki posiada uziarnienie 0/31, 5; typ 2 – 0/11, 2, 0/16, 0/22,4; typ 3 – 0/11,2; typ – uziarnienie deklarowane przez producenta, typ 5 – w całości składa się z popiołu krzemionkowego i spoiwa.

Spoivo drogowe, odpowiadające aprobacie technicznej IBDiM, może być stosowane do związania mieszanek 4 typów wg WT-5, zwłaszcza w warstwach ulepszanego podłoża.

Minimalna grubość warstwy ulepszanego podłoża mieszanką związaną wynosi [11]:

- 10 cm dla podłoża G2,
- 15 cm dla podłoża G3,
- 25 cm dla podłoża G4.

Ulepszone podłoże z zastosowaniem wymiennych rodzajów środków wiążących, poza cementem, powinno posiadać klasę wytrzymałości $C_{0,4/0,5}$ po 42 dniach dojrzewania próbek.

Korzystne jest wykonywanie w/w warstwy na całej szerokości korony drogi. W przypadku, gdy ulepszenie jest wykonywane tylko na szerokości jezdni wymaga ono zwiększenia grubości dla zapewnienia warunku mrozoodporności, a także w celu jej udostępnienia dla ruchu w czasie budowy drogi.

Bibliografia – rozdział 2.

1. Firlej S.: Podłoże drogowe według „Katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych”. Drogownictwo 7/1998
2. Firlej S.: Mechanika nawierzchni drogowej. Wydawnictwa Uczelniane Politechniki Lubelskiej. Lublin 2007 r.
3. Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. IBDiM, Warszawa 1997 r.
4. Katalog wzmocnień i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych. IBDiM, Warszawa 2001 r.
5. Kukielka Jan, Kukielka Jerzy: Mrozoodporność konstrukcji nawierzchni. Konferencja naukowo-techniczna „Utrzymanie i modernizacja dróg i ulic”. Polanica Zdrój, 22-24 września 1999 r.
6. Kukielka Jan: Konstrukcje jezdni drogowych. Wydawnictwa Uczelniane. Lublin 1983 r.
7. Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe. WKŁ Warszawa 2002 r.
8. Praca zbiorowa. Handbuch des Straßenbaus. Band 3. Springer-Verlag. Berlin 1997
9. PN/87/S – 02201 Nawierzchnie drogowe. Podział nazwy i określenia.
10. Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen RStO86. Ergänzte Fassung 1989
11. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz. U. nr 43/1999 r. poz. 430
12. Szydło A.: Statyczna identyfikacja parametrów modeli nawierzchni lotniskowych. Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej. 1995 r.

13. Wymagania techniczne WT-4. Mieszanki niezwiązane dla dróg krajowych. Opracowanie w IBDiM pod kierunkiem Kraszewskiego C. do zarządzenia nr 102 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z 19 listopada 2010 r.
14. Wymagania techniczne WT-5 2010 r. Mieszanki związane spoiwem hydraulicznym dla dróg krajowych. Opracowanie w IBDiM pod kierunkiem Kraszewskiego C. do zarządzenia nr 102 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z 19 listopada 2010 r.
15. Wytyczne wzmacniania podłoża gruntowego w budownictwie drogowym. IBDiM, Warszawa 2002 r.

3. PODBUDOWY

Podstawowe definicje wg [54, 55];

Podbudowa – dolna część konstrukcji nawierzchni dróg służąca do przenoszenia obciążeń z ruchu na podłoże. Podbudowa może składać się z podbudowy zasadniczej i pomocniczej. Obydwie warstwy mogą być wykonane w kilku warstwach technologicznych. W przypadku wzmacniania, konstrukcję istniejącej nawierzchni dróg uważa się za podbudowę.

Podbudowa zasadnicza – warstwa zapewniająca przenoszenie obciążeń z warstw wyżej leżących na warstwę podbudowy pomocniczej lub podłoże.

Podbudowa pomocnicza – warstwa, zapewniająca przenoszenie obciążeń z warstwy podbudowy zasadniczej na warstwę podłoża. Podbudowa pomocnicza może składać się z kilku warstw o różnych właściwościach.

Wyróżnić można w zależności od materiałów i technologii współcześnie wykonywane podbudowy oraz występujące w istniejących konstrukcjach nawierzchni. Podbudowami przebudowywanych nawierzchni są też warstwy nawierzchni nieulepszonych (tłuczniowe, brukowe, żwirowe) lub ulepszonych (klinkierowe, z kostki kamiennej, z betonu cementowego).

Wymagania techniczne zawierają opisy różnych mieszanek zalecanych do podbudów, a w szczególności:

- mieszanek niezwiązanych wg WT-4 z 2010 r.[54],
- mieszanek związanych spoiwem hydraulicznym wg WT-5 z 2010 r.[55],
- mieszanek mineralno-asfaltowych wg WT-2 [53] oraz kruszyw do tych mieszanek wg WT -1 z 2010 r. [52].

Wykorzystanie destruktu starych nawierzchni asfaltowych i niekiedy ich podbudów z kruszyw, możliwe jest poprzez wykonanie recyklingu głębokiego. Do podbudów z zastosowaniem odzyskanego materiału z nawierzchni zaliczane są:

- podbudowy z mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjne (MMCE),
- podbudowy z mieszanek mineralnych z asfaltem spienionym (MMAsp),
- podbudowy z betonu asfaltowo-cementowego (BAC).

W Polsce stosowano dotychczas [26]:

- podbudowy pomocnicze z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie lub tłuczni kamiennego,
- podbudowy pomocnicze z kruszywa naturalnego stabilizowanego mechanicznie,
- podbudowy pomocnicze z gruntu lub kruszywa stabilizowanego spoiwem hydraulicznym,
- podbudowy z żużla wielkopiecowego,
- podbudowy z chudego betonu,

- podbudowy zasadnicze z betonu asfaltowego,
- podbudowy z piasku otoczonego asfaltem.

Recykling głęboki na zimno z użyciem cementu, emulsji asfaltowej lub asfaltu spienionego wykonywano najczęściej na odcinkach dróg krajowych. Wykorzystywano często do podbudów lub ulepszenia podłoża grunty stabilizowane cementem w regionach ubogich w surowce do produkcji kruszyw i kruszywa miejscowe.

Ogólną charakterystykę nawierzchni i podbudów wykonywanych przed 1997 r. tj. do czasu opracowania Katalogu [25] podano w rozdziale 6.

Nowelizacja Katalogu sprzyjać będzie stosowaniu niektórych rodzajów podbudów i materiałów do warstw wzmacniających, po opracowaniu nowego Katalogu Wzmocnień [26].

Wymagania techniczne, dotychczasowe i nowelizowane katalogi są zaleceniami, które nie wykluczają możliwości projektowania innych rozwiązań. Należy jednak uwzględnić to, że producenci kruszyw i innych materiałów drogowych dostosowali się najczęściej do wymagań PN-EN i dlatego prezentowane będą w dalszej części głównie podbudowy spełniające zalecenia wymienionych norm. Stabilizacja gruntów cementem w kilku regionach Polski będzie zapewne nadal stosowana.

Spośród wielu wymagań dotyczących podbudów szczególne znaczenie ma koszt budowy, trwałość i nośność w długim czasie eksploatacji, możliwie mała wrażliwość na sporadyczne przeciążenia, jednorodność cech, odporność na działanie wody i mrozu, zmiany temperatury i starzenie materiału.

Równość podłużna i poprzeczna podbudowy powinna spełnić wymagania zbliżone do warstwy wiążącej, której zespolenie z podbudową jest niezbędne, podobnie jak wszystkich warstw nawierzchni. Dobra równość kolejno wykonywanych warstw jest warunkiem dla uzyskania równej powierzchni jedni.

Minimalna grubość warstw asfaltowych wzmacniających istniejącą konstrukcję nawierzchni wynosi 12 cm wg [26].

Typ konstrukcji nawierzchni zależy od materiału podbudowy, której grubość z podziałem na podbudowę pomocniczą i zasadniczą jest zależna od kategorii obciążenia ruchem (KR). Ilość typowych konstrukcji jest w Polsce względnie mała i nie obejmuje warstw mrozoochronnych, zaliczanych do ulepszonego podłoża. Omówienie katalogów pominięto w tym opracowaniu ze względu na niezbędną, planowaną ich nowelizację.

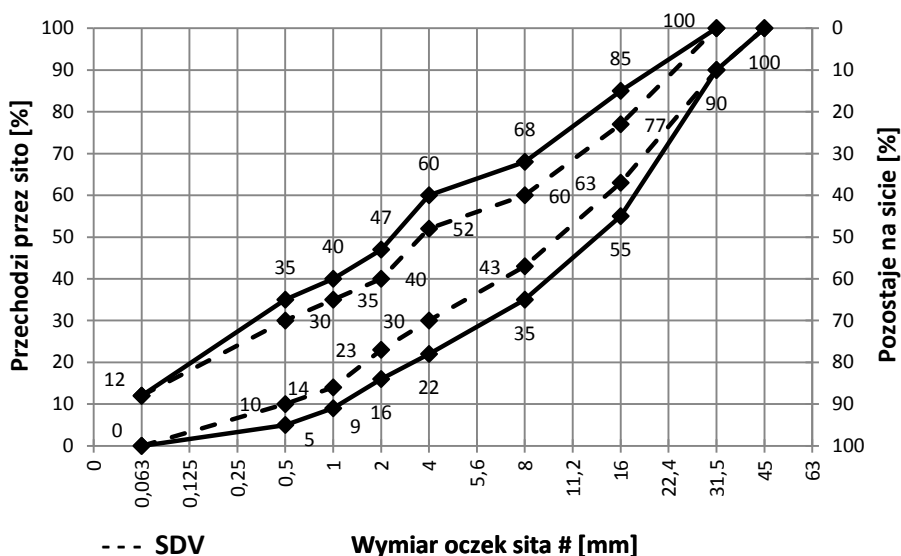
3.1 Podbudowy z mieszanek niezwiązanych

Norma PN-EN 13285:2004 wprowadziła jednolitą klasyfikację wymagań wobec mieszanek niezwiązanych. Aplikacją normy do przepisów krajowych są wymagania techniczne dla mieszanek niezwiązanych, które dotyczą dostaw kruszyw naturalnych, sztucznych i z recyklingu, przeznaczonych do nawierzchni

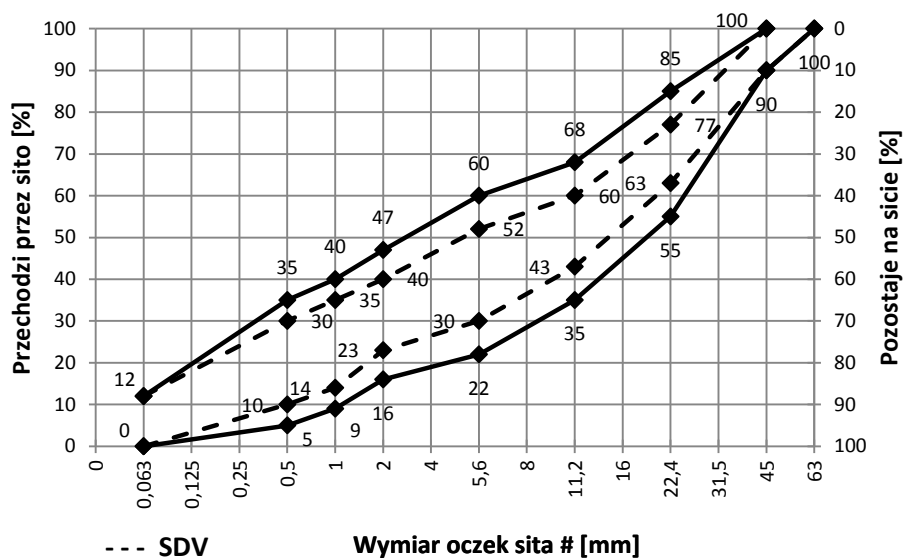
drogowych. Powołania normatywne zawarte w WT-4 z 2010 r. dotyczą podbudów pomocniczych i zasadniczych.

W warstwach podbudowy pomocniczej mogą być stosowane mieszanki: 0/31,5, 0/45 i 0/63. Graniczne krzywe uziarnienia mieszanek podano na rys. 3.1. ÷ 3.3., gdzie przez SDV określa się obszar uziarnienia, w którym powinna się mieścić krzywa uziarnienia mieszanki (S) deklarowana przez dostawcę (producenta). Można zauważyć, że dolna granica uziarnienia rozpoczyna się od zera, co oznacza brak wymagań dotyczących najmniejszej zawartości pyłów w mieszance.

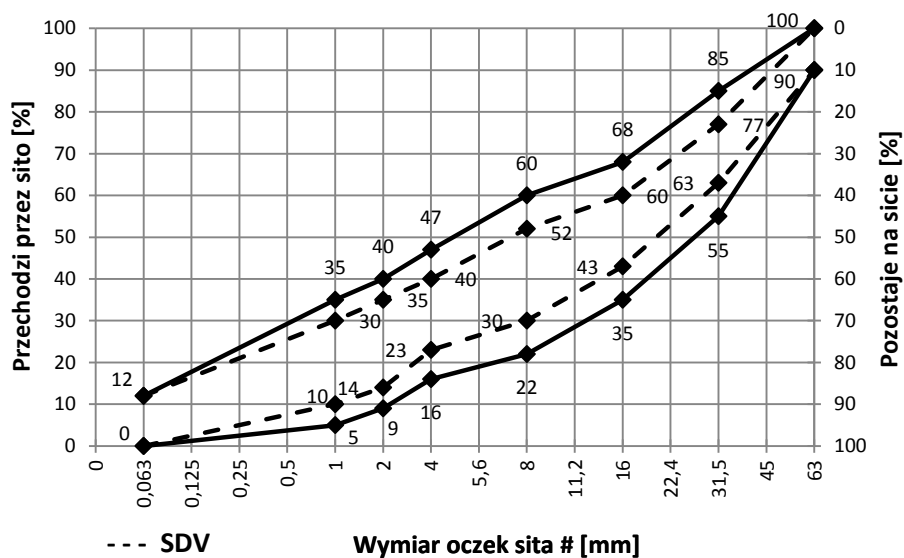
Grubości podbudów zasadniczych z kruszywa łamanego według wymagań dotychczasowego Katalogu z 1997 r. są większe niż np. w Austrii, Francji i Niemczech niezależnie od kategorii ruchu [21].



Rys. 3.1. Mieszanka niezwiązana 0/31,5 mm do warstw podbudowy pomocniczej [54]



Rys. 3.2. Mieszanka niezwiązana 0/45 mm do warstw podbudowy pomocniczej [54]

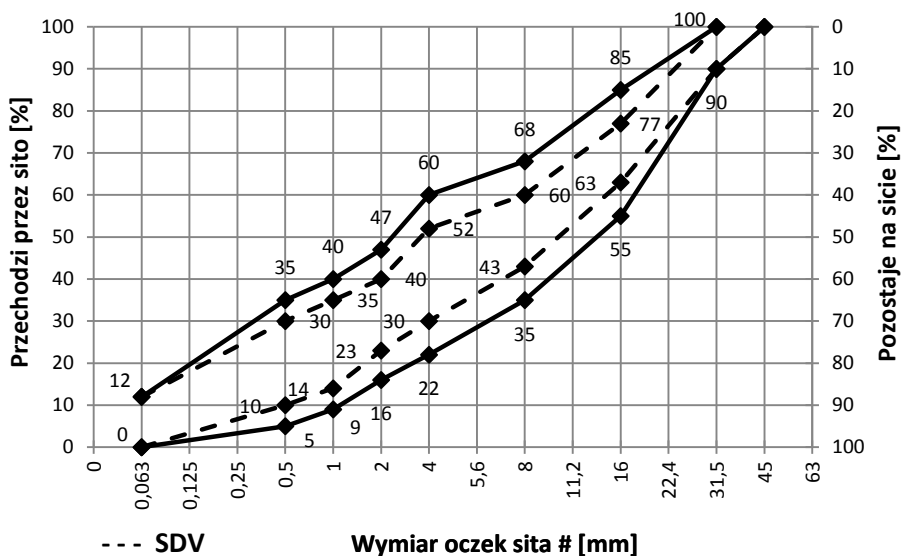


Rys. 3.3. Mieszanka niezwiązana 0/63 mm do warstw podbudowy pomocniczej [54]

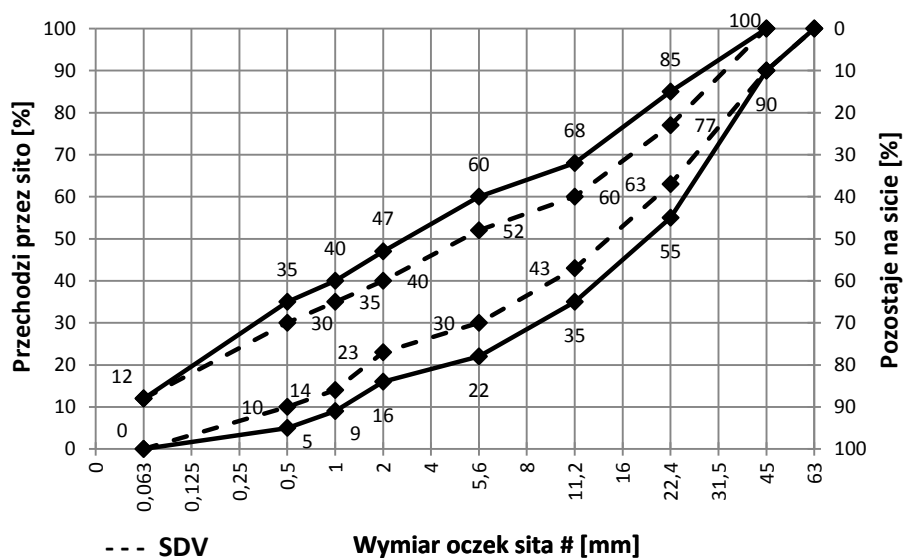
Wskaźnik piaskowy (SE) mieszanki powinien być większy od 40% w przypadku podbudowy pomocniczej i większy od 45% dla podbudowy zasadniczej, a deklarowana wartość CBR $\geq 60\%$ dla podbudowy pomocniczej i CBR $\geq 80\%$ dla podbudowy zasadniczej.

Mieszanki powinny mieć wilgotność bliską optymalnej w czasie zagęszczania. Wykonawcy oczekują niekiedy na opady deszczu przed zagęszczeniem, które w przypadku małej wilgotności mieszanki powodują widoczną na powierzchni nierównomierną zawartość pyłów, spowodowaną ścieralnością kruszywa w czasie wałowania.

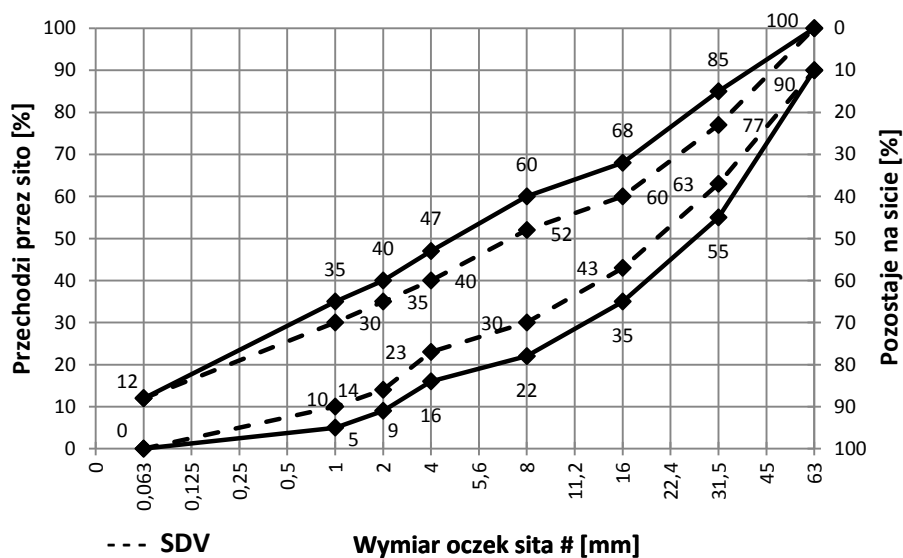
Do wykonania podbudowy zasadniczej stosowane są najczęściej mieszanki 0/31,5. Uziarnienie mieszanki jak na rysunkach 3.4. ÷ 3.6. badać należy także po pięciokrotnym zagęszczeniu metodą Proctora, powodującym zwiększenie zawartości pyłów w mieszance w przypadku występowania słabych kruszyw.



Rys. 3.4. Mieszanka niezwiązana 0/31,5 mm do warstw podbudowy zasadniczej [54]



Rys. 3.5. Mieszanka niezwiązana 0/45 mm do warstw podbudowy zasadniczej [54]



Rys. 3.6. Mieszanka niezwiązana 0/63 mm do warstw podbudowy zasadniczej [54]

Kruszywa z recyklingu tj. z przekruszonego betonu, muru, mieszanki betonu, destruktu asfaltowego stanowić powinny tylko część mieszanki. W załączniku A do WT-4 przyjęto na przykład, że dodatek destruktu asfaltowego do mieszanki powinien być $\leq 30\%$ jej składu.

Przy projektowaniu grubości warstw podbudowy zwrócić należy uwagę na różne, dopuszczalne wielkości CBR kruszywa w podbudowie pomocniczej, zasadniczej i przyjęte moduły w katalogu typowych nawierzchni ($E=400$ MPa dla kruszywa łamanego o ciągłym uziarnieniu lub tłucznia)

3.2 Podbudowy z mieszanek związanych spoiwem hydraulicznym

Doświadczenia francuskie dotyczące wykonania nawierzchni o podbudowach związanych spoiwami hydraulicznymi wyróżniają [22]:

- nawierzchnie półsztywne o względnie małej grubości pakietu warstw asfaltowych ($6\div 14$ cm) i podbudowie jedno lub dwuwarstwowej o grubości $20\div 50$ cm,
- nawierzchnie kompozytowe o małej grubości warstwy ścieralnej i górnej warstwy podbudowy ($10\div 20$ cm) z mieszanek mineralno-asfaltowych oraz dolnej warstwy podbudowy z materiałów związanych środkami hydraulicznymi o grubości $20\div 40$ cm,
- nawierzchnie odwrócone, w których pod pakietem warstw asfaltowych stosowana jest warstwa grubości około 12 cm z kruszywa niezwiązanego na dolnej warstwie podbudowy z materiałów związanych spoiwem hydraulicznym o grubości $15\div 50$ cm.

Nawierzchnie półsztywne stanowią około 40% wszystkich konstrukcji nawierzchni we Francji i wymiarowane są w jednej fazie, to jest do wystąpienia spękań zmęzeniowych w podbudowie związanej (także żużłami granulowanymi).

Nawierzchnie kompozytowe we Francji stanowią około 5% i tylko te nawierzchnie wymiarowane są w dwóch fazach pracy. W porównaniu z dotychczasowym Katalogiem w Polsce grubości całkowite konstrukcji nawierzchni są we Francji około 20% mniejsze.

Podbudowy z chudego betonu i kruszyw związanych spoiwem hydraulicznym są w Polsce o mniejszej grubości niż w Niemczech, Francji i Wielkiej Brytanii w przypadku ruchu bardzo lekkiego [21].

W Polsce normy PN-EN 14227-1÷5 z 2007 roku przeznaczone do budowy i utrzymania dróg publicznych i innych nawierzchni do ruchu pojazdów, zawierają wymagania dla:

- mieszanek związanych cementem,
- mieszanek związanych żużłem granulowanym,
- mieszanek związanych popiołem lotnym (wymagań dotyczących popiołu lotnego),
- mieszanek związanych spoiwem drogowym.

3.2.1 Podbudowy z mieszanek związanych z cementem (CBGM)

Mieszanki związane cementem są najpowszechniej stosowane, dawniej jako podbudowy z gruntów stabilizowanych cementem, z chudego betonu lub betonów cementowych o małej wytrzymałości.

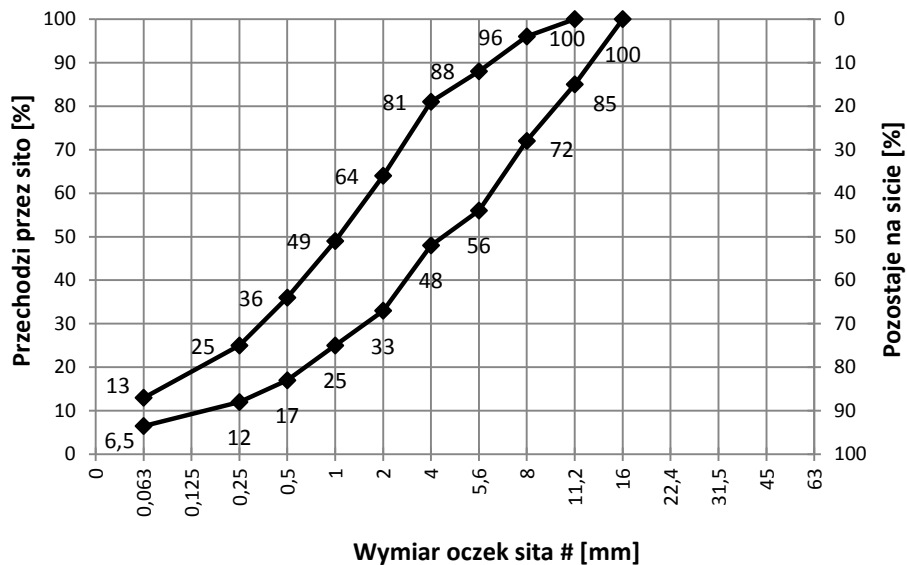
Klasy wytrzymałości mieszanek związanych cementem podano w tablicy 3.1.

Dopuszcza się badania po 7 dniach (R_c^7) i po 14 dniach (R_c^{14}) twardnienia. Wybór klasy wytrzymałości na ściskanie zależy od przeznaczenia mieszanki (do podbudowy zasadniczej lub pomocniczej) i obciążenia ruchem (KR1÷KR2, KR3÷KR4).

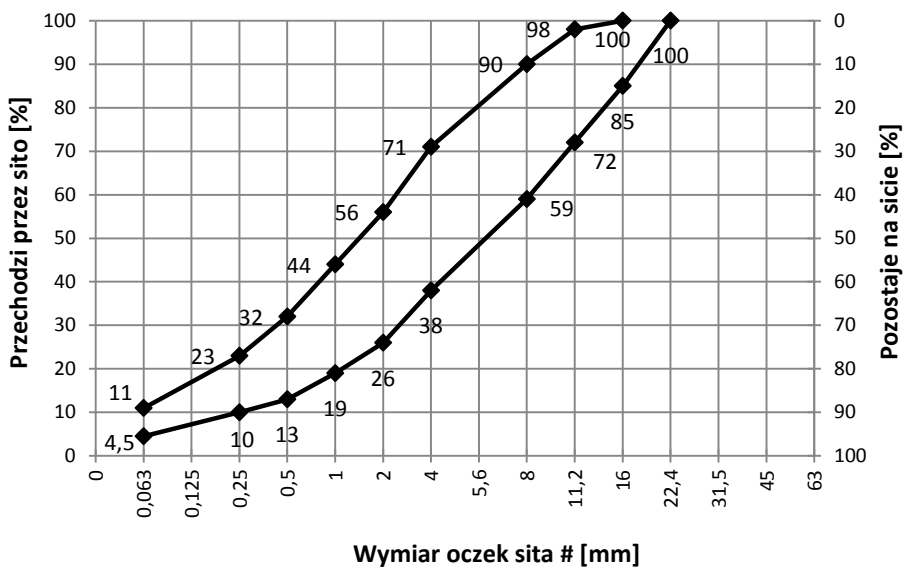
Na rysunkach 3.7. ÷ 3.10. podano krzywe graniczne uziarnienia mieszanek.

Tablica 3.1 Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie R_{ck} (system I) [55]

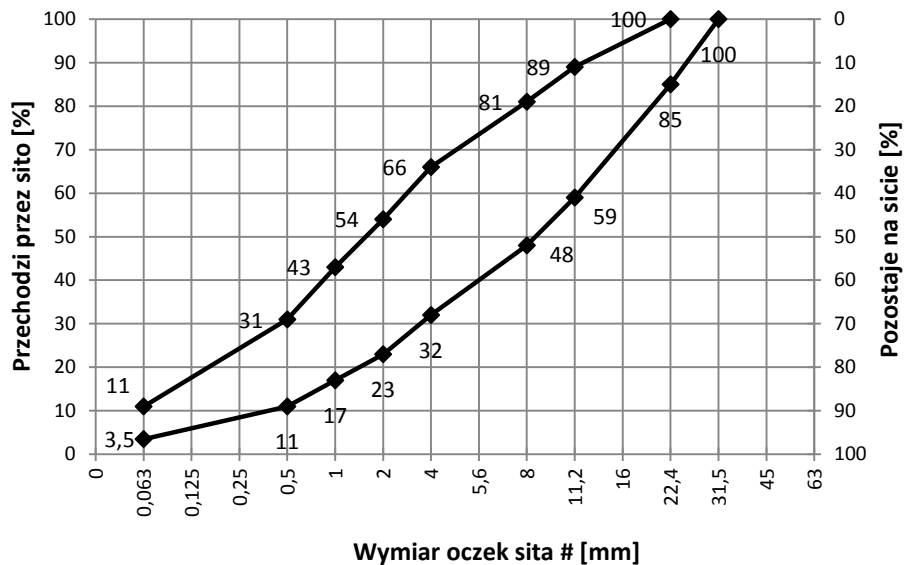
Lp.	28-dniowa wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie R_{ck} [MPa]		Klasa wytrzymałości
	Cylinder $H/D^a)=2,0$	Cylinder lub kostka $H/D^b)=1,0$	
1.	Niewymagana		C_0
2.	1,5	2,0	$C_{1,5/2}$
3.	3,0	4,0	$C_{3/4}$
4.	5,0	6,0	$C_{5/6}$
5.	8,0	10	$C_{8/10}$
6.	12	15	$C_{12/15}$
7.	16	20	$C_{16/20}$
8.	20	25	$C_{20/25}$
^{a)} H/D = stosunek wysokości do średnicy próbki ^{b)} H/D = 0,80 do 1,21			



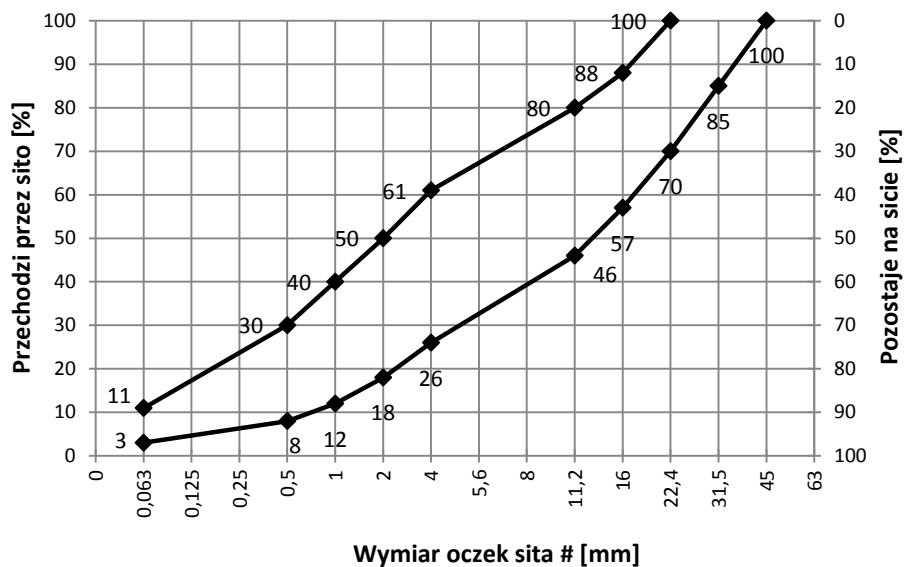
Rys. 3.7. Uziarnienie mieszanki CBGM 0/11,2 mm [55]



Rys. 3.8. Uziarnienie mieszanki CBGM 0/16 mm [55]



Rys. 3.9. Uziarnienie mieszanki CBGM 0/22,4 mm [55]



Rys. 3.10. Uziarnienie mieszanki CBGM 0/31,5 mm [55]

Do podbudów dla ruchu KR1÷KR2 można stosować także mieszanki 0/8 mm, które wykorzystuje się częściej do ulepszenia podłoża gruntowego dla wszystkich kategorii ruchu. Wskaźnik mrozoodporności, jako średnia wielkość z 3 próbek po 14 cyklach zamarzania powinien być większy od 0,6 dla podbudów pomocniczych wszystkich kategorii ruchu i 0,7 dla podbudów zasadniczych.

Klasa wytrzymałości na ściskanie powinna wynosić dla podbudów pomocniczych [55]:

- $C_{1,5/2,0}$ nie więcej niż 4,0 MPa dla KR1÷KR2,
- $C_{3/4}$ nie więcej niż 6,0 MPa dla KR3÷KR4,
- $C_{5/6}$ nie więcej niż 10,0 MPa dla KR5÷KR6,

i dla warstw podbudowy zasadniczej:

- $C_{3/4}$ nie więcej niż 6,0 MPa dla KR1÷KR2,
- $C_{5/6}$ nie więcej niż 10,0 MPa dla KR3÷KR4,
- $C_{8/10}$ nie więcej niż 20,0 MPa dla KR5÷KR6,

W przypadku podbudów zasadniczych o wytrzymałości $R_c=5\div10$ MPa należy stosować technologie przeciwspekaniowe z geosyntetyków, a dla wytrzymałości $R_c > 10$ MPa dylatowanie poprzeczne i podłużne w zależności od szerokości warstwy.

3.2.2 Podbudowy z mieszanek związanych żużlem

Do związania mieszanek wykorzystywany jest [55]:

- granulowany żużel wielkopiecowy,
- granulowany żużel wielkopiecowy częściowo mielony,
- mielony granulowany żużel wielkopiecowy.

Aktywność hydrauliczna granulowanego żużla wielkopiecowego zależy od składu chemicznego, zawartości cząstek drobnych i aktywatorów. Iloczyn C.A jest wskaźnikiem aktywności żużla, gdzie C oznacza zawartość CaO, A zawartość Al_2O_3 :

- | | |
|-------------------|------------------------|
| $C.A < 550$ | oznacza kategorię CA1, |
| $425 < C.A < 550$ | oznacza kategorię CA2, |
| $C.A < 425$ | oznacza kategorię CA3. |

Kategoria cząsteczek mniejszych od 0,063 mm, w częściowo zmielonym żużlu wzrasta wraz z ich zawartością:

- | | |
|------|----------------------------------|
| PG1, | gdy cząstek jest mniej niż 5%, |
| PG2, | gdy cząstek jest od 5 do 8 %, |
| PG3, | gdy cząstek jest od 8 do 14%, |
| PG4, | gdy cząstek jest więcej niż 14%, |

W mielonym granulowanym żużlu wielkopiecowym wyróżnia się cztery kategorie ze względu na powierzchnię właściwą według Blaine'a:

- GG1, gdy $< 150 \text{ m}^2/\text{kg}$,
 GG2, gdy ≥ 150 do $300 \text{ m}^2/\text{kg}$,
 GG3, gdy ≥ 300 do $400 \text{ m}^2/\text{kg}$,
 GG4, gdy $\geq 400 \text{ m}^2/\text{kg}$,

Klasyfikacja wytrzymałości na ściskanie po 76 dniach pielęgnacji np. w wilgotnym piasku i dalsze 14 dni w wodzie podana jest w tablicy 3.2.

Mrozoodporność próbek po 90 dniach poddanych 14 cyklom zamarzania deklarowana jest przez producenta mieszanki. Dla oceny mrozoodporności badany jest wskaźnik nośności CBR po 43 dniach (28 dni próbki przechowywane w warunkach wilgotnych i 14 dni poddawane cyklom zamarzania).

WT-5 wyróżniają 5 mieszanek związanych żużlem typu A, 4 mieszanki związane żużlem typu B1, 3 mieszanki związane żużlem typu B2 oraz mieszanki B3 i B4. Wymagania wobec mieszanek typu A i B zależą od ich przeznaczenia i kategorii ruchu.

Tablica 3.3. Klasyfikacja wytrzymałości na ściskanie mieszanki B4 po 90 dniach R_c [55]

Klasa R_c	Minimalne R_c [MPa] dla cylindra o wskaźniku smukłości 2 ^{a)}	Minimalne R_c [MPa] dla cylindra o wskaźniku smukłości 1 ^{a)}
$C_{0,4/0,5}$	0,4	0,5
$C_{0,8/1}$	0,8	1,0
$C_{1,5/2}$	1,5	2,0
$C_{3/4}$	3,0	4,0
$C_{6/8}$	6,0	8,0
$C_{9/12}$	9,0	12
$C_{12/16}$	12	16
$C_{15/20}$	15	20
$C_{18/24}$	18	24
$C_{21/28}$	21	28
$C_{24/32}$	24	32
$C_{27/36}$	27	36
C_{DV}	Wartość deklarowana	Wartość deklarowana
^{a)} jeśli wykorzystano cylindry o wskaźniku smukłości innym niż 1 lub 2 należy przed użyciem określić ich korelację z cylindrami o wskaźnikach smukłości 1 lub 2		

Mieszanki związane żużlem były powszechnie stosowane we Francji i sporadycznie w Polsce. Stopniowa zmiana cech mechanicznych powoduje potrzebę zapewnienia mieszance minimalnej wielkości CBR jak tablicy 3.3.

Podany w tablicy wzrost wielkości CBR po 28 dniach twardnienia powinien być uzyskany po 91 dniach, jeżeli nie spełni wcześniejszych wymagań.

Tablica 3.3. Klasyfikacja według CBR [55]

Klasa	Typ mieszanki	CBR ₀ [%]	ΔCBR ₂₈ [%]
CBR50/25	A1 do A3, B1, B2, B4	≥50	≥25
CBR30/25	A4, B3	≥30	≥25
CBR50/35	A1 do A3, B1, B2, B4	≥50	≥35
CBR30/35	A4, B3	≥30	≥35
CBR50/50	A1 do A3, B1, B2, B4	≥50	≥50
CBR30/50	A4, B3	≥30	≥50

3.2.3 Podbudowy z mieszanek związanych popiołem lotnym

Krzemionkowe popioły lotne powinny zawierać do 4% SO₃ i charakteryzować się aktywnością pucolanową. Wapienne popioły lotne charakteryzują się, co najmniej 5% zawartością reaktywnego CaO. Wyróżnia się 7 typów mieszanek. Próbki badane są po 42 i 90 dniach. Badana jest wytrzymałość próbek pielęgnowanych w warunkach wilgotnych przez 28 dni i przez 14 dni w wodzie. Wytrzymałość po 90 dniach jest informacyjną dla określenia dalszego przyrostu wytrzymałości. Klasy wytrzymałości (R_c) różnych mieszanek podano tablicy 3.4.

Wymagania dotyczące mrozoodporności, natychmiastowego wskaźnika nośności i szczelności mieszanki oprócz wytrzymałości na ściskanie i innych cech podano w WT-5 dla mieszanek typu 1, 2, 3, 4 i 5.

Tablica 3.4. Klasyfikacja wytrzymałości po 42 dniach R_c [55]

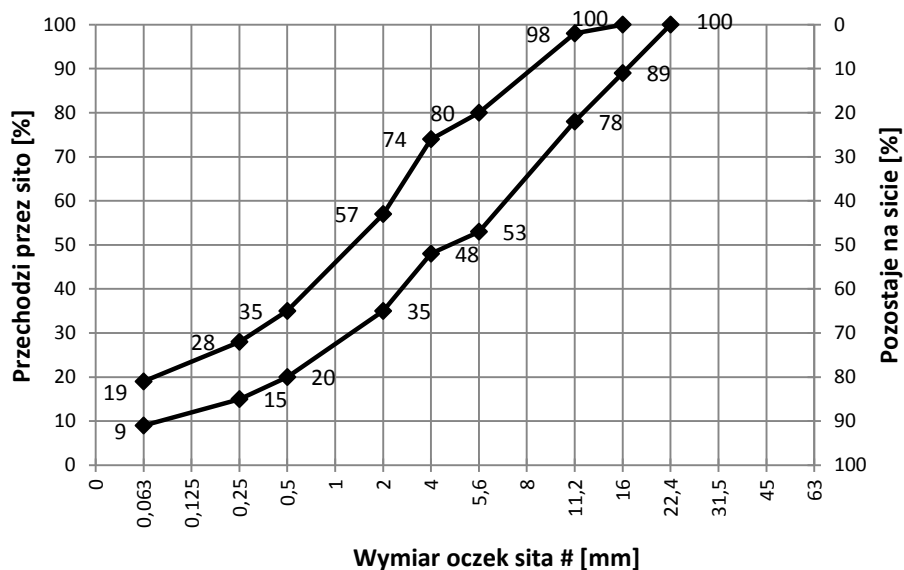
Klasa R _c	Minimalne R _c [MPa] dla cylindra o wskaźniku smukłości 2 ^{a)}	Minimalne R _c [MPa] dla cylindra o wskaźniku smukłości 1 ^{a)}
C _{0,4/0,5}	0,4	0,5
C _{0,8/1}	0,8	1,0
C _{1,5/2}	1,5	2,0
C _{3/4}	3,0	4,0
C _{6/8}	6,0	8,0
C _{9/12}	9,0	12
C _{12/16}	12	16
C _{15/20}	15	20
C _{18/24}	18	24
C _{21/28}	21	28
C _{24/32}	24	32
C _{27/36}	27	36
C _{DV}	Wartość deklarowana	Wartość deklarowana
^{a)} jeśli wykorzystano cylindry o wskaźniku smukłości innym niż 1 lub 2 należy przed użyciem określić ich korelację z cylindrami o wskaźnikach smukłości 1 lub 2		

Tablica 3.5. Wymagania wobec mieszanek typu 2 [55]

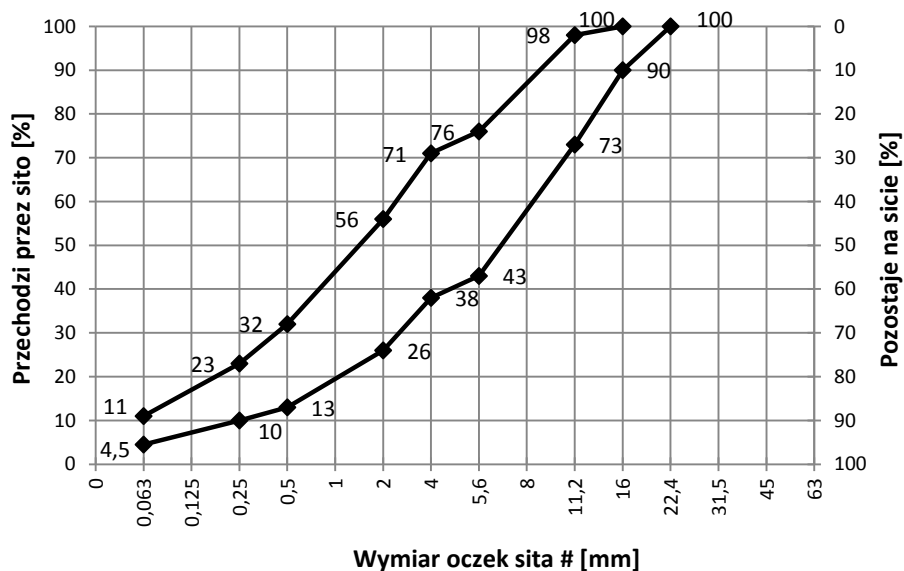
Składniki	Wymagania							Uwagi
	KR1, KR2		KR3, KR4		KR5, KR6		KR1-KR6	
	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Warstwa ulepszonego podłoża	
Popioły lotne	Wg WT-5 p. 3.2.1							
Kruszywo	Wg WT-5 tabl. 3.1							
Wapno	Wg WT-5 p. 3.1.3							
Cement	Wg WT-5 p. 3.1.4							
Gips	Wg WT-5 p. 3.1.5							
Granulowany żużel wielkopiecowy	Wg WT-5 p. 3.1.6							
Woda	Wg WT-5 p. 3.1.8							
Inne składniki	Deklarowane przez producenta							
Mieszanka typu 2 -0/22,4								
Uziarnienie	Krzywe graniczne wg WT-5 rys. 3.3 lub 3.4.							
Szczelność	C≥0,8							Wg p.3.2.9
Wytrzymałość na ściskanie – klasa R _c wg tablicy 3.4	C _{3/4} ale nie więcej niż 8 MPa	C _{1,5/2} ale nie więcej niż 4 MPa	C _{6/8} ale nie więcej niż 12 MPa	C _{3/4} ale nie więcej niż 12 MPa	C _{9/12} ale nie więcej niż 16 MPa	C _{6/8} ale nie więcej niż 16 MPa	C _{0,4/0,5} ale nie więcej niż 4 MPa	Wg p.3.2.6. PN EN 13286-41 po 42 dniach pielęgnacji
Mrozoodporność	≥0,7	≥0,6	≥0,7	≥0,6	≥0,7	≥0,6	NR – nie określa się	Wg p.3.2.7
Mieszanka typu 2 -0/16								
Uziarnienie	Krzywe graniczne wg WT-5 rys. 3.5 lub 3.6.							
Szczelność	C≥0,8							Wg p.3.2.9
Wytrzymałość na ściskanie – klasa R _c wg tablicy 3.4	C _{3/4} ale nie więcej niż 8 MPa	C _{1,5/2} ale nie więcej niż 4 MPa	C _{6/8} ale nie więcej niż 12 MPa	C _{3/4} ale nie więcej niż 12 MPa	C _{9/12} ale nie więcej niż 16 MPa	C _{6/8} ale nie więcej niż 16 MPa	C _{0,4/0,5} ale nie więcej niż 4 MPa	Wg WT-5 p.3.2.6. PN EN 13286-41 po 42 dniach pielęgnacji
Mrozoodporność	≥0,7	≥0,6	≥0,7	≥0,6	≥0,7	≥0,6	NR – nie określa się	Wg p.3.2.7
Mieszanka typu 2 -0/11,2								
Uziarnienie	Krzywe graniczne wg WT-5 rys. 3.6 lub 3.7.							
Szczelność	C≥0,8							Wg p.3.2.9
Wytrzymałość na ściskanie – klasa R _c wg tablicy 3.4	C _{3/4} ale nie więcej niż 8 MPa	C _{1,5/2} ale nie więcej niż 4 MPa	C _{6/8} ale nie więcej niż 12 MPa	C _{3/4} ale nie więcej niż 12 MPa	C _{9/12} ale nie więcej niż 16 MPa	C _{6/8} ale nie więcej niż 16 MPa	C _{0,4/0,5} ale nie więcej niż 4 MPa	Wg WT-5 p.3.2.6. PN EN 13286-41 po 42 dniach pielęgnacji
Mrozoodporność	≥0,7	≥0,6	≥0,7	≥0,6	≥0,7	≥0,6	NR – nie określa się	Wg p.3.2.7
Natychmiastowy wskaźnik nośności IPI	IPI50							Wg p.3.2.8

W przypadku przekroczenia wytrzymałości 5,0 MPa należy stosować rozwiązania przeciwspekaniowe wg WT-5 p. 3.3.7.

Wybrane przykłady krzywych granicznych uziarnienia mieszanki typu 2 podano na rysunkach 3.11 i 3.12, a wymagań dla mieszanki typu 2 w tabelcy 3.5



Rys. 3.11. Krzywe graniczne uziarnienia mieszanki 2 – 0/16 mm dla mieszanek związanych krzemionkowym popiołem lotnym [55]



Rys. 3.12. Krzywe graniczne uziarnienia mieszanki 2 – 0/16 mm dla mieszanek związanych wapiennym popiołem lotnym [55]

3.2.4 Podbudowy z mieszanek związanych spoiwem drogowym

Spoiwo hydrauliczne powinno odpowiadać wymaganiom aprobaty technicznej IBDiM, zgodne z ENV 13282 lub Europejską Aprobata Techniczną.

W normie PN-EN 14 227-5 podane zostały graniczne krzywe mieszanek 0/31,5 typu 1, 0/22,5 typu 2, 0/16 typu 2, 0/11,2 typu 2 i mieszanki typu 3 i 4. Nowe rodzaje spoiw drogowych, spełniających wymagania dla związania mieszanek opisanych w wymienionej normie w Polsce nie są znane i mogą być wyzwaniem do producentów spoiw.

3.3 Podbudowy z gruntów stabilizowanych cementem

Stabilizacja gruntów cementem stosowana była najczęściej jako podbudowa pomocnicza nawierzchni obciążonej ruchem KR2÷KR6 i jako podbudowa zasadnicza nawierzchni dla ruchu bardzo lekkiego KR1 np. na drogach gminnych.

Ulepszenie podłoża gruntowego cementem w miejscu występowania gruntów niespoistych przyczynia się do zwiększenia jego nośności ($E_2 \geq 120$ MPa lub $E_2 \geq 100$ MPa). W przypadku występowania gruntów spoistych w podłożu możliwe jest dwuwarstwowe ulepszenie cementem. Grunty stabilizowane cementem w warstwie dolnej powinny spełniać wymagania podane w tablicy 3.6. Ważnym warunkiem jest wskaźnik mrozoodporności próbek $\geq 0,6$, gdyż spełnienie wymagań dotyczących wytrzymałości na ściskanie osiowe $R_{28} = 0,5 \div 1,5$ MPa jest konieczne, lecz niewystarczające.

Wymagania wytrzymałości próbek z gruntu stabilizowanego cementem zestawiono w tablicy 3.6.

Tablica 3.6. Wymagania w stosunku do gruntów przydatnych do stabilizacji [41]

Właściwości	Wymagania
Uziarnienie [%] (m/m): zawartość ziaren przechodzących przez sito # 50 mm	100
zawartość ziaren przechodzących przez sito # 25 mm	85÷100
zawartość ziaren przechodzących przez sito # 4 mm	50÷100
zawartość ziaren przechodzących przez sito # 0,25 mm	10÷100
zawartość ziaren przechodzących przez sito # 0,05 mm	0÷100
zawartość części mniejszych od 0,002 mm, nie więcej niż	20
Granica płynności, % (m/m), nie więcej niż	40
Wskaźnik plastyczności, % (m/m), nie więcej niż	15
Odczyn pH	5÷8
Zawartość części organicznych, % (m/m), nie więcej niż	2,0
Zawartość siarczanów, przeliczonych na SO ₃ , % (m/m), nie więcej niż	1,0

Tablica 3.7. Wytrzymałość gruntu stabilizowanego cementem [41]

Rodzaj warstwy w konstrukcji nawierzchni drogowej	Wytrzymałość na ściskanie próbek nasyconych wodą [MPa]		Wskaźnik mrozoodporności
	R ₇	R ₂₈	
Podbudowa zasadnicza nawierzchni drogowej obciążonej ruchem kategorii KR1 lub podbudowa pomocnicza nawierzchni drogowej obciążonej ruchem kategorii KR2 do KR6	1,6÷2,2	2,5÷5,0	0,7
Górna część warstwy ulepszanego podłoża gruntowego o grubości co najmniej 10 cm w przypadku budowy nawierzchni dróg obciążonych ruchem kategorii KR5 i KR6 lub górna część warstwy ulepszanego słabego podłoża z gruntów wątpliwych oraz wysadzi nowych	1,0÷1,6	1,5÷2,5	0,6
Dolna część warstwy ulepszanego podłoża gruntowego w przypadku posadowienia konstrukcji nawierzchni na podłożu z gruntów wrażliwych na działanie mrozu i wody (wątpliwych i wysadzinowych)	–	0,5÷1,5	0,6

Ogranicza się maksymalną zawartość cementu 32,5 w mieszance do 8% w przypadku ulepszanego podłoża gruntowego i do 6% w podbudowie pomocniczej dla obciążenia ruchem KR2÷KR6. Dla obciążenia ruchem KR1 w przypadku podbudowy pomocniczej można stosować do 10% cementu, a w przypadku podbudowy zasadniczej do 8% [41]. W celu zmniejszenia dodatku cementu do mieszanki można ulepszać grunt wapnem, popiołem lotnym, chlorkiem wapnia lub dodatkiem popiołów z węgla kamiennego w przypadku równoziarnistych gruntów niespoistych.

Grubości warstw stabilizowanych cementem zależą od rodzaju sprzętu używanego do ich wykonania:

- do 22 cm w przypadku przygotowania w mieszarce stacjonarnej,
- do 18 cm w przypadku wymieszania „in situ” sprzętem specjalistycznym,
- do 15 cm w przypadku stosowania sprzętu rolniczego, używanego dawniej.

Nowoczesne mieszanki z użyciem mieszarek do stabilizacji cementem gruntów spoistych lub niespoistych umożliwiają wymieszanie składników do głębokości 50 cm. Znane są przykłady stabilizacji cementem gruntów pylastych o grubości warstwy 40 cm, stanowiące ulepszone podłoże, wykorzystane także do ruchu ciężkich pojazdów przed wykonaniem podbudowy z chudego betonu.

Zasadniczymi przyczynami degradacji podbudowy z gruntu stabilizowanego cementem są [28]:

- powstawanie rys i pęknięć spowodowanych przekroczeniem wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu podbudów, obciążonych ruchem roboczym i publicznym,
- powstanie rys lub pęknięć spowodowanych wysychaniem gruntów stabilizowanych cementem w początkowym okresie twardnienia (w przypadku wadliwej pielęgnacji po wykonaniu podbudowy),
- pęknięcia (tzw. skurczowe pęknięcia poprzeczne) powstające w wyniku spadku temperatury,
- uszkodzenia powstające w czasie zamarzania wody wypełniającej wolne przestrzenie,
- stopniowe zmniejszenie zdolności przenoszenia siły poprzecznej spowodowane powiększaniem się rozwarcia pęknięć i rys oraz małego tarcia w płaszczyźnie pęknięć.

Podbudowa z gruntu stabilizowanego cementem, w której występują rysy i pęknięcia, nie odpowiada więc założeniu o ciągłości struktury materiału, które przyjmuje się w modelu wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej.

Moduły sprężystości różnych materiałów drogowych zależą od temperatury, wilgotności i innych czynników środowiskowych i zewnętrznych. Różne czynniki, w tym wytrzymałość, nośność podłoża, grubość warstwy, jednorodność mieszanki (w zależności od technologii jej wytwarzania) i organizacja robót mają wpływ na wielkość ekwiwalentnego modułu sprężystości gruntu stabilizowanego cementem.

Podbudowy z gruntu stabilizowanego zaliczane są w Polsce do podatnych lub półsztywnych, posiadają także, jak wynika z przeprowadzonych prac badawczych, cechy odpowiadające warstwom sztywnym. Występują zatem przesłanki do sformułowania tezy, że podbudowy z gruntu stabilizowanego cementem były w Polsce bardzo niejednorodne pod względem sztywności.

Analiza wyników badań dotyczących gruntu stabilizowanego cementem, umożliwia sformułowanie tezy, że moduł sprężystości warstwy zależy od [28]:

- nośności podłoża, na którym wykonana jest podbudowa,
- grubości podbudowy z gruntu stabilizowanego cementem,
- udziału innych warstw konstrukcji nawierzchni, współpracujących z podbudową w przenoszeniu obciążeń,
- technologii (w tym wytrzymałości i jej jednorodności),
- organizacji robót (z uwzględnieniem obciążeń podbudowy ruchem technologicznym i publicznym przed przykryciem jej warstwami asfaltowymi).

Do zalet stabilizacji gruntów cementem można zaliczyć:

- ekonomiczność realizacji podbudowy – koszt znacznie mniejszy niż porównywalne technicznie podbudowy np. z materiałów kamiennych,
- możliwość całkowitej mechanizacji robót,
- możliwość wykonania robót łatwo dostępnym sprzętem rolniczym (brony, kultywatory) lub budowlanym (mieszarki do stabilizacji, betoniarki).

Wadami stabilizacji gruntów cementem są:

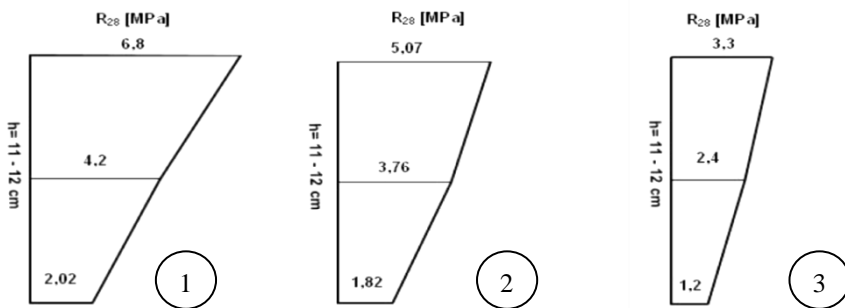
- duża zależność wykonawstwa od stanu pogody (deszcz może spowodować wypłukiwanie cementu z powierzchni świeżo wykonanej stabilizacji, natomiast nawilgocenie gruntu przed stabilizacją uniemożliwia jego przemieszanie z cementem),
- konieczność wstrzymania ruchu na drodze w okresie pielęgnacji podbudowy (do 2 tygodni).

Pod pojęciem stabilizowania gruntów rozumiemy cały proces technologiczny, polegający na spulchnieniu rodzimego gruntu i wymieszaniu go z taką ilością cementu oraz wody, aby po zagęszczeniu uzyskać w określonym czasie założoną wytrzymałość i odporność na warunki atmosferyczne (PN-S-96012).

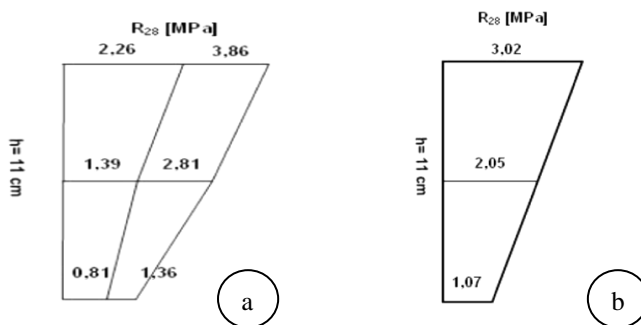
Na technologię stabilizacji gruntu cementem składają się następujące czynności [41]:

- roboty przygotowawcze,
- rozdrobnienie i spulchnienie gruntu rodzimego,
- rozścielenie gruntu doziarniającego lub dodatków ulepszających i wymieszanie ich z gruntem rodzimym,
- rozścielenie cementu,
- mieszanie cementu z gruntem „na sucho”,
- zwilżenie gruntu w celu uzyskania wilgotności optymalnej i równoczesne mieszanie „na mokro”,
- profilowanie mieszanki,
- zagęszczenie mieszanki,
- pielęgnacja wykonanej warstwy.

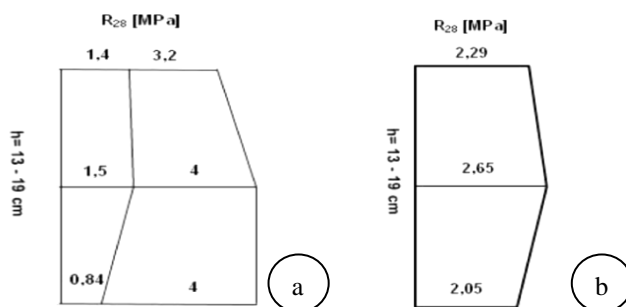
Na rys. 3.13. ÷ 3.16. podano przykłady badań wytrzymałości próbek i wilgotności mieszanki w planie sytuacyjnym i przekroju warstwy w przypadku wykonania sprzętem rolniczym. Dodatkowe użycie pługofrezy zwiększa wytrzymałość i wilgotność na spodzie warstwy jednak jednorodność cech mieszanki nadal jest mała. Stosowanie sprzętu rolniczego należy więc ograniczać.



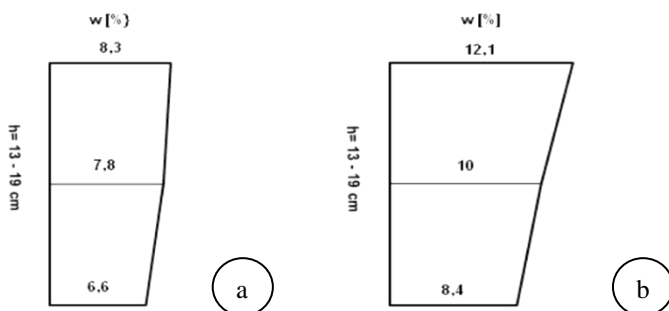
Rys. 3.13. Średnie wytrzymałości na ściskanie próbek wykonanych z mieszanki pobranej z powierzchni, środka i na spodzie warstwy piasku stabilizowanego cementem wykonanej za pomocą kultywatora, glebogryzarki i brony aktywnej. Próbki pobrano z mieszanki pobranej w 3 punktach planu sytuacyjnego.[28]



Rys. 3.14. Średnie wytrzymałości na ściskanie próbek wykonanych z mieszanki pobranej z powierzchni, środka i na spodzie warstwy piasku stabilizowanego cementem wykonanej za pomocą kultywatora, glebogryzarki i brony aktywnej. Próbki pobrano z mieszanki pobranej w 10 punktach planu sytuacyjnego (a), dla których wyznaczono wartości średnie (b).[28]



Rys. 3.15. Średnie wytrzymałości na ściskanie próbek wykonanych z mieszanki pobranej z powierzchni, środka i na spodzie warstwy piasku gliniastego stabilizowanego cementem wykonanej za pomocą kultywatora, glebogryzarki, brony z wałem prętowym i pługofrezy: a) przedziały zmian wytrzymałości, b) wytrzymałość średnia. [28]



Rys. 3.16. Wilgotność mieszanki w przekroju warstwy: a) piaskowo-cementowej, b) piasku gliniastego stabilizowanego cementem. [28]

Z przeprowadzonych badań wynika, że głównym czynnikiem wpływającym na jakość warstwy z gruntu stabilizowanego cementem jest jej mała jednorodność w przypadku realizacji metodą „in situ” i dlatego zaleca się wytwarzanie mieszanek w urządzeniach stacjonarnych. Zastosowanie specjalistycznego sprzętu do wymieszania składników na miejscu budowy warstw, nawet o większych grubościach w stosunku do mieszania sprzętem rolniczym, daje lepsze wyniki i ze względów ekonomicznych jest korzystną przesłanką dla dalszego stosowania tej technologii.

Trwałość nawierzchni o podbudowach związanych cementem była przedmiotem badań H. Koby [27].

3.4 Podbudowy z mieszanek mineralno-asfaltowych (AC)

Stosowane dotychczas w Polsce kryteria zmęczeniowe Instytutu Asfaltowego USA, zwłaszcza w przypadku ruchu lekkiego i średniego, dopuszczają mniejszą ilość obciążeń porównawczych niż np. katalog francuski [23]. Zwraca też uwagę fakt przyjęcia w katalogu francuskim następujących wartości współczynników materiałowych [23]:

- 1,0 dla betonu asfaltowego o wysokim module sztywności,
- 1,1 dla betonu asfaltowego,
- 1,3 dla betonu asfaltowego do podbudowy drogowej.

Grubości podbudów z betonu asfaltowego są więc w dotychczasowym polskim katalogu większe od przyjętych w katalogu francuskim, który powstał w 1971 r. i był nowelizowany kolejno w latach 1977 r., 1988 r. i 1998 r.

Obecnie podbudowy z betonu asfaltowego (AC 16 P, AC 22 P, AC 32 P) mogą być wykorzystywane w celu wzmocnienia lub budowy nowych nawierzchni w przypadku wszystkich kategorii ruchu. Betony asfaltowe o wysokim module sztywności stosuje się przy obciążeniu ruchem kategorii KR3÷KR6.

W przypadku nawierzchni dróg samorządowych wystarczające jest projektowanie mieszanek mineralno-asfaltowych metodą empiryczną. Wymagane właściwości betonu asfaltowego do warstwy podbudowy dla różnych kategorii dróg podano o tablicach 3.8. ÷ 3.10.

Grubości warstw podbudowy z betonu asfaltowego zawierają się w przedziale $h=7\div 23$ cm [24] i są wykonywane jednowarstwowo lub w dwóch warstwach. Od grubości warstwy zależy dobór mieszanki (AC 32 P w przypadku grubości warstwy >8 cm). Z praktyki i publikacji wiadome jest, że odporność na działanie wody z jednym cyklem zamarzania ($ITSR_{70}$) jest jednym z ważniejszych kryteriów oceny, niekiedy trudnym do spełnienia. Uziarnienie mieszanki i minimalną zawartość lepiszcza zestawiono z tablicy 3.12.

Technologia warstw asfaltowych jest przystępnie opisana przez K. Błażejowskiego i S. Styka [4], a kryteria zmęczeniowe i pierwsze w Polsce badania odporności na działanie wody przez J. Judyckiego [18, 19, 20]. Odporność niskotemperaturową próbowano zwiększać także przez dodatki do asfaltu [8].

Tablica 3.8. Właściwości betonu asfaltowego do warstwy podbudowy, KR1÷2 [53]

Właściwość	Warunki zagęszczania wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	Wymiar mieszanki	
			AC 16 P	AC 22 P
Zawartość wolnych przestrzeni	C.1.2, ubijanie, 2 × 50 uderzeń	PN-EN 12 697-8, p. 4	$V_{\min 4,0}$ $V_{\max 8,0}$	$V_{\min 4,0}$ $V_{\max 8,0}$
Wolne przestrzenie wypełnione lepiszczem	C.1.2, ubijanie, 2 × 50 uderzeń	PN-EN 12 697-8, p. 5	$VFB_{\min 50}$ $VFB_{\max 74}$	$VFB_{\min 50}$ $VFB_{\max 74}$
Zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej	C.1.2, ubijanie, 2 × 50 uderzeń	PN-EN 12 697-8, p. 5	$VMA_{\min 14}$	$VMA_{\min 14}$
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2 × 25 uderzeń	PN-EN 12 697-12, kondycjonowanie w 40 °C z jednym cyklem zamrażania ¹ , badanie w 25 °C	ITSR ₇₀	ITSR ₇₀
¹ ujednoliconą procedurę badania odporności na działanie wody z jednym cyklem zamarzania podano w załączniku 1.				

Tablica 3.9. Właściwości betonu asfaltowego do warstwy podbudowy, KR3÷4 [53]

Właściwość	Warunki zagęszczania wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	Wymiar mieszanki		
			AC 16 P	AC 22 P	AC 32 P
Minimalna i maksymalna zawartość wolnych przestrzeni	C.1.3, ubijanie, 2 × 75 uderzeń	PN-EN 12 697-8, p. 4	$V_{\min 4,0}$ $V_{\max 7,0}$	$V_{\min 4,0}$ $V_{\max 7,0}$	$V_{\min 4,0}$ $V_{\max 7,0}$
Odporność na deformacje trwałe ¹ : maksymalny przyrost koleiny (WTS), maksymalna proporcjonalna głębokość koleiny (PRD)	C.1.20, wałowanie, P ₉₈ -P ₁₀₀	PN-EN 12 697-22, metoda B w powietrzu, PN-EN 13108-20, D.1.6, 60 °C, 10 000 cykli	WTS _{AIR1,0} PRD _{AIRDeklarowane}	WTS _{AIR1,0} PRD _{AIRDeklarowane}	WTS _{AIR1,0} PRD _{AIRDeklarowane}
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2 × 35 uderzeń	PN-EN 12 697-12, kondycjonowanie w 40 °C z jednym cyklem zamrażania ² , badanie w 25 °C	ITSR ₇₀	ITSR ₇₀	ITSR ₇₀
¹ grubość płyty: AC 16, AC 22 – 60 mm, AC 32 P – 80 mm					
² ujednoliconą procedurę badania odporności na działanie wody z jednym cyklem zamarzania podano w załączniku 1.					

Tablica 3.10. Właściwości betonu asfaltowego do podbudowy, KR5÷6 [53]

Właściwość	Warunki zagęszczania wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	Wymiar mieszanki		
			AC 16 P	AC 22 P	AC 32 P
Minimalna i maksymalna zawartość wolnych przestrzeni	C.1.3, ubijanie, 2 × 75 uderzeń	PN-EN 12 697-8, p. 4	$V_{\min 4,0}$ $V_{\max 7,0}$	$V_{\min 4,0}$ $V_{\max 7,0}$	$V_{\min 4,0}$ $V_{\max 7,0}$
Odporność na deformację trwałą ¹ : maksymalny przyrost koleiny (WTS), maksymalna proporcjonalna głębokość koleiny (PRD)	C.1.20, wałowanie, P ₉₈ -P ₁₀₀	PN-EN 12 697-22, metoda B w powietrzu, PN-EN 13108-20, D.1.6, 60 °C, 10 000 cykli	WTS _{AIR0,6} PRD _{AIRDeklarowane}	WTS _{AIR0,6} PRD _{AIRDeklarowane}	WTS _{AIR0,6} PRD _{AIRDeklarowane}
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2 × 35 uderzeń	PN-EN 12 697-12, kondycjonowanie w 40 °C z jednym cyklem zamrażania ² , badanie w 25 °C	ITSR ₇₀	ITSR ₇₀	ITSR ₇₀
¹ grubość płyty: AC 16, AC 22 – 60 mm, AC 32 P – 80 mm					
² ujednoliconą procedurę badania odporności na działanie wody z jednym cyklem zamrażania podano w załączniku 1.					

Tablica 3.11. Materiały do betonu asfaltowego do warstwy podbudowy [53]

Materiał	Kategoria ruchu							
	KR1÷2		KR3÷4			KR5÷6		
Wymiar górnego sita mieszanki mineralnej D [mm]	16	22	16	22	32	16	22	32
Wymiar górnego sita granulatu asfaltowego U [mm]	16	22	16	22	32	16	22	32
Lepiszczka asfaltowe ¹	50/70		35/50, 50/70 PMB 25/55-60, Wielorodzajowy 35/50, Wielorodzajowy 50/70			35/50, 50/70 PMB 25/55-60, Wielorodzajowy 35/50, Wielorodzajowy 50/70		
Kruszywa mineralne	Tablice 4, 5, 6, 6a i 7 wg WT-1 Kruszywa 2010							
¹ na podstawie aprobat technicznych mogą być stosowane także inne lepiszcza								

Rodzaje lepiszcza asfaltowego i przyszłą możliwość dodatku granulatu asfaltowego do betonu asfaltowego do warstwy podbudowy zawiera tablica 3.12.

Tablica 3.12. Uziarnienie mieszanki mineralnej i zawartość lepiszcza do betonu asfaltowego do warstwy podbudowy [53]

Właściwość	Przesiew, % m/m									
	AC 16 P KR1÷2		AC 22 P KR1÷2		AC 16 P KR3÷6		AC 22 P KR3÷6		AC 32 P KR3÷6	
Wymiar sita #, mm:	od	do			od	do	od	do	Od	do
45									100	-
31,5	-	-	100	-			100	-	90	100
22,4	100	-	90	100	100	-	90	100	65	90
16	90	100	65	93	90	100	65	90	-	-
11,2	70	92	-	-	65	85	-	-	-	-
8	50	85	42	72	50	76	42	68	33	53
2	25	50	15	45	25	50	15	45	10	40
0,125	5	13	5	13	5	12	4	12	4	12
0,063	4	10	4	10	4	8	4	8	3	7
Minimalna zawartość lepiszcza	B _{min4,2}		B _{min4,0}		B _{min4,0}		B _{min3,8}		B _{min3,6}	

Destrukt ze starych nawierzchni jest bardzo niejednorodny i ewentualny jego dodatek powinien być mniejszy niż 20%. Brak jest dotychczas w Polsce sortowni granulatu asfaltowego, jak np. w RFN [49].

Zastosowanie asfaltu wielorodzajowego 35/50 lub PMB 25/55-60 uzasadnione jest w mieszankach dla podbudów dróg kategorii ruchu \geq KR4, na przykład na niektórych odcinkach nawierzchni dróg wojewódzkich.

3.5 Recykling nawierzchni asfaltowych – uwagi ogólne

W 1979 r. wydana została przez S. Rollę pierwsza publikacja zajmująca się tematyką recyklingu [43]. W 1988 r. ukazała się nakładem WKiŁ monografia Alenowicza i Judyckiego pt. „Nowe metody renowacji nawierzchni drogowych” [1].

W 1992 r. wydane zostały przez IBDiM wytyczne, dotyczące wykorzystania destruktu do produkcji MMA w otaczarce WMB-30, a w 1998 r. OST D-05.03.11 pt. „Recykling na gorąco w otaczarce”.

Jak możemy zaobserwować, z przytoczonych publikacji dotyczących recyklingu, proces wdrażania tej technologii od pierwszych informacji zaczerpniętych z literatury zagranicznej do momentu opracowania polskich przepisów trwał około 20 lat. Jednakże ich opracowanie tylko częściowo pokrywało się z możliwościami zastosowania w praktyce [38, 39]. W latach 90-tych XX w. tylko kilka procent otaczarek w Polsce było przystosowanych do produkcji MMA z wykorzystaniem destruktu. Podejmowane były próby bezpośredniego dozowania destruktu do dozatora gorącego kruszywa lub mieszalnika standardowej otaczarki w ilości do 15% [17].

Pierwsze zastosowanie recyklingu na dużą skalę przeprowadzono

w połowie lat 90-tych podczas remontu odcinka drogi krajowej Warszawa – Katowice, gdzie wykorzystano ok. 25% destruktu do produkcji nowej MMA w dwususzarkowej otaczarce Amman 160/200 oraz na odcinku autostrady A-4 Kraków – Katowice, gdzie wykorzystano ok. 100 tys. ton destruktu [16, 17].

Po 1997 roku średnioroczny recykling destruktu asfaltowego w otaczarkach utrzymuje się na poziomie około 25 tys. ton, co oznacza, że tylko 2 % (m/m) pozyskanego destruktu z frezowania warstw asfaltowych (1,2 mln ton) wbudowano w Polsce w tej technologii [16].

Recykling na gorąco, pomimo wielu zalet podkreślanych głównie przez wykonawców [44, 45], jest w Polsce technologią o ciągle małym zakresie stosowania [38, 39].

Niestabilność nawierzchni, spowodowana najczęściej małą zawartością kruszywa łamanego oraz rodzajem i nadmierną ilością asfaltu, była przyczyną potrzeby frezowania garbów, a także doraźnej likwidacji kolein. Kosztowna naprawa skoleinowanych nawierzchni może polegać na frezowaniu wszystkich niestabilnych warstw z częściowym wykorzystaniem destruktu w technologii „na gorąco” lub na wykonaniu recyklingu głębokiego „na zimno”.

Większa od wcześniejszych jednorodność destruktu z warstw nawierzchni wykonywanych pod koniec XX w. i uwzględnienie możliwości jego stosowania w WT-2 zwiększy w przyszłości możliwości dodatku destruktu do mieszanek mineralno-asfaltowych wytwarzanych w otaczarkach.

Recykling płytki na gorąco sposobem „in situ” początkowo stosowany był do likwidacji kolein, a obecnie tylko w niektórych regionach Polski do zwiększenia stabilności górnej warstwy istniejącej nawierzchni asfaltowej, na której wykonuje się następnie warstwę wiążącą i ścieralną.

Destrukt wykorzystywany jest w Polsce głównie do wytwarzania mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MMCE), najczęściej sposobem recyklingu głębokiego na zimno „in situ”, do utwardzania dróg gruntowych i poboczy oraz w małych ilościach do wytwarzania mieszanek mineralno-asfaltowych (MMA) na gorąco.

Destrukt można też wykorzystać w technologii betonów asfaltowo-cementowych (BAC), którą po wykonaniu badań laboratoryjnych stosowano w praktyce np. do podbudów i warstw wiążących w miejscu przebudowywanej nawierzchni przystanków komunikacji miejskiej w Lublinie.

Recykling warstw bitumicznych w Polsce jest koniecznością techniczną i ekonomiczną [5].

3.6 Podbudowy z betonu asfaltowo-cementowego (BAC)

W roku 1995 rozpoczęto w Politechnice Lubelskiej badania laboratoryjne BAC (w oparciu o zgłoszony patent), gdy nie było jeszcze informacji o doświadczeniach zagranicznych. Publikacja z 1997 roku o wynikach badań doświadczalnych z Zurychu, gdzie stosowano „destrukt” w ilości 85% lub 90% z dodatkiem cementu i emulsji asfaltowej oraz 95,6% destruktu i 3,5% emulsji asfaltowej, jest również przykładem poszukiwania technologii wykorzystującej w możliwie dużym stopniu materiał z istniejących warstw asfaltowych [3]. Należy jednak zauważyć, że warstwy bitumiczne wykonywane dawniej w Polsce różniły się znacznie od zagranicznych.

Dodatek wyłącznie cementu do recyklowanych warstw zalecany był we Francji tylko w przypadku cienkich warstw asfaltowych. Według przepisów niemieckich tzw. Typ B2 [50] (hydrauliczna warstwa – recykling na zimno) zalecany był w przypadku niekorzystnego składu mieszanki asfaltowej i jej niejednorodności. Zawartość spoiwa jest w tej warstwie tylko nieznacznie mniejsza od zawartości bitumu, a moduł sprężystości w temperaturze 5°C wynosi od 10 000 do 15 000 MPa. Zawartość wolnych przestrzeni (5÷10%) powinna być znacznie mniejsza niż w mieszankach mineralno-cementowo-emulsyjnych (MMCE) wg polskich przepisów. Wymagana wytrzymałość na rozciąganie pośrednie (0,5÷0,8 MPa po 7 dniach) jest stosunkowo duża. Nośność wykonanej podbudowy, wyznaczona na podstawie wtórnego obciążenia płytą VSS powinna być większa od 180 MPa [41, 50]. Współczynniki materiałowe warstw wykonanych sposobem recyklingu na zimno były w Niemczech tylko o 10÷20% niższe od betonów asfaltowych (na gorąco).

W doświadczeniach lubelskich dotyczących BAC nie stosowano dodatku emulsji, a rolę spoiwa pełnił cement wysokiej klasy. Badania laboratoryjne były podstawą przeprowadzanych od 1997 roku doświadczeń terenowych. Na podstawie analizy wyników badań próbek wykonanych z użyciem różnych mieszanek, wybrano w celu przeprowadzenia doświadczeń terenowych mieszankę o następującym składzie: 85% destruktu (o zawartości $\geq 7\%$ asfaltu), 7,5 % piasku gruboziarnistego i 7,5% cementu klasy 52,5 [29, 30, 31, 32, 33, 34, 35].

Założono, że zaprawa cementowo-piaskowa o dużej wytrzymałości i wskaźniku $w/c=0,6$ wypełniać powinna (z niedomiarem) wolne przestrzenie w warstwie zagęszczonego destruktu. Wilgotność mieszanki odpowiadała optymalnej według zmodyfikowanej metody Proctora. Próbkę laboratoryjną zagęszczano w aparacie Marshalla, a podbudowę i warstwę wiążącą wykonywano z mieszanki przygotowywanej za pomocą betoniarki przeciwbieżnej.

Konstrukcję nawierzchni przystanków autobusowych i trolejbusowych oraz pasów włączania i wyłączania ruchu na skrzyżowaniach wykonywano na

różnych warstwach podbudów pomocniczych. Potwierdzona została potrzeba wykonywania BAC na podłożu o $E_s \geq 120$ MPa [6, 7].

Zastosowanie BAC również do warstw wiążących wynikało z przyczyn ekonomicznych i umożliwiło ich ocenę w aspekcie możliwości powstawania rys i pęknięć poprzecznych nawierzchni.

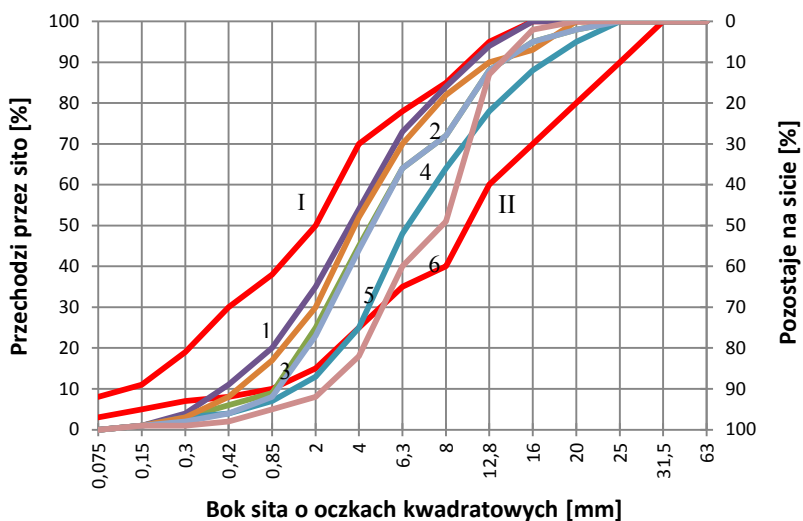
3.6.1 Ogólna charakterystyka destruktu z warstw asfaltowych

Brak grysów przed 1990 r., zwłaszcza na obszarach Polski ubogich w miejscowe materiały kamienne, był zasadniczą przyczyną małej zawartości frakcji > 2 mm w betonach asfaltowych. Zawartość grysów w warstwach do głębokości 10 cm wynosiła np. od 33,6% do 55,7%, jak wynika z badań 34 odwiertów na odcinku o długości 15 km jednej z dróg międzynarodowych w województwie lubelskim. Średnia zawartość asfaltu w warstwach górnych (do 10 cm) wynosiła na w/w odcinku 6,7% a wartość maksymalna 8,1%.

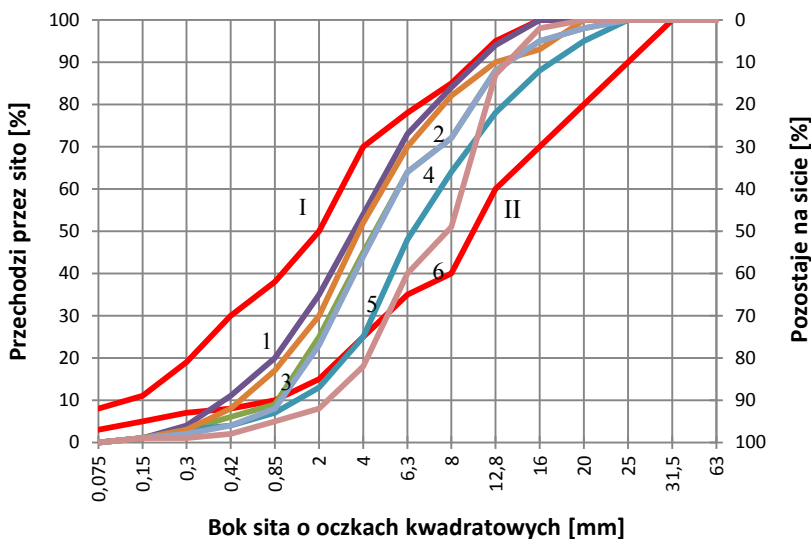
Przyczyna braku stabilności, objawiająca się występowaniem kolein na odcinkach pozamiejskich dróg jest więc oczywista. Stosunkowo duża zawartość wypełniacza ($< 0,075$ mm), wynosząca na ocenianym odcinku 9,9% (maks. 14,1%) może być spowodowana faktem stosowania asfaltu lanego do remontów, a kolejno wykonywane odnowy nawierzchni polegały na wyrównaniu i ułożeniu warstwy ścieralnej.

Podany przykład składu ziarnowego i zawartości asfaltu na ocenianym odcinku drogi jest jednym z korzystniejszych w aspekcie przydatności do recyklingu głębokiego.

Skład ziarnowy destruktu zależy od składu mieszanki mineralno-bitumicznej, lecz również od rodzaju i stanu technicznego sprzętu używanego do frezowania. Pomimo niejednorodnego składu ziarnowego destruktu z nawierzchni ulic Lublina są też wspólne jego cechy: np. stosunkowo mała zawartość frakcji < 2 mm, wynosząca od 8% do 35% (rys. 3.17. i 3.18.).



Rys. 3.17. Krzywe uziarnienia destruktu z nawierzchni ulic Lublina (ulice: Z – Zana, N – Narutowicza, Pł – Północna, P – Piłsudskiego) [6]



Rys. 3.18. Krzywe uziarnienia destruktu z ulic Lublina (I-II – krzywe graniczne uziarnienia destruktu mieszanki MCE do podbudów dróg o kategorii ruchu KR3-KR6 wg [40]. 1,2,3,4,5,6 – oznakowanie destruktyw pobranych z nawierzchni ulic Lublina) [6]

Ziarna drobne, spojęne asfaltem, tylko częściowo rozdrabnianie są w czasie frezowania, a ziarna grysu, obtoczone mastyksem, pozornie zwiększają swoje wymiary.

Wszystkie mieszanki badanego destruktu mieściły się w przedziale $0 \div 31,5$ mm. W przybliżeniu można przyjąć, że ze średnioziarnistego betonu asfaltowego uzyskuje się gruboziarnistą mieszankę destruktu.

Ogólna analiza krzywych uziarnienia destruktu uzasadnia potrzebę uzupełnienia frakcji drobnych np. poprzez jego wymieszanie z zaprawą kruszywowo-cementową.

Górna krzywa granicznego uziarnienia dla dotychczas stosowanych mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych nie będzie przekroczona, gdy do destruktu dodawana jest zaprawa o uziarnieniu 0/2 mm w ilości 15%, a wyjątkowo tylko wykres uziarnienia mieszanki przekroczy linię graniczną, gdy zaprawa 0/2 mm dodawana byłaby w ilości 20%.

Krzywe graniczne uziarnienia mieszanki BAC nie zostały dotychczas ustalone. Przyjęto więc, że w badaniach własnych wykorzystywane będą mieszanki BAC spełniające wymagania pod względem uziarnienia przyjęte dla MMCE.

Mieszanki BAC o uziarnieniu 0/31,5 mm mogą być stosowane wyjątkowo np. do wykonania warstw podbudowy sposobem recyklingu głębokiego ale najczęściej poprzez wymieszanie składników w urządzeniach stacjonarnych.

W odróżnieniu od praktycznych zastosowań mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych, recykling nawierzchni dróg samorządowych może być wykonywany np. wg technologii BAC, która m.in. z powodu braku zatwierdzonych Ogólnych Specyfikacji Technicznych była pomijana przez projektantów i inwestorów na drogach krajowych.

Technologii BAC poświęcone były dwie prace doktorskie [2, 6] zrealizowane w Politechnice Lubelskiej, monografie [6, 30] oraz ponad 10 publikacji, grant KBN i wcześniejsze wdrożenia.

3.6.2 Charakterystyka mieszanek i próbek z BAC

Przykład projektowania mieszanki B zawierającej 85% destruktu 0/25, 7,5% piasku i 7,5% cementu podano w tabl. 3.13.

Dodatek cementu i piasku wpłynął korzystnie na krzywą przesiewu mieszanki, której ziarna i cząstki przechodzące przez sito 2 mm stanowią 30,45%, a przez sito 4 mm – 43,5%.

Prawdopodobne jest zwiększenie zawartości frakcji mniejszych od 2 mm w mieszance w czasie jej zagęszczania.

Tablica 3.13. Skład frakcyjny mieszanki „B” [32]

Wymiar oczka sita [mm]	Rodzaj materiału (odsiew) [%]					Przesiew mieszanki [%]
	Cement 52,5	Piasek 0/2mm	Destrukt 0/2 mm	Destrukt 2/31,5 mm	Destrukt 0/25 mm	
1	2	3	4	5	6	7
31,5				0,00	0,00	100,00
25				0,45	1,86	98,42
20				2,59	2,65	96,17
16				4,88	5,56	91,44
12,8				8,79	10,30	82,69
10,0				7,28	8,65	76,86
8,0				13,61	13,18	65,66
6,3				12,53	9,37	57,70
4,0		1,06		22,70	16,60	43,51
2,0		4,68	1,80	24,32	14,95	30,45
0,85		25,20	54,52	2,36	11,40	18,87
0,42	0,17	35,61	20,74	0,18	3,65	13,08
0,3	0,17	15,78	10,80	0,09	1,80	10,36
0,15	0,38	13,64	9,02	0,11	1,38	8,13
0,075	5,92	3,52	2,36	0,07	0,35	7,13
0,00	93,36	0,51	0,76	0,04	0,10	0,00
Suma	100	100	100	100	100	
Dozowanie		7,5%	7,5%	0,00%	85%	

Struktura BAC jest złożona z wielu elementów [6, 7]:

- mastyks (asfalt + wypełniacz) obtaczający całkowicie bądź częściowo ziarna kruszywa starej MMA,
- stwardniała zaprawa cementowa,
- pory i pustki utworzone podczas mieszania i układania mieszanki,
- rysy i pęknięcia powstałe podczas twardnienia i eksploatacji np. na skutek działania zmiennej temperatury i wilgotności otoczenia.

Analizując rozmieszczenie poszczególnych elementów składowych i ich wzajemne relacje możemy wyodrębnić strefy kontaktowe między:

- mastyksem a ziarnami kruszywa starej MMA,
- mastyksem a stwardniałym zaprawą cementową,
- stwardniałą zaprawą cementową a nieobtaczonymi mastyksem ziarnami destruktu.

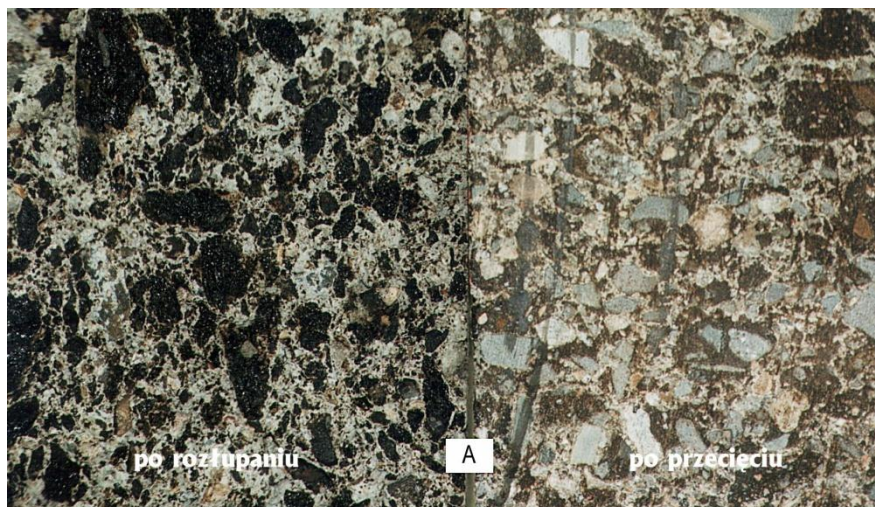
Ocena struktury BAC na poziomie makro pozwala na wyodrębnienie następującego układu [6]:

- inkluzja (szkielet) – utworzony z ziaren kruszywa tworzy charakterystyczny układ typu betonowego, który w zależności od wielkości i zawartości poszczególnych frakcji składowych wpływa na cechy takie jak jednorodność i urabialność,
- matryca – stwardniała zaprawa cementowa i asfalt, w którym wzajemny stosunek tych składników jest głównym czynnikiem wpływającym na własności wytrzymałościowe,
- pory i pustki – powstałe w wyniku wyparowania wody lub podczas mieszania i rozkładania betonu,
- rysy i pęknięcia – powstałe w wyniku procesów hydratacji, twardnienia i eksploatacji (np. na skutek oddziaływania zmiennej temperatury i wilgotności otoczenia, jak również powstałe w wyniku przeciążenia).

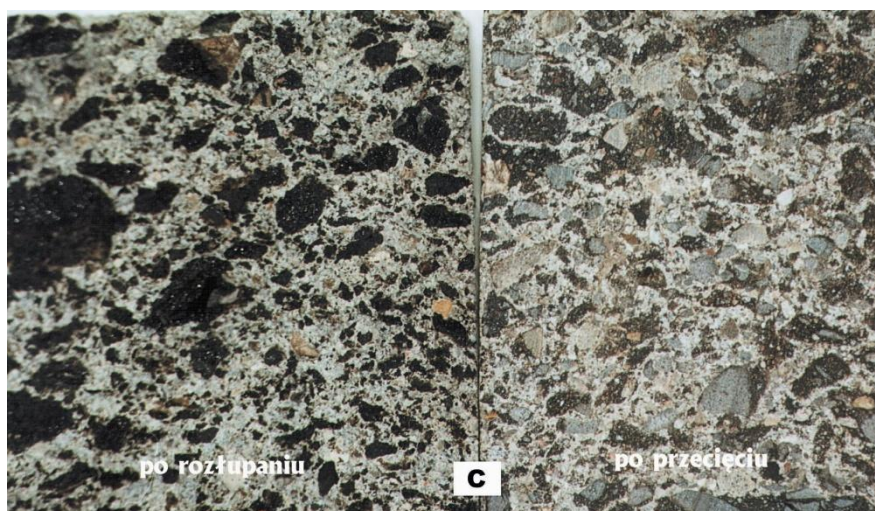
Rozłupywanie próbek jest lepszym sposobem oceny od ich przecinania jak można wnioskować z fot. 3.1.÷3.4.



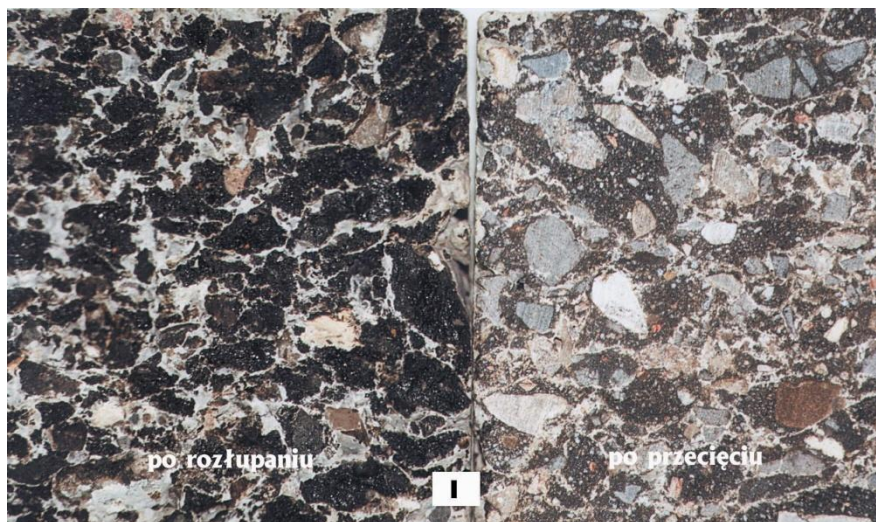
Fot. 3.1. Próbki z BAC po przecięciu [6]



Fot. 3.2. Próbki z BAC po rozłupaniu i przecięciu wykonane z mieszanki „A” tj. po obtoczeniu destruktu zaczynem cementowym (bez odsiewania drobnych frakcji) [6]



Fot. 3.3. Próbki z BAC po rozłupaniu i przecięciu wykonane z destruktu obtoczonego zaprawą cementowo-piaskową w ilości 22,5% [6]



Fot. 3.4. Próbkę z BAC po rozłupaniu i przecięciu z destruktu po odsianiu frakcji drobnych (< 2mm), z dodatkiem wyłącznie zaczynu cementowego (7,5% cementu 52,5) [6]

3.6.3 Wytrzymałość i odkształcalność próbek z BAC

Stosunkowo dużą wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu, (powyżej 1,0 MPa) posiadały po 28 dniach wszystkie próbki w temperaturze 23°C [37].

Granica zmęczenia, przyjmowana dla wielu materiałów jako równa $0,5 \cdot \sigma_{\text{kryt}}$ jest mniejsza w przypadku BAC ze względu na niejednorodność tego materiału. Stosunek wytrzymałości na rozciąganie do wytrzymałości na ściskanie wynosi ok. 0,10, podobnie jak dla wielu innych materiałów drogowych w przypadku wykonania próbek i ich badań w temperaturze pomieszczenia laboratoryjnego.

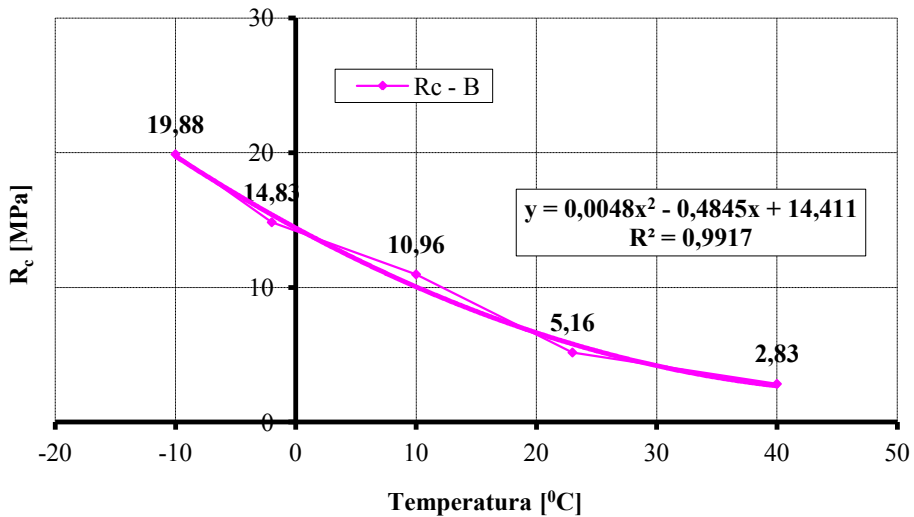
Na podstawie badań próbek BAC, wykonanych z różnych mieszanek ustalono, że dodatek zaprawy cementowo-piaskowej do destruktu powinien stanowić co najmniej 15%, a zawartość cementu 52,5 co najmniej 7,5% w składzie mieszanki [32].

Większa niż w podbudowach z chudego betonu zawartość cementu oraz bliska betonom asfaltowym zawartość asfaltu mogą być przesłanką do wnioskowania, że warstwy z BAC posiadają pośrednie cechy mechaniczne pomiędzy wymienionymi materiałami. Można też założyć, że warstwy z BAC posiadają zalety i niektóre wady podbudów z betonu asfaltowego i chudego betonu.

Wstępnie wyznaczona dotychczas trwałość, zależna od początkowego odkształcenia rozciągającego (lub naprężenia), jest mniejsza niż betonu

asfaltowego. Projektując podbudowy z BAC nie można więc przyjmować początkowego odkształcenia rozciągającego w miejscu krytycznym jak w przypadku warstw z betonu asfaltowego o znanych uogólnionych kryteriach zmęzeniowych np. według amerykańskiego Instytutu Asfaltowego lub Shella [32].

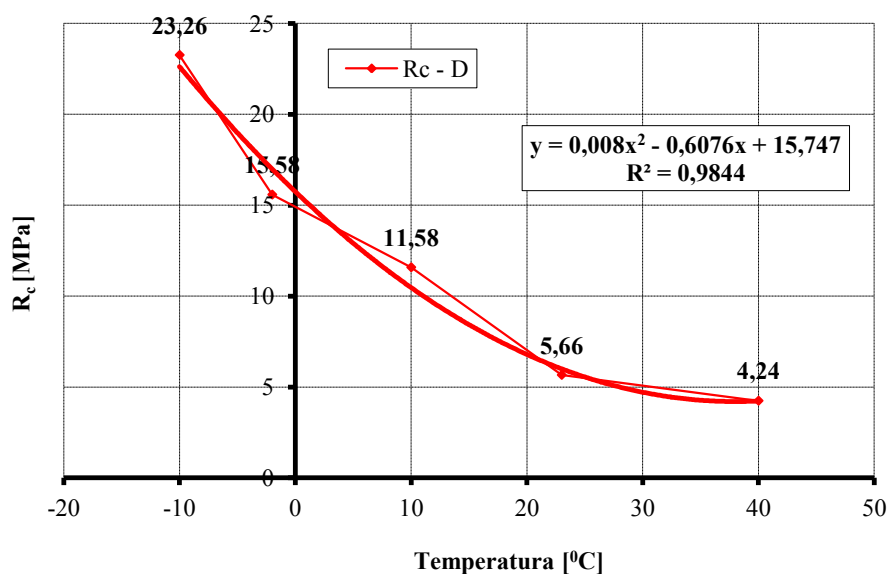
Wpływ temperatury próbek przygotowanych w ubijaku Marshalla na ich wytrzymałość na ściskanie osiowe podano na wykresach rys. 3.19. i 3.20.



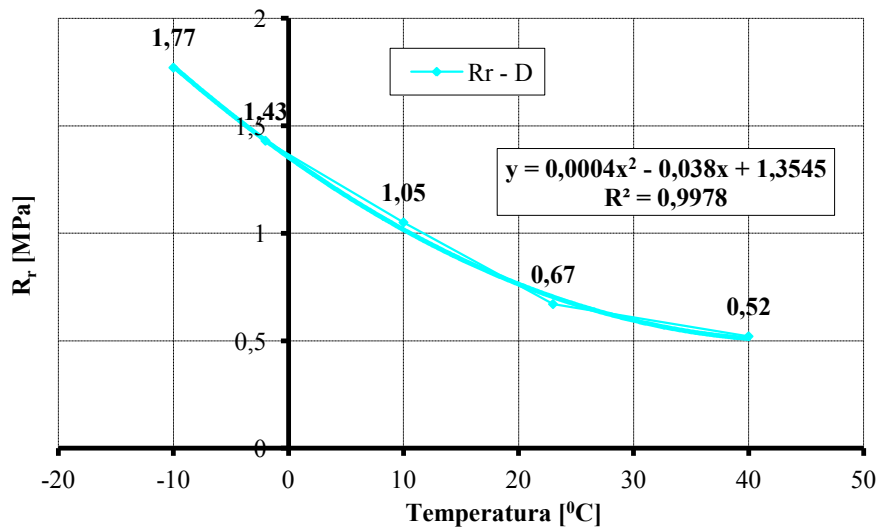
Rys. 3.19. Wpływ temperatury na wytrzymałość na ściskanie próbek Marshalla z mieszanki „B” po 28 dniach twardnienia [35]

Próbki na rys.3.19. wykonane zostały z użyciem destruktu zawierającego ok. 18% drobnych frakcji, mniejszych od 2 mm. Do wymieszania z destruktem stosowano jednakową ilość 15% zaprawy cementowo-piaskowej (c:p=1:1) w mieszance B.

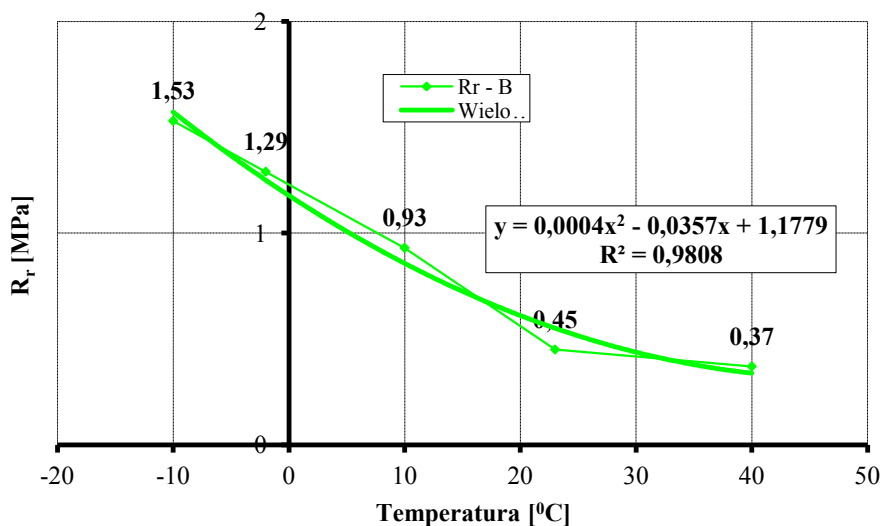
Wpływ temperatury na wytrzymałość na rozciąganie pośrednie próbek Marshalla z mieszanki B (zawierającej większą ilość frakcji drobnych w destrukcie) i D, zawierającej 7,5% cementu oraz 22,5% piasku w mieszance, podano na rys. 3.21. i 3.22.



Rys. 3.20. Wpływ temperatury na wytrzymałość na ściskanie próbek Marshalla z mieszanki „D” zawierającej 22,5% zaprawy po 28 dniach twardnienia [35]



Rys. 3.21. Wpływ temperatury na wytrzymałość na rozciąganie pośrednie próbek Marshalla z mieszanki D po 28 dniach twardnienia [35]

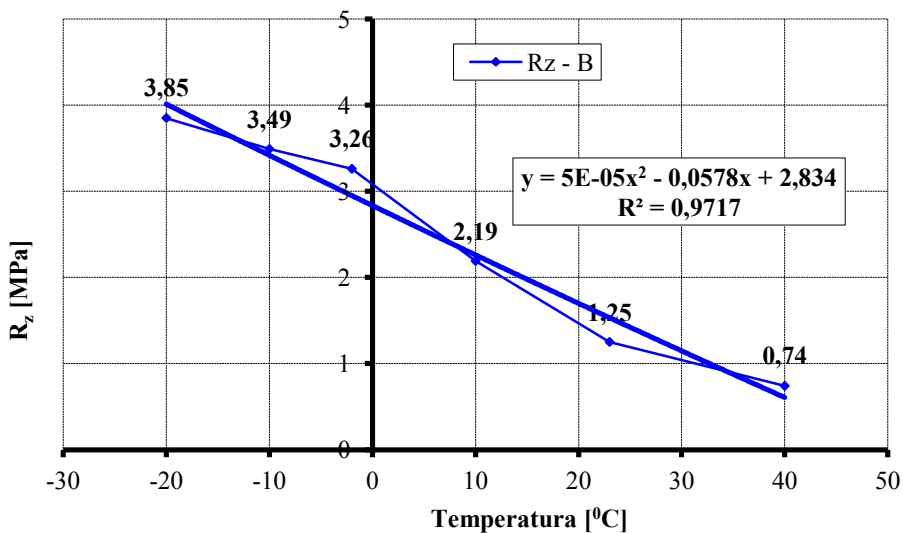


Rys. 3.22. Wpływ temperatury na wytrzymałość na rozciąganie pośrednie próbek Marshalla z mieszanki B po 28 dniach twardnienia [35]

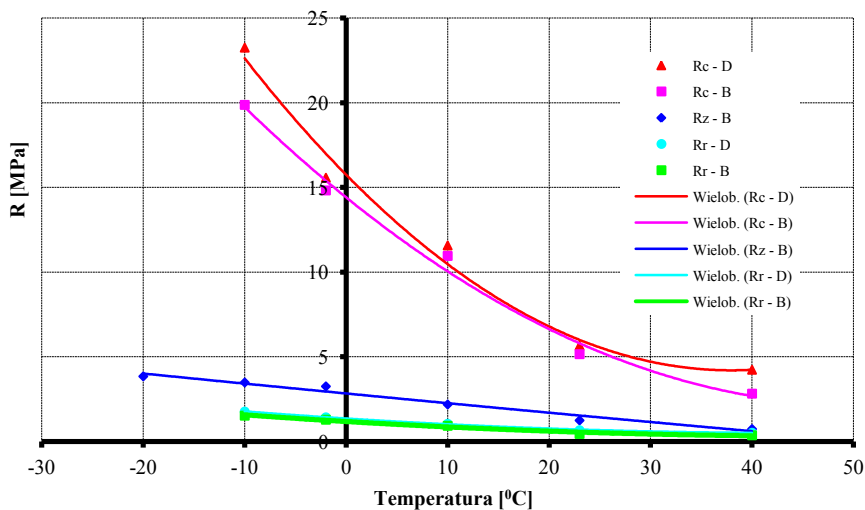
Wykresy na rys. 3.21. i 3.22. są w przybliżeniu równoległe, przesunięte względem siebie o różnicę pomiędzy wyrazami wolnymi trójmianu ($1.3545 - 1.1779 = 0.1766$ MPa). Znaczenie zawartości frakcji drobnych (<2 mm) w destrukcie wzrasta wraz ze wzrostem temperatury. Względna różnica wytrzymałości na rozciąganie próbek D i B wynosi [35]:

$$\frac{0,52 - 0,37}{0,37} = 40\% \text{ w temperaturze } 40^{\circ}\text{C}$$

$$\frac{1,05 - 0,93}{0,93} = 13\% \text{ w temperaturze } 10^{\circ}\text{C}$$



Rys. 3.23. Wpływ temperatury na wytrzymałość na zginanie beleczek 8×8×44 cm z mieszanki B po 28 dniach twardnienia [35]



Rys. 3.24. Wpływ temperatury badania na wytrzymałość na ściskanie osiowe (Rc), rozciąganie przy zginaniu (Rz) i rozciąganie pośrednie (Rr) po 28 dniach twardnienia [35]

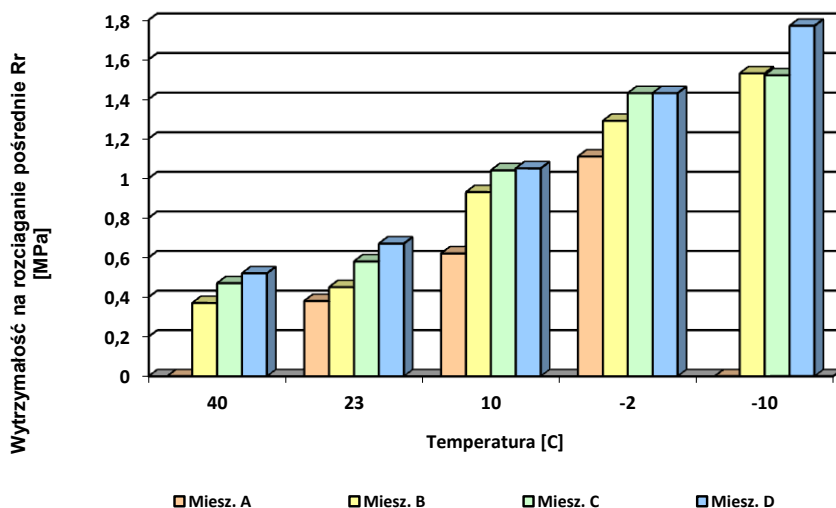
Krytyczne warunki pracy podbudowy z BAC mogą występować w czasie wysokich temperatur w miejscach, gdzie zawartość frakcji < 2 mm w destrukcie była najmniejsza w czasie budowy.

Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu beleczek 8×8×44 cm, obciążonych dwiema siłami skupionymi jest około 2-krotnie większa od wytrzymałości na rozciąganie pośrednie, gdy badano próbki temperaturze 40°C.

Próbki zginane i rozłupywane w temperaturze -10°C charakteryzowały się większym ilorazem wytrzymałości, wynoszącym około 2,3.

Zauważyć można zbliżoną do liniowej zależność wytrzymałości na zginanie od temperatury (rys. 3.23.) i nieliniową w przypadku ściskania osiowego próbek z mieszanki B (rys. 3.24.)

Badanie wytrzymałości na rozciąganie pośrednie (rozłupywanie) może być rekomendowane przez autora jako bardziej praktyczne od przygotowania i zginania beleczek.

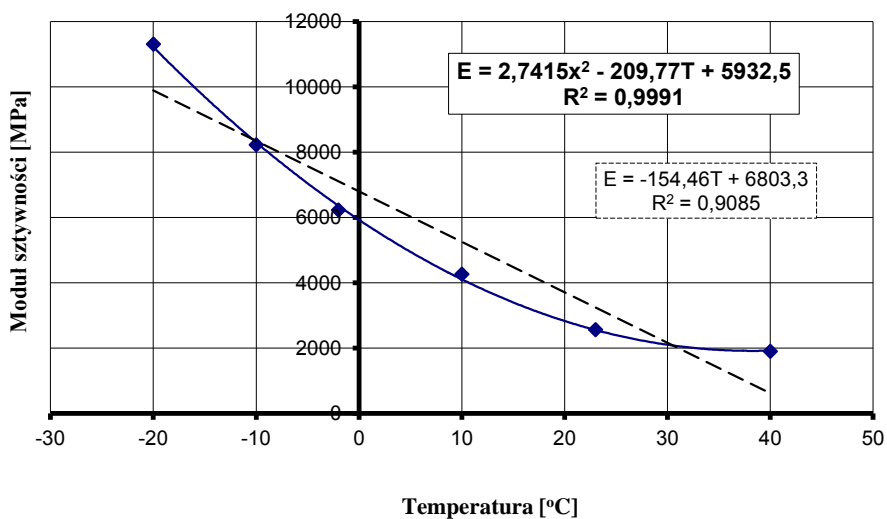


Rys. 3.25. Zależność wytrzymałości na rozciąganie pośrednie od rodzaju mieszanki i temperatury określona na próbkach 28 dniowych [6, 30]

Pierwsze badania modułów sprężystości i odkształceń w warunkach dynamicznych obciążeń próbek z BAC w aparacie NAT, wykonane w Laboratorium Katedry Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej, przedstawiono na rys. 3.27.

Moduły sprężystości dynamicznej BAC są ponad 2-krotnie większe od betonów asfaltowych w temperaturze 23°C i znacznie mniejsze od nich w temperaturze -2°C.

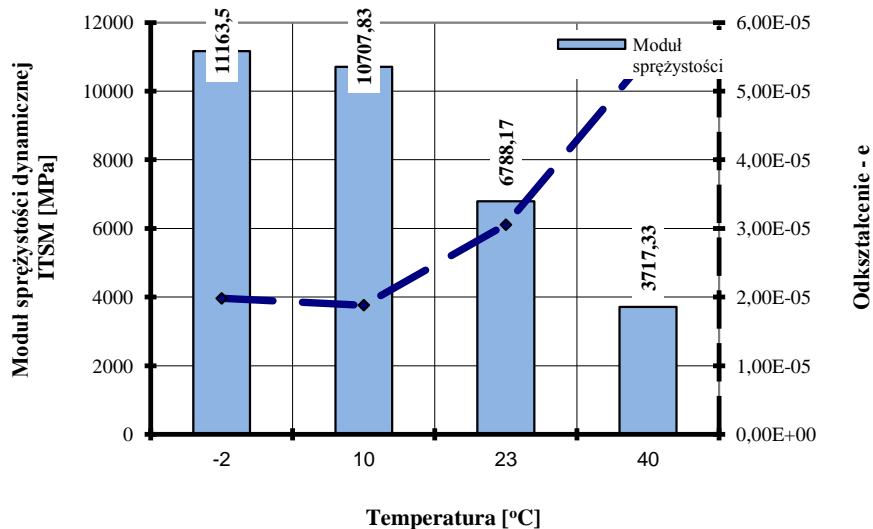
Względnie duże są moduły sztywności beleczek z mieszanki B w przypadku obciążeń statycznych rys. 3.26.



Rys. 3.26. Zależność sztywności od temperatury określona dla beleczek z mieszanki „B” [6]

Moduły sprężystości jak na rys. 3.27. obliczono w przypadku bardzo małych odkształceń $\varepsilon = 0,00002 \div 0,000055$.

Pełniejszy zakres badań NAT zawiera praca [2].



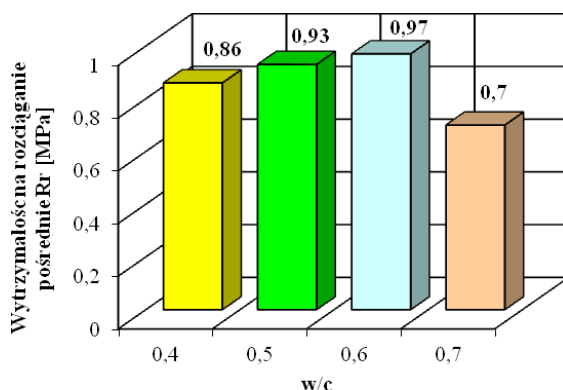
Rys. 3.27. Zależność modułu sprężystości dynamicznej i odkształcenia od temperatury [6]

3.6.4 Przykłady badania próbek z zaprawą cementowo-piaskowo-grysową

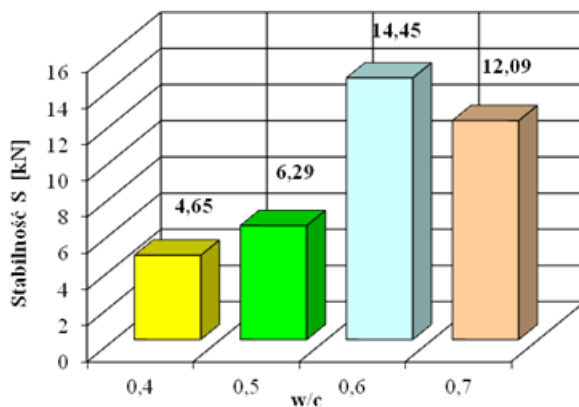
Do wykonania próbek wykorzystano destrukty zawierający 10% i 8% asfaltu oraz zaprawę cementowo-piaskowo-grysową (C:P:G=1:1:1) stanowiącą 22,5% składu mieszanki. Zaprawę wykonano z cementem 52,5, piaskiem drobnoziarnistym i grysem 2/4 mm w stosunkowo dużej ilości z powodu wyjątkowo dużej zawartości asfaltu w destrukcie. Założono, że ziarna grysu 2/4 mm będą przebijały zaprawę asfaltową obtaczającą ziarna destruktu w czasie zagęszczania BAC, przyczyniając się m.in. do wzrostu stabilności i wytrzymałości próbek.

Po przeprowadzeniu badań wytrzymałości i stabilności próbek z różnym dodatkiem wody ($w/c=0,4\div0,7$), których wyniki średnie z trzech próbek podano na rys. 3.28 i 3.29 stwierdzono, że najkorzystniejszy jest wskaźnik wodno-cementowy $w/c = 0,6$. Stosując $w/c=0,6\div0,7$ uzyskuje się korzystniejsze wielkości odkształceń próbek w prasie Marshalla niż w przypadku mniejszej zawartości wody w mieszance. Dotychczas nie badano efektów przygotowania i dojrzewania (pielęgnacji próbek) w różnych temperaturach otoczenia. Jest oczywiste, że cechy zaprawy asfaltowej, obtaczającej ziarna destruktu, zależą od temperatury.

Błonki zaprawy w temperaturze np. 25⁰C łatwiej są przebijane przez ziarna grysu 2/4 mm (zawartego w zaprawie) niż w temperaturze 5⁰C. Może to być jednym z powodów różnicy wytrzymałości i stabilności próbek, których średnie wyniki z trzech próbek podano na rys. 3.30. i 3.31.



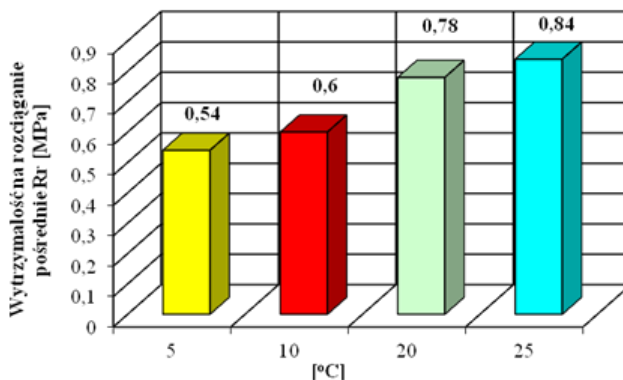
Rys 3.28. Wytrzymałość na rozciąganie pośrodkie po 7 dniach dojrzewania próbek w zależności od w/c [30]



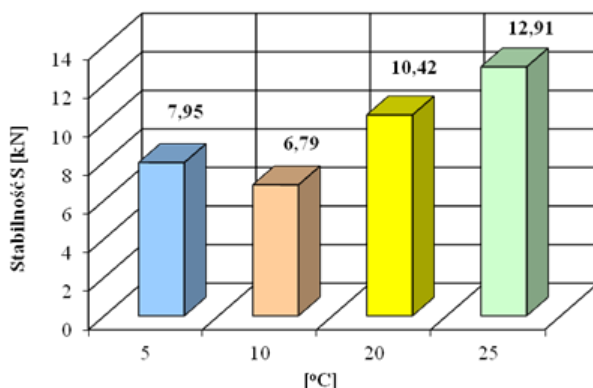
Rys. 3.29. Zależność stabilności S [kN] od wskaźnika w/c po 7 dniach dojrzewania próbek [30]

Drugim powodem różnic jest niewątpliwie wpływ temperatury dojrzewania próbek na ich cechy.

Temperatura dojrzewania ma duży wpływ na wytrzymałość i stabilność BAC. Analiza wyników badania próbek wg rys. 3.30. i 3.31. może stanowić podstawę do wnioskowania, aby warstwy z mieszanki BAC były wykonywane latem w możliwie wysokich temperaturach.



Rys 3.30. Wytrzymałość na rozciąganie pośrednie badana w temperaturze 20°C w zależności od temperatury wykonania i dojrzewania próbek (bez pielęgnacji) po 7 dniach [30]



Rys. 3.31. Stabilność w temperaturze 600°C w zależności od temperatury wykonania i dojrzewania próbek po 7 dniach [30]

Większa od chudego betonu wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu i rozciąganiu pośrednim badanych próbek BAC oraz zbliżona wytrzymałość na ściskanie osiowe nie stanowią jednak przesłanki do poszukiwania analogii w związku z różnicami w zakresie odkształcalności i wytrzymałości zmęczeniowej obu wymienionych materiałów.

BAC charakteryzuje się także dużą zawartością wolnych przestrzeni i nasiąkliwością.

3.6.5 Badania na odcinkach doświadczalnych

Pierwsze doświadczenia z 1997 roku dotyczyły wykonania górnej warstwy podbudowy ($h=8$ cm) i warstwy wiążącej ($h=6$ cm) z BAC na podbudowie pomocniczej z kruszywa stabilizowanego cementem o wytrzymałości $R_m=5,0$ MPa ($h=22$ cm) na trzech przystankach komunikacji miejskiej w Lublinie.

Starą nawierzchnię rozebrano wraz z podbudową i wykonano nową konstrukcję nawierzchni z warstwą ścierną z SMA ($h=5$ cm).

Do wykonania mieszanki BAC w betoniarnie przeciwbieżnej wykorzystywano destrukcję ze starej nawierzchni asfaltowej na przystankach, zawierający 7÷8% asfaltu i 20÷25% uziarnienia do 2 mm. Do destruktu dodawano 15% zaprawy cementowo-piaskowej ($c:p=1:1$) z użyciem cementu 52,5 MPa.

W tablicy 3.14. zestawiono wytrzymałości na ściskanie próbek walcowych $d=h=8$ cm po 7 dniach twardnienia, z mieszanki pobranej w czasie budowy z wykonywanej warstwy wiążącej lub podbudowy.

Próbki z przystanku nr 1 pozostawały bez pielęgnacji w czasie pierwszych dwóch dni dojrzewania. Na zdjęciach nr 3.5. ÷ 3.9. widoczny jest stan nawierzchni przystanków po trzech latach od wykonania.

Tablica 3.14. Zestawienie wyników badania wytrzymałości na ściskanie osiowe próbek z mieszanki BAC (w:c = 0,6) [6, 32]

Lp.	R ₇ [MPa]		
	Destrukt z asfaltu lanego	Destrukt z asfaltu lanego	Destrukt z betonu asfalt.
1	3,66	5,05	5,01
2	3,81	5,55	4,97
3	4,42	4,17	5,05
4	4,44	5,03	5,81
5	4,66	5,39	5,19
6	4,14	6,01	5,35
7	4,77	6,47	5,69
8	4,06	5,31	5,09
9	4,83	5,61	5,01
10	3,94	5,71	5,17
11	4,40	5,95	5,25
12	4,36	5,59	5,53
13	4,30	6,29	5,13
14	4,73	6,52	5,23
15	3,94	5,81	5,29
\bar{S}_r	4,36	5,68	5,25
σ_r	0,36	0,50	0,25
ν	8,3%	8,8%	4,8%

Fot. 3.5. Stan nawierzchni przystanku na ulicy Piłsudskiego o podbudowie i warstwie wiążącej z BAC po 3 latach eksploatacji [6, 30]





Fot. 3.6. Stan nawierzchni przystanku na ul. Północnej po 3 latach eksploatacji – podbudowa i warstwa wiążąca z BAC [6, 30]

Fot. 3.7. Stan nawierzchni przystanku na ulicy Męczenników Majdanka. BAC (8+8) cm na podbudowie pomocniczej z kruszywa stabilizowanego cementem (h=20 cm) [6, 30]



Pozytywne doświadczenia 1997 roku zachęciły wykonawcę i inwestora do zastosowania warstw z BAC w 1998 roku, w tym także na podłożu o mniejszej niż we wcześniej podanych przykładach nośności.

Pas skrętu w lewo z ul. Głębokiej w ul. Nadbystrzycką wykonano z dwóch warstw BAC (8+8 cm) na podbudowie z kruszywa stabilizowanego cementem (h=15 cm) analogicznie jak przystanek na ul. Zamojskiej.



Fot. 3.8. Stan nawierzchni pasa ruchu przed skrzyżowaniem ul. Młyńskiej z ulicą Piłsudskiego po 3 latach eksploatacji – podbudowa i warstwa wiążąca z BAC [6, 30]

Fot. 3.9. Stan nawierzchni przystanku na drodze Męczenników Majdanka (przed ulicą Lotniczą) po 2 latach eksploatacji. BAC (8+8) cm na podbudowie pomocniczej z bruku kamiennego [6, 30]



Dojazd do skrzyżowania wykonano z dwóch warstw BAC (8+8 cm) na starej nawierzchni tłuczniowej.

Nawierzchnia na fot. 3.7. pod warstwami z BAC (8+8 cm) posiada nową podbudowę z kruszywa stabilizowanego cementem ($h=20$ cm).

Konstrukcję nawierzchni na fot. 3.8. wykonano z betonu asfaltowego ($h=5$ cm) na warstwie wiążącej i podbudowie z BAC (8+8 cm) na starej podbudowie brukowej. Nawierzchnia na fot. 3.9. pod warstwami z BAC również posiada dawną podbudowę brukową. Postój samochodów ciężarowych przed kolejnym skrzyżowaniem nie powodował widocznych deformacji powierzchni jezdni.

3.6.6 Ocena stanu nawierzchni o podbudowie z BAC

Pokrywanie się śladów kół pojazdów ciężkich oraz krótkotrwały postój na przystankach i pasach w rejonie skrzyżowań jest cechą wykonanych odcinków. Średnia głębokość kolein wewnętrznych nawierzchni, pomierzonych w 2000 roku – tj. po 2-3 latach eksploatacji na wszystkich ocenianych odcinkach, wynosi 10,1 mm, a zewnętrznych 4,9 mm.

Małe głębokości kolein można uzasadnić cechami warstwy ścieralnej, w tym jej ścieralnością i tylko w małym stopniu z powodu warstwy BAC.

Zróznicowana równość spowodowana jest niedokładnością wykonania, która dotyczy również grubości projektowanych warstw.

Bardzo małe wielkości ugięć sprężystych występują w miejscach, gdzie pod warstwami BAC, wykonano podbudowę z kruszywa stabilizowanego cementem.

Wszystkie warstwy konstrukcji nawierzchni, jak można wnioskować z analizy wyników badania na wybranych odcinkach, zachowały sztywność początkową, odpowiadającą pierwszemu miesiącowi jej eksploatacji. W żadnej z warstw zespolonej konstrukcji nawierzchni nie wystąpiły rysy ani pęknięcia, powodujące obniżenie jej modułu odkształcenia.

Odmienne warunki występowały na odcinkach o podbudowie ze starego tłucznia. Przeciążenie warstw z BAC z powodu relatywnie małej nośności starej warstwy tłuczniowej, może być powodem stopniowej zmiany nośności nawierzchni i potrzeby jej wzmocnienia.

Bardzo dobry „komfort” pracy warstw z BAC dotyczy tych doświadczeń, gdzie podbudowę pomocniczą wykonano z kruszywa stabilizowanego cementem o wytrzymałości $R_m=5,0$ MPa.

Pęknięcia skurczowe w wymienionych podbudowach pomocniczych nie przenoszą się w zasadzie przez warstwy z BAC do warstw ścieralnych. Problem ten wymaga jednak dalszych obserwacji i badań.

Wytrzymałości na ściskanie osiowe próbek-odwiertów z warstw BAC po kilkuletniej ich eksploatacji, wynoszące ok. 5,0 MPa są zbliżone do wytrzymałości próbek laboratoryjnych, przygotowanych z mieszanki w czasie budowy i badanych po 7 dniach twardnienia. Próbkę z mieszanki BAC, do wykonania których stosowany jest cement CEM I 52,5, uzyskują wymaganą wytrzymałość w czasie do 7 dni ich twardnienia.

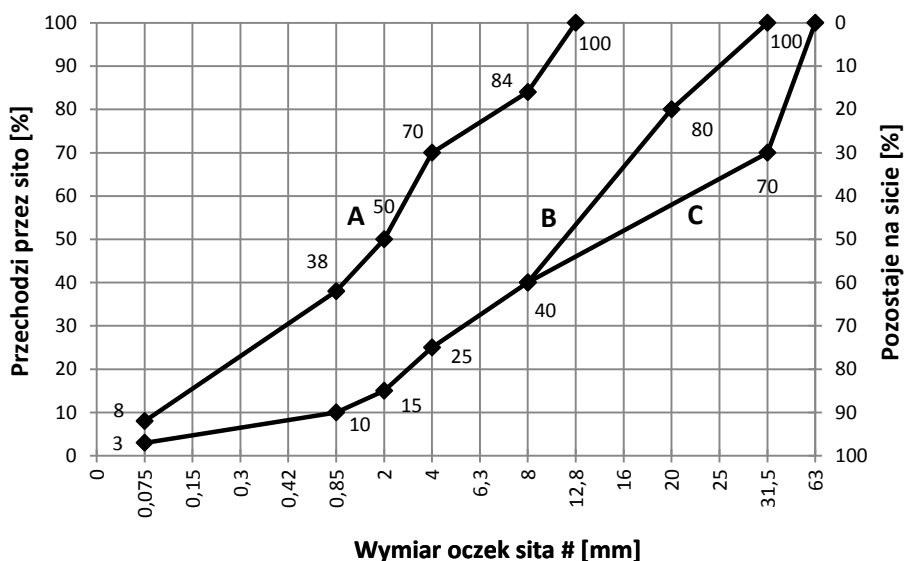
Badania wytrzymałości próbek pobranych z warstw BAC charakteryzują się stosunkowo dużą wytrzymałością na rozciąganie pośrednie (w temp. 20°C) i wyższą wartością stosunku $R_t/R_s=0,195$ niż w przypadku próbek laboratoryjnych. Nie można wykluczyć, że mniejsza średnica rdzeni pobranych z nawierzchni i obecne w próbkach ziarna destruktu o dużej średnicy (ok. 30 mm) mogły korzystnie wpływać na stosunek R_t/R_s , większy niż w przypadku próbek o średnicy $d=100$ mm, przygotowanych w laboratorium z destruktu z odsianym nadziarnem.

Korzystne jest stosowanie BAC, jako górnych warstw podbudowy, wykonywanych na dolnych warstwach z piasków lub kruszyw stabilizowanych cementem. W przypadku, gdy uzyskana warstwa z BAC charakteryzuje się dużą sztywnością i wytrzymałością można wykonać nacięcia na 1/3 głębokości warstwy, co około 3,0 m w celu ochrony przed skutkami ewentualnych pęknięć poprzecznych nawierzchni.

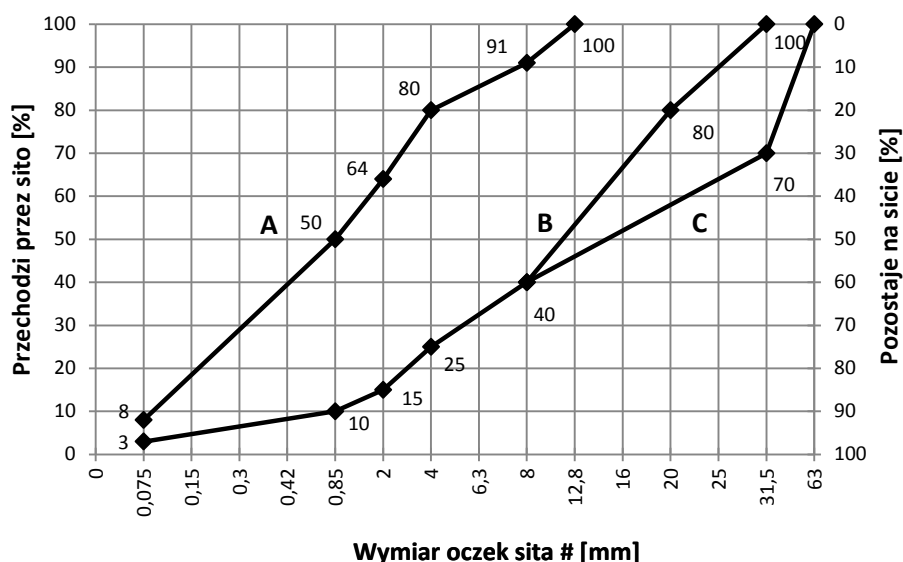
3.6.7 Projektowanie składu BAC

Krzywe uziarnienia mieszanki BAC w zależności od kategorii ruchu, powinny mieścić się w polu dobrego uziarnienia, wyznaczonego przez krzywe graniczne, przedstawione na rysunkach 3.32., 3.33., które opracowano dla mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych.

Orientacyjna zawartość cementu CEM I 52,5 w mieszance wynosi od 6,0 do 10,0%, a kruszywa łamanego lub naturalnego od 8 do 15%, łączna zawartość dodatku zaprawy kruszywowo-cementowej od 15 do 20%.



Rys. 3.32. Krzywe graniczne uziarnienia mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej do podbudowy dróg kategorii ruchu KR3 do KR6 [40]



Rys. 3.33. Krzywe graniczne uziarnienia mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej do podbudowy dróg kategorii ruchu KR1 do KR2 [40]

Zawartość wody w mieszance powinna odpowiadać wilgotności optymalnej wg zmodyfikowanej próby Proctora lub największej gęstości próbek wykonanych wg metody Marshalla, zagęszczanych 50 uderzeniami z każdej strony próbki.

Skład mieszanki BAC powinien być ustalony na podstawie badań próbek wykonanych za pomocą ubijaka Marshalla.

Próbki należy wykonać z destruktu 0/25 mm po odsianiu nadziarna na sicie o oczkach 25×25 mm.

Badania istniejącej nawierzchni powinny być wykonane także na próbkach-odwiertach pobranych w ilości zależnej od jednorodności nawierzchni. Dla każdej pobranej próbki należy określić:

- grubość i rodzaj warstw konstrukcyjnych starej nawierzchni,
- materiał tworzący poszczególne warstwy,
- zawartość starego lepiszcza bitumicznego w warstwach bitumicznych.

Liczba pobranych próbek z danego miejsca powinna być wystarczająca do sporządzenia z nich próbki analitycznej w związku z ustaleniem recepty i określeniem cech fizyczno-wytrzymałościowych zaprojektowanej mieszanki BAC.

Tablica 3.15. Wymagania wobec mieszanek i podbudowy z BAC [30]

Lp.	Właściwości	Wymagania	
		KR 1÷2	KR 3÷4
1.	Stabilność wg Marshalla w temp. 60°C próbek zagęszczonych i pielęgnowanych metodą ubijania [kN]	4 ÷ 18	9,5 ÷ 18
2.	Przemieszczenie wg Marshalla w temp. 60°C, próbek zagęszczonych metodą ubijania [mm]	1,0 ÷ 3,5	1,0 ÷ 3,5
3.	Wolna przestrzeń w próbkach Marshalla zagęszczonych i pielęgnowanych wg metody* I, [% v/v]	8 ÷ 19	8 ÷ 13
4.	Wytrzymałość na rozciąganie pośrednie po 7 dniach w temp. 20°C [MPa]	0,5	0,6
5.	Grubość warstwy podbudowy wykonanej jednorazowo, nie mniej niż, [cm] z mieszanek o uziarnieniu: 0/12,8 mm, 0/16 mm 0/20 mm, 0/25 mm, 0/31,5 mm	6,0 10,0	- 10,0
6.	Wskaźnik zagęszczenia warstwy, [%]	≥98	≥98
7.	Wolna przestrzeń w warstwie, [% v/v]	od 8 do 14	od 8 do 14

Wykonanie i zagęszczenie podbudowy należy wykonać zgodnie z procedurą:

- frezowanie starej nawierzchni jeżeli do wymieszania składników mieszanki BAC użyty będzie sprzęt inny niż recykler (np. samobieżna mieszarka);
- wyrównanie podłoża w profilu podłużnym i poprzecznym poprzez frezowanie garbów i wypełnienie zagłębień destruktem;
- rozłożenie kruszywa i cementu wg ustaleń w receptcie (cement można podawać również w postaci zawiesiny z wodą bezpośrednio na bęben maszyny frezująco-mieszającej, jeżeli konstrukcja maszyny na to pozwala);
- zagęszczanie BAC przy wilgotności optymalnej wg zmodyfikowanej próby Proctora.

Podbudowa nie wymaga pielęgnacji, gdy temperatura przy słonecznej pogodzie nie przekracza 28°C. Jeżeli ten warunek nie jest spełniony, to po dwóch dniach od wykonania podbudowy, należy skrapiać ją wodą przez 7 dni. Na wykonanej podbudowie po upływie 7 dni może być układana następna warstwa wg technologii na gorąco.

Wymieniony sposób wymieszania składników „in situ” zalecany jest tylko w szczególnych przypadkach. Korzystniej jest sfrezować warstwy asfaltowe a uzyskany destruktm wymieszać z zaprawą cementowo-piaskową w urządzeniach stacjonarnych i wykonać z mieszanki BAC podbudowę zgodnie ze znaną technologią chudego betonu.

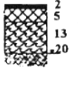
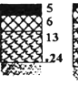
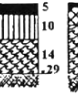
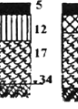
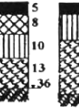
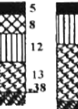




3.7 Podbudowy z mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej (MMCE)

Typowe konstrukcje nawierzchni o podbudowie z MMCE zalecane w 1999 roku zawiera tabl. 3.16.

Zakładano grubości warstw 13÷23 cm w zależności od przeznaczenia i kategorii ruchu. Nośność ulepszonego podłoża pod warstwą z MMCE ocenia się na podstawie wtórnego modułu odkształcenia i powinna ona wynosić:

- $E_2 > 100$ MPa dla KR1 i KR2,
- $E_2 > 120$ MPa dla KR3÷KR6.

Tablica 3.16. Typowe konstrukcje nawierzchni podatnej z podbudową z mieszanki MCE [57]

Grubości warstw w centymetrach					
Kategoria ruchu Liczba osi obliczeniowych 100 kN/pas/dobę					
KR1	KR2	KR3	KR4	KR5	KR6
4 - 12	13 - 70	71 - 335	336 - 1000	1001 - 2000	> 2001
					
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;">  - Warstwa ścierna z mieszanki mineralno-asfaltowej </div> <div style="text-align: center;">  - Warstwa wiążąca z betonu asfaltowego </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start; margin-top: 10px;"> <div style="text-align: center;">  - Warstwa podbudowy z betonu asfaltowego </div> <div style="text-align: center;">  - Warstwa podbudowy z mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej </div> </div>					

W przypadku nawierzchni dróg samorządowych warunków dotyczących nośności pod podbudową z MMCE może być niekiedy trudny do spełnienia.

Warunki techniczne [57] i Ogólne Specyfikacje Techniczne [40] stawiają stosunkowo duże wymagania, zwłaszcza dotyczące warunku stabilności Marshalla (w 60°C) próbek zagęszczanych metodą I lub II. Wymagana stabilność $S = 8 \div 20$ kN dla KR3÷KR6 jest znacznie większa niż np. w Szwecji, gdzie w przypadku recyklingu na zimno na drogach o lekkim ruchu wymagana jest stabilność $S > 7$ kN w temperaturze 25°C. Wolna przestrzeń próbek zagęszczonych metodą I powinna zawierać się w granicach 9÷16% (w Szwecji do 14%). Ograniczenie całkowitej zawartości asfaltu łącznie z wytrąconym z emulsji do 6% [57, 40] nie budzi wątpliwości, ale jest powodem stosowania dodatku (często ok. 50%) kruszywa łamanego do MMCE w Polsce. Wymaganą

stabilność uzyskuje się poprzez zwiększenie udziału cementu w mieszance. W zaleceniach RFN pozostawiono możliwość wykonania MMCE na podłożu o mniejszej nośności od $E_2=120$ MPa, pod warunkiem zwiększenia jej grubości i wykonania górnej warstwy podbudowy z MMA (tabl. 3.17., 3.18.).

Klasa nośności VI w RFN odpowiada w przybliżeniu KR1, a klasa III kategorii KR4÷KR5.

W miejscu występowania w podłożu naturalnym gruntów piaszczystych o module $E_2 \geq 45$ MPa możliwe jest projektowanie warstwy z MMCE o grubości 16 lub 18 cm, jak w RFN, pod warunkiem wykonania pakietu warstw asfaltowych o grubości 8÷18 cm w zależności od kategorii ruchu (KR1÷3).

Tabl. 3.17. Konstrukcje nawierzchni asfaltowych z warstwą wykonaną w technologii recyklingu na zimno [51]

Moduł podłoża	Warstwy	Grubości warstw konstrukcyjnych [cm]			
		Klasa nośności			
		III	IV	V	VI
$E_{v2} \geq 30$ MPa	ścieralna	Użycie nie jest zalecane		4	$10^{1)}$
	wiążąca			-	-
	podbudowa			$10^{1)}$	-
	recyklowana			16	16
	Σ			30	26
$E_{v2} \geq 45$ MPa	ścieralna	4	4	4	$8^{1)}$
	wiążąca	6	-	-	-
	podbudowa	$8^{1)}$	$10^{1)}$	$8^{1)}$	-
	recyklowana	18	18	16	16
	Σ	36	32	28	24
$E_{v2} \geq 80$ MPa	ścieralna	4	4	4	$6^{1)}$
	wiążąca	4	-	-	-
	podbudowa	$6^{1)}$	$8^{1)}$	$6^{1)}$	-
	recyklowana	20	18	16	16
	Σ	34	30	26	22
$E_{v2} \geq 120$ MPa	ścieralna	4	4	4	$6^{1)}$
	wiążąca	-	-	$4^{1)}$	-
	podbudowa	$8^{1)}$	$6^{1)}$	-	-
	recyklowana	20	18	16	14
	Σ	32	28	24	20

¹⁾ – minimalna grubość górnej warstwy podbudowy

Tabl. 3.18. Wytyczne dla określenia grup mieszanek w zależności od stosowanego lepiszcza [42]

Typ lepiszcza (rodzaj wiązania)	Wydłużenie przy rociągnięciu $\varepsilon_{sz} [\cdot 10^{-4}]$	Moduł sztywności w +5°C, E_{sz} [MPa]	Stosunek spoiwa hydraulicznego do asfaltu
Grupa A (wiązanie asfaltem)	$\geq 2,5$	3000 ÷ 7000	0: 1
Grupa B1 (warstwa asfaltowa – recykling na zimno)	1,50 ÷ 2,8	5000 ÷ 12 500	(1 ÷ 4): 6
Grupa B2 (warstwa hydrauliczna – recykling na zimno)	1,00 ÷ 2,00	10 000 ÷ 15 000	> 4: 6
Grupa C (wiązanie cementem)	0,40 ÷ 1,00	15 000 ÷ 20 000	1: 0

Powinien być także spełniony warunek mrozoodporności.

W warstwie z MMCE dopuszczalne są mniejsze odkształcenia ($\varepsilon \leq 0,0001$) niż w betonach asfaltowych i dlatego nie powinny być wykonywane, zdaniem autora, na podłożu o małej nośności ($E_2 < 45$ MPa). Średnie i miarodajne wielkości modułów sprężystych MMCE podane w tablicy 3.19. różnią się w porównaniu z grupą B2 w tabl. 3.18., gdyż wykonane zostały w temperaturze równoważnej (10°C) oraz z powodu dużej niejednorodności badanej podbudowy. Moduły sprężystości warstwy z MMCE zależą od temperatury jak można wnioskować z porównania wyników badań w tab. 3.19. i 3.20.

Trwałość nawierzchni, odpowiadającą ruchowi KR4, obliczono metodą Instytutu Asfaltowego USA przyjmując moduł sprężystości warstwy z MMCE w temp. równoważnej (10°C) – $E_m = 4266$ MPa, zawartość objętościową asfaltu – $v_b = 12\%$ i wolną przestrzeń – $v_a = 11\%$. Odkształcenia wyznaczone na spodzie warstwy MMCE wynosiły $\varepsilon = 0,00007$.

Moduły sprężystości MMCE zaleca się oceniać na podstawie badań FWD mimo iż odchylenia standardowe są większe, a wartość średnia jest znacznie mniejsza niż w badaniach w aparacie NAT.

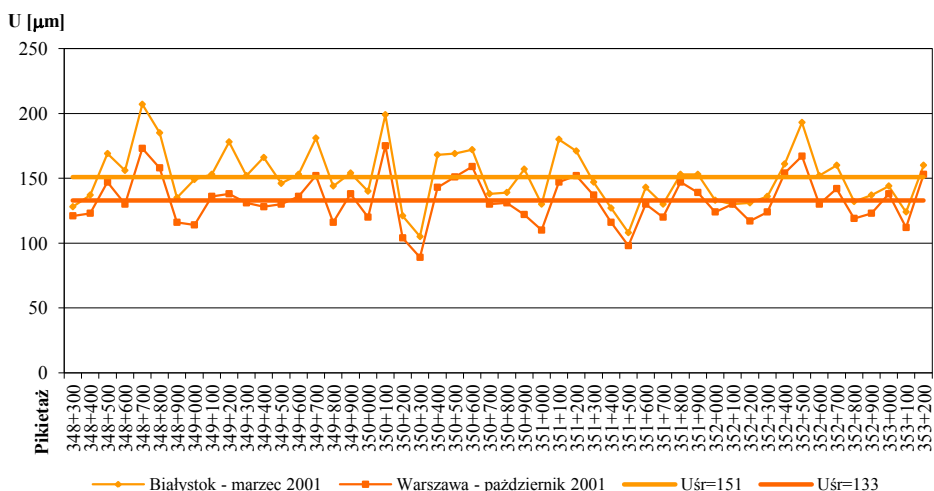
Tabl. 3.19. Miarodajne moduły sprężystości warstwy z MMCE ustalone na podstawie pomiarów płytą FWD oraz sztywności sprężystej próbek w aparacie NAT [36]

Temp. [°C]	Wartość modułu sprężystości [MPa]						Odchylenie standardowe σ	
	FWD			NAT				
	E	E _{sr}	E _m	E	E _{sr}	E _m	FWD	NAT
10				12006				
				9485				
				12078				
				14271				
				16597				
				15502				
				11722				
				11963				
				16182				
				12837				
				13307				
				15040				
		6680						
	14794							
	10461							
	11706							
	7367	10372	4266		13416	8768	2648	2133
	8446							
	10259							
	13265							

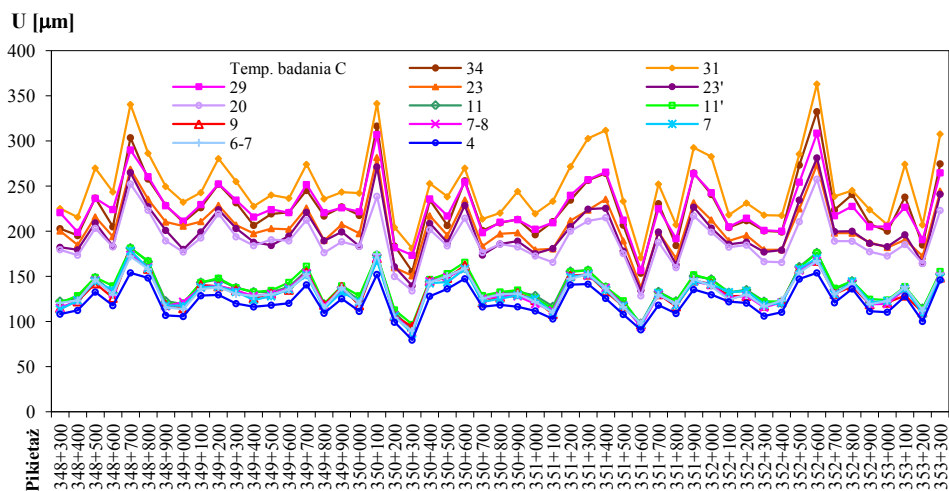
Tabl. 3.20. Miarodajne moduły sprężystości warstwy z MMCE ustalone na podstawie pomiarów płytą FWD oraz sztywności sprężystej próbek w aparacie NAT [36]

Temp. [°C]	Wartość modułu sprężystości [MPa]						Odchylenie standardowe σ	
	FWD			NAT				
	E	E _{sr}	E _m	E	E _{sr}	E _m	FWD	NAT
23				8672				
				7897				
				11405				
	3054			13053				
	9610			14169				
	9860			13286				
	8824	7121	1478	10026	10747	6312	2447	2035
	3381							
	7010							
	7990							
	7242							
			8715					
			12713					
			10579					
			10841					
			11292					

Wyniki badań ugięć w osi płyty FWD nawierzchni o podbudowie z MMCE w temperaturze 5°C w marcu i październiku 2001 r. zestawiono na rys. 3.34., a w różnych temperaturach na rys. 3.35.



Rys. 3.34. Ugięcia pomierzone w osi płyty FWD w temperaturze badania 50°C wykonane przez różne zespoły na wiosnę i w jesieni 2001 r. [36]



Rys. 3.35. Zbiorcze wykresy ugięć w osi obciążenia płytą FWD na odcinku drogi nr 19 wykonanych przy różnych temperaturach badania [36]

Wyniki badań w temperaturach $4\div 34^{\circ}\text{C}$ umożliwiają wnioskowanie o niejednorodnej sztywności podbudowy z MMCE i jej zależności od temperatury. W tabelicy 3.21. zestawiono wartości średnie przemieszczeń w osi płyty FWD na badanym odcinku długości ok. 5 km, wykonane w zmiennych temperaturach.

Tabl. 3.21. Przemieszczenie w osi FWD nawierzchni drogi nr 19 przeliczone na obciążenie 0,7 MPa [36]

Temperatura badania [°C]	u_{sr} [mm]	σ [mm]	ν [%]	u_m [mm]
4	0,122	0,017	13,7	0,156
6	0,133	0,018	13,6	0,169
7	0,133	0,018	13,6	0,169
8	0,133	0,018	13,6	0,169
9	0,133	0,018	13,6	0,169
11	0,136	0,019	13,7	0,174
11'	0,137	0,019	13,6	0,175
20	0,190	0,025	13,3	0,240
23	0,198	0,029	14,7	0,256
23'	0,204	0,028	13,8	0,260
29	0,226	0,030	13,4	0,287
31	0,249	0,040	15,8	0,329

Współczynnik zmienności wyników badań w przedziale 13,3÷15,8% był dobry niezależnie od temperatury, głównie dzięki jednorodności warstwy ścieralnej i wiążącej ($h=5+8$ cm).

Podane wcześniej wyniki badań dotyczą wschodnich regionów Polski, gdzie charakterystyczną cechą starych nawierzchni asfaltowych jest często mała zawartość grysów (35÷50%) w warstwach ścieralnych i wiążących, względnie duża ilość asfaltu D70 lub D100. W celu zapewnienia wymagań dla MMCE projektowano dość duży dodatek kruszywa łamanego doziarniającego (do 50% składu mieszanki) i cementu (do 5% zamiast 4% przyjętych w zaleceniach jako maksymalnej). W regionach Polski posiadających wcześniej dostęp i możliwości stosowania do budowy nawierzchni asfaltowych większej ilości grysów skład MMCE może być inny i różnić się od podanych cech wykonanej konstrukcji nawierzchni, a zwłaszcza podbudowy.

Przykłady podbudów z MMCE wykonywanych przed 2006 r. na Lubelszczyźnie opisał autor w publikacji [37]. Z powodu często dużej zawartości asfaltu (max 8÷9%) i małej ilości kruszywa frakcji > 2 mm w istniejących warstwach (30÷60%) projektowano większy od 4% dodatek cementu do MMCE.

Badania laboratoryjne stabilności próbek MMCE według Marshalla mieściły się w dolnych granicach wymagań, lecz często nie odpowiadały wymaganiom w przypadku próbek z mieszanek pobranych z wykonywanej podbudowy (pomimo dużej zawartości cementu). Nie stwierdzono natomiast kolein po kilku latach eksploatacji nawierzchni o podbudowach z MMCE a pęknięcia poprzeczne po około 10 latach eksploatacji tylko na jednym

z odcinków można tłumaczyć także oszczędnym dodatkiem drogiej emulsji asfaltowej. Podbudowa z MMCE charakteryzuje się mniejszymi od betonu asfaltowego modułami sprężystości w temperaturze około 0°C i około 2-krotnie większymi w temperaturze 23°C [36].

Podstawowe wymagania wobec mieszanek z MMCE podano tablicy 3.22.

Tabl. 3.22. Wymagania wobec mieszanek MMCE do podbudowy [40]

Lp.	Właściwości	Wymagania	
		KR 1÷2	KR 3÷6
1.	Stabilność wg Marshalla w temp. 60°C próbek zagęszczonych i pielęgnowanych wg metody I lub II [kN]	4 ÷ 20	8 ÷ 20
2.	Przemieszczenie wg Marshalla w temp. 60°C, próbek zagęszczonych metodą ubijania [mm]	1,0 ÷ 3,5	
3.	Wolna przestrzeń w próbkach Marshalla - próbek zagęszczonych metodą I, [% v/v] - próbek zagęszczonych metodą II, [% v/v]	9 ÷ 16 5 ÷ 12	
4.	Wskaźnik zagęszczenia warstwy [%]	≥98	≥98
5.	Grubość warstwy podbudowy wykonanej jednorazowo, nie mniej niż, [cm] z mieszanek o uziarnieniu: 0/12,8 mm, 0/16 mm 0/20 mm, 0/25 mm, 0/31,5 mm 0/63 mm	≥6,0 ≥10,0 ≥15,0	- ≥10,0 ≥10,0
6.	Moduł odkształcenia określony płytą VSS ϕ 16 cm - warunek A M_{EI}/M_{EI} - warunek B [MPa] M_{EI}	≥100	
7.	Zawartość lepiszcza bitumicznego [%] - w mieszankach 0/12 do 0/31,5 mm - w mieszance 0/63 mm	≤6,0 ≤5,5	

3.7.1 Recykling na zimno na miejscu budowy

Recykling z użyciem wyłącznie emulsji asfaltowych był często stosowany w USA i krajach zachodnioeuropejskich. Dodatek emulsji asfaltowej umożliwia regenerację starego asfaltu i jest możliwy tylko w przypadku warstw jednorodnych pod względem zawartości asfaltu i składu mieszanki mineralnej. Recykling z emulsją pozwala uzyskać warstwę podatną. Do wykonania robót stosuje się recyklery, służące do rozdrobnienia istniejącej warstwy asfaltowej, wymieszania destruktu z emulsją, profilowania i wstępnego zagęszczenia [56]. Po zagęszczeniu warstwy przez wałowanie jest ona przykrywana kolejną warstwą (może to być warstwa wiążąca lub ścierna, zależnie o wymaganej nośności) i oddawana do ruchu pojazdów.

Nawierzchnie wykonywane w Polsce od połowy 90-tych lat XX wieku spełniają najczęściej wymagane warunki, zwłaszcza pod względem nośności i jednorodności cech warstw asfaltowych. Możliwe będzie więc w przyszłości wykorzystanie zagranicznych doświadczeń wykonywania recyklingu wyłącznie z użyciem emulsji lub z małym dodatkiem cementu.

W Polsce wykonuje się obecnie recykling na zimno na miejscu budowy, najczęściej stosując jednocześnie dodatek cementu i emulsji asfaltowej. Warstwa wykonana w ten sposób stanowi podbudowę o cechach zbliżonych początkowo do warstw półsztywnych, lecz nie wykazując dużych tendencji do powstawania spękań poprzecznych (przenoszonych później przez kolejne warstwy asfaltowe jako spękania odbite). Powszechnie stosowany w Polsce dodatek kruszywa łamanego, cementu i emulsji asfaltowej do destruktu ze starej nawierzchni spowodowany jest koniecznością zapewnienia dostatecznej nośności, trwałości i stabilności nowej warstwy podbudowy i nawierzchni.

Główne zalety technologii recyklingu na miejscu to:

- całkowite wykorzystanie materiałów (destruktu) ze starej nawierzchni asfaltowej,
- oszczędność nowych kruszyw mineralnych i asfaltu,
- możliwość przetworzenia nawierzchni na miejscu – zmniejszenie kosztów transportu,
- możliwość bezpiecznego przetworzenia nawierzchni zawierających lepiszcza ze składnikami smołowymi, które nie mogą być przetwarzane na gorąco, ani składowane na składowiskach, gdzie stanowiłyby zagrożenie dla środowiska naturalnego (w technologii recyklingu na miejscu cząstki smoły są otaczane asfaltem i izolowane od środowiska).

Do wad podbudów z mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MMCE) można zaliczyć:

- wysoki koszt pracy maszyn (recyklera),
- trudności zapewnienia bezpieczeństwa w czasie wykonywania robót pod ruchem,
- małą szerokość pasa recyklowanej warstwy (< 2,50 m), przyczyniającą się także do niejednorodności wykonanej warstwy (w miejscu połączenia pasów),
- konieczność stosowania przerw technologicznych w celu zapewnienia twardnienia cementu i odparowania wody z emulsji,
- wysoki koszt emulsji asfaltowej,
- mniejsza możliwość kontroli robót niż w przypadku wytwarzania w urządzeniach stacjonarnych.

3.7.2 Recykling na zimno w urządzeniach stacjonarnych

Wytwarzanie MMCE w urządzeniach stacjonarnych jest korzystniejsze od recyklingu głębokiego na miejscu budowy ze względów jakościowych, lecz większe są koszty wykonania. Znane są już z praktycznych doświadczeń zagranicznych zasady składowania destruktu [49] oraz mobilne maszyny stacjonarne do wytwarzania mieszanek, jak np. włoska wytwórnia GL-150-3D o wydajności 150 t/godz. lub wytwórnia firmy Wirtgen. Pierwsze polskie doświadczenia w zakresie wytwarzania MMCE w urządzeniach stacjonarnych dotyczyły wykonania podbudowy pomocniczej odcinka autostrady A-4 i wzmocnień kilku dróg krajowych [46, 47].

Uzasadnieniem stosowania technologii wytwarzania mieszanek w urządzeniach stacjonarnych jest w Polsce potrzeba stosowania dużego dodatku kruszywa łamanego do destruktu. Wytwarzanie mieszanek w urządzeniach stacjonarnych może przyczynić się do poprawy organizacji robót oraz do uzyskania dobrych efektów technicznych, w tym większej jednorodności cech warstwy w planie i przekroju.

3.7.3 Materiały, skład mieszanki, czynności technologiczne

Destrukt jest materiałem z frezowania nawierzchni asfaltowych, z dawniej wykonywanych warstw ściernalnych i wiążących, niekiedy powierzchniowo utrwalanych i remontowanych. Skład ziarnowy destruktu, rodzaj i ilość asfaltu w destrukcie ma wpływ na wybór składu kruszywa doziarniającego, ilość cementu i emulsji.

Kruszywo doziarniające może pochodzić ze skał co najmniej średniej twardości np. dolomitowych. Przykład składu granulometrycznego materiałów zastosowanych w MMCE podano tabl. 3.23.

Można stosować kruszywa łamane odpowiadające wymaganiom WT-1 o uziarnieniu do 31,5 mm, w tym także z żużli stalowniczych i pomiedziowych.

Cement portlandzki CEM II 32,5 dodawany jest według zaleceń w ilości do 4% a niekiedy większej, z powodu potrzeby zapewnienia stabilności wg metody Marshalla.

Emulsja kationowa, wolnorozpadowa o zawartości asfaltu 60% umożliwia związanie kruszywa doziarniającego i regenerację starego asfaltu w destrukcie. Łączna zawartość starego asfaltu i z emulsji nie powinna przekraczać 6%.

Tabl. 3.23. Zestawienie uziarnienia materiałów zastosowanych w MMCE [36]

Frakcja [mm]	Rodzaj materiału, odsiew %						
	CEM II 32.5	Piasek łamany	Grys 2/6,3 mm	Grys 6,3/12,8 mm	Grys 12,8/25mm	Destrukt 0/16 mm	Destrukt 0/25 mm
25							
20					33,36		3,81
16					30,20		3,68
12,8				2,37	30,24	7,99	7,26
8,00				59,51	5,94	19,02	18,29
6,3			1,03	25,78	0,00	8,82	8,02
4,0		1,30	36,55	10,01	0,00	18,20	16,55
2,0		5,00	47,70	0,80	0,00	18,43	17,36
0,85		24,30	10,67	0,49	0,00	15,45	14,05
0,42	0,08	34,30	0,98	0,00	0,00	6,49	5,90
0,30	0,13	12,10	0,29	0,00	0,00	2,34	2,13
0,15	1,14	13,90	0,48	0,00	0,00	1,98	1,80
0,075	10,54	3,60	0,29	0,05	0,00	0,79	0,72
0,00	88,11	5,50	2,02	0,99	0,26	0,49	0,45

Struktura MMCE jest złożona z wielu elementów. Można wyodrębnić w niej następujące elementy [36]:

- asfalt pochodzący z emulsji asfaltowej
- mastyks (asfalt + wypełniacz) otaczający całkowicie bądź częściowo ziarna kruszywa starej MMA ,
- stwardniały zaczyn cementowy,
- ziarna kruszywa doziarniającego,
- pory i pustki utworzone podczas mieszania i układania mieszanki,
- rysy i pęknięcia powstałe podczas twardnienia i eksploatacji np. na skutek działania zmiennej temperatury i wilgotności otoczenia.

Analizując rozmieszczenie poszczególnych elementów składowych i ich wzajemne relacje możemy wyodrębnić strefy kontaktowe między [36]:

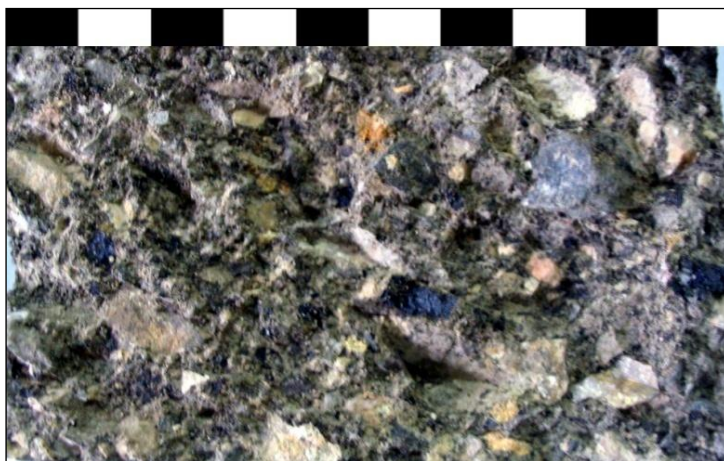
- mastyksem a ziarnami kruszywa starej MMA,
- mastyksem a stwardniałym zaczynem cementowym,
- mastyksem a ziarnami kruszywa doziarniającego,
- asfaltem z emulsji asfaltowej a kruszywem,
- asfaltem z emulsji asfaltowej a mastyksem otaczającym destrukt, między asfaltem z emulsji asfaltowej a stwardniałym zaczynem cementowym,
- stwardniałym zaczynem cementowym a kruszywem.

Tak duża ilość stref kontaktowych powoduje, że analiza struktury mieszanki MCE jest wysoce skomplikowana. Określenie, czy jest ona bliższa materiałom związanym cementem czy też asfaltem, a więc czy jest to materiał o przeważających cechach sprężystych czy lepko-sprężystych, jest problemem otwartym.

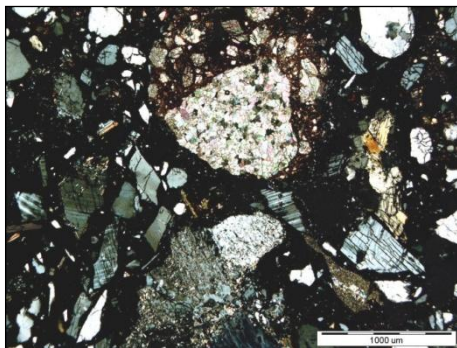
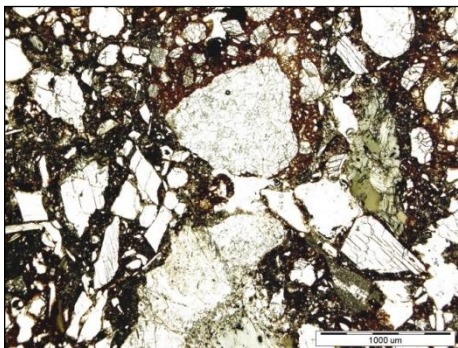
Ocena struktury MMCE na poziomie makro, analogicznie jak w BAC, pozwala na wyodrębnienie następującego układu:

- inkluzja (szkielet) – utworzony z ziaren kruszywa tworzy charakterystyczny układ typu betonowego, który w zależności od wielkości i zawartości poszczególnych frakcji składowych wpływa na cechy takie jak jednorodność i urabialność MMCE,
- matryca – stwardniały zaczyn cementowy i asfalt (stary i z emulsji asfaltowej), w którym wzajemny stosunek tych składników jest głównym czynnikiem wpływającym na własności wytrzymałościowe MMCE,
- pory i pustki – powstałe w wyniku wyparowania wody lub podczas mieszania i rozkładania,
- rysy i pęknięcia – powstałe w wyniku procesów hydratacji, twardnienia i eksploatacji (np. na skutek oddziaływania zmiennej temperatury i wilgotności otoczenia, jak również powstałe w wyniku przeciążenia).

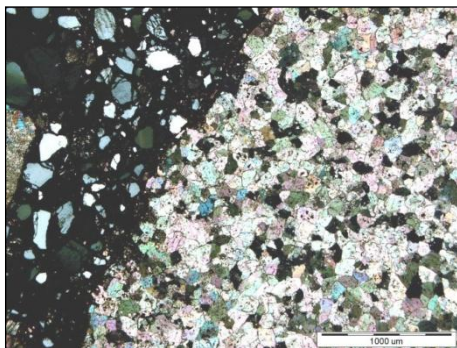
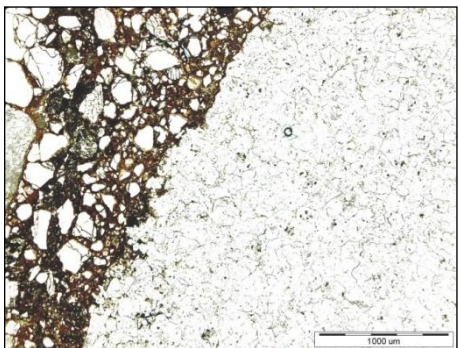
Fotografie umożliwiają makroskopową ocenę (fot. 3.10.÷3.13.). Pęknięcia ziaren kruszywa na fot. 3.14. i 3.15. powstać mogły także w czasie przecinania próbki i dlatego korzystniej jest obserwować powierzchnię po rozłupywaniu próbek obciążonych wzdłuż tworzącej (metodą brazylijską).



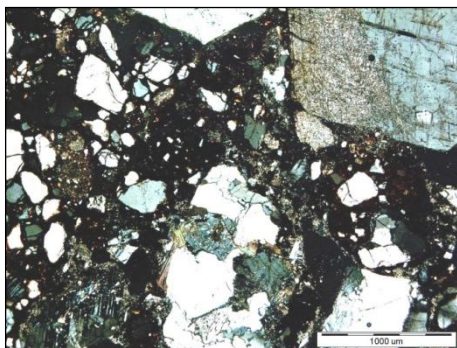
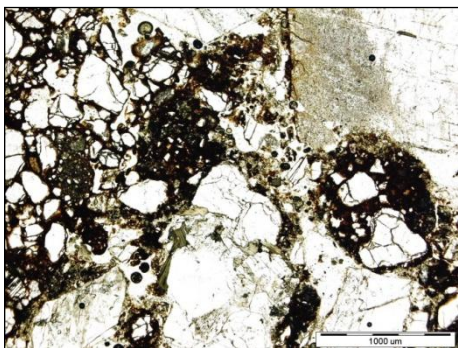
Fot. 3.10. Próbką z MMCE wykonana z mieszanki pobranej na budowie po przeprowadzonym badaniu rozłupywania (jedna podziałka na skali odpowiada 10 mm) [36]



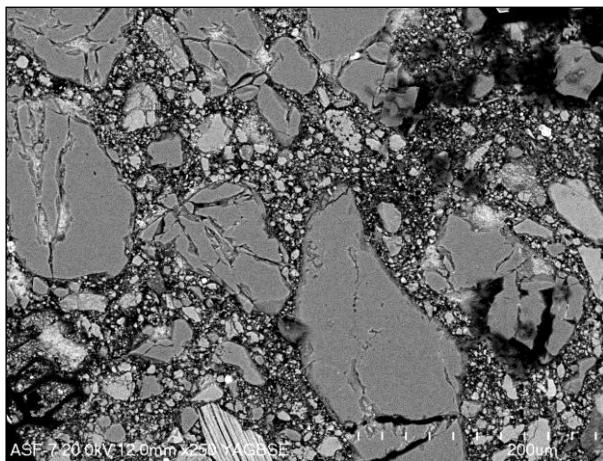
Fot. 3.11. Szlif próbki z MMCE monochromatyczny i w kolorze (jasne powierzchnie stanowią ziarna do 5 mm w matrycy koloru czarnego i szarego) [36]



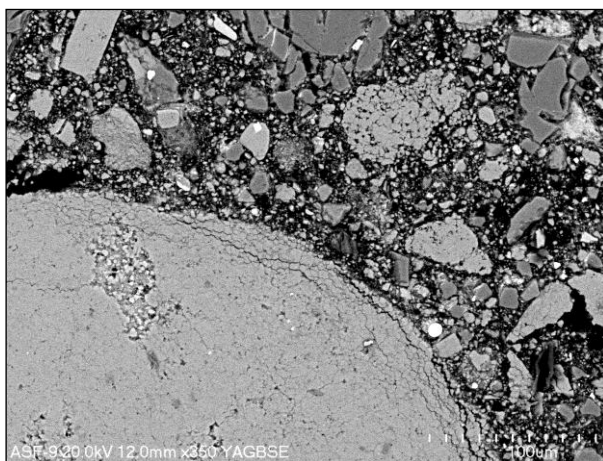
Fot. 3.12. Szlif próbki z MMCE monochromatyczny i w kolorze (dużego ziarna kruszywa otoczonego zaprawą grubości 3÷5 mm) [36]



Fot. 3.13. Szlif próbki z MMCE monochromatyczny i w kolorze (duże ziarna kruszywa w matrycy) [36]



Fot. 3.14. Próbką z MMCE w skali 250:1 w mikroskopie skaningowym (widoczne pęknięcia ziaren piasku lub drobnego kruszywa łamanego w matrycy z asfaltu i cementu) [36]



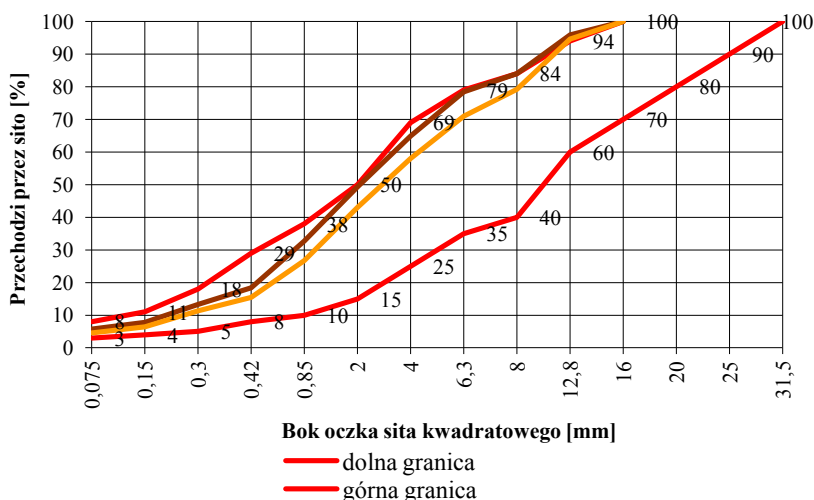
Fot. 3.15. Próbką MMCE w mikroskopie skaningowym w skali 350:1 (ziarno piasku z wyraźnie spękaną powierzchnią otoczone matrycą asfaltowo-cementowo-pyłową) [36]

Mieszanki zaprojektowano tak, aby uzyskać ciągłość uziarnienia, a zawartość destruktu wynosiła 50%. Do badań przyjęto następujące składy mieszanek mineralnych kruszywa doziarniającego:

- mieszanka 0/16 mm:
piasek łamany 0/2 – 32 %,
grys 2/6,3 – 10 %,
grys 6,3/12,8 – 4 %,
- mieszanka 0/25 mm:
piasek łamany 0/2 – 5 %,
grys 6,3/12,8 – 16 %,
grys 12,8/25 – 25 %.

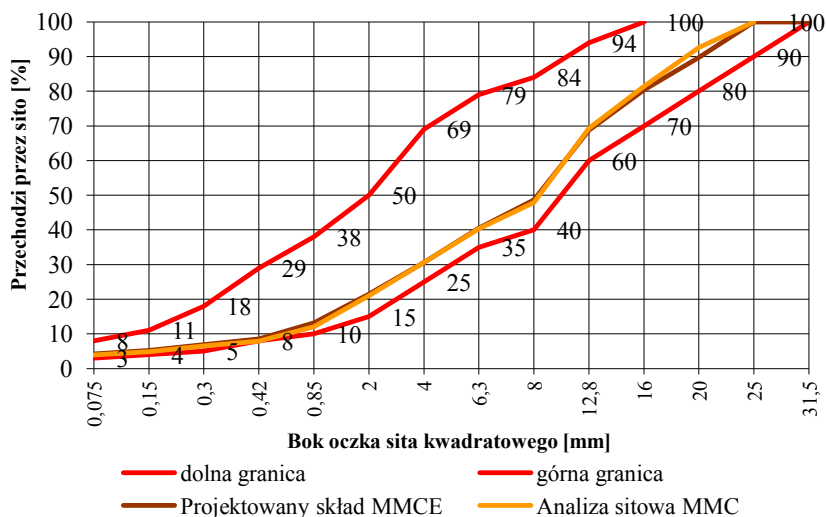
Celem badań była ocena wpływu uziarnienia na uzyskiwane parametry fizyko-mechaniczne mieszanek MMCE.

Skład mieszanek w porównawczych badaniach autora podano na rys. 3.36. i 3.37.

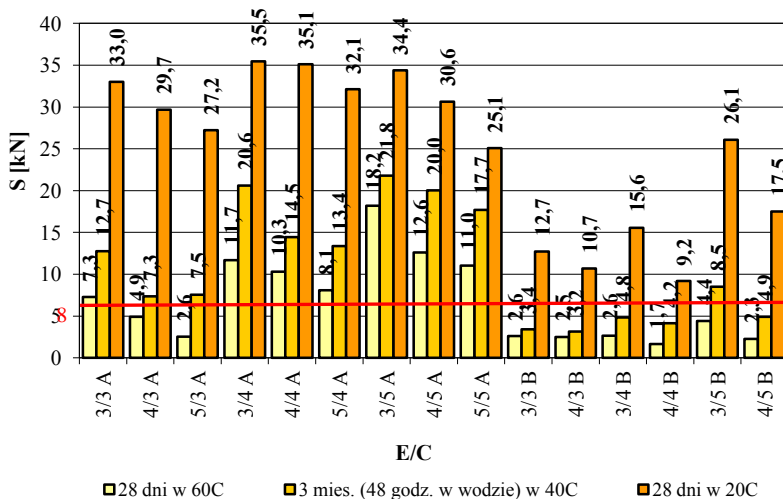


Rys. 3.36. Krzywa uziarnienia mieszanki mineralnej 0/16 mm z 4% zawartością cementu [36]

Nasiąkliwość próbek z mieszanki 0/16 i 0/25 mm była zbliżona, natomiast wymaganą stabilność $S > 8$ kN uzyskały tylko próbki z mieszanki 0/16 oznaczonej jako mieszanka A na rys. 3.38. Grube ziarna kruszywa doziarniającego są w próbkach laboratoryjnych powodem uzyskiwania mniejszej stabilności.



Rys. 3.37. Krzywa uziarnienia mieszanki mineralnej 0/25 mm z 4% zawartością cementu [36]



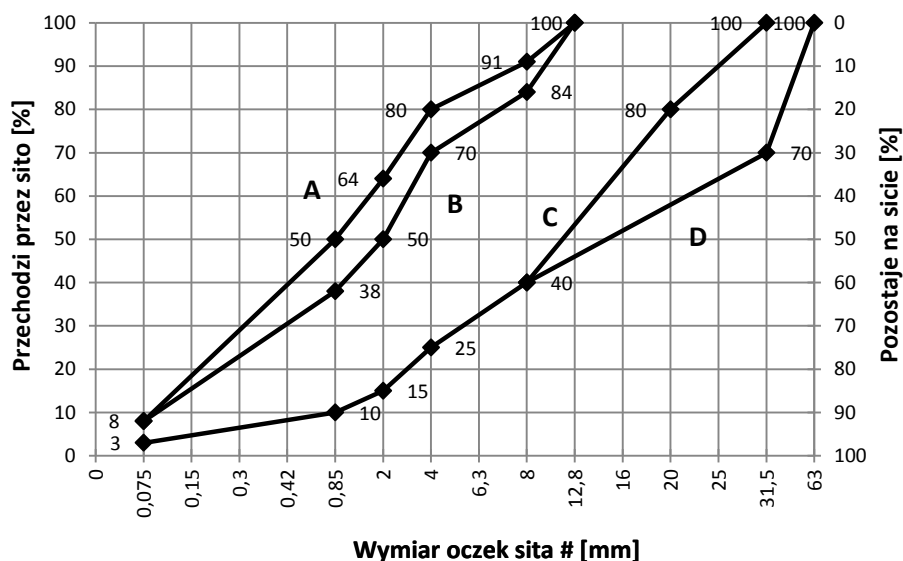
Rys. 3.38. Zestawienie średniej stabilności próbek z poszczególnych rodzajów mieszanek MCE (A – mieszanka 0/16 mm, B – mieszanka 0/25 mm) [36]

Do celów praktycznych stosowane są najczęściej mieszanki 0/31,5 mm i dlatego w celu spełnienia warunku stabilności stosowano niekiedy dodatek cementu 5% w mieszankach MMCE.

Obserwacja wykonywanych odcinków dróg o podbudowach z MMCE pozwala wnioskować, że są one odporne na koleinowanie, posiadają natomiast inne usterki. W temperaturze równoważnej (10^0C) większe są wytrzymałości na rozciąganie pośrednie próbek z mieszanki 0/25 od próbek z mieszanki 0/16, odmiennie niż w badaniu stabilności w temperaturze 60^0C .

Kryteria oceny MMCE wg doświadczeń zagranicznych nie są jednoznaczne ale przeważa pogląd o potrzebie oceny wytrzymałości na rozciąganie pośrednie i moduł sprężystości.

Projektowanie składu mieszanki powinno uwzględniać zwłaszcza kategorię obciążenia ruchem KR, dobór uziarnienia, które powinno mieścić się pomiędzy krzywymi granicznymi (rys. 3.39.), ilości cementu emulsji i wody. Wolne przestrzenie w mieszance są powodem przemieszczania się nadmiaru wody na spód warstwy co jest korzystnym czynnikiem ze względu na zagęszczenie. W badaniach laboratoryjnych zaleca się perforowania formy, gdyż wilgotność przekraczająca optymalną np. przy zagęszczaniu w formach Marshalla jest niekorzystnym czynnikiem.



Rys. 3.39. Krzywe graniczne uziarnienia mieszanki MCE do podbudowy dróg [40]

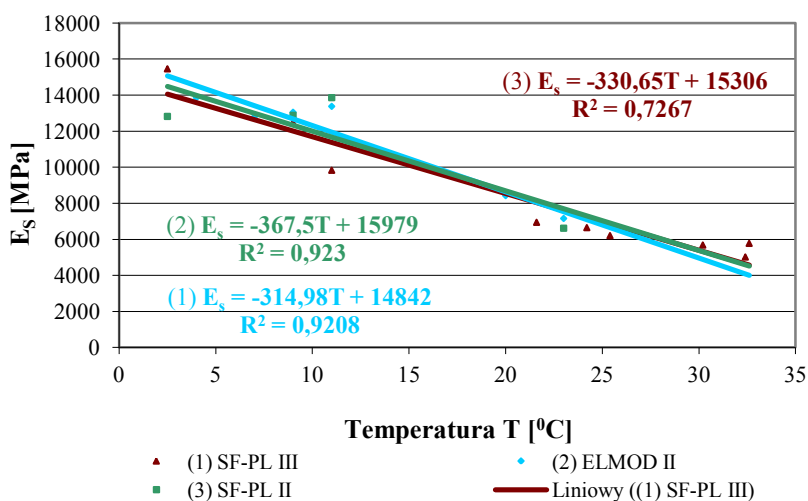
Gdy recyklowane są łącznie warstwy asfaltowe i tłuczeń podbudowy uziarnienie powinno mieścić się pomiędzy krzywymi granicznymi A – D, A – C w przypadku ruchu KR1 i KR2, B – C w przypadku ruchu KR3÷KR6.

Projektując mieszankę wykorzystać należy destruk 0/25 mm, najkorzystniej z frezowania do planowanej głębokości recyklingu, dodatek

kruszywa doziarniającego, cementu od 1,5% do 4% (co 1% np. w 3 próbkach), emulsji asfaltowej (3%, 4%, 5%) i zagęszczenie mieszanki w formie Marshalla.

Doświadczenie z wykonywania recyklingu nawierzchni dróg krajowych i wzrastające obciążenie ruchem dróg samorządowych, zwłaszcza wojewódzkich, są przesłankami do rozszerzenia zakresu tej technologii. Jest dostępny nowoczesny sprzęt, są tańsze od emulsji asfaltowej spienione asfalty i są szybko wzrastające potrzeby wzmacniania nawierzchni.

Dynamiczne moduły sprężystości podbudowy z MMCE są około dwukrotnie większe w temperaturze $\geq 23^{\circ}\text{C}$ od modułów sprężystości betonu asfaltowego (rys. 3.40.) i porównywalne z MMA w temperaturach ujemnych.

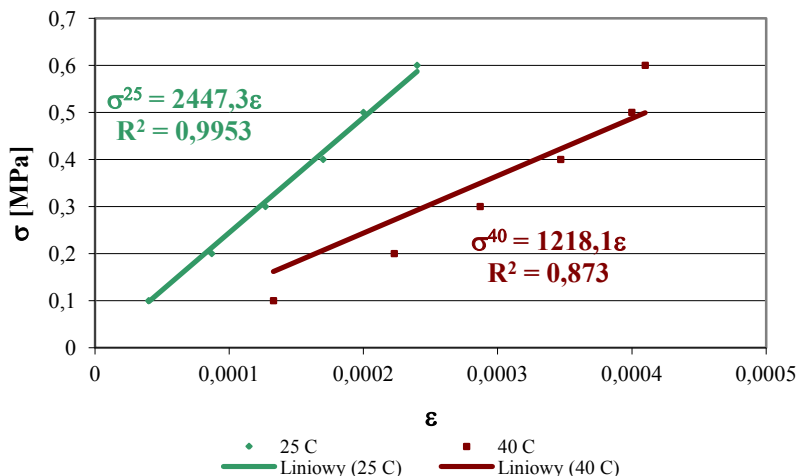


Rys. 3.40. Wpływ temperatury na moduł sprężystości warstwy z MMCE wyznaczony metodą odwrotnych obliczeń na podstawie pomiarów za pomocą płyty FWD [36]

Względnie duża sztywność podbudowy w czasie lata jest jej korzystną cechą także pod względem stabilności. Obserwacja wykonanych nawierzchni o podbudowach MMCE potwierdza ich małą wrażliwość na występowanie trwałych odkształceń [37]. Można też zwrócić uwagę, że temperatury $\geq 40^{\circ}\text{C}$ w podbudowie z MMCE występują bardzo rzadko, a badania stabilności wykonywane są w temperaturze 60°C . Moduły odkształcenia w warunkach krótkotrwałych obciążeń statycznych są około trzykrotnie mniejsze od modułów sprężystości wykonanych w temperaturze 40°C i 25°C (rys. 3.41.).

Wyniki badań podane na rysunkach wykonano na próbkach z odwiertów podbudowy z MMCE. Zauważalna jest tendencja nieliniowego wzrostu odkształceń w temperaturze 40°C , gdy naprężenia ściskające są większe od 0,4 MPa (np. w czasie postoju ciężkiego pojazdu). Graniczne wielkości odkształceń

w temperaturze 40⁰C występują, gdy naprężenie ściskające wynosi około 0,5 MPa. Jest więc także z tego powodu uzasadnione wykonywanie warstwy wiążącej i ścieralnej na podbudowie z MMCE.



Rys. 3.41. Zależność pomiędzy naprężeniem i odkształceniem próbek odwiertów z MMCE ściskanych obciążeniem statycznym w temperaturach 25⁰C i 40⁰C (odpowiednio $E_{stat}=2447$ MPa i $E_{stat}=1218$ MPa) [36]

Niekonwencjonalna metoda wykonywania podbudowy z MMCE m.in. na drodze nr 82 na Lubelszczyźnie polegała na zastąpieniu recyklera standardową mieszarką do stabilizacji i może być z powodzeniem stosowana na drogach samorządowych. Istniejącą nawierzchnię frezowano do projektowanej głębokości za pomocą frezy o szerokości 1,0 m, wyrównywano destrukta za pomocą równiarki w profilu podłużnym i poprzecznym, a następnie za pomocą rozkładarki do mieszanek mineralno-asfaltowych rozkładano warstwę kruszywa doziarniającego i zagęszczano. Tak przygotowane podłoże skrapiane było wodą w ilości niezbędnej dla zapewnienia wilgotności optymalnej, a po jej wsiąknięciu w podłoże rozkładano cement na suchej powierzchni warstwy i mieszano składniki dozując emulsję bezpośrednio do mieszarki. Opisaną technologię przedstawiono na fotografiach 3.16. i 3.17.



Fot. 3.16. Rozkładanie kruszywa doziarniającego za pomocą rozkładarki do mieszanek mineralno-asfaltowych [36]



Fot. 3.17. Mieszarka do kruszyw stabilizowanych cementem z zamontowanym systemem dozowania emulsji na drodze nr 12 [36]

Prezentowane wcześniej doświadczenia praktyczne z odcinka o długości ok. 5 km na drodze nr 19 były pozytywne pomimo, że na podbudowie z MMCE wykonano tylko warstwę wiążącą i ścieralną z betonu asfaltowego. Występujące po kilku latach usterki dotyczyły złączy podłużnych i ubytków w warstwie ścieralnej.

Na żadnym z kilkudziesięciu kilometrów dróg Lubelszczyzny nie stwierdzono deformacji, w tym kolein z powodu podbudowy z MMCE. Na jednym z odcinków wystąpiły natomiast spękania o charakterze pęknięć odbitych.

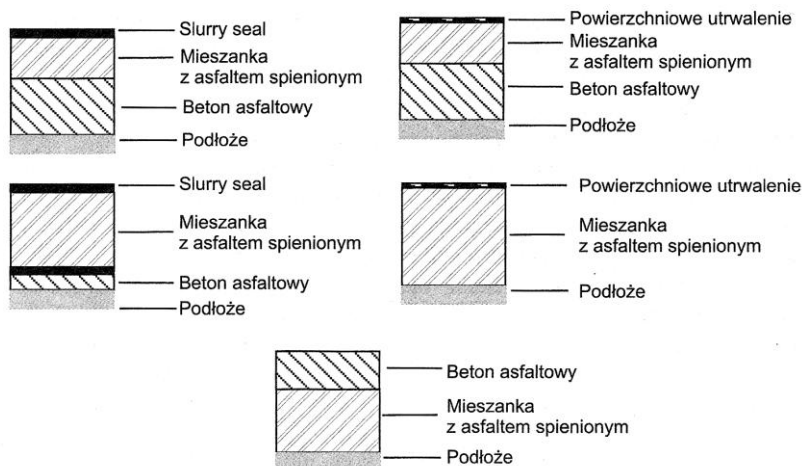
Problem spękań powierzchni z podbudową z MMCE badany był przez B. Dołżyckiego na odcinku drogi krajowej nr 7 (Drogownictwo 12/2009). Alternatywą, zwłaszcza wykonania recyklingu na samorządowych drogach, może być zastosowanie asfaltu spienionego.

3.8 Podbudowy z mieszanek mineralnych z asfaltem spienionym (MMCAsp)

W przypadku budowy nowych i remontu istniejących nawierzchni dróg dla kategorii ruchu KR1 i KR2 można wykorzystywać do obtoczenia asfaltem spienionym np. mieszanki mineralne 0/22,4 mm o zawartości wypełniacza większej od 5%. Grube ziarna kruszywa są słabiej obtaczane asfaltem spienionym, a korzystne cechy mieszanki zależą zwłaszcza od ilości i jakości cząstek <0,075 mm. Często stosowany jest mały dodatek cementu, wapna lub popiołów lotnych (1%) do suchej mieszanki (do mieszalnika). Ważne jest także równomierne uziarnienie frakcji poniżej 2 mm. Zawartość asfaltu w mieszance żwirowej wynosi 3,0÷4,5% i wzrasta wraz z ilością cząstek <0,075 mm [41].

Zaletą wymienionych mieszanek jest ich niski koszt, możliwość stosowania żwirów i kruszyw dolomitowych, możliwość składowania (np. pod plandekami) przed użyciem oraz dopuszczenie do ruchu bezpośrednio po zagęszczeniu [41].

Na podbudowie z asfaltem spienionym można wykonać powierzchniowe utrwalenie, cienką warstwą np. z BBTM 8A 50/70 dla KR3÷KR6 lub AC 8 S 70/100 dla KR1÷2 wg WT-2. Przykłady konstrukcji nowej nawierzchni podano na rys. 3.42.



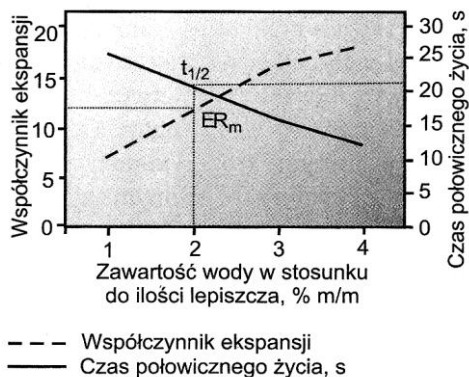
Rys. 3.42. Konstrukcje nawierzchni z zastosowaniem mieszanki mineralno-asfaltowej z asfaltem spienionym [41]

W Polsce rozpoczęto stosowanie asfaltów spienionych zamiast emulsji asfaltowych, głównie do recyklingu nawierzchni dróg, najczęściej o ruchu średnim.

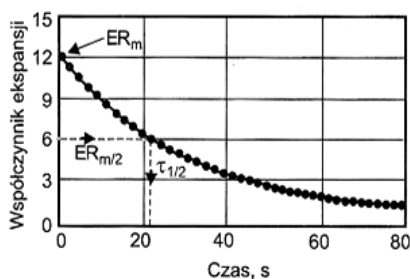
Wynalazcą asfaltu spienionego był L. Csanyi w USA, który w 1956 r. dodał pary wodnej do gorącego asfaltu. Płynny asfalt zwiększa objętość około dwudziestokrotnie w komorze rozprężeniowej pod wpływem powietrza i wody wtryskiwanej w ilości około 2% do asfaltu o temperaturze $160^{\circ}\div 180^{\circ}\text{C}$.

Dodatek wody do asfaltu spienionego jest dobierany indywidualnie w celu uzyskania parametrów niezbędnych do prawidłowego obtoczenia kruszywa.

Czas maksymalnego rozprężenia jest krótki i po kilkunastu sekundach maleje ono dwukrotnie (jest to tzw. czas półtrwania). Rozprężenie w czasie półtrwania może być około dziesięciokrotne, a czas ten jest wystarczający do dostarczenia asfaltu spienionego z komory rozprężeniowej do kruszywa (w mieszalniku lub w recyklowanej warstwie).



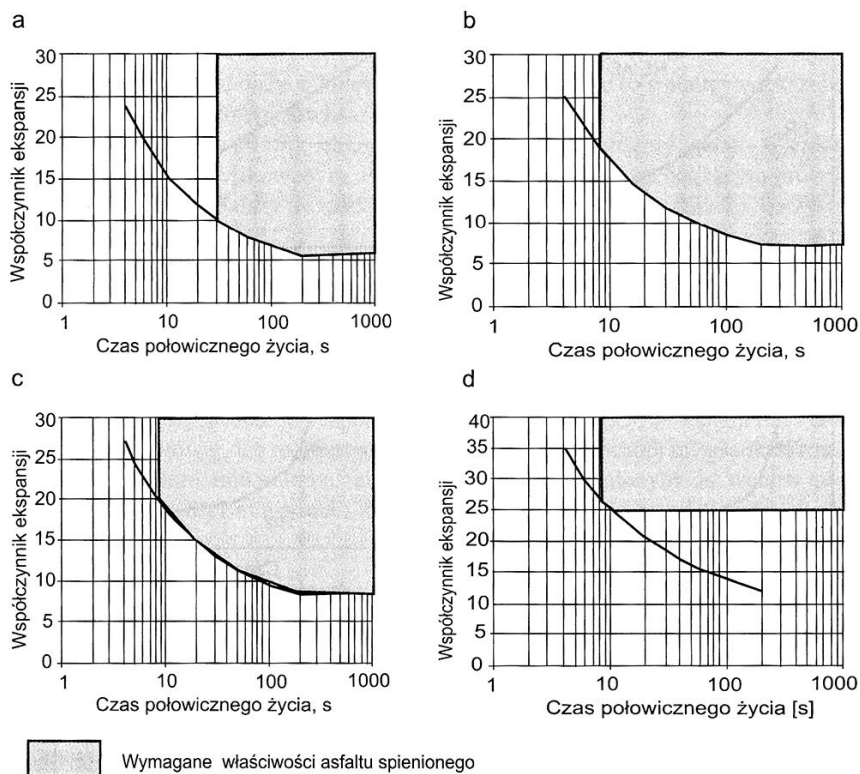
Rys. 3.43. Krzywa rozpadu asfaltu spienionego z 2% zawartością wody [41]



Rys. 3.44. Przykład oceny właściwości asfaltu spienionego w zależności od zawartości wody (linia ciągła - czas połowicznego rozpadu [s], linia przerywana – współczynnik ekspansji) [41]

Czas półtrwania mierzony w sekundach, zwiększona n -krotnie objętość spienionego asfaltu (w porównaniu do objętości asfaltu w temperaturze 160°C). Najkorzystniejszymi do spienienia są asfalty z Wenezueli, najczęściej o średnich wielkościach penetracji. Asfalty dostępne w Polsce powinny po spienieniu charakteryzować się okresem półtrwania wynoszącym co najmniej 8 sekund. Jest to wymaganie, które nie zawsze udaje się spełnić [11].

W kontakcie z kruszywem asfalt spieniony pokrywa jego najdrobniejsze cząstki tworząc zaprawę pomiędzy grubszyimi ziarnami. Większość asfaltów pieni się powyżej temperatury 140°C . Są też asfalty nie poddające się spienieniu [41]. W zależności od przeznaczenia wymagania dla asfaltu spienionego są różne (rys. 3.45.).



Rys. 3.45. Wymagane wartości współczynnika ekspansji i czasu połowicznego życia dla różnych zastosowań asfaltu spienionego (a – powierzchniowe utrwalenie, b – typowa mieszanka mineralno-asfaltowa w technologii na zimno, c – mieszanka mineralno-asfaltowa w technologii na ciepło, d – mieszanka mineralno-asfaltowa w technologii na zimno z wykorzystaniem destruktu zawierającego szkodliwe substancje) [41]

Konwencjonalne dodatki powierzchniowo-czynne polepszają zdolność do pienia asfaltów. Liniowa zależność pomiędzy czasem i współczynnikiem ekspansji jest cechą asfaltów z dodatkami modyfikującymi, dla których czas półtrwania wynosi około 30 sekund.

Asfalty spienione stosowane są w następujących mieszankach [41]:

- typowe mieszanki mineralno-asfaltowe w technologii na zimno z zastosowaniem kruszywa dobrej jakości i kruszywa będącego materiałem odpadowym,
- mieszanki mineralno-asfaltowe w technologii na zimno z wykorzystaniem materiału ze starych warstw nawierzchni asfaltowych (destruktu asfaltowego),
- mieszanki mineralno-asfaltowe w technologii na ciepło (podgrzewanie kruszywa),
- mieszanki mineralno-asfaltowe w technologii na zimno z wykorzystaniem materiałów zawierających szkodliwe substancje takie jak smoła i azbest, celem ich ekologicznego zagospodarowania.

Zagęszczalność mieszanki z asfaltem spienionym zależy od jej wilgotności, która powinna być bliska optymalnej. Woda może być dodawana do mieszalnika lub do destruktu asfaltowego w czasie frezowania nawierzchni. Przed rozpoczęciem robót należy wyrównać istniejącą nawierzchnię przez frezowanie garbów i wypełnienie zagłębień destruktem. W profilu i przekroju zapewnić należy zgodność rzędnych z projektem. Dzięki temu można uzyskać większą jednorodność mieszanki destruktu i kruszywa doziarniającego.

Kolejność robót metodą recyklingu na miejscu jest następująca [41]:

- frezowanie istniejącej warstwy nawierzchni bitumicznej z równoczesnym zwilżeniem wodą,
- rozłożenie materiału doziarniającego (drobne lub grube kruszywo mineralne),
- wstępne profilowanie warstwy podbudowy za pomocą równiarki (przemieszczenie materiału w kierunku poprzecznym i częściowe wymieszanie),
- zagęszczenie destruktu z dodaniem wody przy użyciu walców tandemowych wibracyjnych o masie całkowitej co najmniej 16 Mg,
- drugie przejście frezarki stabilizacyjnej (wymieszanie destruktu z asfaltem spienionym),
- ponowne zagęszczenie mieszanki ciężkim walcem tandemowym.

Materiał doziarniający powinien zawierać drobne frakcje (<2 mm) w maksymalnej ilości, lecz nie przekraczającej górnej granicy uziarnienia. Grube kruszywo doziarniające powinno być ograniczone od góry maksymalną wielkością ziaren destruktu.

Korzystne jest wykonywanie robót w możliwie najwyższej temperaturze otoczenia. Mieszanka w dolnej warstwie podbudowy, według wymagań niemieckich powinna odpowiadać warunkom podanym tablicy 3.24.

Doświadczenia niemieckie prezentowane były w 1999 r. [48]

Tabl. 3.24. Zawartość asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej w zależności od zawartości wypełniacza [41]

Zawartość ziaren przechodzących przez sito o oczku # 4,75 mm [%]	Zawartość ziaren przechodzących przez sito o oczku # 0,075 mm [%]	Zawartość asfaltu [%]
Żwir (<50%)	3,5÷5,0	3,0
	5,0÷7,5	3,5
	7,5÷10,0	4,0
	>10,0	4,5
Piasek (>50%)	3,5÷5,0	3,5
	5,0÷7,5	4,0
	7,5÷10,0	4,5
	>10,0	5,0

Próbki mieszanki zagęszcza się 75 uderzeniami ubijaka Marshalla z każdej strony, a badanie stabilności wykonuje się po nasączeniu wodą i na próbkach suchych. Korzystne jest także, ze względu na wielkość próbek Marshalla, stosowanie destruktu i mieszanki o uziarnieniu 0/25 mm i drobniejszej.

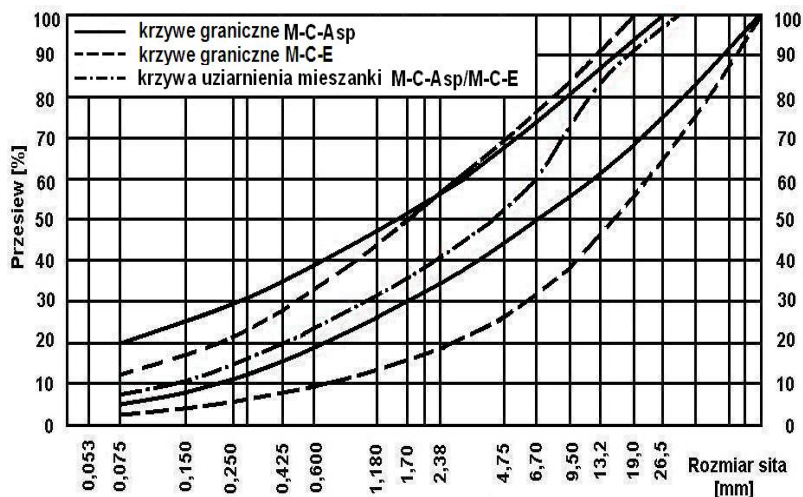
Łączna zawartość asfaltu w mieszance nie powinna przekraczać 8%.

Wykonanie górnej warstwy podbudowy z betonu asfaltowego jest niezbędne także z powodu niewystarczającej jednorodności destruktu z dawniej wykonywanych nawierzchni i małych wymagań dotyczących stabilności (≥ 3 kN). Na górnej warstwie podbudowy możliwe jest układanie warstwy ścieralnej.

Według najnowszych badań zaleca się zamiast stabilności badać wytrzymałość próbek na ściskanie osiowe ($\geq 0,7$ MPa) a próbki powinny być zagęszczane zmodyfikowanym sposobem Proctora.

Na rys. 3.46. podano krzywe graniczne uziarnienia mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MMCE) i mieszanek mineralno-cementowo-asfaltowych z asfaltem spienionym (MMCAsp) oraz krzywą uziarnienia mieszanki, w której dla celów porównawczych stosowano emulsję asfaltową lub asfalt spieniony w ilości 2,0÷3,5%.

Można zauważyć, że pole dobrego uziarnienia dla mieszanki z asfaltem spienionym jest mniejsze od przyjmowanego dla mieszanek z emulsją asfaltową. Mieszanka z asfaltem spienionym może zawierać do 20% frakcji mniejszych od 0,075 mm, a z emulsją asfaltową do 12%.

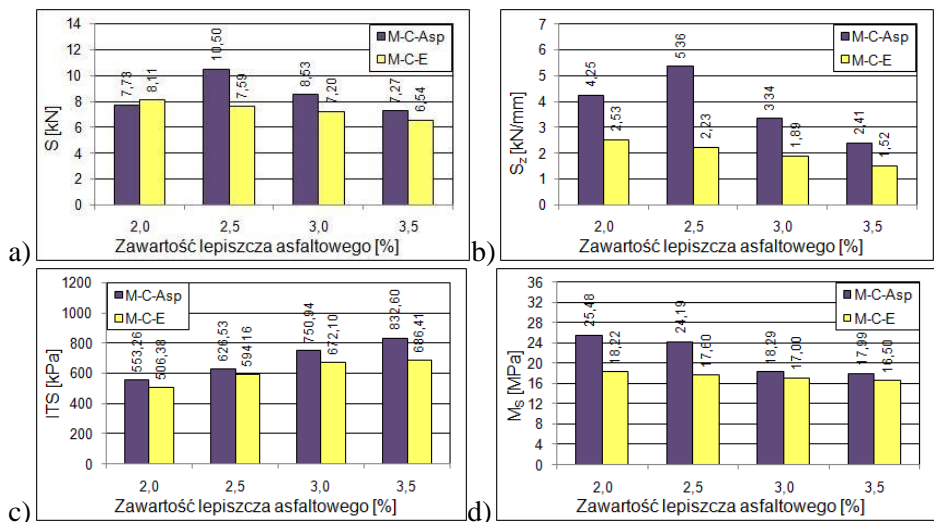


Rys. 3.46. Uziarnienie mieszanki mineralnej podbudowy w technologii recyklingu głębokiego na zimno. [14]

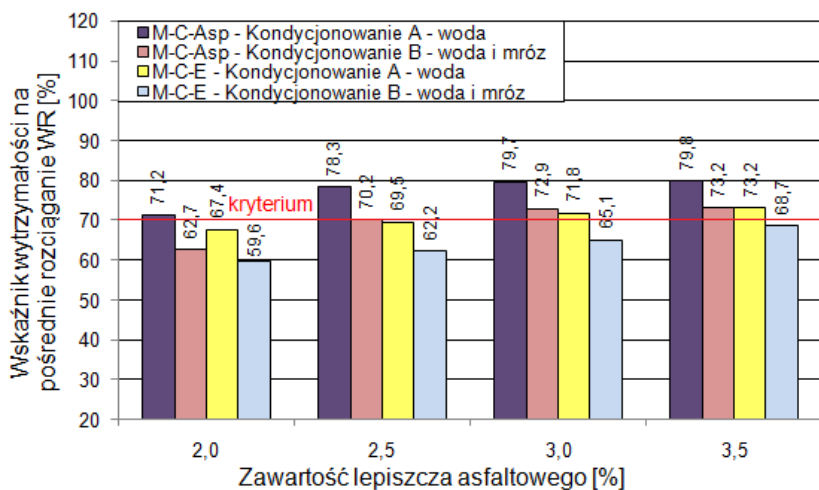
Badana mieszanka spełniająca warunki dla MMCE i MMCAsp, zawierała: 48% destruktu, 22% recyklowanego kruszywa i 30% doziarniającego kruszywa dolomitowego 0/4 mm. Do mieszanki dodano 2% cementu i następnie emulsję asfaltową wolnorozpadową K3-60 lub asfalt Nynas Nyfoam 80 spieniony 2% dodatkiem wody [14].

Wyniki badań prezentowane na rys. 3.47. pozwalają wnioskować, że w przypadku podbudów dla ruchu KR1 i KR2 zasadniczym wymaganiem może być warunek wodoodporności (ITS) a dla ruchu KR3 i KR4 – wymagana stabilność $S \geq 8$ kN. Spełnia je mieszanka zawierająca 3% asfaltu spienionego, a formalnie nie spełnia mieszanka zawierająca 3% emulsji asfaltowej [14].

Wodo i mrozoodporność wg AASHTO T283 jest kryterium ostrzejszym od ITS i spełniają je próbki zawierające minimum 2,5% asfaltu spienionego, a nie spełniają próbki z emulsją asfaltową. Należy przy tym zauważyć, że w przypadku użycia emulsji asfaltowej stosuje się w Polsce najczęściej większą ilość cementu i mniejszy dodatek emulsji od przyjętych w badanych próbkach. Dzięki zwiększonej ilości cementu spełniony jest też warunek stabilności i mrozoodporności wg AASHTO ($WR^A > 0,7$), kosztem większej sztywności podbudowy. Podatność podbudów z recyklingu przy użyciu asfaltu spienionego jest ich zaletą w porównaniu z podbudowami z MMCE. Należy jednak zwracać większą uwagę na bezpieczeństwo pracy z użyciem asfaltu spienionego niż w przypadku stosowania droższej emulsji.

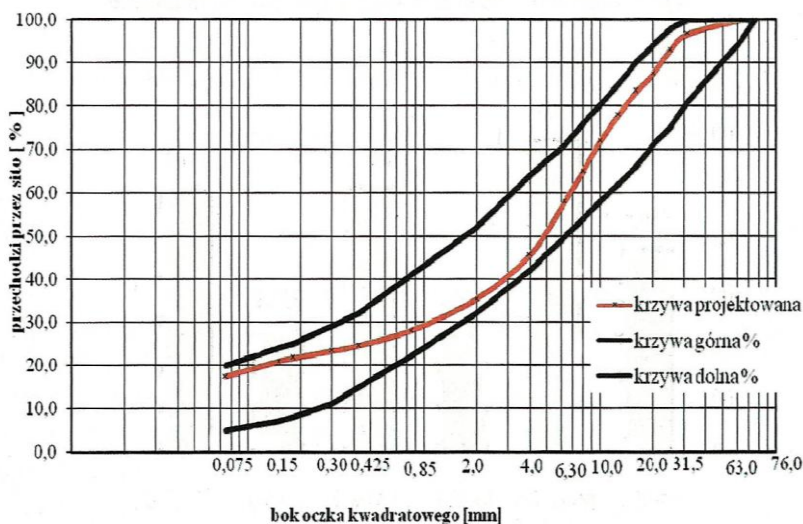


Rys. 3.47. Zależność właściwości mechanicznych recyklowanych mieszanek podbudowy od rodzaju i ilości lepiszcza asfaltowego (a – stabilność wg Marshalla, b – sztywność wg Marshalla, c – wytrzymałość na pośrednie rozciąganie d – moduł sztywności wg pełzania) [14]

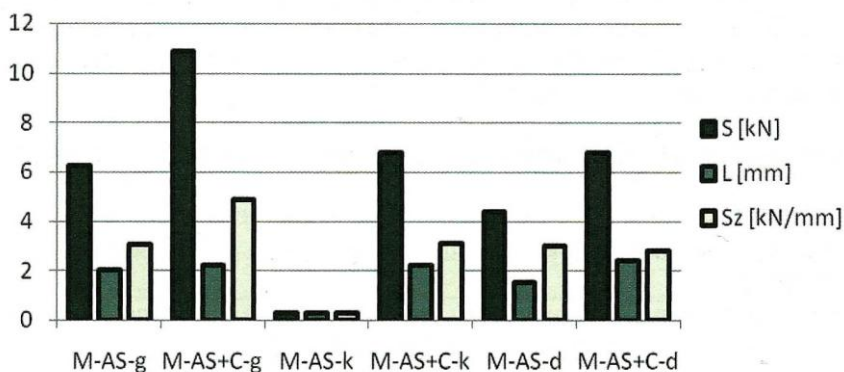


Rys. 3.48. Wskaźniki wytrzymałości na rozciąganie pośrednie wg AASHTO T283 [12]

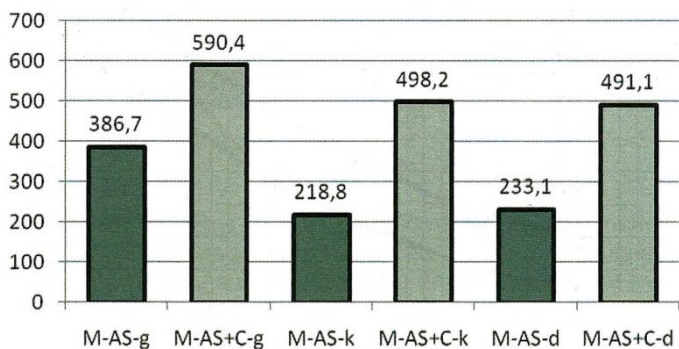
Kolejny przykład możliwości wykorzystania asfaltu spienionego polega na zastosowaniu do recyklingu warstwy z mieszanki niezwiązanego kruszywa o ciągłym uziarnieniu. Mieszanki niezwiązane, najczęściej 0/31,5 mm, są w Polsce powszechnie stosowane od kilkunastu lat. Wzrasta w tych warstwach zawartość pyłów po wielu latach eksploatacji i następuje stopniowy spadek ich nośności. Są też nieliczne przypadki podbudów z tzw. niesortów kamiennych o ciągłym uziarnieniu 0/40 mm pod nawierzchniami asfaltowymi, lecz o małej łącznej grubości tych warstw.



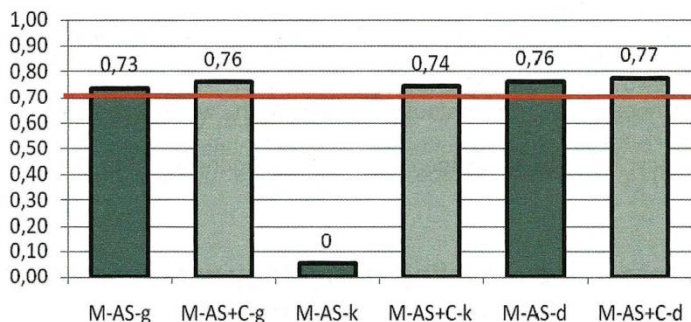
Rys. 3.49. Przykładowa krzywa uziarnienia recyklowanej mieszanki mineralnej podbudowy (M-As-k) oraz (M-As+C-k) [12]



Rys. 3.50. Stabilność, osiadanie oraz sztywność wg Marshalla [13]



Rys. 3.51. Wyrzymałość na pośrednie rozciąganie recyklowanej podbudowy ITS [13]



Rys. 3.52. Wskaźnik odporności recyklowanej podbudowy na oddziaływanie wody TSR [13]

Na rys 3.52. podano przykład mieszanki mineralnej z asfaltem spienionym, zawierającej 20% pyłów mineralnych dolomitowych (M-AS-d), gabrowych (M-AS-g) i z piaskowca kwarcytowego (M-AS-k) [13]. Spieniony asfalt Nyfoam 85 dodawano w ilości 4,0% i badano próbki w aspekcie znaczenia pochodzenia pyłów. W kolejnej serii próbek stosowano dodatek 1,5% cementu przed dodaniem asfaltu spienionego.

Najmniejszą wodoodporność posiadały próbki, w których zastosowano dodatek pyłów z piaskowca kwarcytowego ($TSR < 0,1$) a największą z pyłami dolomitowymi ($TSR = 0,77$). Dodatek 1,5% cementu był skutecznym sposobem dla uzyskania wymaganej wodoodporności, także w przypadku użycia pyłów kwarcytowych.

Dodatek cementu jest więc uzasadniony, gdy pyły dodawane do kruszywa lub w warstwie podbudowy z kruszywa są niewiadomego pochodzenia. Próbki z dodatkiem cementu posiadały największą stabilność $S = 6,8 \div 11,0$ kN i wytrzymałość na pośrednie rozciąganie.

W recyklingu głębokim na zimno z asfaltem spienionym możliwe a nawet wskazane jest wykorzystanie pyłów zasadowych (np. gabrowych) powstających w procesie odpylania kruszywa w otaczarkach. Mieszanki zawierające pyły gabrowe charakteryzują się odpornością na działanie wody i mrozu – wartością wskaźnika $TSR > 70\%$ [15]. Dodatek pyłów zasadowych w ilości do 20% wpływa korzystnie na stabilność według Marshalla, wytrzymałość na pośrednie rozciąganie (ITS) i odporność na spękania niskotemperaturowe. Badanie pH może być wykorzystane do wstępnej oceny przydatności pyłów [15].

Na zlecenie GDDKiA w roku 2006 wykonane zostały odcinki doświadczalne z podbudową MMCAsp na wybranych drogach krajowych (DK3 i DK50) – fot 3.18. Odcinki te stanowiły bazę do opracowania przez IBDiM typowych konstrukcji nawierzchni z podbudowami z asfaltem spienionym, które są obecnie w przygotowaniu. Praktyczne próby stosowania w Polsce asfaltu spienionego po 2006 roku, gdy opublikowano znaczące prace dla rozwoju tej technologii [9÷15, 41] mogą być szczególnie przydatne do recyklingu nawierzchni dróg samorządowych.

W 2010 r. wykonano na drodze powiatowej kl. Z nr 0382 w regionie świętokrzyskim, wzmocnienie nawierzchni sposobem recyklingu głębokiego asfaltem spienionym [14]. Projektowana warstwa podbudowy grubości 20 cm składała się z 45% destruktu asfaltowego i 40% destruktu z kruszywa 0/31,5 mm oraz nowych materiałów: 10% kruszywa wapiennego 0/4 mm, 2% cementu i 3 % pyłów z odpylania kruszywa przy produkcji MMA. Dodatek asfaltu 85N przyjęto 3% i 2,5% a do spienienia stosowano 2% wody. Krzywe graniczne uziarnienia i wymagania przyjęto według zaleceń Wirtgena [51]

Na kilku ocenianych odcinkach drogi uzyskano następujące wyniki badań [14]:

- zawartość wolnych przestrzeni $8,05 \div 9,77\%$,
- stabilność według Marshalla $8,82 \div 12,85\%$,
- wytrzymałość na pośrednie rozciąganie $0,43 \div 0,57$ MPa,
- wytrzymałość na pośrednie rozciąganie po nasączeniu wodą $0,33 \div 0,51$ MPa,
- moduł sztywności sprężystej w pośrednim rozciąganiu $3823 \div 3052$ MPa,
- wtórny moduł odkształcenia, badany płytą VSS wynosił od $183 \div 267$ MPa.

Na odcinku drogi powiatowej nr 0325, również ze względu na obciążenie ruchem KR3, wykonano podbudowę grubości 23 cm. Mieszanka mineralna składała się z 17% destruktu asfaltowego, 12% destruktu mineralnego, 65% kruszywa wapiennego 0/31,5 mm, 2% cementu i 4% pyłów z odpylania MMA. Z powodu małej ilości destruktu asfaltowego stosowano 3,5% lub 4% asfaltu spienionego.

Uzyskano następujące wyniki badań:

- stabilność według Marshalla $S=11,8 \div 12,6$ kN
- wytrzymałości na pośrednie rozciąganie $0,65 \div 0,68$ MPa próbek suchych były większe od wcześniej podanych, gdyż w mieszance było 71% nowych materiałów.
- wtórne moduły odkształcenia podbudowy badane płytą VSS wyniosły $210 \div 250$ MPa i odpowiadały wymaganiom KR3.

Podane przykłady świadczyć mogą o różnych możliwościach wykorzystania asfaltu spienionego. Może on być przydatny do mieszanek zawierających zarówno dużą jak i małą ilość destruktu asfaltowego, a także w mieszankach bez dodatku destruktu asfaltowego.



Fot. 3.18. Wykonanie podbudowy „in situ” z mieszanki mineralnej z asfaltem spienionym na DK 50 odc. Strachówka – Łochów.

Bibliografia – rozdział 3.

1. Alenowicz J., Judycki J.: Nowe metody renowacji nawierzchni asfaltowych. WKŁ, Warszawa 1988 r.
2. Bajak M.: Sztywność i stabilność podbudów z betonów asfaltowo-cementowych. Praca doktorska. Politechnika Lubelska 2005 r.
3. Beligni Mauro: Heiss- und Kaltmischfundatinsschichten unter Verwendung von Ausbauasphalt. Bitumen 3/1997
4. Błazejowski K., Styk S.: Technologia warstw asfaltowych. WKŁ, Warszawa 2004 r.
5. Bremer B.: Remixing - pierwsze próby krajowe. Drogownictwo 11-12/1990

6. Chałabis J.: Struktura, wytrzymałość i odkształcalność betonów asfaltowo-cementowych. Prace Naukowe Politechniki Lubelskiej. Wydawnictwo Liber. Lublin, 2002
7. Chałabis J., Firlej S., Kukiłka J.: Ocena konstrukcji nawierzchni o podbudowach z betonu asfaltowo-cementowego – BAC. V Międzynarodowa Konferencja pt. Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe, Kielce 1999
8. Dembowski J., Dołżycki B., Judycki J.: Wpływ dodatków do asfaltu na właściwości mastyksu grysowego (SMA) w niskiej temperaturze. Drogownictwo 12/96.
9. Iwański M.: Wpływ kruszywa kwarcytowego na odporność mieszanki mineralno-asfaltowej na oddziaływanie wody i mrozu. Drogownictwo 2/2002
10. Iwański M.: Podbudowa z asfaltem spienionym. Drogownictwo 3/2006
11. Iwański M., Chomicz A.: Przydatność stosowanych w Polsce asfaltów do spienienia. Drogownictwo 8/2006
12. Iwański M., Chomicz-Kowalska A.: Ocena wpływu rodzaju lepiszcza asfaltowego na parametry fizykomechaniczne podbudowy w technologii asfaltu spienionego. Konferencja Ochrona środowiska i estetyka a rozwój infrastruktury drogowej. Kazimierz Dolny 7-9.10.2009 r.
13. Iwański M., Buczyński P.: Recyklowane podbudowy w technologii z asfaltem spienionym z dodatkiem pyłów mineralnych. Konferencja Ochrona środowiska i estetyka a rozwój infrastruktury drogowej. Kazimierz Dolny 7-9.10.2009 r.
14. Iwański M., Chomicz-Kowalska A.: Recykling głęboki konstrukcji nawierzchni w technologii asfaltu spienionego – doświadczenia praktyczne. Konferencja Ochrona środowiska i estetyka a rozwój infrastruktury drogowej. SITK O/Lublin 2011 r.
15. Iwański M., Buczyński P.: Zastosowanie pyłów mineralnych w technologii recyklingu głębokiego na zimno z asfaltem spienionym. Drogownictwo 5/2013
16. Jabłoński K., Rybczyński M.: Polskie doświadczenia w zakresie recyklingu nawierzchni asfaltowych na gorąco w wytwórni. Seminarium AIPCR/PIARC Recykling nawierzchni drogowych. Warszawa 10-11 październik 2002 r.
17. Jabłoński K., Rybczyński M., Szrajber W.: Polskie doświadczenia w recyklingu nawierzchni asfaltowych w otaczarkach. Drogownictwo 2/2003
18. Judycki J., Jaskuła P.: Badania odporności betonów asfaltowych na działanie wody i mrozu. Drogownictwo nr 12/1997

19. Judycki J.: Porównanie kryteriów zmęzeniowych do projektowania podatnych i półsztywnych nawierzchni drogowych w aspekcie nowego polskiego katalogu typowych konstrukcji – cz I. Drogownictwo 1/1999.
20. Judycki J.: Zastosowanie kryteriów zmęzeniowych do projektowania podatnych i półsztywnych nawierzchni cz II. Obliczenia nawierzchni do nowego polskiego katalogu typowych konstrukcji. Drogownictwo 2/1999.
21. Judycki J.: Porównanie grubości typowych nawierzchni podatnych i półsztywnych Polski i wybranych krajów Europy. Drogownictwo 5/2012
22. Judycki J., Jaczewski M.: Zastosowanie w warunkach polskich francuskiej metody projektowania nawierzchni asfaltowych o podbudowach związanych spoiwami hydraulicznymi. Drogownictwo 6/2012
23. Judycki J., Jaczewski.: Adaptacja francuskich kryteriów zmęzeniowych do projektowania nawierzchni podatnych w warunkach polskich. Drogownictwo 5/2012
24. Kalabińska M., Piłat J., Radziszewski P.: Materiały drogowe i nawierzchnie asfaltowe. Wydawnictwo Dydaktyczne Politechniki Białostockiej i Politechniki Warszawskiej 1995 r.
25. Katalog typowych nawierzchni podatnych i półsztywnych. IBDiM, Warszawa 1997 r.
26. Katalog wzmocnień i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych. IBDiM, Warszawa 2001 r.
27. Koba H.: Trwałość nawierzchni drogowych o podbudowach związanych cementem. Prace Naukowe Politechniki Wrocławskiej. Wrocław 2000 r.
28. Kukielfka Jan: Sztywność podbudów z gruntów stabilizowanych cementem i kryteria jej oceny. Prace Naukowe Politechniki Lubelskiej 213. Lublin 1991 r.
29. Kukielfka Jan: Beton asfaltowo-cementowy (BAC) Materiały budowlane 11/2000
30. Kukielfka Jan: Betony asfaltowo-cementowe i ich zastosowanie. Prace Naukowe Politechniki Lubelskiej, Lublin 2002 r.
31. Kukielfka Jan, Chałabis J.: Beton asfaltowo-cementowy i jego zastosowanie. V Międzynarodowa Konferencja Projektowanie i budowa dróg – teoria i praktyka, Kazimierz Dolny 7-8 wrzesień 1999 r.
32. Kukielfka Jan, Chałabis J.: Lubelskie doświadczenia nad zastosowaniem betonów asfaltowo-cementowych w podbudowach i warstwach wiążących nawierzchni przystanków autobusowych. V Międzynarodowa Konferencja Trwale i bezpieczne nawierzchnie drogowe. Kielce, maj 1999 r.
33. Kukielfka Jan, Chałabis J., Kukielfka Jerzy: Sposoby warunki i możliwości przebudowy i wzmocnienia warstw bitumicznych metodą recyklingu. Konferencja Ochrona środowiska i estetyka w drogownictwie Zamość, 8 wrzesień 2000 r.

34. Kukielka Jan, Firlej S., Kukielka Jerzy, Nowacki T.: Sztywność podbudów z mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych. Praca naukowo-badawcza na zlecenie GDDP w Warszawie, 2001 r.(praca niepublikowana)
35. Kukielka Jan, Kukielka Jerzy: Wpływ temperatury na cechy mechaniczne betonów asfaltowo-cementowych. Konferencja Naukowa Krynica 2002, tom 4, Inżynieria Komunikacyjna
36. Kukielka Jerzy: Trwałość podbudów z mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MMCE). Praca doktorska. Politechnika Lubelska 2006 r.
37. Kukielka Jerzy: Recykling nawierzchni asfaltowych w województwie lubelskim. Drogownictwo 3/2006
38. Mechowski T., Sybilski D.: Czy stosować w Polsce recykling nawierzchni bitumicznych na gorąco na drodze? Część I. Badania odcinków nawierzchni. Drogownictwo 10/96.
39. Mechowski T., Sybilski D.: Czy stosować w Polsce recykling nawierzchni bitumicznych. Część II Ocena skuteczności technologii. Drogownictwo 11/96.
40. Ogólne Specyfikacje Techniczne. D - 04.10.01 Podbudowa z mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych, Warszawa 2001 r.
41. Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe. WKŁ, Warszawa 2010 r.
42. Radenberg M.: Merkblatt für Kaltrecycling in situ im Strassenoberbau Essen, 1998.
43. Rolla S.: Powtórne użycie materiałów nawierzchni. Drogownictwo 10/79.
44. Słotwiński D.: Recykling na gorąco na drodze – mity i fakty. Drogownictwo 11/1996
45. Słotwiński D., Szrajber W.: Nawierzchnie odporne na koleinowanie. Punkt widzenia wykonawcy. Drogownictwo 2/1998
46. Szydło A., Jabłoński K., Rybczyński M.: Recykling głęboki nawierzchni autostrady A-4. Podbudowa pomocnicza z mieszanki destruktu z cementem i emulsją. Drogownictwo nr 8/1999
47. Szydło A., Jabłoński K., Rybczyński M.: Recykling nawierzchni na autostradzie A-4 odcinek Prądy-Przylesie. V Międzynarodowa Konferencja Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe Kielce, maj 1999 r.
48. Wałęcka H.K.: Doświadczenia niemieckie w wykonywaniu dolnej warstwy podbudowy metodą recyklingu nawierzchni na zimno z użyciem spienionego asfaltu. Nowości Zagranicznej Techniki Drogowej nr 136/1999
49. Wałęcka H.K.: Nowe przepisy niemieckie dostaw i stosowania destruktu asfaltowego. Nowości Zagranicznej Techniki Drogowej 152/2003.
50. Wałęcka H. K. Recykling na zimno z użyciem lepiszcza asfaltowego i cementu – opis zastosowania na odcinku Nauberg. Nowości Zagranicznej Techniki Drogowej 142/2000.

51. Weinert F.: Merkblatt für Kaltrecycling in situ. Betonstrassentagung 2001, Heft 25 (FGSV: Merkblatt für Kaltrecycling in situ im Straßenoberbau) Entwurf 2002, Köln 2002 r.
52. Wymagania techniczne WT-1. Kruszywa do mieszanek mineralno-asfaltowych i powierzchniowych utrwaleń na drogach krajowych. Opracowane w IBDiM pod kierunkiem Sybilskiego D. do zarządzenia nr 102 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z 19 listopada 2010 r.
53. Wymagania techniczne WT-2. Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych – Mieszanki mineralno-asfaltowe. Opracowane w IBDiM pod kierunkiem Sybilskiego D. do zarządzenia nr 102 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z 19 listopada 2010 r.
54. Wymagania techniczne WT-4. Mieszanki niezwiązane dla dróg krajowych. Opracowane w IBDiM pod kierunkiem Kraszewskiego C. do zarządzenia nr 102 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z 19 listopada 2010 r.
55. Wymagania techniczne WT-5. Mieszanki związane spoiwem hydraulicznym dla dróg krajowych. Opracowanie w IBDiM pod kierunkiem Kraszewskiego C. do zarządzenia nr 102 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z 19 listopada 2010 r.
56. Zawadzki J.: Optymalne cechy mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej Prace IBDiM nr 1-2/1999
57. Zeszyt nr 61 IBDiM z 1999 „Warunki techniczne wykonania podbudów z MMCE”.

4. WARSTWY ŚCIERALNE I WIAŻĄCE

Mieszanki mineralno-asfaltowe (MMA) zawierają w swoim składzie następujące elementy:

- kruszywo i pory w kruszywie wypełnione powietrzem,
- asfalt zaabsorbowany przez pory w kruszywie,
- asfalt na powierzchni pyłów i ziaren kruszywa,
- wolna przestrzeń wypełniona powietrzem i wodą.

Warstwy ścieralne i wiążące wykonywane są z MMA typu betonowego lub pośredniego.

Powierzchniowe utwardzenie, należące do mieszanek typu makadamowego, stosowano często w celu uszczelnienia i zwiększenia szorstkości nawierzchni i niekiedy do wykonania nawierzchni dróg dla lekkiego ruchu. Będzie ono stosowane do utrzymania i odnowy nawierzchni, analogicznie jak cienkie warstwy na gorąco (BBTM) lub cienkie warstwy na zimno typu „Slurry seal”.

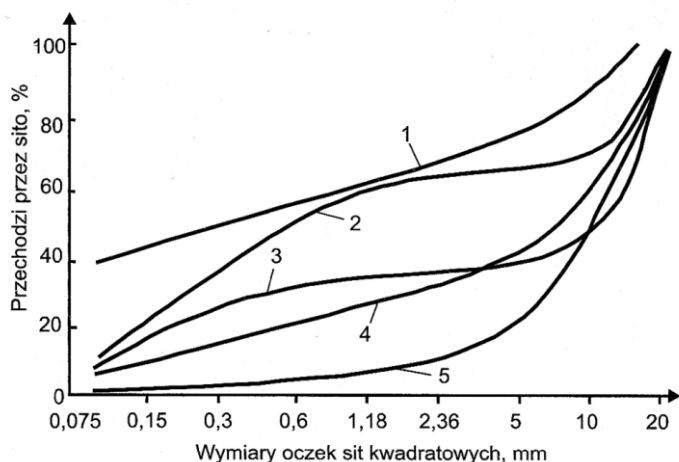
Rozdział 4 stanowi omówienie głównie Wymagań Technicznych (WT-2) z 2008 r. i 2010 r. ze względu na ich praktyczne znaczenie dla inwestorów budowy dróg samorządowych. Współczesne rozwojowe prace badawcze dotyczące technologii nawierzchni dróg asfaltowych zawarte są w rozdziale 5.

Wymagania Techniczne pt. „Nawierzchnie asfaltowe na drogach publicznych WT-2. Nawierzchnie asfaltowe 2008” zalecone zostały do stosowania przez Ministra Infrastruktury i dlatego są często uznawane za obowiązujące dla dróg publicznych z wyjątkiem dróg krajowych, dla których Zarządzeniem nr 102 GDDKiA z 2010 roku zalecono stosowanie WT-1, WT-2, WT-4 i WT-5. Wytyczne z 2010 roku zawierają korekty WT-2 z 2008 roku i późniejszy aneks.

WT-2 z 2008 r. zawierają rozdział 9. „Odbiór i reklamacje”, którego wykorzystanie przez zarządy dróg samorządowych i wykonawców robót jest szczególnie uzasadnione. W WT-2 z 2010 r. podano także wymagania dotyczące nawierzchni dróg o ruchu KR1÷2 i KR3÷4, a więc ruchu najczęściej występującego na drogach samorządowych i rzadziej na drogach krajowych.

WT-2 z 2008 r. i z 2010 r. powołują się na jednakowe zbiory norm PN-EN, które wraz ze zmianą norm EN są nowelizowane.

Najczęściej stosowaną mieszanką mineralno-asfaltową typu betonowego jest beton asfaltowy, wyjątkowo asfalt lany, a dawniej także asfalt piaskowy. Wzrastającą tendencję stosowania mają mieszanki typu pośredniego: mastyks grysowy SMA i mieszanki o nieciągłym uziarnieniu (MNU). Krzywe uziarnienia różnych typów mieszanek mineralno-asfaltowych podano na rys 4.1



Rys. 4.1. Krzywe uziarnień różnych rodzajów mieszank mineralno-asfaltowych:
 1 – mieszanka mastykowa, 2 – mieszanka mineralno-asfaltowa o nieciągłym uziarnieniu, warstwa ścieralna, 3 – mieszanka mineralno-asfaltowa o nieciągłym uziarnieniu, podbudowa, 4 – mieszanka mineralno-asfaltowa o ciągłym uziarnieniu (typ betonowy), 5 – mieszanka makadamowa [1]

Beton asfaltowy stosowany jest do wykonywania wszystkich warstw asfaltowych i dla wszystkich kategorii ruchu.

SMA wykorzystuje się do warstw ścieralnych nawierzchni dla wszystkich kategorii ruchu oraz do warstw wiążących i ochronnych izolacji na obiektach mostowych.

Asfalt lany stosowany jest podobnie jak SMA z zastrzeżeniem dotyczącym wbudowywania wyłącznie mechanicznego na nawierzchniach dróg kategorii KR3÷6.

MNU stosowane są do warstw ścieralnych dla wszystkich kategorii ruchu.

Określenia, symbole i skróty używane w Wymaganiach Technicznych WT-2 [2]:

- nawierzchnia – konstrukcja składająca się z jednej lub kilku warstw służących do przyjmowania i rozkładania obciążeń od ruchu na podłoże,
- warstwa technologiczna – konstrukcyjny element nawierzchni układany w pojedynczej operacji,
- warstwa – element konstrukcji zbudowany z jednego materiału. Warstwa konstrukcyjna może składać się z jednej lub wielu warstw technologicznych,
- warstwa ścieralna – górna warstwa nawierzchni będąca w bezpośrednim kontakcie z ruchem,
- warstwa wiążąca – warstwa nawierzchni pomiędzy warstwą ścieralną a podbudową,

- warstwa wyrównawcza – warstwa o zmiennej grubości, ułożona na istniejącej warstwie w celu uzyskania odpowiedniego profilu potrzebnego do wykonania kolejnej warstwy o wymaganej grubości,
- mieszanka mineralno-asfaltowa – mieszanka kruszyw i lepiszcza asfaltowego,
- typ mieszanki mineralno-asfaltowej – określenie mieszanki mineralno-asfaltowej wyróżniające tę mieszankę spośród zbioru wszystkich mieszanek mineralno-asfaltowych, wyróżnienie to może wynikać ze względu na metodę wyboru krzywej uziarnienia kruszywa (ciągłe, nieciągłe) lub zawartości wolnych przestrzeni, lub proporcji składników, lub technologii wytwarzania i wbudowania; w niniejszym dokumencie wyróżnia się następujące typy mieszanek mineralno-asfaltowych: beton asfaltowy, beton asfaltowy do bardzo cienkich warstw (mieszanka BBTM), mieszanka SMA, asfalt lany, asfalt porowaty,
- wymiar mieszanki mineralno-asfaltowej – określenie mieszanki mineralno-asfaltowej wyróżniające tę mieszankę ze zbioru mieszanek tego samego typu ze względu na największy wymiar kruszywa, np. wymiar 8 lub 11 itd.,
- beton asfaltowy – mieszanka mineralno-asfaltowa, w której mieszanka kruszywa o uziarnieniu ciągłym lub nieciągłym tworzy wzajemnie klinującą się strukturę,
- beton asfaltowy do bardzo cienkich warstw (mieszanka BBTM) – mieszanka mineralno-asfaltowa do warstw ścieralnych o grubości od 20 do 30 mm, w której mieszanka mineralna ma nieciągłe uziarnienie i tworzy połączenia ziarno do ziarno, co zapewnia uzyskanie otwartej tekstury,
- mieszanka SMA – mieszanka mineralno-asfaltowa o nieciągłym uziarnieniu, składająca się z grubego łamanego szkieletu kruszywowego związanego zaprawą mastyksową,
- asfalt lany – mieszanka mineralno-asfaltowa o bardzo małej zawartości wolnych przestrzeni z lepiszczem asfaltowym, w której objętość wypełniacza i lepiszcza przewyższa objętość pozostałych wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej,
- asfalt porowaty – mieszanka mineralno-asfaltowa przygotowana, tak aby uzyskać bardzo dużą zawartość połączonych wolnych przestrzeni, które umożliwiają przepływ wody i powietrza w celu zapewnienia właściwości drenażowych i zmniejszających hałas,
- mieszanki drobnodziarniste – mieszanki mineralno-asfaltowe do warstwy ścieralnej (z wyłączeniem asfaltu lanego), wiążącej i podbudowy o wymiarze górnego sita $D < 16$ mm,

- mieszanki gruboziarniste – mieszanki mineralno-asfaltowe do warstwy wiążącej i podbudowy o wymiarze górnego sita $D \geq 16$ mm.

Skróty i symbole [2]:

- D – wymiar górnego sita mieszanki mineralnej, w milimetrach (mm), w wypadku destruktu asfaltowego D jest większą wartością z: wymiaru sita M/1,4 (M jest najmniejszym wymiarem sita, przez które przechodzi 100% materiału) lub najmniejszego wymiaru sita, przez które przechodzi 85% materiału,
- U – wielkość kawałków destruktu asfaltowego, wyrażona przez najmniejszy wymiar sita w mm, przez które przechodzi 100 % kawałków destruktu asfaltowego.

Oznaczenie typu mieszanki mineralno-asfaltowej [2]:

- AC – beton asfaltowy (symbol ogólny bez wskazania warstwy, do której jest przeznaczony),
- BBTM – beton asfaltowy do bardzo cienkich warstw,
- SMA – mieszanka mastyksowo-grysowa,
- MA – asfalt lany,
- PA – asfalt porowaty,
- RA – destruk (granulat) asfaltowy.

Oznaczenie typu i wymiaru mieszanki mineralno-asfaltowej [2]:

- AC D P/W/S lepiszcze – oznaczenie betonu asfaltowego, po którym następuje symbol D oznaczający największy wymiar kruszywa występujący w mieszance, w milimetrach (mm), oznaczenie przeznaczenia mieszanki mineralno-asfaltowej (dotyczy betonu asfaltowego) oraz symbol lepiszcza,
- U RA d/D – oznaczenie destruktu asfaltowego, w którym U – wielkość kawałków destruktu – poprzedza ten skrót, a określenie wymiaru kruszywa d/D następuje po tym skrótzie.

Krajowa klasyfikacja uzupełniająca w celu określenia przeznaczenia mieszanki mineralno-asfaltowej (obecnie stosowana wyłącznie do betonu asfaltowego lub betonu asfaltowego o wysokim module sztywności):

- P – do warstwy podbudowy,
- W – do warstwy wiążącej,
- S – do warstwy ścieralnej.

Krajowe oznaczenie dodatkowe w celu określenia betonu asfaltowego o szczególnych właściwościach;

- AC WMS – beton asfaltowy o wysokim module sztywności.

Przykłady [2]:

- AC 16 S 70/100 – beton asfaltowy o największym wymiarze kruszywa 16 mm, do warstwy ścieralnej z asfaltem 70/100.
typ: beton asfaltowy
wymiar: 16
przeznaczenie: warstwa ścieralna
- AC WMS 16 W 20/30 – beton asfaltowy o wysokim module sztywności o największym wymiarze ziarna kruszywa 16 mm do warstwy wiążącej z asfaltem 20/30
typ: beton asfaltowy WMS.
wymiar: 16
przeznaczenie: warstwa wiążąca
- BBTM 8A 50/70 – beton asfaltowy do bardzo cienkich warstw, o największym wymiarze ziarna kruszywa 8 mm i modelu uziarnienia A, z asfaltem 50/70.
typ: beton asfaltowy do bardzo cienkich warstw (mieszanka BBTM)
wymiar: 8,
model uziarnienia: A,
przeznaczenie: warstwa ścieralna
- SMA 11 50/70 – mieszanka SMA, o największym wymiarze ziarna kruszywa 11 mm, z asfaltem 50/70.
typ: mieszanka SMA
wymiar: 11
przeznaczenie: warstwa ścieralna
- MA 11 35/50 – asfalt lany o największym wymiarze ziarna kruszywa 11 mm, z asfaltem 35/50.
typ: asfalt lany
wymiar: 11
- 40 RA 0/8mm – destrukta asfaltowy, w którym największy wymiar ziarna kruszywa wynosi 8 mm i maksymalna wielkość kawałków wynosi 40 mm.

W tabelach 4.1 i 4.2 zestawiono zalecenia dotyczące mieszanek, asfaltu i kruszywa w zależności od przeznaczania i kategorii ruchu.

Tabela 4.1. Zestawienie materiałów do warstw nawierzchni drogowych z uwzględnieniem obciążenia ruchem i warunków klimatycznych [2, 3]

Warstwa	Materiał	Kategoria ruchu		
		KR1÷2	KR3÷4	KR5÷6
Podbudowa	Mieszanki mineralno-asfaltowe	AC 16 P, AC 22 P	AC 16 P, AC 22 P AC WMS 11, AC WMS 16, AC WMS 22	AC 16 P, AC 22 P, AC32 P ¹⁰ , AC WMS 11 ⁹ , AC WMS 16, AC WMS 22
	Lepiszczasfaltowe ⁶	50/70	35/50 ¹ , 50/70 ¹ , 20/30 ² , PMB 10/40-65 ² , PMB 25/55-60 ^{2,3} , Wielorodzajowy 35/50 ¹ , Wielorodzajowy 50/70 ¹	35/50 ¹ , 50/70 ¹ , 20/30 ² , PMB 10/40-65 ² , PMB 25/55-60 ^{2,3} , Wielorodzajowy 35/50 ¹ , Wielorodzajowy 50/70 ¹
	Kruszywa mineralne	Tablice 4, 5, 6, 6a, 7 według WT-1 Kruszywa 2010		
Wiążąca	Mieszanki mineralno-asfaltowe	AC 11 W, AC 16 W	AC 16 W, AC 22 W, AC WMS 16, AC WMS 22, PA 16 W ⁸	AC 16 W, AC 22 W, AC WMS 16, AC WMS 22, PA 16 W ⁸
	Lepiszczasfaltowe ⁶	50/70	35/50 ¹ , 50/70 ¹ , 20/30 ² , PMB 10/40-65 ² , PMB 25/55-60 ^{2,3} , Wielorodzajowy 35/50 ¹ , Wielorodzajowy 50/70 ¹	35/50 ¹ , 20/30 ² , PMB 10/40-65 ² , PMB 25/55-60 ^{2,3} , Wielorodzajowy 35/50 ¹
	Kruszywa mineralne	Tablice 8, 9, 10, 11, 23, 24, 25 według WT-1 Kruszywa 2010		
Ścieralna	Mieszanki mineralno-asfaltowe	AC 5 S, AC 8 S, AC 11 S MA 8, MA 11	AC 8 S, AC 11 S, MA 8, MA 11, SMA 5 ⁴ , SMA 8 ⁴ , SMA 11, BBTM 8 ⁴ , BBTM 11, PA 8 S, PA 11 S	AC 8 S ⁸ , AC 11 S ⁸ , MA 8, MA 11, SMA 8 ⁴ , SMA 11 BBTM 8 ⁴ , BBTM 11, PA 8 S, PA 11 S
	Lepiszczasfaltowe ⁶	20/30 ⁷ , 35/50 ⁷ , 50/70, 70/100 Wielorodzajowy 35/50 ⁷ , Wielorodzajowy 50/70 ¹	20/30 ⁷ , 35/50 ⁷ , 50/70, PMB 25/55-60 ⁷ , PMB 45/80-55, PMB 45/80-65 ² , PMB 65/105-60 ⁵ , Wielorodzajowy 35/50 ⁷ , Wielorodzajowy 50/70	PMB 25/55-60 ⁷ , PMB 45/80-55, PMB 45/80-65, PMB 65/105-60 ⁵ , Wielorodzajowy 35/50 ^{1,7} ,
Ścieralna	Kruszywa mineralne	Tablice 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25 według WT-1 Kruszywa 2010		

¹ do betonu asfaltowego

² do betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS

³ do betonu asfaltowego do warstwy podbudowy lub wiążącej

⁴ zalecane, jeśli wymagane jest zmniejszenie hałasu drogowego

⁵ do cienkiej warstwy na gorąco z SMA lub BBTM o grubości nie większej niż 3,5 cm

⁶ na podstawie aprobat technicznych mogą być stosowane także inne lepiszcza

⁷ do asfaltu lanego

⁸ dopuszczony do stosowania w terenach górskich

⁹ według WT-2 z 2008 r.

¹⁰ według WT-2 z 2010 r.

Tabela 4.2. Zestawienie materiałów do warstw nawierzchni mostowych [3]

Warstwa	Materiał	Zalecenie
Wiążąca (Ochronna) ⁶	Mieszanki mineralno-asfaltowe	MA 8, MA 11
	Lepiszczasfaltowe	20/30, 35/50, Wielorodzajowy 35/50
	Kruszywa mineralne	Tablice 19, 20, 21, 22 według WT-1 Kruszywa 2010
Ścieralna	Mieszanki mineralno-asfaltowe	MA 5 ¹ , MA 8, MA 11 SMA 5 ^{2,3} , SMA 8 ^{2,3} , SMA 11 ³ BBTM 8 ^{2,3} , BBTM 11 ³ AC 11 S ³
	Lepiszczasfaltowe	35/50 ⁴ , PMB 25/55-60 ⁴ PMB 45/80-55 ⁵ , PMB 45/80-65 ⁵ , PMB 65/105-60 ⁵ ,
	Kruszywa mineralne	Tablice 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22 według WT-1 Kruszywa 2010
¹ wyłącznie do wykonania ścieku przykrawężnikowego, ² zalecane, jeśli wymagane jest zmniejszenie hałasu drogowego, ³ dopuszcza się stosowanie warstwy ścieralnej z betonu asfaltowego AC 11 S, jeśli nawierzchnia dojazdów do mostu wykonana jest z betonu asfaltowego, ⁴ do asfaltu lanego MA, ⁵ zalecane do SMA lub BBTM w cienkiej warstwie o grubości nie większej niż 3,5 cm, ⁶ izolacja mostowa powinna być dobrana tak, aby była zgodna z warstwą ochronną z asfaltu lanego		

4.1 Warstwy wiążące i wyrównawcze z betonu asfaltowego (AC)

Kruszywa do warstw asfaltowych powinny odpowiadać WT-1. Kruszywo drobne (piasek) niełamane i łamane powinno być dodawane w proporcji 1:1. Granulat asfaltowy, pochodzący z frezowania jednorodnych warstw, może stanowić do 20% składu mieszanki. Nie zaleca się wykorzystywania destruktu z dawniej wykonywanych nawierzchni. W zależności od grubości warstwy i kategorii ruchu stosuje się mieszanki o maksymalnym wymiarze ziaren $D=16$ mm, a do warstwy wyrównawczej (o zmiennej grubości) także AC 11 lecz o wymaganiach jak dla warstwy ścieralnej (z uwzględnieniem kategorii ruchu). Asfalt 50/70 można stosować tylko dla KR1÷2, 50/70 i 35/50 dla KR3÷4, wielorodzajowy 35/50 dla KR 3÷4 i KR 5÷6 oraz PMB 25/50-60 dla KR 3÷6. W tablicy 4.3 podano uziarnienie mieszanki i minimalną zawartość asfaltu w zależności od kategorii ruchu a w tabl. 4.4 i 4.6 wymagane właściwości w przypadku ruchu KR1÷2 i KR 3÷4.

Warunki wytwarzania mieszanki i wykonania warstw, wymagające uwzględnienia także w specyfikacjach technicznych (ST) są opisane w WT-2 i powołanych normach PN-EN. W celu zespolenia warstw nawierzchni stosuje się skrapianie emulsją asfaltową (zwykłą lub modyfikowaną) i ograniczenie ruchu w czasie stygnięcia (odparowania wody).

Tabela 4.3. Uziarnienie mieszanki mineralnej oraz zawartość lepiszcza do betonu asfaltowego do warstw wiążącej i wyrównawczej [2, 3]

Właściwość	Przesiew, % m/m							
	AC 11 W KR1÷2		AC 16 W KR1÷2		AC 16 W KR3÷6		AC 22 W KR3÷6	
Wymiar sita #, mm:	od	do	od	do	od	do	Od	do
31,5	-	-	-	-	-	-	100	-
22,4	-	-	100	-	100	-	90	100
16	100	-	90	100	90	100	65	90
11,2	90	100	65	80	70	90	-	-
8	60	80	-	-	55	85	45	70
2	30	50	25	55	25	50	20	45
0,125	6	24	5	15	4	12	5	12
0,063	3	8	3	8	4	10	4	10
Minimalna zawartość lepiszcza	B _{min4,6}		B _{min4,4}		B _{min4,4}		B _{min4,2}	

Tabela 4.4. Wymagane właściwości betonu asfaltowego do warstw wiążącej i wyrównawczej KR1÷2 [3]

Właściwość	Warunki zagęszczania wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	Wymiar mieszanki	
			AC 11 W	AC 16 W
Zawartość wolnych przestrzeni	C.1.2, ubijanie, 2 × 50 uderzeń	PN-EN 12 697-8, p. 4	V _{min3,0} V _{max6}	V _{min3,0} V _{max6}
Wolne przestrzenie wypełnione lepiszczem	C.1.2, ubijanie, 2 × 50 uderzeń	PN-EN 12 697-8, p. 5	VFB _{min65} VFB _{max80}	VFB _{min60} VFB _{max80}
Zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej	C.1.2, ubijanie, 2 × 50 uderzeń	PN-EN 12 697-8, p. 5	VMA _{min14}	VMA _{min14}
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2 × 25 uderzeń	PN-EN 12 697-12, kondycjonowanie w 40 °C z jednym cyklem zamrażania ¹ , badanie w 25 °C	ITSR ₈₀	ITSR ₈₀
¹ ujednoliconą procedurę badania odporności na działanie wody z jednym cyklem zamarzania podano w załączniku 1.				

Tabela 4.5. Wymagane właściwości betonu asfaltowego do warstwy wiążącej i wyrównawczej KR3÷4 [3]

Właściwość	Warunki zagęszczania wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	Wymiar mieszanki	
			AC 16 W	AC 22 W
Minimalna i maksymalna zawartość wolnych przestrzeni	C.1.3, ubijanie, 2 × 75 uderzeń	PN-EN 12 697-8, p. 4	$V_{\min 4,0}$ $V_{\max 7,0}$	$V_{\min 4,0}$ $V_{\max 7,0}$
Odporność na deformacje trwałe ¹ : maksymalny przyrost koleiny (WTS), maksymalna proporcjonalna głębokość koleiny (PRD)	C.1.20, wałowanie, P ₉₈ -P ₁₀₀	PN-EN 12 697-22, metoda B w powietrzu, PN-EN 13108-20, D.1.6, 60 °C, 10 000 cykli	WTS _{AIR0,30} PRD _{AIRDeklarowane}	WTS _{AIR0,30} PRD _{AIRDeklarowane}
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2 × 35 uderzeń	PN-EN 12 697-12, kondycjonowanie w 40 °C z jednym cyklem zamarzania ² , badanie w 25 °C	ITSR ₈₀	ITSR ₈₀

¹ grubość płyty: AC 16, AC 22 – 60 mm,
² ujednoliconą procedurę badania odporności na działanie wody z jednym cyklem zamarzania podano w załączniku 1.

4.2 Warstwy ścieralne z betonu asfaltowego (AC)

Warstwy ścieralne narażoną są na bezpośrednie oddziaływanie kół pojazdów, ekstremalne temperatury powietrza, zamarzania-odmarzania, wody, soli i innych zanieczyszczeń. Powinny charakteryzować się małą nasiąkliwością, dobrym współczynnikiem tarcia podłużnego i poprzecznego w długim okresie eksploatacji, odpornością na spękania i ubytki a także właściwościami akustycznymi i świetlnymi (jasność, nieodbłaskowość). Wraz ze wzrostem kategorii ruchu wzrastają wymagania. Było to m.in. powodem, że na autostradach i drogach ekspresowych zastąpiono betony asfaltowe mieszankami SMA w warstwach ścieralnych.

Składniki betonu asfaltowego do warstwy ścieralnej podane są w tabl. 4.6. a uziarnienie mieszanki w tabl. 4.7. i 4.9.

Tabela 4.6. Materiały do betonu asfaltowego do warstwy ścieralnej [3]

Materiał	Kategoria ruchu				
	KR1÷2			KR3÷4	
Wymiar górnego sita mieszanki mineralnej D	5	8	11	8	11
Lepiszczka asfaltowe ¹	50/70, 70/100, Wielorodzajowy 50/70			50/70 ³ , PMB 45/80-55, PMB 45/80-65, Wielorodzajowy 50/70	
Kruszywa mineralne	Tablice 12, 13, 14, 15 WT Kruszywa 2010				

¹ na podstawie aprobat technicznych mogą być stosowane także inne lepiszcza

Tabela 4.7. Uziarnienie mieszanki mineralnej oraz zawartość lepiszcza do betonu asfaltowego do warstwy ścieralnej, KR1÷2 [3]

Właściwość	Przesiew, % m/m					
	AC 5 S		AC 8 S		AC 11 S	
Wymiar sita #, mm:	od	do	od	do	od	do
16	-	-	-	-	100	-
11,2	-	-	100	-	90	100
8	100	-	90	100	70	90
5,6	90	100	70	90	-	-
2	40	65	45	60	30	55
0,125	8	22	8	22	8	20
0,063	6	14	6	14	5	12
Minimalna zawartość lepiszcza	B _{min6,0}		B _{min5,8}		B _{min5,6}	

Tabela 4.8. Wymagane właściwości betonu asfaltowego do warstwy ścieralnej, KR1÷2 [3]

Właściwość	Warunki zagęszczania wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	Wymiar mieszanki		
			AC 5 S	AC 8 S	AC 11 S
Zawartość wolnych przestrzeni	C.1.2, ubijanie, 2 × 50 uderzeń	PN-EN 12 697-8, p. 4	V _{min1,0} V _{max3,0}	V _{min1,0} V _{max3,0}	V _{min1,0} V _{max3,0}
Wolne przestrzenie wypełnione lepiszczem	C.1.2, ubijanie, 2 × 50 uderzeń	PN-EN 12 697-8, p. 5	VFB _{min75} VFB _{max93}	VFB _{min75} VFB _{max93}	VFB _{min75} VFB _{max93}
Zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej	C.1.2, ubijanie, 2 × 50 uderzeń	PN-EN 12 697-8, p. 5	VMA _{min14}	VMA _{min14}	VMA _{min14}
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2 × 25 uderzeń	PN-EN 12 697-12, kondycjonowanie w 40 °C z jednym cyklem zamarzania ¹ , badanie w 25 °C	ITSR ₉₀	ITSR ₉₀	ITSR ₉₀

¹ ujednoliconą procedurę badania odporności na działanie wody z jednym cyklem zamarzania podano w załączniku 1.

Wymagane właściwości betonu asfaltowego wg tabl. 4.8 i 4.10 powinny umożliwić wykonanie trwałych warstw ścieralnych, w tym w przypadku dróg powiatowych i gminnych. Większą odporność na spękania niskotemperaturowe posiadają miękkie asfalty np. 70/100, które można stosować dla obciążenia ruchem KR1÷2. Trwałość zależy też od zawartości wolnych przestrzeni i odporności na działanie wody (ITSR₉₀).

Tabela 4.9. Uziarnienie mieszanki mineralnej oraz zawartość lepiszcza do betonu asfaltowego do warstwy ścieralnej, KR3÷4 [2, 3]

Właściwość	Przesiew, % m/m			
	AC 8 S		AC 11 S	
Wymiar sita #, mm:	od	do	od	do
16	-	-	100	-
11,2	100		90	100
8	90	100	60	90
5,6	60	80	-	-
2	40	55	35	50
0,125	8	22	8	20
0,063	5	12	5	11
Minimalna zawartość lepiszcza	B _{min5,8(5,6)} [*]		B _{min5,6(5,4)} [*]	
[*] wartość B _{min} w nawiasach według WT-2 z 2010 r.				

Tabela 4.10. Wymagane właściwości betonu asfaltowego do warstwy ścieralnej, KR3÷4 [3]

Właściwość	Warunki zagęszczania wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	Wymiar mieszanki	
			AC 8 S	AC 11 S
Minimalna i maksymalna zawartość wolnych przestrzeni	C.1.3, ubijanie, 2×75 uderzeń	PN-EN 12 697-8, p. 4	$V_{\min 2,0}$ $V_{\max 4,0}$	$V_{\min 2,0}$ $V_{\max 4,0}$
Odporność na deformacje trwałe ¹ : maksymalny przyrost koleiny (WTS), maksymalna proporcjonalna głębokość koleiny (PRD)	C.1.20, wałowanie, $P_{98}-P_{100}$	PN-EN 12 697-22, metoda B w powietrzu, PN-EN 13108-20, D.1.6, 60 °C, 10 000 cykli	$WTS_{AIR0,50}$ $PRD_{AIRDeklarowane}$	$WTS_{AIR0,50}$ $PRD_{AIRDeklarowane}$
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2×35 uderzeń	PN-EN 12 697-12, kondycjonowanie w 40 °C z jednym cyklem zamrażania ² , badanie w 25 °C	$ITSR_{90}$	$ITSR_{90}$
¹ grubość płyty: AC 16, AC 22 – 60 mm, ² ujednoliconą procedurę badania odporności na działanie wody z jednym cyklem zamarzania podano w załączniku 1.				

W załączniku 1 do WT-2 podano procedurę badania odporności na działanie wody i mrozu. Trzy próbki walcowe (suche) o średnicy 100 ± 3 mm i wysokości $63,5 \pm 5$ mm zagęszczane przez ubijanie (po 35 uderzeń na stronę, przechowywane w temperaturze 20°C) bada się na wytrzymałość na rozciąganie pośrednie, wyznaczając wartość średnią. Trzy inne próbki przygotowane jak poprzednio (2×35 uderzeń) kondycjonuje się przez 30 ± 5 min w komorze próżniowej z wodą destylowaną w temperaturze $20 \pm 5^\circ\text{C}$ uzyskując ciśnienie $6,7 \pm 0,3$ kPa w czasie 10 min., a następnie podwyższa się stopniowo ciśnienie do

atmosferycznego i przechowuje przez 30 ± 5 min. Kolejnym etapem jest kondycjonowanie w łaźni wodnej o temperaturze $40 \pm 1^{\circ}\text{C}$ przez 68 do 72 godzin. Następnie próbki wyjmuje się, owija szczelnie folią typu „stretch” i umieszcza się je w komorze chłodniczej o temperaturze -18°C na minimum 16 godzin. Po wyjęciu próbek z zamrażarki umieszcza się je ponownie w łaźni wodnej o temperaturze 60°C i po rozmrożeniu folii zdejmuje się ją, a próbki przechowuje się dalej przez 24 ± 1 godziny. Tak przygotowane próbki (mokre) bada się na wytrzymałość na rozciąganie pośrednie i oblicza się wskaźnik odporności na działanie wody ITS_R według wzoru:

$$ITS_R = \frac{ITS_w}{ITS_d} \times 100\% \quad (4.1)$$

gdzie:

ITS_R – wskaźnik wytrzymałości na rozciąganie pośrednie [%],

ITS_w – średnia wytrzymałość na rozciąganie pośrednie próbek mokrych [kPa],

ITS_d – średnia wytrzymałość na rozciąganie pośrednie próbek suchych [kPa],

4.3 Warstwy ścieralne z mieszanki grysowo-mastyksowej (SMA)

Duża zawartość grysów w mieszance, obtoczonych mastyksem jest cechą charakterystyczną SMA. Dodatek stabilizatora do mieszanki zapobiega spływaniu asfaltu w czasie transportu i rozkładania. Stabilizatorami mogą być włókna mineralne, celulozowe lub polimerowe, także w postaci granulatu z lepiszczem.

Duża ilość asfaltu, najczęściej PMB 65/105-60 w warstwach grubości do 3,5 cm lub bardziej twardego asfaltu, także wielorodzajowego 50/70 w nawierzchniach KR3÷4, zapewnia odporność na deformacje trwałe. Mieszanka SMA jest mieszanką o nieciąglym uziarnieniu, dzięki czemu zapewniona jest też odpowiednia szorstkość nawierzchni. W tym celu gorącą warstwę w czasie jej zagęszczania posypuje się łamanym piaskiem w ilości około 1 kg/m^2 lub grysem 2/4 mm w ilości $1 \div 2 \text{ kg/m}^2$ (można również zastosować kruszywo lakierowane otoczone asfaltem, ok. 1 % m/m). Rozsypane kruszywo jest wałowane walcem stalowym po zagęszczeniu warstwy SMA.

Warstwa z SMA jest mało przepuszczalna dla wody i powietrza, dzięki czemu jest ona wodoodporna i odporna na starzenie asfaltu w czasie eksploatacji. Tekstura powierzchni powoduje, że część wody opadowej jest w zagłębieniach (do 1,5 mm), ograniczając występowanie klina wodnego pomiędzy kołem i nawierzchnią.

W celu zmniejszenia hałasu zaleca się stosowanie mieszanek o uziarnieniu do 8 mm, zwłaszcza w terenie zabudowanym.

W Polsce stosowano początkowo SMA głównie na obiektach mostowych. Koszt mieszanki i niezbędna bardzo dobra sprawność sprzętu do jej wytwarzania ograniczały stosowanie na niższych klasach dróg. Obecnie koszty eksploatacji w długim okresie czasu i efekty porównywalne z asfaltem lanym, uzasadniają powszechniejsze stosowanie tej mieszanki. Zmniejszenie kosztów budowy jest możliwe m.in. dzięki małej grubości warstw ścieralnych z mieszanek o wymiarze $D = 5 \text{ mm}$ lub $D = 8 \text{ mm}$.

W tabelach 4.11 i 4.12 podano rodzaje kruszywa i asfaltu do SMA oraz uziarnienie mieszanki.

Tabela 4.11. Kruszywo i lepiszcze do mieszanki SMA do warstwy ścieralnej [3]

Materiał	Kategoria ruchu				
	KR3÷4			KR5÷6	
Wymiar górnego sita mieszanki mineralnej D	5 ¹	8 ¹	11	8 ¹	11
Lepiszczka asfaltowe ³	50/70, PMB 45/80-55, PMB 45/80-65, PMB 65/105-60 ² Wielorodzajowy 50/70			PMB 45/80-55, PMB 45/80-65, PMB 65/105-602	
Kruszywa mineralne	Tablice 16, 17, 18 WT Kruszywa 2010				

¹ zalecane, jeśli wymagane jest zmniejszenie hałasu ruchu samochodowego

² do cienkiej warstwy na gorąco z SMA o grubości nie większej niż 3,5 cm

³ na podstawie aprobat technicznych mogą być stosowane także inne lepiszcza

Tabela 4.12. Uziarnienie mieszanki mineralnej oraz zawartość lepiszcza do SMA do warstwy ścieralnej [3]

Właściwość	Przesiew, % m/m					
	SMA 5 KR3÷4		SMA8 KR3÷6		SMA 11 KR3÷6	
Wymiar sita #, mm:	od	do	od	do	od	do
16	-	-	-	-	100	-
11,2	-	-	100	-	90	100
8	100	-	90	100	50	65
5,6	90	100	35	60	35	45
2	30	40	20	30	20	30
0,125	10	19	9	17	9	17
0,063	7	12	7	12	8	12
Zawartość środka stabilizującego, % m/m	0,3	1,5	0,3	1,5	0,3	1,5
Minimalna zawartość lepiszcza	$B_{\min 7,2}$		$B_{\min 7,0}$		$B_{\min 6,4}$	

W przypadku zastosowania SMA w warstwach ścieralnych dla ruchu KR1÷2 nie jest wymagane badanie odporności na deformacje trwałe a badanie

zawartości wolnych przestrzeni i odporności na działanie wody nie różni się od badań innych mieszanek. Spływność asfaltu powinna być badana i sprawdzana w czasie wykonywania robót. W tabl. 4.13 i 4.14 zestawiono wymagania dla SMA do warstw ścieralnych kategorii ruchu KR1÷2 i KR 3÷4. W przypadku KR5÷6 nie stosuje się mieszanek SMA 5.

Tabela 4.13. Wymagane właściwości mieszanki SMA do warstwy ścieralnej, KR1÷2 [3]

Właściwość	Warunki zagęszczania wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	SMA 5	SMA 8
Minimalna i maksymalna zawartość wolnych przestrzeni	C.1.2, ubijanie, 2 × 50 uderzeń	PN-EN 12697-8, p. 4	$V_{min1,5}$ $V_{max3,0}$	$V_{min1,5}$ $V_{max3,0}$
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2 × 35 uderzeń	PN-EN 12697-12, kondycjonowanie w 40 °C z jednym cyklem zamrażania ¹ , badanie w 25 °C	ITSR ₉₀	ITSR ₉₀
Maksymalna spływność lepiszcza	-	PN-EN 12697-18, p. 5	D _{0,3}	D _{0,3}
¹ ujednoliconą procedurę badania odporności na działanie wody z jednym cyklem zamrażania podano w załączniku 1.				

Tabela 4.14. Wymagane właściwości mieszanki SMA do warstwy ścieralnej, KR3÷4 [3]

Właściwość	Warunki zagęszczania wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	SMA 5	SMA 8	SMA 11
Minimalna i maksymalna zawartość wolnych przestrzeni	C.1.2, ubijanie, 2 × 50 uderzeń	PN-EN 12697-8, p. 4	$V_{min1,5}$ $V_{max3,0}$	$V_{min1,5}$ $V_{max3,0}$	$V_{min1,5}$ $V_{max3,0}$
Odporność na deformacje trwałe ¹ : maksymalny przyrost koleiny (WTS), maksymalna proporcjonalna głębokość koleiny (PRD)	C.1.20, wałowanie, P ₉₈ -P ₁₀₀	PN-EN 12697-22, metoda B w powietrzu, PN-EN 13108-20, D.1.6, 60 °C, 10 000 cykli	WTS _{AIR 0,5} PRD _{AIR Dekl.}	WTS _{AIR 0,5} PRD _{AIR Dekl.}	WTS _{AIR 0,5} PRD _{AIR Dekl.}
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2 × 35 uderzeń	PN-EN 12697-12, kondycjonowanie w 40 °C z jednym cyklem zamrażania ² , badanie w 25 °C	ITSR ₉₀	ITSR ₉₀	ITSR ₉₀
Maksymalna spływność lepiszcza	-	PN-EN 12697-18, p. 5	D _{0,3}	D _{0,3}	D _{0,3}
¹ grubość płyty: SMA 5 – 25 mm, SMA 11 – 40 mm, ² ujednoliconą procedurę badania odporności na działanie wody z jednym cyklem zamrażania podano w załączniku 1.					

4.4 Warstwy ścieralne z mieszanki do bardzo cienkich warstw (BBTM)

Mieszanka BBTM charakteryzuje się nieciągłym uziarnieniem i dużą zawartością wolnych przestrzeni (do 15%). W przypadku grubości warstw od 20 do 30 mm nie jest wymagane badanie odporności na odkształcenia trwałe. Ziarna grysów są często w bezpośrednim kontakcie a ich zawartość w mieszance jest od 65 do 85%. Asfalty PMB 45/80-55, PMB 45/80-65, PMB 65/105-60, stanowią nie więcej jak 5,6% w BBTM 8 A i np. min. 5% w BBTM 11 B.

Niezależnie od kategorii ruchu zaleca się stosowanie mieszanek o górnej granicy uziarnienia $D = 8$ mm lub $D = 16$ mm.

Mieszanka BBTM wymaga zastosowania stabilizatora, którym mogą być włókna mineralne, celulozowe lub polimerowe, także w postaci granulatu z lepiszczem. Dopuszcza się wyjątkowo brak stabilizatora, jeśli lepiszcze lub technologia produkcji i transportu nie powoduje spływności z ziaren kruszywa.

W tabl. 4.1.÷4.4. podane są charakterystyki materiałów, uziarnienie mieszanek mineralnych i wymagane właściwości BBTM.

Tablica 4.1. Materiały do mieszanki BBTM do warstwy ścieralnej nawierzchni drogowych i mostowych [3]

Materiał	Kategoria ruchu KR1÷6	
Wymiar górnego sita mieszanki mineralnej D, mm	8	11
Lepiszcza	PMB 45/80-55, PMB 45/80-65, PMB 65/105-60	
Kruszywa mineralne	Tablice 16, 17, 18 WT Kruszywa 2010	

Tablica 4.2. Uziarnienie mieszanki mineralnej, zawartość lepiszcza oraz środka stabilizującego mieszanki BBTM do warstwy ścieralnej KR1÷6 [2, 3]

Właściwość	Przesiew, % m/m									
	BBTM 8 A		BBTM 8 B		BBTM 11 A		BBTM 11 B		BBTM 11 C	
Wymiar sita #, mm:	od	do	od	do	od	do	od	do	od	do
16	-	-	-	-	100	-	100	-	100	-
11,2	100	-	100	-	90	100	90	100	90	100
8	90	100	90	100	-	-	-	-	-	-
2	25	35	15	25	25	35	15	25	25	35
0,063	7	9	4	6	7	9	4	6	10	12
Orientacyjna zawartość środka stabilizującego, % m/m	0,3	1,5	0,3	1,5	0,3	1,5	0,3	1,5	0,3	1,5
Minimalna zawartość lepiszcza	$B_{\min 6,4(5,6)}^*$		$B_{\min 6,0(5,4)}^*$		$B_{\min 6,0(5,2)}^*$		$B_{\min 6,0(5,0)}^*$		$B_{\min 6,4(5,2)}^*$	
* wartość B_{\min} w nawiasach według WT-2 z 2010 r.										

Tablica 4.3. Wymagane właściwości mieszanki BBTM do warstwy ścieralnej,
KR1÷2 [3]

Właściwość	Warunki zagęszczania wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	Rodzaj mieszanki	
			BBTM 8	BBTM 11
Zawartość wolnych przestrzeni	C.1.2, ubijanie, 2 × 50 uderzeń	PN-EN 12697-8, p. 4	V _{i 3 do 15}	V _{i 3 do 15}
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2 × 35 uderzeń	PN-EN 12697-12, kondycjonowanie w 40 °C z jednym cyklem zamrażania ¹ , badanie w 15 °C	ITSR ₉₀	ITSR ₉₀
¹ ujednoliconą procedurę badania odporności na działanie wody z jednym cyklem zamarzania podano w załączniku 1.				

Tablica 4.4. Wymagane właściwości mieszanki BBTM do warstwy ścieralnej,
KR3÷6 [3]

Właściwość	Warunki zagęszczania wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	Rodzaj mieszanki	
			BBTM 8	BBTM 11
Zawartość wolnych przestrzeni	C.1.2, ubijanie, 2 × 50 ud.	PN-EN 12697-8, p. 4	V _{i 3 do 15}	V _{i 3 do 15}
Odporność na deformacje trwałe ¹ : maksymalny przyrost koleiny (WTS), maksymalna proporcjonalna głębokość koleiny (PRD)	C.1.20, wałowanie, P ₉₈ -P ₁₀₀	PN-EN 12697-22, metoda B w powietrzu, PN-EN 13108-20, D.1.6, 60 °C, 10 000 cykli	WTS _{AIR} Deklarowane PRD _{AIR} Deklarowane	WTS _{AIR} Deklarowane PRD _{AIR} Deklarowane
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2 × 25 ud.	PN-EN 12697-12, kondycjonowanie w 40 °C z jednym cyklem zamrażania ² , badanie w 15 °C	ITSR ₉₀	ITSR ₉₀
¹ grubość płyty: SMA 5 – 25 mm, SMA 11 – 40 mm, ² ujednoliconą procedurę badania odporności na działanie wody z jednym cyklem zamarzania podano w załączniku 1.				

4.5 Warstwy ścieralne i wiążące z asfaltu lanego (MA)

Duża zawartość twardego asfaltu i piasku w mieszance MA oraz wysoka temperatura jej wytwarzania są cechą charakterystyczną asfaltów lanych. Zaprawa (frakcje do 2 mm) w ilości 45÷65% składu mieszanki, umożliwia jej samoczynne (grawitacyjne) zagęszczenie i szczelność. Może być stosowana w warstwie wiążącej i ścieralnej zwłaszcza na obiektach mostowych i ściekach przykrawężnikowych (z MA 5 ręcznie układanej) oraz do remontów nawierzchni. Kruszywa drobne powinny zawierać co najmniej 50% przekruszonego materiału (piasku łamanego). Do wytwarzania asfaltu lanego

nawierzchni dla kategorii ruchu KR1÷2 można stosować asfalty 20/30, 35/50 i wielorodrajowe 35/50 oraz dla kategorii ruchu KR3÷6 także PMB 25/55-60.

Odporność na deformację trwałą w przypadku nawierzchni mostowych różni się dla KR1÷2 od KR3÷6.

Charakterystykę materiałów, uziarnienia mieszanki mineralnej oraz wymagania dla warstw na obiektach mostowych, zawierają tablice 4.5÷4.7.

Tablica 4.5. Materiały do produkcji asfaltu lanego [3]

Materiał	Kategoria ruchu					
	KR1÷2			KR3÷6		
Wymiar górnego sita mieszanki mineralnej D	5 ¹	8	11	5 ¹	8	11
Lepiszczka asfaltowe ²	20/30, 35/50, Wielorodrajowy 35/50			20/30, 35/50, Wielorodrajowy 35/50, PMB 25/55-60		
Kruszywa mineralne	Tablice 19, 20, 21, 22 WT Kruszywa 2010					
¹ tylko do warstwy ścieralnej, np. w ścieku przykrawężnikowym						
² na podstawie aprobat technicznych mogą być stosowane także inne lepiszcza						

Tablica 4.6. Uziarnienie mieszanki mineralnej oraz zawartość lepiszcza do asfaltu lanego do warstwy ścieralnej i wiążącej [3]

Właściwość	Przesiew, % m/m					
	MA 5 KR1÷6		MA8 KR1÷6		MA 11 KR1÷6	
Wymiar sita #, mm:	od	do	Od	do	od	do
16	-	-	-	-	100	-
11,2	-	-	100	-	90	100
8	100	-	90	100	70	85
5,6	90	100	70	90	-	-
2	55	65	50	60	45	55
0,125	27	42	25	40	22	35
0,063	24	32	22	30	20	28
Minimalna zawartość lepiszcza	B _{min6,8}		B _{min6,8}		B _{min6,5}	

Tablica 4.7. Wymagane właściwości asfaltu lanego do warstwy ścieralnej i wiążącej nawierzchni mostowych KR1÷6 [3]

Właściwość	Metoda i warunki badania	Wymaganie w zależności od kategorii ruchu	
		KR1÷2	KR3÷6
Odporność na deformację trwałą (penetracja)	PN-EN 13108-20 (D 5.1.)	I _{min1,0} I _{max4,0} I _{nc0,6}	I _{min1,0} I _{max3,0} I _{nc0,4} I _{nc0,6} ¹
¹ dotyczy asfaltu lanego z lepiszczem elastomerowym			

Nawierzchnie drenażowe, stosowane obecnie np. w Japonii i Holandii, są w polskich warunkach atmosferycznych, zwłaszcza zimowego utrzymania, narażone na przedwczesne niszczenie. W związku z czym jest małe prawdopodobieństwo stosowania tego typu nawierzchni w Polsce zwłaszcza w regionach narażonych na występowanie niskich temperatur w okresie zimy. Z tego powodu zrezygnowano z opisu tych nawierzchni w niniejszej pracy.

4.6 Właściwości warstw asfaltowych ich odbiór i reklamacja

Zalecane grubości warstw, wymagane zagęszczenie i zawartość wolnych przestrzeni w zależności od typu i przeznaczenia mieszanki zestawiono w tablicy 4.9.

Nawierzchnie dróg kl. Z, L, D zaleca się oceniać pod względem równości za pomocą łaty 4 metrowej. Pomiar co 10 m nie powinny przekraczać 6 mm zagłębienia (odległość pomiędzy łatą i nawierzchnią). W przypadku nawierzchni dróg klasy G i wyższych wyznacza się wskaźnik IRI.

Wielkości odchyłeń równości poprzecznej powinny być mniejsze od 9 mm dla nawierzchni dróg kl. Z, L D i ≤ 8 mm dla kl. G.

Dopuszczalne odchyłki cech mieszanki mineralno-asfaltowej zawierają WT-2 z 2008 roku. Ważną cechą jest na przykład zawartość lepiszcza rozpuszczalnego, którego dopuszczalne odchyłki zestawiono w tablicy 4.8.

Tablica 4.8. Dopuszczalne odchyłki pojedynczego wyniku badania i średniej arytmetycznej wyników badania zawartości lepiszcza rozpuszczalnego, % m/m [2]

Liczba wyników badań	1	2	od 3 do 4	od 5 do 8 ¹	od 9 do 19 ¹	powyżej 20
Mieszanki gruboziarniste (D > 16 mm)	± 0,6	± 0,55	± 0,50	± 0,40	± 0,35	± 0,30
Mieszanki drobnoziarniste (D < 16 mm)	± 0,5	± 0,45	± 0,40	± 0,40	± 0,35	± 0,30
MA	± 0,5	± 0,45	± 0,40	± 0,35	± 0,30	± 0,25
¹ dodatkowo dopuszcza się maksymalnie jeden wynik, spośród wyników badań wziętych do obliczenia średniej arytmetycznej, którego odchyłka jest większa od dopuszczalnej odchyłki dotyczącej średniej arytmetycznej, lecz nie przekracza dopuszczalnej odchyłki jak do pojedynczego wyniku badania						

Tablica 4.9. Typ i wymiar mieszanek mineralno-asfaltowych do warstw nawierzchni [2]

Warstwa	Typ i wymiar mieszanki	Grubość zagęszczonej warstwy technologicznej, cm	Wskaźnik zagęszczenia, %	Zawartość wolnych przestrzeni w zagęszczonej warstwie, % v/v
Podbudowa, projektowanie empiryczne	AC 16 P, KR1÷4	5,0 ÷ 14,0	≥ 98	4,0 ÷ 10,0
	AC 22 P, KR1÷4	7,0 ÷ 14,0	≥ 98	4,0 ÷ 10,0
	AC 16 P, KR5÷6	5,0 ÷ 14,0	≥ 98	5,0 ÷ 10,0
	AC 22 P, KR5÷6	7,0 ÷ 14,0	≥ 98	5,0 ÷ 10,0
Podbudowa, projektowanie funkcjonalne	AC 16 P, KR1÷4	5,0 ÷ 14,0	≥ 98	3,0 ÷ 10,0
	AC 22 P, KR1÷4	7,0 ÷ 14,0	≥ 98	3,0 ÷ 10,0
	AC 16 P, KR5÷6	5,0 ÷ 14,0	≥ 98	4,0 ÷ 10,0
	AC 22 P, KR5÷6	7,0 ÷ 14,0	≥ 98	4,0 ÷ 10,0
	AC WMS 11	4,0 ÷ 12,0	≥ 98	2,0 ÷ 5,0
	AC WMS 16	5,0 ÷ 14,0	≥ 98	2,0 ÷ 5,0
Wiążąca, projektowanie empiryczne	AC 11 W, KR1÷2	4,0 ÷ 10,0	≥ 98	3,0 ÷ 6,0
	AC 16 W, KR1÷2	5,0 ÷ 10,0	≥ 98	3,0 ÷ 6,0
	AC 16 W, KR3÷6	5,0 ÷ 10,0	≥ 98	4,0 ÷ 7,0
	AC 22 W, KR3÷6	7,0 ÷ 10,0	≥ 98	4,0 ÷ 7,0
Wiążąca, projektowanie funkcjonalne	AC 16 W, KR3÷4	5,0 ÷ 10,0	≥ 98	3,0 ÷ 7,0
	AC 22 W, KR3÷4	7,0 ÷ 10,0	≥ 98	3,0 ÷ 7,0
	AC 16 W, KR3÷4	5,0 ÷ 10,0	≥ 98	4,0 ÷ 7,0
	AC 22 W, KR3÷4	7,0 ÷ 10,0	≥ 98	4,0 ÷ 7,0
	AC WMS 11	4,0 ÷ 10,0	≥ 98	2,0 ÷ 5,0
	AC WMS 16	5,0 ÷ 10,0	≥ 98	2,0 ÷ 5,0
Wiążąca	MA 8 W	2,5 ÷ 3,5	-	-
	MA 11 W	3,5 ÷ 4,0	-	-
	PA 16	6,0 ÷ 10,0	≥ 97	22 ÷ 32
Ścieralna, projektowanie funkcjonalne	AC 5 S, KR1÷2	2,0 ÷ 4,0	≥ 97	1,0 ÷ 4,0
	AC 8 S, KR1÷2	2,0 ÷ 4,5	≥ 97	1,0 ÷ 4,0
	AC 11 S, KR1÷2	3,0 ÷ 5,0	≥ 98	1,0 ÷ 4,0
	AC 8 S, KR3÷4	2,5 ÷ 4,5	≥ 97	2,0 ÷ 5,0
	AC 11 S, KR3÷4	3,0 ÷ 5,0	≥ 98	2,0 ÷ 5,0
Ścieralna	SMA 5	2,0 ÷ 4,0	≥ 97	2,0 ÷ 6,0
	SMA 8	2,5 ÷ 5,0	≥ 97	2,0 ÷ 6,0
	SMA 11	3,5 ÷ 5,0	≥ 97	3,0 ÷ 6,0
	BBTM 8	1,0 ÷ 3,0	-	3,0 ÷ 6,0
	BBTM 11	1,5 ÷ 3,5	-	3,0 ÷ 6,0
	PA 8	4,0 ÷ 5,0	≥ 97	18 ÷ 24
	PA 11	5,0 ÷ 6,0	≥ 97	18 ÷ 24
	MA 5	2,0 ÷ 3,0	-	-
	MA 8	2,5 ÷ 3,5	-	-
	MA 11	3,5 ÷ 4,0	-	-

Skład mieszanki mineralno-asfaltowej, poza zawartością asfaltu, ocenia się także na podstawie:

- zawartości ziaren mniejszych od 0,063 mm,
- zawartości ziaren większych od 2 mm.

Wymagania dotyczące dopuszczalnych odchyleń zawiera tablica 4.10.

Tablica 4.10. Przedziały dopuszczalnych odchyleń składu mieszanki mineralno-asfaltowej od zaprojektowanej recepty [2]

Oceniany parametr	Granice dopuszczalnych odchylek, % bezwzględne			
	Mieszanki mineralno-asfaltowe wałowane			Asfalt lany
	Podział wg klas drogi			
	A, S	GP, G	Z	
Zawartość ziaren < 0,063 mm	od 2,1 do 3,0	od 2,1 do 3,5	od 2,1 do 4,0	od 3,1 do 5,0
Zawartość ziaren > 2,0 mm	od 7,0 do 10,0	od 7,0 do 12,0	od 7,0 do 14,0	od 5,0 do 12,0

Nawierzchnie dróg kl. D, L i Z mogą nie być dostatecznie trwałe jeśli zawartość asfaltu będzie znacząco mniejsza od dopuszczalnej odchylki dla wykonywanej mieszanki mineralno-asfaltowej.

Pojedyncze oznaczenie grubości warstw nie powinno być większe od wielkości projektowanej o 10÷15% i wyjątkowo 25% w pierwszym etapie budowy pod warunkiem, że łączna grubość warstw będzie mniejsza nie więcej niż 15%.

Na żądanie zlecniodawcy są mu przekazywane wyniki badań prac zrealizowanych przez wykonawcę. Badania kontrolne na budowie i pobieranie próbek przez zlecniodawcę odbywa się w obecności wykonawcy. Zakres badań kontrolnych jest następujący [3]:

- mieszanka mineralno-asfaltowa – uziarnienie, zawartość lepiszcza, temperatura mięknięcia lepiszcza odzyskanego, gęstość i zawartość wolnych przestrzeni w próbkach mieszanki, zagłębienie trzpienia dla asfalt lanego (włącznie z przyrostem po kolejnych 30 minutach badania),
- warstwa asfaltowa – wskaźnik zagęszczenia, pochylenie poprzeczne, równość, grubość lub ilość materiału oraz właściwości przeciwpoślizgowe warstwy ścieralnej.

Ustalenie średniej grubości warstwy oraz minimalnej ilości materiału przypadającego na 1 m² powierzchni o grubości 1 cm należy wykonać na całym odcinku budowy podlegającej odbiorowi. Wymagania dotyczące dopuszczalnej odchylki grubości warstwy i minimalnej ilości materiału podano w tablicach 4.11. i 4.12.

Tablica 4.11. Dopuszczalne odchyłki grubości warstwy oraz ilości materiału na określonej powierzchni, % [2]

Warunki oceny	Warstwa asfaltowa lub pakiet warstw				
	S ¹ , W, P	S ¹ + P	S ¹ + W	S ¹	P
A) Średnia z wielu oznaczeń grubości lub ilości					
1.					
- duży odcinek budowy, powierzchnia > 6 000 m ² lub	-	-	≤ 10	≤ 10	≤ 10
- droga w krawężnikach, powierzchnia > 1 000 m ² lub					
- warstwa ścieralna, ilość > 50 kg/m ²					
2.					
- mały odcinek budowy lub	-	-	≤ 15	≤ 15	≤ 10
- warstwa ścieralna, ilość poniżej 50 kg/m ²					
B) Pojedyncze oznaczenie grubości	≤ 10	≤ 15	≤ 15	≤ 25	-

¹ W wypadku budowy dwuetapowej, tzn. gdy warstwa ścieralna lub wiążąca jest układana z opóźnieniem, wartości z wiersza B) odpowiednio obowiązują; w pierwszym etapie budowy do górnej warstwy nawierzchni obowiązuje wartość 25 %, a do łącznej grubości warstw etapu 1– 15 %.

Tablica 4.12. Minimalne ilości materiałów przypadające na 1 m² nawierzchni o grubości 1 cm [2]

Typ i wymiar mieszanki	Minimalna ilość materiału na 1 m ² nawierzchni o grubości 1 cm w kg w zależności od kategorii ruchu		
	KR5-KR6	KR3-KR4	KR1-KR2
AC 22 P	23,1		
AC 22 W i AC 16 W	25,0		-
AC 16 S	25,0	-	-
AC 11 S	25,0	24,3	-
AC 5 S	-	-	25,0
AC 8 S	-	25,0	-
SMA 11	25,0	-	-
SMA 8	25,0		
MA 5, MA 8 i MA 11	25,0		

W przypadku wystąpienia wad wykonawca usuwa je na swój koszt lub też mogą być zastosowane przez zleceniodawcę potrącenia za przekroczenie wartości dopuszczalnych odchyień [2]:

- grubości warstwy,
- ilości zużytego materiału,
- składu mieszanki mineralnej,
- zawartości lepiszcza,
- wskaźnika zagęszczenia,
- równości,
- własności przeciwpślizgowych.

Potrącenia te mogą być naliczone, jeżeli wykonawca wyrazi na to pisemną zgodę. W dalszej części przedstawiono przykładowe obliczenia potrąceń zamieszczone w WT-2 z 2008 roku.

Przykład 1. Niewłaściwa grubość warstwy

Potrącenie jest obliczane na podstawie średniej wartości wszystkich wartości jednostkowych i sumy potrąceń częściowych. Jako kwotę potrącenia przyjmuje się wyższą wartość.

Jeżeli rzeczywista grubość warstwy (wartość średnia) jest mniejsza od grubości zapisanej w kontrakcie o więcej niż wartość dopuszczalna (tabl. 4.11.), to niezależnie od zmiany ceny jednostkowej dokonanej w ramach rozliczenia, potrącenie jest obliczane według następującego wzoru [2]:

$$A_{gw} = \frac{P_{gw}}{100} \times 3,75 \times K \times F \quad (4.2)$$

lub

$$A_{gw} = A \times \frac{K \times F}{100} \quad (4.3)$$

gdzie:

A_{gw} – potrącenie [PLN],

P_{gw} – wartość przekroczenia w dół wartości granicznej 10 % lub 15 % grubości określonej w kontrakcie [%],

K – koszt 1 m² wykonanej warstwy wg kosztorysu wykonawczego z narzutami [PLN],

F – powierzchnia objęta sprawdzeniem [m²].

Jeżeli jednostkowe wartości grubości są niższe od wartości podanych w kontrakcie o więcej, niż dana wartość dopuszczalna (tabl. 4.11.), to potrącenia częściowe dla danych powierzchni są obliczane według powyższego wzoru (4.2). W miejsce wartości granicznej 10 % lub 15 % dla wartości średniej wstawić należy wtedy wartość graniczną 10 %, 15 % lub 25 % dla wartości jednostkowych.

Przy obliczaniu wartości jednostkowych oraz średnich dla grubości w ramach obliczeń wysokości potrąceń w punktach pomiarowych wielowarstwowych struktur bez ograniczeń uwzględniane są warstwy położone wyżej jako kompensacja występującego niedoboru grubości.

W celu ułatwienia posługiwania się wzorem (4.3) wartości $A' = p_{gw} \times 3,75$ [%] w zależności od p_{gw} [%] przedstawione są w tablicy 4.13.

Tablica 4.13. Wartości parametru A' [2]

p_{gw} [%]	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5	5,5	6	6,5	7
A' [%]	1,875	3,75	5,625	7,5	9,375	11,25	13,125	15	16,875	18,75	20,625	22,5	24,375	26,25
p_{gw} [%]	7,5	8,0	8,5	9,0	9,5	10,0	10,5	11,0	11,5	12,0	12,5	13,0	13,5	14,0
A' [%]	28,125	30	31,875	33,75	35,625	37,5	39,375	41,25	43,125	45	46,875	48,75	50,625	52,5

Przykład 2. Niewłaściwa zawartość lepiszcza

Jeżeli rzeczywista zawartość lepiszcza w badanej mieszance mineralno-asfaltowej jest mniejsza od zawartości deklarowanej o więcej niż wynosi wartość dopuszczalna (tabl. 4.9.), to potrącenie należy obliczyć według wzorów (4.4) i (4.5) podanych poniżej.

Jeżeli jest **za mała zawartość lepiszcza dla pojedynczego wyniku badań** i dla wartości średnich z $2 \div 4$ próbek to:

- dla $p_l \leq 0,3$ % niedobór lepiszcza oblicza się według wzoru:

$$A_l = \frac{p_l \times 30}{100} \times K \times F \quad (4.4)$$

- dla $p_l > 0,3$ % niedobór lepiszcza oblicza się według wzoru:

$$A_l = \frac{(p_l \times 130 - 30)}{100} \times K \times F \quad (4.5)$$

gdzie:

A_l – potrącenie [PLN]

p_l – wartość przekroczenia w dół wartości granicznej i tolerancji (tabl. 4.11.) na podstawie zawartości podanej przy badaniach kontrolnych mieszanki wykonanych w ramach odbioru [%] (niedobór poniżej wartości granicznej).

K – cena jednostkowa wg kosztorysu wykonawczego z narzutami, [PLN/m²] lub [PLN/t]

F – powierzchnia objęta sprawdzeniem w m² lub odpowiednia ilość materiału, [t].

W celu ułatwienia posługiwania się wzorami (4.4) i (4.5) wartości parametru A' [%] przedstawione są w tablicy 4.14.

Tablica 4.14. Wartości parametru A' [%] jeśli $p_l \leq 0,3$ % to $A' = p_l \times 30$,
jeśli $p_l > 0,3$ % to $A' = p_l \times 130 - 30$ [2]

p_l [%]	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
A' [%]	3	6	9	22	35	48	61	74

Jeśli jest **za mała zawartość lepiszcza dla wartości średnich z 5 i więcej prób** wzór na obliczenie potrącenia przybiera postać:

$$A_l = \frac{p_l \times 100}{100} \times K \times F \quad (4.6)$$

W celu ułatwienia posługiwania się wzorem (4.6) wartości $A' = p_l \times 100$ przedstawione są w tablicy 4.15.

Tablica 4.15. Tabelaryczne przedstawienie wartości parametru A' [2]

p [%]	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
A' [%]	10	20	30	40	50	60	70	80

Potrącenie można obliczyć zarówno na podstawie wartości średniej z wszystkich wartości jednostkowych, jak i na podstawie sumy potrąceń częściowych dokonanych na podstawie wartości dla pojedynczego wyniku badań. Wyższa wartość jest wartością potrącenia.

Przykład 3. Niewłaściwa równość

Potrącenie za nierówności mierzone wskaźnikiem IRI obliczane jest według wzoru [2]:

$$P_{IRI} = 0,2 \times K \times F_{IRI} \times p_{IRI}^2 \quad (4.7)$$

gdzie:

- P_{IRI} – wielkość potrącenia ze względu na nierówność nawierzchni [PLN]
- K – koszt 1 m² wykonanej, ocenianej warstwy wg kosztorysu wykonawczego łącznie z zastosowanymi narzutami,
- F_{IRI} – powierzchnia ocenianego pasa warstwy ścieralnej nawierzchni na długości 50m,
- p_{IRI} – zmierzona nierówność powyżej ustalonej wartości granicznej, na ocenianym odcinku, [mm/m]

W wypadku, gdy wartość p_{IRI}^2 będzie większa od 1 wykonawca jest zobowiązany do usunięcia wady w sposób uzgodniony z zamawiającym.

Potrącenie za nierówności mierzone metodą łaty i klina obliczane jest według wzoru:

$$P_r = 0,0015 \cdot K \cdot F_r \cdot \sum p_r^2 \quad (4.8)$$

gdzie:

- P_r – potrącenie, [PLN]
- F_r – powierzchnia ocenianego pasa warstwy nawierzchni na długości 100 m,

p_r – zmierzone nierówności w mm powyżej ustalonej wartości granicznej, na ocenianym odcinku.

W wypadku, gdy Σp_r^2 będzie większa od 130 wykonawca jest zobowiązany do usunięcia wady w sposób uzgodniony z zamawiającym.

Bibliografia – rozdział 4.

1. Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe. WKŁ, Warszawa 2010 r.
2. Wymagania techniczne WT-2. Nawierzchnie asfaltowe. Wydanie Instytutu Badawczego Dróg i Mostów. Warszawa 2008 r.
3. Wymagania techniczne WT-2. Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych – Mieszanki mineralno-asfaltowe. Opracowane w IBDiM pod kierunkiem Sybilskiego D. do zarządzenia nr 102 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z 19 listopada 2010 r.

5. NOWE MATERIAŁY I ROZWOJOWE TECHNOLOGIE

Wymagania materiałowe i technologiczne określone w rozdziale 7 nowego "Katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych" opracowanego w 2012 r. przez zespół pod kierunkiem prof. Józefa Judyckiego są obecnie w fazie konsultacji i wymagać będą dalszych zmian, uwzględniających także nowe Wymagania Techniczne opracowane w GDDKiA w 2013 r.

Obecne wymagania techniczne umożliwiają zastosowanie materiałów miejscowych i odpadowych, dodatków do materiałów lub nawierzchni (zwiększających ich trwałość) albo obniżających energochłonność, koszty i oddziaływanie na środowisko.

Odrębnym zagadnieniem jest recykling nawierzchni znany z literatury technicznej i dotychczasowej praktyki, lecz wymagający doskonalenia dla wyeliminowania niektórych jego wad.

5.1 Materiały kompozytowe

Najwcześniej stosowane były fibrobetony z użyciem stalowego zbrojenia rozproszonego np. w elementach konstrukcji budowlanych i drogowych (w głowicach pali wbijanych). Beton cementowy z włóknami, w ostatnim dziesięcioleciu także makrowłóknami polimerowymi, jest przykładem kompozytu, którego charakter zniszczenia przy rozciąganiu różni się od złomu kruchego, charakterystycznego dla betonu cementowego.

Zarysowanie i stosunkowo duże wielkości odkształcenia fibrobetonu nie wykluczają możliwości przenoszenia znaczących obciążeń. Posiadają one zatem tzw. wytrzymałość resztkową na zginanie przy określonej szerokości rozwarcia rysy.

Należy zauważyć, że rysy i mikrorysy są cechą wielu warstw konstrukcji nawierzchni drogowych, których trwałość mogłoby zwiększyć np. zbrojenie rozproszone. Dodatek makrowłókien mógłby być uzasadniony tylko w szczególnych przypadkach, np. remontów cząstkowych mieszankami mineralno-asfaltowymi na zimno. Rozproszenie włókien w mieszance mineralnej jest prawdopodobne, lecz wątpliwe w gotowej mieszance mineralno-asfaltowej. Efekt oddziaływania włókien na beton można badać według normy PN-EN 14845-2:2007, a włókna polimerowe do betonu powinny odpowiadać wymaganiom PN-EN 14889-2:2007 według której średnica makrowłókien polimerowych klasy II powinna być większa od 0,3 mm. Temperatura topnienia włókien wynosząca około 160°C ogranicza zakres ich stosowania jest jednak korzystna w przypadku pożaru betonu w konstrukcjach. Największą wytrzymałość na rozciąganie (nieco mniejszą od stali) posiada poliamid, mniejszą poliestr i polipropylen.

Odkształcalność poliamidu wynosi około 3÷4%, poliestru około 8÷20% a polipropylenu około 10÷20% przy czym wielkości mniejsze dotyczą odkształceń sprężystych. Fibrobetony podane zostały jako przykład materiału kompozytowego nie oczekując upowszechnienia zastosowań do nawierzchni drogowych ze względów ekonomicznych. Nie można jednak wykluczyć dodatku włókien do mieszanek wytwarzanych „na ciepło”.

Praktyczne zastosowanie posiadają już **mieszanki-asfaltowe z miałem i granulatem** gumowym. Miał ze starych opon samochodowych zastosowano w USA w 1966 roku do remontów cząstkowych nawierzchni mieszanką asfaltu i mialu gumowego. Obszerne badania wykonywane w latach osiemdziesiątych przez M. Kalabińską i J. Piłata opublikowane zostały w 1993 r. w monografii dotyczącej własności reologicznych asfaltów i kompozytów mineralno-asfaltowych [18].

W roku 2001 opublikowana została w „Elastomerach” praca wymienionych autorów i P. Radziszewskiego dotycząca modyfikacji asfaltów miałem gumowym [32].

Badania laboratoryjne w Politechnice Wrocławskiej rozpoczęto w 1995 r. w celu oceny mieszanek i technologii mieszania asfaltu z gumą, a praktyczne zastosowanie w 2006 r. dotyczyło warstwy z SMA 0/11 grubości 4 cm z użyciem asfaltu modyfikowanego gumą, którą wykonano na ulicy o nawierzchni ze starych płyt betonowych [19, 20].

Mieszanki mineralno-asfaltowe można modyfikować gumą „metodą na mokro” lub „metodą na sucho”. Pierwsza metoda polega na mieszaniu asfaltu z miałem gumowym dodawanym w ilości do 20% [20] i wymaga stosowania specjalistycznego sprzętu. Dotychczas brak było w Polsce sprzętu do produkcji **lepiszcza asfaltowo-gumowego**, którego wybrane wyniki badań podano w pracy [20] na tle badań amerykańskich, w których określano temperaturę mięknięcia (PiK) na około 60°C, a nawrót sprężysty w 25°C na około 30 %. We Wrocławiu stosowany był sprzęt własnej produkcji.

Własności mialu i granulatu gumowego zależą także od sposobu ich uzyskiwania. Inny jest kształt granulatu otrzymywanego z procesu kriogenicznego od rozdrobnionego w warunkach atmosferycznych, który posiada korzystniejsze cechy dzięki nieregularnej i większej powierzchni właściwej.

Porównując efekty dodatku gumy trzeba uwzględnić sposób otrzymywania granulatu i mialu gumowego. Asfalty z dużym dodatkiem gumy (około 20%) charakteryzują się wzrostem wytrzymałości na rozciąganie wraz ze wzrostem temperatury lub tylko większą wytrzymałością od asfaltu bez dodatku gumy [20].

Przy metodzie na sucho dodawany jest miał lub drobny granulak gumowy do gorącego kruszywa (do 3% wagowo) przed jego wymieszaniem z asfaltem.

Duża różnica ciężarów objętościowych gumy i kruszywa wymaga zwrócenia uwagi na jednorodność ich wymieszania przed dodaniem asfaltu do mieszalnika.

Przykłady wyników badań mieszanek BBTM 8A 35/50 i BBTM 11B 35/50 z dodatkiem granulatu gumowego o uziarnieniu do 8 mm podano w pracy [14].

Ważnym wymaganiem jest obecnie zapewnienie warstwom asfaltowym odporności na działanie wody i mrozu. Zastosowanie granulatu gumowego może zapewnić uzyskanie wymaganego wskaźnika odporności na działanie wody (ITSR). Użycie środka adhezyjnego, najczęściej konieczne, nie zawsze jest warunkiem wystarczającym.

W badaniach mieszanki BBTM o uziarnieniu do 8 mm uzyskano korzystniejsze wyniki niż w mieszance do 11 mm w przypadku zawartości wolnych przestrzeni i odporności na działanie wody i mrozu. Wbudowanie w cienkich warstwach ścieralnych będzie prawdopodobnie łatwiejsze stosując mieszanki BBTM 8A 35/50.

Autorzy pracy [13] stwierdzają, że należy dążyć w Polsce do zachęt finansowych dla firm stosujących dodatki gumy z recyklingu ze względu na zalety ekologiczne, własności akustyczne warstwy ścieralnej i inne mniej wymierne efekty. W badaniach wykonywanych w Madrycie zastosowano przeznaczony do warstwy ścieralnej o ruchu KR3÷KR4 beton asfaltowy o uziarnieniu 0/22 mm (AC 22 S) według PN-EN 933-1:2000 z użyciem asfaltu 50/70 w ilości 4,5% i granulatu z opon 0,75%. Granulat gumowy o uziarnieniu 0/2 mm zawierał 45% ziaren przechodzących przez sito 0,5 mm i pochodził z recyklingu 40% opon samochodów osobowych i 60% ciężarowych o gęstości objętościowej 1,15 Mg/m³ i uzyskany był przemiałem w warunkach atmosferycznych [13].

Przepisy hiszpańskie z początku XXI wieku oraz badania wrażliwości na wodę (jako zachowanej wytrzymałości) po próbie pośredniego rozciągania według normy PN-EN 12697-12:2003 (ITSR) umożliwiły uzyskanie wyniku zadowalającego 81,4%, który byłby niewystarczający według obecnych polskich wymagań.

Kruszywo o temperaturze 170°C mieszano przez 30 sekund z granulem gumowym i po dodaniu asfaltu o temperaturze 160÷165°C przez dalsze 120 sekund [13].

W polskich warunkach należałoby zwiększyć ilość asfaltu 50/70 i granulatu gumowego dla zapewnienia odporności na wodę oraz mróz.

Koleinowanie nie jest głównym problemem dróg powiatowych i gminnych, gdzie nowe warstwy ścieralne wykonywane są często po kilkudziesięciu latach od ich budowy lub przebudowy. Jest nim zapewnienie odporności nawierzchni na działanie wody i mrozu.

Metoda terminalowa „na mokro” została zmodyfikowana poprzez wytwarzanie w specjalnej instalacji granulatu gumowego tecRoad, który dodawany jest bezpośrednio do mieszalnika otaczarki.

W 2010 r. wydana została Aprobata Techniczna IBDiM nr AT/2010-03-2600 „Dodatki do mieszanek mineralno-asfaltowych. Modyfikujący granulaty gumowy tecRoad”.

Proces produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej z tecRoad jest następujący [39]:

- gorące kruszywo mineralne podawane jest do mieszalnika otaczarki,
- dodanie tecRoad do kruszywa i mieszanie przez 5÷15 sekund,
- dodanie wypełniacza i mieszanie 5÷15 sekund,
- dodanie zwykłego asfaltu i mieszanie przez ok. 20 sekund,
- załadunek gotowej mieszanki mineralno-asfaltowej na samochód lub do silosu.

Granulaty gumowe są ciałem stałym, najczęściej o wymiarze około 1 mm, składającym się z asfaltu 50/70 lub 70/100, zwulkanizowanej gumy, wypełniacza i oleju [39].

Przechowywanie granulatu może odbywać się w workach foliowych lub silosach przez okres kilku miesięcy. Temperatura mięknięcia granulatu wynosi od 40°C do 90°C.

Metoda terminalowa „na mokro” była stosowana w rafineriach i specjalnych instalacjach od około 1980 r. Lepiszcz z dodatkiem 5÷18% gumy mogło być magazynowane pod warunkiem stałego mieszania. Autorzy [39] porównują lepiszcze gumowo-asfaltowe z asfaltami modyfikowanymi polimerami.

Efektami dodatku granulatu gumowego jest także zwiększenie trwałości zmęczeniowej nawierzchni i zmniejszenie hałasu drogowego. Dodatek gumy do asfaltu wynosi około 10% m/m i nie powinien przekraczać 20% m/m [39].

Sposoby zmniejszenia hałasu drogowego, prezentowane w obszernym przeglądzie literatury technicznej (13 pozycji, na które powołują się autorzy pracy [21]) były realizowane praktycznie w ramach projektu „Innowacyjna technologia nawierzchni drogowych o obniżonej emisji hałasu”. Doświadczenia i badania realizowało konsorcjum w składzie: Mostostal Warszawa S.A., Politechnika Warszawska i IBDiM [21]. Celem budowy i badań odcinków doświadczalnych było obniżenie hałasu drogowego o 3÷8 dB. Asfalty porowate (PA8, PA11 i PFC11 w USA) powodują obniżenie hałasu, ale są też mniej trwałe. W Polsce podjęto próbę wykorzystania mieszanek o cechach pośrednich pomiędzy PFC11 i SMA11. Hałas powstaje na styku koła z nawierzchnią (z powodu wibracji, zmiany ciśnienia). Zależy on od rodzaju i stanu nawierzchni oraz opony. Poziomy hałas zależy też od prędkości poruszających się pojazdów, zwłaszcza przy większych od 30÷50 km/h.

Nawierzchnie porowate np. w Japonii i Holandii, stosowane ze względu na bezpieczeństwo ruchu związane ze zmniejszeniem mgły wodnej za pojazdami w czasie opadu deszczu i czynniki ekologiczne, są także nawierzchniami „cichymi”. Ich trwałość oceniana po pierwszych próbach stosowania w Polsce

przy końcu lat 70-tych XX wieku była niewystarczająca. Obecne potrzeby i dostępność do lepszych materiałów i technologii sprzyjają podejmowaniu nowych doświadczeń.

Mieszanki stabilizowane cementem według normy PN-EN 14227-1 z dodatkiem mialu gumowego są materiałem kompozytowym, którego znaczenie będzie wzrastać, zdaniem autora, w związku z potrzebą zapewnienia trwałości zmęczeniowej warstwom ulepszanego podłoża gruntowego i podbudowom. Ulepszenie mieszanki mialem gumowym (w normie wymienia się tylko możliwość ulepszenia wapnem, popiołami lotnymi lub chlorkiem wapniowym) przyczyni się też do zmniejszenia ilości wody przy mieszaniu na mokro i w czasie pielęgnacji. Możliwy będzie także ruch roboczy pojazdów ciężkich po wykonanej warstwie w czasie budowy.

Duża jamistość (i nasiąkliwość) drobnoziarnistych mieszanek stabilizowanych cementem (np. piasku) uzasadnia zwiększoną ilość dodatku mialu gumowego. Projektant ma możliwość wyboru wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie np. odpowiadającej klasie $C_{3/4}$ i kruszywa spełniającego wymagania PN-EN 12620, także w zależności od grubości warstwy i prognozowanego obciążenia ruchem technologicznym, nośności podłoża naturalnego i warunków wodnych.

Dodatek mialu gumowego do mieszanek stabilizowanych cementem zapobiega powstawaniu złomu kruchego, charakterystycznego dla konwencjonalnie wykonywanych warstw. Wytrzymałość resztkowa na zginanie, charakterystyczna dla fibrobetonów, jest także korzystnym efektem dodatku gumy do kruszyw stabilizowanych cementem. Powtarzalność obciążeń, powodująca np. powstawanie podłużnych pęknięć zmęczeniowych obok śladów kół pojazdów ciężkich jest częstą przyczyną nadmiernej degradacji warstw z piasku stabilizowanego cementem, obciążonych ruchem technologicznym, publicznym autobusów i pojazdów ciężarowych.

W pracy [24] wymienione są następujące przyczyny degradacji tradycyjnie wykonywanych warstw gruntu stabilizowanych cementem:

- powstawanie rys i pęknięć z powodu przekroczenia wytrzymałości na zginanie podbudów obciążonych ruchem roboczym i publicznym,
- powstawanie rys i pęknięć z powodu wysychania gruntów stabilizowanych cementem w początkowym okresie twardnienia (w przypadku wadliwej pielęgnacji),
- pęknięcia (tzw. skurczowe pęknięcia poprzeczne) powstające z powodu spadku temperatury,
- uszkodzenia powstające w czasie zamarzania wody wypełniającej wolne przestrzenie,
- stopniowe zmniejszenie zdolności przenoszenia siły poprzecznej z powodu powiększenia się rozwarcia pęknięć i rys oraz malejącego tarcia w płaszczyźnie pęknięć.

Dodatek mialu gumowego może być dobrym sposobem ograniczenia wymienionych wad w warstwach z mieszanek stabilizowanych cementem według wcześniejszych i obecnych norm oraz wymagań. Stabilizacja cementem była najczęściej stosowanym sposobem wzmacniania podłoża gruntowego, niekiedy w warstwach o dużych grubościach (ok. 30 cm) wykonywanych za pomocą specjalistycznych mieszarek, głównie ze względów ekonomicznych. Można przypuszczać, że modyfikacja dodatkiem mialu gumowego zwiększy jej atrakcyjność dla inwestorów.

5.2 Rozwojowe technologie i wybrane badania

Najważniejszym dla wykonawców efektem stosowania dodatków do mieszanek mineralno-asfaltowych takich jak воск парафинowy, Reofalt LT70, Asphalten typu A i B, Sasobit [43], specjalnych sztucznych lub naturalnych zeolitów [7] jest zmniejszenie kosztów ich wytwarzania dzięki obniżeniu temperatury produkcji lub możliwości wykonania warstw w niższych temperaturach otoczenia (ze względu na możliwość zagęszczania).

Oferty różnych producentów wosków parafinowych np. Sasobitu [48] nazywanego twardym woskiem FT, zalecają niekiedy duże ilości jego dodatku do asfaltu ($0,8 \div 3,0\%$), który w Polsce może zawierać do $2,2\%$ parafiny [43]. Korzystne efekty ekologiczne nie zawsze potwierdzają się pod względem technicznym jak w przypadku wytrzymałości próbek na rozciąganie pośrednie, prezentowane w 2004 roku na kongresie w Wiedniu [7].

Od 1997 roku stosowano dodatek Sasobitu w wielu krajach [48]. W Polsce udzielono w 2008 roku patentu na sposób wytwarzania i stosowania tzw. wypraski składającej się z włókien celulozowych i innych oraz parafiny FT czyli Sasobitu. [7, 33]

Dodatek wosku FT do asfaltu (B80 według tabl. 1 [7]) powoduje wzrost temperatury jego mięknięcia (od 45°C do 58°C przy dodatku $1,5\%$) i spadek penetracji (z 71 do 51 przy dodatku $1,5\%$).

Zeolity występują w naturze jako materiały glinokrzemianowane, są też produkowane lub uzyskiwane z przetwarzania niektórych produktów ubocznych z przemysłu energetycznego (popiołów lotnych). „Wrzące kamienie” jak nazywano dawniej zeolity uwalniają zawartą w nich wodę cząsteczkową (tzw. zeolitową) w temperaturze ponad 100°C .

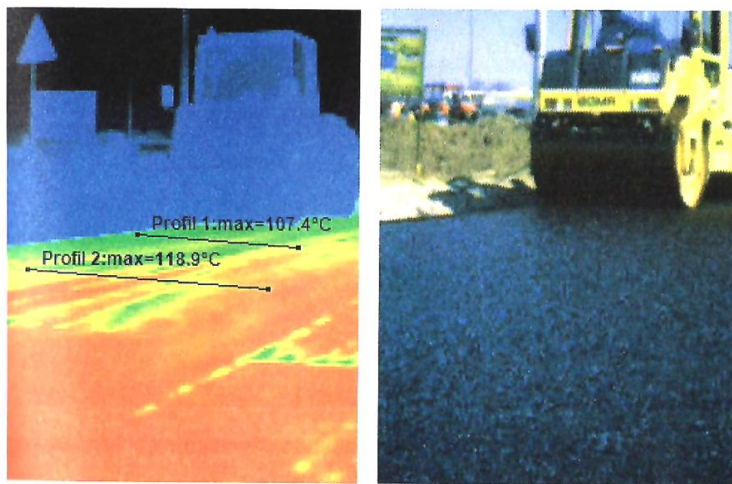
Dodając zeolit do mieszanki mineralno-asfaltowej uzyskuje się parę wodną, stopniowo wydzielającą się, która nie powodując innych skutków sprzyja obniżeniu temperatury wytwarzania MMA o około 30°C .

Efekt spienienia asfaltu pod wpływem pary wodnej przyczynia się do zwiększenia objętości asfaltu, dokładnego obtoczenia kruszywa, ułatwienia w budowania i zagęszczenia mieszanki mineralno-asfaltowej. Koszt zakupu i dodawania zeolitu, niezależnie od stosowanego asfaltu, rekompensuje

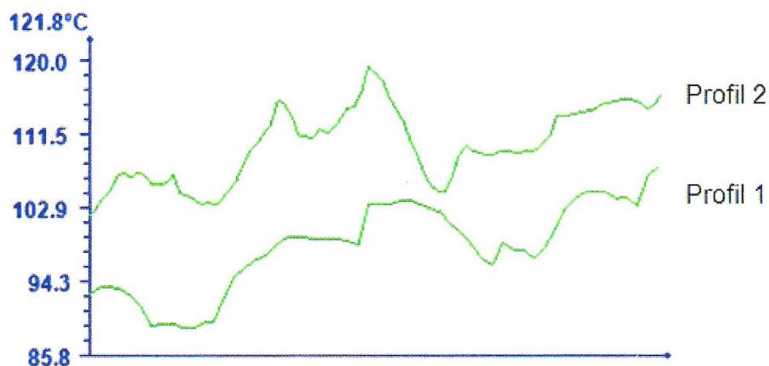
oszczędność energii niezbędnej do wykonania warstwy MMA tradycyjną technologią.

Korzystnym efektem stosowania dodatku zeolitów do MMA może być także wcześniejsze dopuszczenie do ruchu po zagęszczeniu warstwy, zwłaszcza warstw o stosunkowo dużej grubości, a także poprawa zagęszczalności warstw o małych grubościach.

Kontrola temperatury zagęszczania za pomocą małej kamery termowizyjnej umożliwia wykonanie profilu temperatury podczas zagęszczania warstwy (rys. 5.1.)



Fot. 5.1. Zdjęcia wykonane kamerą termowizyjną [43].



Rys. 5.1. Profil temperatury uzyskany za pomocą kamery termowizyjnej podczas zagęszczania mieszanki mineralno-asfaltowej [43]

Pierwsze próby praktycznego stosowania dodatków wosku do mieszanki wykonane zostały przez Mostostal Warszawa na drodze zbiorczej podczas budowy obwodnicy Siedlec [43]. Wyniki badań laboratoryjnych MMA z dodatkiem Reofaltu LT70 oceniano przez zagęszczanie próbek w temperaturze 130°C, 110°C, 100°C i 90°C.

Użycie kamery termowizyjnej umożliwiło kontrolę spadku temperatury w czasie wykonywania robót w temperaturze (około 15°C) i słabego wiatru.

Stosowanie kamery termowizyjnej można uznać za niezbędne w czasie wykonywania robót w temperaturze bliskiej 0°C oraz przy układaniu względnie cienkich warstw MMA, także bez dodatków. Autorzy pracy [43] określają następujące warunki wdrożenia tej technologii:

- przygotowanie automatycznej instalacji dozowania wosku na wytwórni MMA,
- przygotowanie serii próbnej mieszanki i wykonanie jej badań od czasu załadunku do końca zagęszczania (monitorując temperaturę),
- wykonanie odcinka próbnego.

Dodatkowe wyposażenie wytwórni jest potrzebne także w przypadku dodawania zeolitu do MMA, umożliwiającego jej wytwarzanie w temperaturze 130÷145°C. Zeolit może być magazynowany w silosach lub w dużych torbach i dodawany do wszystkich mieszanek, niezależnie od rodzaju asfaltu, także modyfikowanego.

Na podstawie obszernego przeglądu publikacji i badań własnych autorów [23] w podsumowaniu pracy stwierdzają oni, że dodatki parafinowe utwardzają lepizcza asfaltowe w czasie eksploatacji bez pogorszenia niskotemperaturowych cech w przypadku ich nowej generacji. Dodatki adhezyjne w mieszankach „na ciepło” powodują poprawę zwilżenia kruszywa przez asfalt w czasie wytwarzania i zapobiegają odmywaniu przez wodę w czasie eksploatacji. Badania wpływu różnych modyfikatorów parafinowych na lepkość asfaltu 35/50 wykonywano w temperaturach od 50°C do 160°C [23].

Temperatura mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco, powszechnie obecnie stosowanych, wynosi od 150°C do 230°C.

W mieszankach WAM (Warm Asphalt Mixture) wytwarzanych „na ciepło” stosowane są temperatury 110°C do 130°C a w technologii „na półciepło” od 60°C do 90°C [38].

W technologii WAM najczęściej stosowane są:

- asfalt spieniony,
- dodatki parafiny lub wosku,
- emulsja asfaltowa wodna,
- lepizcza roślinne o małej lepkości,
- dodatki chemiczne.

Obtroczenie kruszywa miękkim asfaltem możliwe jest w temperaturze 130°C, a spienionym asfaltem twardym w temperaturze 120°C.

Miękki asfalt stosowany jednocześnie z twardym asfaltem spienionym umożliwia wytwarzanie mieszanek w technologii „na ciepło”.

Od 2001 r. stosowano we Francji dodatek zeolitu nasączonego wodą, co umożliwiło obniżenie temperatury wytwarzania mieszanki o 30°C [38].

Kilkanaście korzystnych efektów stosowania technologii WAM, wymienionych w pracy [38] powinno przyczynić się do wzrostu praktycznego wykorzystania tym bardziej, że znane są naturalne złoża zeolitów.

W USA technologia WMA (Warm Mix Asphalt), wzorowana na europejskich praktykach, jest obecnie w trakcie intensywnych badań i wdrożeń. Od 2002 r. opracowano ponad 22 procesy technologiczne i produkty, pozwalające obniżyć temperaturę produkcji i wbudowywania mieszanek mineralno-asfaltowych o około 10°C do 35°C [51].

Interesujący sposób wytwarzania i zagęszczania betonu asfaltowego w technologii "na półciepło" w temperaturze 95°C opisano w pracy [12]. Uzyskane efekty są porównywalne z użyciem asfaltu modyfikowanego woskiem syntetycznym w ilości 2,5%. Temat ten może być szczególnie ważnym dla wykonawców, zwłaszcza w przypadku warstw o względnie małej grubości lub w warunkach niskich temperatur np. w jesieni. W przypadku technologii "na półciepło" zwiększa się ilość wolnych przestrzeni i maleje nieznacznie wytrzymałość na pośrednie rozciąganie w porównaniu z mieszanką bez udziału asfaltu spienionego. Odporność na działanie wody jest zbliżona w przypadku porównywanych mieszanek.

Efekty obtaczania kruszywa asfaltem spienionym różnią się od obtoczenia gorącym asfaltem i dlatego mogą występować wymienione wcześniej różnice.

Obszerne opracowanie dotyczące projektowania i wbudowywania mieszanek mineralno-asfaltowych o obniżonej temperaturze wytwarzania wykonano w Politechnice Gdańskiej [17]. Przebadano pod kątem przydatności dodatki takie jak: Sasobit, Licomont BS 100, Rediset WMX, Ceca Base RT oraz zeolit. Optymalne ilości procentowe dodatku przyjęto na podstawie zaleceń producentów [17];

- Sasobit – 3% w stosunku do masy asfaltu,
- Licomont BS 100 – 3% w stosunku do masy asfaltu,
- Rediset WMX – 2% w stosunku do masy asfaltu,
- Ceca Base RT – 0,35% w stosunku do masy asfaltu,
- Zeolit – 0,3% w stosunku do masy mieszanki mineralno-asfaltowej.

Zdecydowano się na wykonanie badań na mieszankach mineralno-asfaltowych do warstw ścieralnych. Po kilku nieudanych próbach wykonania mieszanek AC 11 S wg WT z 2008 z dodatkami obniżającymi temperaturę wytwarzania wybrano ostatecznie beton asfaltowy 0/12,8 według PN-S-96025:2000 z asfaltem zwykłym rodzaju 50/70 i modyfikowanym polimerami MODBIT rodzaju 45/80-55.

Największe wartości modułów sztywności uzyskano na próbkach z dodatkiem Sasobitu oraz Licomontu BS 100 niezależnie od temperatury badania i rodzaju lepiszcza, natomiast najmniejsze z zeolitem. Badania koleinowania oraz odporności na działanie wody i mrozu również wykazały podobną zależność odporności próbek od rodzaju środka obniżającego temperaturę produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej [17].

Wykonywane są dalsze badania nad wpływem kruszywa i asfaltu na własności mieszanek mineralno-asfaltowych. Analizowana jest absorpcja asfaltu przez kruszywo w mieszance mineralno-asfaltowej [11] powodująca ubytek zawartości wyekstrahowanego asfaltu z mieszanki, głównie w przypadku użycia kruszywa wapiennego. "Ubytek" rozpuszczonego asfaltu może być np. spowodowany długotrwałym oddziaływaniem wysokiej temperatury na mieszankę, efektem czego może być znaczący wzrost stabilności według Marshalla.

Odporność nawierzchni na spękania niskotemperaturowe dotyczy głównie warstw ścieralnych, narażonych na spękania poprzeczne w przypadku gwałtownego spadku temperatury. Badania wykonane w Politechnice Gdańskiej [15] wykazały, że największą odporność uzyskały betony asfaltowe wykonywane z asfaltem wielorodzajowym 50/70, a najmniejszą w przypadku użycia asfaltu zwykłego 50/70. Dla celów porównawczych zastosowano cztery sposoby badań. Jedną z metod było określenie modułu sprężystości w urządzeniu NAT w temperaturach -20°C , -10°C i 0°C [15]. Badanie NAT w przypadku projektowania i oceny mieszanek do nawierzchni dróg samorządowych jest, zdaniem autora, najłatwiejszym sposobem oceny odporności na spękania niskotemperaturowe. Dotyczy to zwłaszcza IV i V strefy klimatycznej według normy PN-EN 12831 (rys. 5.2.)

Specyfikę klimatu lokalnego należy zatem uwzględniać przy wyborze asfaltów [2]. Małą odporność niskotemperaturową mają np. asfalty o niskiej penetracji. Klimat Polski zawiera cechy klimatu morskiego i kontynentalnego. Nazywany jest przejściowym charakteryzującym się dużą zmiennością i różnorodnością pogody. Najniższe temperatury występują w północno-wschodniej Polsce, najwyższe w południowo-zachodniej, największy obszar Polski obejmuje III strefa klimatyczna. W artykule [2] prezentowane są m.in. wykresy temperatur nawierzchni w zimnie i w lecie na różnych głębokościach. Gdy na powierzchni jezdni temperatura wynosi 50°C – 55°C na głębokości 15 cm występuje temperatura około 28°C do 32°C . Autorzy [2] zauważają także, że najczęściej analizowane jest koleinowanie i wodoodporność, a w mniejszym stopniu możliwość wystąpienia spękań nisko-temperaturowych.

Temperatura posiada duży wpływ na odkształcenia poziome na spodzie warstw asfaltowych. Na podstawie wykresu z pracy [16] można wnioskować, że największe odkształcenia $\varepsilon \approx 0,0003$ występują w temperaturze 10°C i wynoszą około zera w temperaturze 30°C , a w temperaturach wyższych wzrastają

odkształcenia ściskające. Odkształcenia o charakterze lepkiem są jak wiadomo nieodwracalnymi a deformacje trwale warstw asfaltowych zależą od temperatury i czasu obciążenia. Długiemu czasowi obciążenia np. przy małej prędkości, odpowiada mniejsza sztywność warstw asfaltowych. Cechy sprężyste warstw asfaltowych dominują przy ujemnych temperaturach, a cechy lepkie w wysokich i są przyczyną powstawania deformacji trwałych [16]. Prawidłowe przyjęcie temperatury w warstwie asfaltowej i odpowiadające jej moduły sprężystości mieszanki mineralno-asfaltowej jest także niezbędne do obliczeń trwałości nawierzchni metodami mechanistycznymi.



Strefa klimatyczna	Projektowana temperatura zewnętrzna [°C]	Średnio roczna temperatura zewnętrzna [°C]
I	-16	7,7
II	-18	7,9
III	-20	7,6
IV	-22	6,9
V	-24	5,5

Rys. 5.2 Strefy klimatyczne w Polsce wg PN-EN 12831

Ocena odporności na deformacje trwale mieszanek mineralno-asfaltowych była przedmiotem badań autorów opisanych w pracy [41]. Badania wykonane w małym i dużym aparacie do koleinowania w temperaturach 45°C i 60°C

dotyczyły mieszanki SMA11 przeznaczonej do kategorii ruchu KR3÷KR6. Wpływ zastosowanego aparatu w teście koleinowania nie miał dużego znaczenia na korelację ze współczynnikiem deformacji trwałej W_d , charakteryzującym lepizscze na podstawie badań w aerometrze. Bardzo dobrą korelację ($R^2=0,9$) uzyskano w przypadku badań w temperaturze 10°C po 10 000 cykli koleinowania.

Potrzebę badania cech reologicznych warstw asfaltowych uzasadniają także wzrastające możliwości nowych programów obliczeniowych do analizy naprężeń i odkształceń konstrukcji nawierzchni. Dużym potencjałem obliczeniowym charakteryzuje się np. program VEROAD [16].

5.3 Materiały odpadowe z przemysłu i z recyklingu

Na podstawie Rozporządzenia Ministra Środowiska z 2001 r. [34] opracowano w IBDiM katalog materiałów odpadowych w 2002 r. z podziałem na pięć grup: odpady energetyczne, hutnicze, budowlane, górnicze i chemiczne.

Są one stosowane jako jednostkowe wyroby budowlane [35] albo z wykorzystaniem aprobat technicznych [6, 22].

Uboczne produkty przemysłowe (UPP), odpady lub materiały z recyklingu są często przetwarzane a z chwilą spełnienia przez nowy produkt parametrów określonych w normie, odpad staje się pełnowartościowym produktem według stanowiska Ministra Środowiska [6].

Wiele wcześniejszych norm krajowych dotyczących UPP nie zostało wycofanych, jak np. PN-B-11115:1998 – Kruszywa mineralne – kruszywa sztuczne z żużla stalowniczego do nawierzchni drogowych. Dla UPP wydano aprobaty techniczne. Możliwości wykorzystania UPP oraz materiałów odpadowych w drogownictwie podano tablicy 1 [42].

Żużel wielkopiecowy granulowany należy do konwencjonalnych materiałów we francuskim budownictwie drogowym i wynika z dobrej jego aktywności. Cechy wiążące żużla granulowanego zależą od właściwości powierzchni ziaren i ujawniają się w obecności katalizatora zasadowego, np. wapna.

Żużel kruchy, koloru jasnego jest najbardziej przydatny i może być stosowany w Polsce na podstawie WT-5 cz. 2 według PN-EN 14227-2. Jest to nieliczny przykład normy PN-EN dotyczącej wykorzystania produktu z UPP, który w Polsce, ze względu na jego właściwości jest jeszcze rzadko stosowany. Import żużli produkowanych we Francji jest mało prawdopodobny pomimo dużej ilości zalet tej technologii.

Wśród mieszanek związanych spoiwem zgodnie z PN-EN 14227-5 i WT-5 cz. 5 można oczekiwać stosowania **popiołów lotnych** z powołaniem się na PN-EN 14227-3.

Powolny przyrost wytrzymałości w mieszankach typu 3 o uziarnieniu do 11,2 mm uzasadnia badania natychmiastowego wskaźnika nośności.

Podane wcześniej przykłady należą do nielicznych, gdy wykorzystuje się UPP także do produktów wiążących.

W pierwszej połowie lat 70-tych XX wieku wykonywane były próby stosowania cemlitu, będącego mieszanką cementu i popiołów lotnych. Zaniechano jego produkcji z powodu niejednorodności cech, wynikającej z niedokładności wymieszania składników, różniących się ciężarem objętościowym.

Cement z dodatkami pucolanowymi w spoiwie o nazwie **Silment** [30, 37, 49], stosowany na początku XXI wieku, charakteryzuje się dużą powierzchnią właściwą. Poprzez wymieszanie piasku gliniastego z Silmentem w ilości 8% uzyskano relatywnie małe przyrosty wytrzymałości (1,29 MPa po 3 dniach twardnienia i 1,77 MPa po 28 dniach). Moduł odkształcenia był większy od $E_2=120$ MPa wymaganego, gdy głębokość mieszania wynosiła $h=45$ cm [29].

Warstwy o dużej grubości wykorzystywano początkowo do ruchu wewnętrznego np. przy budowie Giełdy Rolno – Ogrodniczej w Lublinie, gdzie stabilizowano lessopodobne grunty wyłącznie cementem. Możliwość rozłożenia cementu zapewniono w czasie ulepszenia podłoża dróg na terenie giełdy przez wykonanie warstwy suchego piasku grubości ($h=10$ cm) na podłożu o wilgotności do 22% i wymieszanie ($h=35$ cm) bez dodawania wody.

Stabilizacja gruntu spoistego nie zapewnia mrozoodporności próbek, badanych po 42 dniach. (tabl. 2 [24]). „Dyskusyjny artykuł” [25] powinien, zdaniem autora, zawierać też inny wniosek końcowy – mrozoodporność po wielu miesiącach od wykonania może spełniać wymagania, jeżeli stabilizacja wykonana zostanie w pierwszej połowie roku. Efekt ten znany jest ze stabilizacji gruntów spoistych wyłącznie cementem [24].

Spełnienie wymagań dotyczących wytrzymałości według normy PN-S-96012:1997 lub PN-EN 14227-1 przy zastosowaniu wyłącznie Silmentu może być niewystarczające. Ulepszenie gruntów o wilgotności większej od optymalnej do wykonywania nasypów może być najwłaściwszym sposobem wykorzystania Silmentu.

Pomimo względnie dużych wymagań od tego spoiwa, podanych w aprobach, ma ono pośrednie cechy pomiędzy cementem i wapnem w świetle publikowanych wyników badań.

Na całym świecie obserwuje się obecnie tendencję do stosowania w budownictwie materiałów odpadowych. W tablicy 5.1. przedstawiono możliwości ich wbudowania w nawierzchnie drogowe na podstawie doświadczeń w Stanach Zjednoczonych.

Niejednorodność cech UPP i materiałów miejscowych jest dużą przeszkodą ich praktycznego wykorzystania, także w związku ze wzrastającymi wymaganiami technicznymi.

Tablica 5.1. Zestawienie materiałów odpadowych stosowanych w drogownictwie w Stanach Zjednoczonych [42]

Materiał odpadowy		Roczna ilość w mln ton		Zastosowanie w drogownictwie w przyszłości i obecnie w:			
		produkowanych	stosowanych	nawierzchniach asfaltowych	nawierzchniach betonowych	podbudowach	nasypach i innych robotach
Żużel wielkopiecowy		-	14,1	jako kruszywo w warstwie wiążącej i ścieralnej, dobrej jakości	jako dodatek cementujący w formie granulatu, prowadzone są dalsze badania	kruszywo (twarde i wytrzymałe)	badania nad zastosowania w betonie wałowanym, jako kruszywo do uszarniania oblodzonych nawierzchni i ubitego śniegu
Włókna odpadowe z dywanów		2	-	jako stabilizator w MMA i SMA wytwarzanych na gorąco	nie jest znane	nie jest znane	nie jest znane
Produkty ze spalania węgla	Popiół lotny	45	11	jako wypełniacz, prowadzone są dalsze badania	stosowany jako dodatek, prowadzone są dalsze badania	do stabilizacji gruntu	wykonywane metodą hydromechaniczną i w korpusie nasypu
	Popiół lub żużel paleniskowy	16	5	jako mieszanka drobnego kruszywa	nie jest znane	do podbudowy pomocniczej	w betonie lekkim oraz jako materiał ścierny
	Odpady z odsiarczania	18	-	nie jest znane	jako domieszka opóźniająca wiązanie betonu	z cementem do stabilizacji gruntu	nie jest znane
Szkło		12	2,4	nie jest znane	badania wykazują trudności w stosowaniu	stosowano w podbudowach o strukturze ścisłej i otwartej	jako podłoże farb oraz zasypka przepustów
Odpady z kruszenia lub mielenia skał		432	<1%	jak kruszywo w trakcie badań	stosowanie ograniczone	nie jest znane	stosowane
Odzyskane części nawierzchni betonowych		3	-	ograniczone stosowanie w trakcie badań	ograniczone stosowanie w trakcie badań	stosowane	stosowane
Odzyskane nawierzchnie asfaltowe		91	73	różnorodne częste stosowanie	w trakcie badań	stosowane	stosowane
Odpady asfaltowych płytek dachowych		0,4	<1%	ograniczone stosowanie w trakcie badań	nie jest znane	nie jest znane	nie jest znane
Przetworzone zużyte opony		2,3	0,4	stosowane, w trakcie dalszych badań	badania próbne	jako warstwa mrozoochronna	stosowane
Żużel stalowniczy		7,5	6,9	stosowany jak materiał wysokiej jakości	stosowany w małym zakresie	ograniczone stosowanie	stosowany
Odpady skalne		95	<1%	stosowane	w ograniczonym zakresie	nie jest znane	nie jest znane
Popiół ze spalania miejskich śmieci		7,3	<10%	stosowane	nie jest znane	w stabilizacji cementem	jako stabilizator gruntu
Tworzywa sztuczne		14,7	0,3	jako dodatek do lepiszcza	przewodzi się eksperymenty	nie jest znane	nie jest znane

Odpady hutnicze oferowane są jako przydatne w drogownictwie kruszywa. Żużel wielkopiecowy kawałkowy z wytopu surówki rudy żelaza powstaje w czasie wolnego stygnięcia i jest przetwarzany w ciągu technologicznym. Odpady hutnicze są masowymi i dlatego, oraz ze względu na ich koszty, są przedmiotem wzrastającego zainteresowania.

Żużle wielkopiecowe, zawierające składniki wsadu, dodawanego w procesie hutniczym, różnią się w zależności od technologii produkcji, składu jakościowego i ilościowego materiału wsadowego. Próby ich zastosowania do MMA były podejmowane w Polsce w latach 70-tych XX wieku.

Żużle stalownicze konwertorowe są bardziej jednorodne od wielkopiecowych. Powstają w konwertorze tlenowym, do którego wprowadzane są dolomity, palone wapno i złom, które zalewane są płynną surówką. W procesie przedmuchiwanym tlenem następuje wypalanie (utlenianie) części składników (siarki, węgla, fosforu, krzemu), które częściowo pozostają w żużlu wylewanym do kadzi i gromadzonym w dołach do powolnego stygnięcia. Pozostające w żużlach małe ilości wolnego tlenu wapnia ulegają lasowaniu w obecności wody. Uwolniony tlenek wapnia zwiększa objętość powodując rozpad i pękanie pojedynczych ziaren kruszywa żużlowego.

Suma rozpadów wapniowych i żelazowych kruszyw z żużla stalowniczego z Huty Sędzimir nie przekracza 1% [26]. Badania promieniotwórczości, wykonywane na zlecenie Slag Recycling (dystrybutora kruszyw) potwierdziły spełnienie wymagań w stopniu korzystniejszym niż np. żużle pomiedziowe. Skład chemiczny żużla stalowniczego z Krakowa, jest następujący [26]:

- CaO 43,5%,
- MgO 5%,
- SiO₂ 15,5%,
- Al₂O₃ 3%,
- Fe 23%,
- SO₃ 0,5%.

W dolnych granicach dla żużli stalowniczych jest zawartość MgO.

Żużle stalownicze, podobne z wyglądu do bazaltu, charakteryzują się dużą gęstością objętościową (3,5 Mg/m³), odpornością na kruszenie, małą nasiąkliwością i polerowalnością. Ze względu na zawartość CaO mogą reagować z cementem i w związku z tym nie nadają się do betonów cementowych. W końcu 90-tych lat XX wieku rozpoczęto stosowanie żużli stalowniczych w USA, Kanadzie i innych krajach, podkreślając znaczenie ich dodatku do warstw ścieralnych także ze względu na bezpieczeństwo ruchu z powodu różnej ścieralności kruszyw naturalnych i żużlowych.

Na poprawę szorstkości zwraca uwagę autorka pracy [26], uznając grysy z żużla stalowniczego wytworzone z sezonowanego surowca za pełnowartościowe kruszywo drogowe. Doraźną poprawę szorstkości można uzyskać stosując np. grys 2/4 mm do posypywania warstwy ścieralnej z SMA.

Zastępując część naturalnych kruszyw łamanych grysami z żużli stalowniczych zwrócić trzeba uwagę na ich stosunkowo duży ciężar objętościowy. Skorygowanie ilości asfaltu w receptie opracowanej dla kruszyw naturalnych może być uzasadnione.

Przykłady stosowania kruszywa z żużla stalowniczego w Polsce wymienione są w pracy [26]. Stosowano je np. na drogach gminnych i powiatowych powiatu nowosądeckiego, w gminie Domaradz koło Rzeszowa na odcinku drogi nr 7, Trasie Centralnej w Krakowie i na nawierzchniach ulic (KR1÷3) w Piotrkowie Trybunalskim.

Badania dotyczące zastosowania wyłącznie grysów z żużla stalowniczego do MMA zawiera praca doktorska A. Matusiak [26].

Żużle pomiedziowe z Głogowa i Legnicy [3, 4] produkowane były przez kopalnię surowców skalnych w Złotorii w postaci miału, gysu, tłucznia 20/50 mm lub niesortu 0/60 mm. Wyniki badań gysu 4/6,3 mm spełniły wymagania wcześniejszych przepisów i tylko zawartość podziarna w grysie z Legnicy była większa od dopuszczalnej, a bardzo dobra w grysach z Głogowa.

Wyniki badań grysów 6,3/12,8 mm nieznacznie przekraczały dopuszczalną zawartość cząstek mniejszych od 0,075 mm na próbkach z Legnicy.

Ilość składników wymywanych przez wodę nie przekracza stężeń dopuszczalnych a przyczepność asfaltu do kruszywa pomiedziowego jest bardzo dobra. W aprobacie IBDiM stosowana jest nazwa kruszywa łamanego z pomiedziowego żużla szybowego.

Przy końcu XX wieku kruszywo to było około 30% tańsze od bazaltowego [44]. Zastosowano je do budowy nawierzchni na obwodnicy Zielonej Góry, na drogach krajowych, wojewódzkich i innych.

5.4 Rozwój zastosowań geosyntetyków w nawierzchniach drogowych

Początkowe doświadczenia praktyczne w Polsce polegały na stosowaniu utrwalenia powierzchniowego na geowłókninie polskiej produkcji, przyklejonej emulsją modyfikowaną [10]. W belgijskim referacie na konferencję RILEM w USA (w czerwcu 2008 r.) podano przykład warstwy antyspękaniaowej z geowłókniny nasyczonej i przyklejonej lepiszczem modyfikowanym elastomerem w ilości $1,2 \text{ kg/m}^2$ i następnie przykrytej nakładką z SMA o grubości 5 cm [9]. Geosyntetyczna warstwa pośrednia o dużej wydłużalności, nazywana warstwą odprężającą, pełni funkcję nośnika lepiszcza, dzięki któremu kompensuje ono przemieszczenia w miejscu nieciągłości podłoża (starej nawierzchni). Geosyntetyczna warstwa pośrednia powinna posiadać następujące cechy [9]:

- uniemożliwiać przemieszczenie poziome starej nawierzchni względem nowej warstwy, wywołane skurczem termicznym,

- w przypadku braku szczepności między starą i nową warstwą następuje poślizg w wyniku poziomych oddziaływań kół ciężkich pojazdów (hamowanie, przyspieszanie).

Geowłókniny z powodu bardzo małej sztywności nie są traktowane jako zbrojenie i nie mają wpływu na nośność nawierzchni, chroniąc je częściowo także przed przenikaniem wody w głąb konstrukcji nawierzchni. Właściwości kruszywa do powierzchniowego utwardzenia powinny spełniać wymagania podane w tabl. 26 WT-1, a sposób ich wykonania według WT-3. Powierzchniowe utwardzenie jako tzw. „pokrowce bitumiczne” były często stosowane w przeszłości. Chroniły konstrukcję nawierzchni przed przenikaniem wody opadowej, zapobiegając przez kilka lat jej szybkiej degradacji oraz przyczyniały się do poprawy bezpieczeństwa ruchu, dzięki zwiększeniu szorstkości nawierzchni. Stosowano początkowo smołę stabilizowaną i asfalt D200 (na gorąco), krótko ale z bardzo dobrym efektem asfalt Styrelf (na gorąco), a obecnie powszechnie używana jest emulsja asfaltowa zwykła lub modyfikowana.

Pierwsze doświadczenia z zastosowaniem geowłókniny na nawierzchni powierzchniowo utwardzonej wykonano w miejscu asfaltowych poboczy na Podkarpaciu. Ich nośność odpowiadała ruchowi lekkiemu. Asfaltowe pobocza o małej łącznej grubości warstw nawierzchniowych charakteryzowały się także nierównomiernym i względnie dużymi wysadzinami. Wzmocnienie ich cienką warstwą asfaltową („dywanikiem asfaltowym”) byłoby nieskuteczne.

Zaletą powierzchniowych utwardzeń jest ich większa (dopuszczalna) odkształcalność od betonów asfaltowych, która miała wpływ na przedłużenie czasu eksploatacji nawierzchni, a zastosowanie geowłókniny przyczyniło się także, zdaniem autora, do ujednolodzenia powierzchni pod warstwą asfaltową („pokrowcem asfaltowym”).

W latach 90-tych XX w. zapoczątkowano w Polsce badania i doświadczenia praktyczne nad zastosowaniem geosyntetyków do poprawy nośności podłoża [8] i nawierzchni drogowych [31].

Wzmocnienie geosyntetykami podłoża (o małej nośności) polega na wykorzystaniu efektu membrany, czyli na zwiększeniu powierzchni oddziaływania naprężeń i ograniczenia bocznych przemieszczeń na styku podłoża i podbudowy [8]. Efektywne zastosowanie geosyntetyków na podłożu o nośności $E_2 < 30$ MPa wymaga ułożenia kruszywa w warstwie o grubości 30÷60 cm przedzielonego jedną lub dwiema warstwami geosyntetyku i warstwy separacyjnej z geowłókniny. W publikacji [8] podana jest szwajcarsko-niemiecka metoda wymiarowania wzmocnienia podłoża z zastosowaniem geosyntetyków.

Georuszty tłoczone, np. firmy TENSAR, wykonane są z polimerów o różnych przekrojach żebra, wielkości oczek, grubości i sztywności węzłów. Georuszt Tensar TriAx, ze sztywnymi węzłami i kształcie trójkątnym oczek

(fot. 5.2, 5.3) polepsza efekt współpracy kruszywa podbudów lub ulepszonego podłoża z georusztem. W porównaniu z zastosowaniem niezbrojonej warstwy kruszywa, zbrojenie georusztem TriAx[®] pozwala na [50]:

- zmniejszenie grubości warstwy kruszywa nawet o ponad 50%,
- ograniczenie koniecznych wykopów,
- ograniczenie nierównomiernego osiadania,
- zwiększenie nośności,
- skorzystanie z pełnej obsługi projektowej, od koncepcji po kompletny projekt,
- szybki zakup materiału znajdującego się już w magazynach Państwa lokalnego dystrybutora.

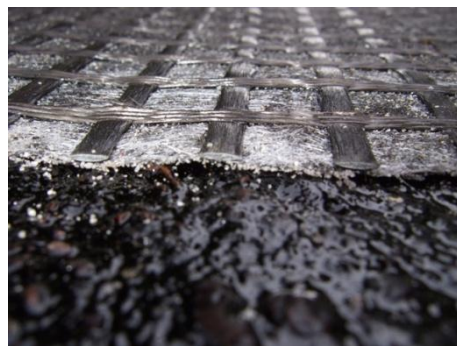


Fot. 5.2. Georuszt Tensar TriAx – TX [50]



Fot. 5.3. Zbrojenie warstw asfaltowych georusztem Tensar AR-G [50]

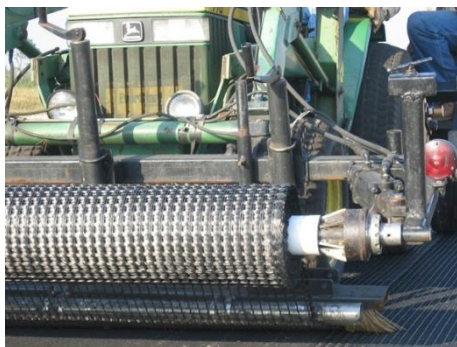
Do zbrojenia warstw asfaltowych wykorzystuje się obecnie geosyntetyki takie jak: siatki polimerowe, z polipropyleny, z włókien węglowych, szklanych i bazaltowych (fot. 5.4.÷5.7).



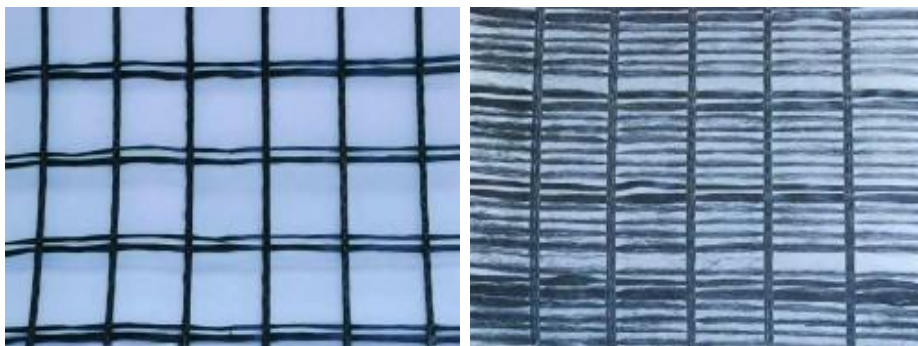
Fot. 5.4. Kompozyt siatki pasów z włókien szklanych połączonych z igłowaną geowłókniną na membranie nasyconej asfaltem GalsstexPatch [50]



Fot. 5.5. Siatka z włókna szklanego umieszczona pomiędzy warstwami wysokiej jakości tkaniny poliestrowej GlassPave™ [50]



Fot. 5.6. Siatka z nici utworzonej z włókien szklanych pokrytych elastomerem GlassGrid® [50]



Fot. 5.7. Siatki bazaltowe z „otwartymi” i „zamkniętymi” komórkami Basfiber® [45]

Podstawowym wymaganiem jest zapewnienie zespolenia siatki z podłożem, na którym jest układana i dlatego obecnie siatki nowego typu pokryte są polimeroasfaltem, który zapewnia przyklejenie jej do podłoża przy układaniu "na gorąco" i bardzo dobre związanie z rozkładaną na niej warstwą asfaltową.

Zalecenia do stosowania geosyntetycznej warstwy zbrojonej wg [36] są następujące:

- warstwa zbrojąca powinna być umiejscowiona w konstrukcji nawierzchni w strefie rozciągania pod wpływem obciążenia od pojazdów,
- sposób zainstalowania geowyrobu ma zapewnić jego współpracę z warstwami sąsiednimi (dobre zespolenie i niewielkie jego naciągnięcie),
- geowyrób tylko w niewielkim stopniu będzie podlegał działaniu sił ścinających od obciążenia pojazdami (warunek ten w małym stopniu dotyczy siatki z drutu stalowego),
- w zakresie temperatury eksploatacji nawierzchni moduł sprężystości geowyrobu będzie większy od modułu sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej, zwłaszcza w temperaturze ujemnej, w której moduł MMA jest największy,
- geosiatka będzie charakteryzowała się małym wydłużeniem przy zerwaniu, a jej wytrzymałość będzie dostosowana do kategorii ruchu.

W zimie i na wiosnę 2012 r. obserwowano dużą ilość pęknięć poprzecznych na budowanych autostradach, a także przebudowywanych drogach GP (również w przypadku zbrojenia siatkami stalowymi). Zastosowanie zbrojenia geosiatkami lub siatkami stalowymi może być niewystarczające, gdy w istniejącej nawierzchni lub podbudowie występują otwarte pęknięcia. Korzystniejszym sposobem, może być wykonanie naprawy pęknięć klawiszujących, które mogą być powodem ścinania wyżej położonych nowych warstw. Laboratoryjne porównawcze badania zmęczeniowe potwierdziły

najkorzystniejsze wyniki stosowania siatek węglowych (Carbophalt), mniejsze siatek na bazie z włókien szklanych (Glasphalt G) oraz znacznie mniejsze siatek z włókien poliestrowych i z warstw włókniny polipropylenowej [27]. Badania wykonano na belkach z MMA o grubości 6 cm, które były zespolone z siatką i dolną warstwą grubości 3 cm, w której wykonano nacięcie. Siatki z włókien szklanych i węglowych były powlekane polimeroasfaltem.

Połączenia międzywarstwowe analizowano w badaniach przemieszczeń warstwy ścinanej w prototypowym aparacie wykonane w temperaturze 10°C z przyłożonym ciśnieniem normalnym 0,3 MPa [1]. Wykazały one, że dla przemieszczenia równego 2,02 mm minimalna siła zrywająca wynosiła 48931 N (tablica 3). Połączenie międzywarstwowe za pomocą siatki stalowej przyczyniło się do 3-krotnego zmniejszenia przemieszczeń przy 4-krotnie większej sile.

Bezwzględne wartości siły ścinającej były największe w przypadku badań w temperaturze 10°C, a największe przemieszczenia w temperaturze 30°C.

W próbkach bez siatki wzrost temperatury z 10°C do 30°C zmniejsza odporność na ścinanie o około 80%, a w próbkach z siatką o około 60% [1].

Ważną zaletą stosowania siatek, z wyjątkiem stalowej, jest możliwość recyklingu w przypadku takiej potrzeby po wielu latach eksploatacji.

Można sformułować następujące ważne czynności przy ustaleniu sposobu naprawy nawierzchni za pomocą siatek:

- ocena stanu istniejącej nawierzchni,
- wybór sposobu naprawy pęknięć klawiszujących nawierzchni i sposobu wyrównania jej powierzchni,
- wybór rodzaju siatki,
- ustalenie sposobu zapewnienia szczepności siatki z warstwami asfaltowymi (dolną i górną).

Obecność siatki pomiędzy warstwami pogorsza najczęściej ich zespolenie. Brak zespolenia korzystny jest tylko w miejscu pęknięć istniejącej nawierzchni. Ilość emulsji modyfikowanej do skropienia przed ułożeniem siatki zależy od stanu istniejącej nawierzchni. Niedopuszczalne jest układanie geosyntetyków na emulsji asfaltowej przed jej rozpadem. Możliwie mała ilość asfaltu po rozpadzie emulsji powinna umożliwić przyklejenie siatki i związanie warstw.

Siatki metalowe były stosowane w Polsce do wzmacniania nawierzchni dróg krajowych, a także przy budowie dróg ekspresowych w miejscu istniejących nawierzchni.

Warstwa pośrednia grubości około 1 cm typu „Slurry Seal” wg. OST D – 05.03.19 zapewnia dobre wiązanie warstw i przytwierdzenie siatki stalowej do podłoża (fot. 5.8.) jak wynika z pracy [5]. W dotychczasowych zaleceniach uwzględniano możliwość stosowania siatki stalowej tylko np. do naprawy spękań odbitych.



Fot. 5.8. Siatki stalowe do zbrojenia nawierzchni asfaltowych Mesh Track® [46] i Road Mesh® [47] (technologia Bitufor®)

Na drodze krajowej nr 60 w Makowie Mazowieckim i Raciążu zastosowano siatkę typu ciężkiego, przytwierdzoną do podłoża zaprawą emulsyjną. Po okresie rozpadu emulsji i związania zaprawy możliwe było ułożenie warstwy z SMA grubości 6 cm [5]

Zalety technologii Bitufor jak piszą autorzy [5] to:

- szybka realizacja prac remontowych nawierzchni, która umożliwiała znaczne ograniczenie utrudnień w ruchu pojazdów i pieszych,
- możliwości układania siatki metalowej bezpośrednio na powierzchni sfrezowanej po jej oczyszczeniu,
- brak konieczności spryskiwania stwardniałej warstwy mieszanki mineralno-emulsyjnej przed ułożeniem warstwy asfaltowej.

Wadami są:

- wysoki koszt siatki stalowej,
- konieczność użycia specjalistycznego sprzętu do wytworzenia i wbudowania mieszanki mineralno-emulsyjnej Slurry Seal.

Po rozłożeniu siatki na wyrównanej przez frezowanie nawierzchni (oczyszczonej szczotkami mechanicznymi) stosowano jej odprężenie walcem gumowym.

Siatki stalowe zaleca się do stosowania na odcinkach nawierzchni o małej nośności ale nie uzasadniającej jej rozbiórkę, gdy brak jest możliwości wzmocnienia grubymi warstwami asfaltowymi (np. bez podnoszenia krawężników i chodników). Ewentualne rozbiórki lub recykling wzmocnionej tym sposobem nawierzchni mogą być utrudnione.

5.5 Nawierzchnie specjalne

Obszerny opis specjalnych nawierzchni zawiera książka „Nawierzchnie asfaltowe”. Są to np. konstrukcje nawierzchni na mostach stalowych i betonowych, nawierzchnie drenażowe (stosowane w Japonii i Holandii, a wcześniej w Polsce jako doświadczalne), nawierzchnie długowieczne typu „Perpetual”, nawierzchnie z mieszanek mineralno-asfaltowych „Superpave”. W kilku krajach stosowano dawniej tzw. makadamy bitumiczne wypełnione zaprawą cementowo-piaskową. Ten rodzaj nawierzchni wykonano między innymi na placu PKS dla samochodów ciężarowych w Chełmie i na przystankach autobusowych (np. na Podzamczu w Lublinie). Uzyskiwano efekt pośredni pomiędzy nawierzchniami asfaltowymi i betonowymi.

Warstwę półsztywną według chronionej patentem technologii Strabaspfalt prezentowano w 2008 roku na konferencji w Zakopanem. Kruszywo 0/11 mm lub 0/16 mm zawierające najgrubsze grysy otoczone mastyksem (asfalt + mączka wapienna + stabilizator) rozkłada się w warstwie grubości 4÷6 cm, zawierającej ponad 25% wolnej przestrzeni i wypełnia zaprawą przygotowaną przez producenta.

Po wyprodukowaniu MMA w temperaturze 140÷150°C mieszanka jest układana na podbudowie np. z chudego betonu, zagęszczana lekkimi walcami bez włączonej wibracji i po ostygnięciu do około 40°C wypełniana zaprawą cementową. W doświadczeniach na Lubelszczyźnie podawano zaprawę bezpośrednio przed lekkim walcem wibracyjnym przy czym przygotowano ją około 1 godziny przed użyciem, aby zapobiec oddzielaniu się wody. W zaprawie dostarczanej przez firmę Deckerhoff stosowany jest dodatkowo stabilizator.

Technologia makadamów bitumicznych wypełnionych zaprawą cementową była inspiracją dla opracowania betonów asfaltowo-cementowych (BAC), z których wykonywano podbudowy i warstwy wiążące między innymi na przystankach autobusowych w Lublinie. Politechnika Lubelska zaniechała od 2008 roku dalszej ochrony uzyskanych patentów dla BAC, po sprzedaniu jednego z nich.

Bibliografia - rozdział 5

1. Bańkowski W., Gajewski M., Mirski K.: Badania wpływu naprężeń normalnych na zachowanie połączenia międzywarstwowego przy ścinaniu próbek asfaltowych zbrojonych siatkami. Drogownictwo 7-8/2012
2. Boratyński J., Gorgol J., Ostrowski P.: Znaczenie rozpoznania warunków klimatycznych w projektowaniu mieszanek mineralno-asfaltowych. Drogownictwo 4/2013

3. Chrzan T.: Zastosowanie odpadów do budowy dróg. Konferencja Ochrona Środowiska Drogownictwie – Teoria i Praktyka. Zamość 7-8 wrzesień 2000 r.
4. Chrzan T.: Autostrady i materiały do ich budowy. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. Wrocław 2000 r.
5. Danowski M., Wrzesień R.: Zastosowanie siatki metalowej przy wzmacnianiu nawierzchni dróg w technologii opracowanej przez firmę Bekaert. Polskie drogi 5/2007
6. Dreger M., Kraszewski C.: Wykorzystanie odpadów przemysłowych w budownictwie drogowym. Konferencja Estetyka i Ochrona Środowiska w Drogownictwie. Nałęczów 16-17 czerwiec 2005 r.
7. Ekiert J., Łokaj D.: Ekologia produkcji mas bitumicznych. Międzynarodowa Konferencja Naukowo Techniczna Ochrona Środowiska i Estetyka a Rozwój Infrastruktury Drogowej. Kazimierz Dolny, 7-9 październik 2009 r.
8. Grzybowska W.: Zastosowanie geosyntetyków do poprawy nośności podłoża nawierzchni drogowych. Konferencja Naukowo-Techniczna Utrzymanie i Modernizacja Dróg i Ulic. Polanica Zdrój, 22-27 wrzesień 1999 r.
9. Grzybowska W., Wójtowicz J.: Surface treatment with applications of geotextiles. Konferencja. Lille. Francja, wrzesień 1994 r.
10. Grzybowska W.: Uwarunkowania stosowania geosyntetyków w nawierzchniach asfaltowych. Autostrady 7/2009
11. Iwański M.: Absorpcja asfaltu przez kruszywo w mieszance mineralno-asfaltowej. Drogownictwo 9/2012
12. Iwański M., Mrugała J.: Beton asfaltowy w technologii na półciepło z asfaltem spienionym. Drogownictwo 4/2013
13. Jurczak J., Barrasa R.C.: Zastosowanie materiałów pochodzących z utylizacji odpadów gumowych do modyfikacji nawierzchni asfaltowej. Międzynarodowa Konferencja Ochrona Środowiska i Estetyka a Rozwój Infrastruktury Drogowej. Kazimierz Dolny, 7-9 październik 2009 r.
14. Jurczak J.: Zainteresowanie gumową roślinie. Drogownictwo 6/2012
15. Judycki J., Pszczoła M.: Badania mieszanek mineralno-asfaltowych w niskiej temperaturze. Drogownictwo 3/2013
16. Judycki J., Mejłun Ł.: Analiza konstrukcji nawierzchni asfaltowych oparta o teorię lepko-sprężystości. Drogownictwo 10/2012
17. Judycki J., Stienss M.: Wstępne zalecenia dotyczące projektowania, produkcji i wbudowywania mieszanek mineralno-asfaltowych wałowanych o obniżonej temperaturze otaczania i wbudowania (WMA) z dodatkami obniżającymi temperaturę produkcji. Politechnika Gdańska. Opracowanie na zlecenie GDDKiA. Gdańsk 2012 r.

18. Kalabińska M., Piłat J.: Własności reologiczne asfaltów i kompozytów mineralno-asfaltowych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Warszawa 1993 r.
19. Koba H.: Wpływ dodatku gumy na cechy mieszanek mineralno-bitumicznych. III Międzynarodowa Konferencja Trwałe i Bezpieczne Nawierzchnie Drogowe. Kielce 22-23 maj 1997 r.
20. Koba H., Szydło A.: Wpływ asfaltów modyfikowanych gumą na przyczepność do skał. Drogownictwo 6/2010
21. Kowalski K., Radziszewski P., Piłat J., Król J., Gorgol J.: Metody kształtowania cichych i bezpiecznych nawierzchni drogowych. Ochrona Środowiska i Estetyka a Rozwój Infrastruktury drogowej. SITK O/Lublin 2011 r.
22. Kraszewski C., Sybilski D.: Ocena i badania wybranych odpadów przemysłowych do wykorzystania w konstrukcjach drogowych. IBDiM Warszawa 2004 r.
23. Król J., Radziszewski P., Piłat J., Kowalski K., Świerzewski P.: Właściwości ekologicznych lepiszczy modyfikowanych dodatkami obniżającymi temperaturę technologiczną. Ochrona Środowiska i Estetyka a Rozwój Infrastruktury drogowej. SITK O/Lublin 2011 r.
24. Kukielka Jan: Sztywność podbudów z gruntów ustabilizowanych cementem i kryteria jej oceny. Prace naukowe Politechniki Lubelskiej 213. Budownictwo 38. Lublin 1991 r.
25. Lewicki P.: Praktyczne aspekty ulepszenia podłoża gruntowego pod nawierzchnię lotniskowe spoiwem Silment CQ-25. Drogownictwo 1/2008
26. Matusiak A.: Odporność mieszanki mineralno-asfaltowej z kruszywem żużlowym stalowniczym na działanie czynników środowiska. Praca doktorska. Politechnika Świętokrzyska. Październik 2006 r.
27. Padło M.: Geosyntetyki sprężyste do wzmocniania nawierzchni drogowych. Referencje. Projektowanie zbrojenia i przykłady wzorcowych specyfikacji technicznych SST 2007 r.
28. Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe. WKŁ. Wydanie I. Warszawa 2004 r.
29. Porszke A.: Analiza właściwości gruntów ustabilizowanych spoiwem Silment CQ-25 w różnych warunkach pielęgnacji próbek. Drogownictwo 9-10/2006
30. Porszke A.: Możliwość zastosowania spoiw cementowo-pucolanowych jako stabilizatora gruntu. Drogownictwo 5/2004
31. Praca zbiorowa: Zastosowanie geosiatek Tensar w konstrukcjach nawierzchni drogowych. Opracowanie BRP Consult. Tłumaczenie Gołos M., Drottest. Gdańsk 1998 r.

32. Radziszewski P., Kalabińska M., Piłat J.: Wykorzystanie mialu gumowego ze użytych opon samochodowych i do modyfikacji asfaltów. *Elastomery* 4/2001 t.5
33. Riebesehl G., Escheburg D.E., Hindebrand G.: Sposób wytwarzania mieszanki bitumicznej; wypraska do w realizacji tego sposobu i mieszanka bitumiczna do nawierzchni drogowych. Opis patentu 2008 r.
34. Rozporządzenie Ministra Środowiska z 27.09.2001 r. w sprawie katalogu odpadów (Dz.U. nr 122 poz.1206)
35. Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z 05.08.1998 r. w sprawie aprobat i kryteriów technicznych oraz jednostkowego stosowania wyrobów budowlanych (Dz.U. nr 107 poz. 649 z 1998 r.)
36. Skierczyński P., Sybilski D., Zawadzki J.: Zalecenia stosowania geowyrobów w warstwach asfaltowych nawierzchni drogowych. *IBDiM, Zeszyt 66* z 2004 r.
37. Spoiwo stabilizacyjne Silment. Aprobata techniczna IBDiM nr AT/2008-03-1588.
38. Sybilski D.: Nowe technologie budowy dróg o zmniejszonej emisji gazów. *Ochrona Środowiska i Estetyka a Rozwój Infrastruktury drogowej. SITK O/Lublin* 2011 r.
39. Sybilski D., Bańkowski W., Wróbel A.: Ciche nawierzchnie asfaltowe z zastosowaniem granulatu gumowo-asfaltowego. *Ochrona Środowiska i Estetyka a Rozwój Infrastruktury drogowej. SITK O/Lublin* 2011 r.
40. Sybilski D.: Zastosowanie odpadów gumowych w budownictwie drogowym. *Przegląd budowlany* 5/2009
41. Sybilski D., Bańkowski W., Gajewski M., Wróbel A.: Ocena odporności na deformacje trwałe mieszanek mineralno-asfaltowych na podstawie zaproponowanego parametru funkcjonalnego lepiszcza. *Drogownictwo* 6/2013
42. Sybilski D., Kraszewski C.: Ocena i badania wybranych odpadów przemysłowych do wykorzystania w konstrukcjach drogowych. *Prace naukowe IBDiM. Warszawa* 2004 r.
43. Świeżewski P., Barrasa R.C.: Zastosowanie modyfikowanych mieszanek mineralno-asfaltowych układanych w technologii „na ciepło”. Doświadczenie praktyczne Mostostal Warszawa i Acciona Infraestructuras. Międzynarodowa Konferencja Naukowo Techniczna Ochrona Środowiska i Estetyka a Rozwój Infrastruktury Drogowej. *Kazimierz Dolny, 7-9 październik* 2009 r.
44. Wysocki A. i inni: Zastosowanie żużli w budownictwie drogowym. III Konferencja Trwałe i Bezpieczne Nawierzchnie Drogowe. *Kielce, maj* 1997 r.
45. <http://www.basfiber.com>

- 46. <http://www.geotim.pl/>
- 47. <http://www.romus-katowice.pl>
- 48. <http://www.sasolwax.com/Sasobit>
- 49. <http://www.rowis.pl/silment>
- 50. <http://www.tensar.pl>
- 51. <http://www.warmmixasphalt.com>

Opracowanie: dr hab. inż. Jan Kukielka – prof. WSEI w Lublinie

6. NAWIERZCHNIE WYKONYWANE W POLSCE PRZED ROKIEM 1997 r.

Nawierzchnie drogowe, budowane od starożytności, pełniły różne funkcje, w tym handlowe, gospodarcze i militarne, jak np. drogi na obszarze Cesarstwa Rzymskiego.

Pierwszy statut o drogach w Polsce został wydany za Kazimierza Wielkiego a nakaz korzystania z ustalonych dróg handlowych i pobór myta w 1447 roku przez Kazimierza Jagiellończyka.

Komisję Dobrego Porządku, zajmującą się także poprawą stanu dróg, powołano w województwach w 1772 roku tj. przed pierwszym rozbiorem Polski.

Pierwsze nawierzchnie twarde, najczęściej brukowe, budowano w miastach, jak np. w Krakowie czy na rynku w Zamościu w XVII wieku. W roku 1816 utwardzono na długości 5 km drogę z Puław do Końskowoli a w 1823 roku zakończono budowę nawierzchni tłuczniowej na odcinku Brześć – Warszawa. Gęstość dróg o twardej nawierzchni, tzw. dróg bitych, wynosiła w 1914 roku około 5,5 km na 100 km², a w 1939 roku około 13,2 km w województwie lubelskim [20].

W latach 1918÷1939 budowano także nawierzchnie z kostki kamiennej i klinkierowej z częściowym wykorzystaniem istniejących nawierzchni tłuczniowych, których szerokość wynosiła najczęściej 4,50 m.

Po 1944 roku wykonywano remonty częściowe dróg, w tym spowodowanych zniszczeniami wojennymi, odnowy nawierzchni, przebudowy i zwłaszcza budowę nowych dróg.

W 1948 roku wykonano np. na drodze Warszawa – Terespol **podwójne powierzchniowe utrwalenie smołą**, które w 1951 roku wykorzystano jako podbudowę pod nawierzchnię betonową [20].

W 1956 roku rozpoczęto wykonywanie na Lubelszczyźnie **podbudów z gruntów stabilizowanych cementem**, za pomocą sprzętu specjalistycznego.

Od 1952 do 1985 roku występował podział na drogi państwowe oraz lokalne, administrowane przez wydziały komunikacji i powiatowe zarządy dróg lokalnych. W latach 1956 ÷ 1975 fundusze na rozwój i utrzymanie dróg pochodziły z budżetu państwa. Na drogach lokalnych wykonywano najczęściej nawierzchnie **brukowe, tłuczniowe oraz „pokrowce” lub „dywaniki” początkowo smołowe, później asfaltowe na nowych podbudowach z gruntu stabilizowanego cementem**, w tym budowanych także sposobem tzw. czynów społecznych.

Ustawa z 1962 roku uwzględniała podział na drogi państwowe, do których zaliczano drogi wojewódzkie – finansowane przez państwo, lokalne oraz drogi zakładowe.

Od początku lat 60-tych XX w. rozpoczęto wykonywanie podbudów stabilizowanych mechanicznie, w tym z **niesortów kamiennych typu „turek”**, których zasady budowy prezentowane były na Światowym Kongresie Drogowym w Istambule.

Od 1985 roku drogi krajowe i wojewódzkie przyporządkowano Generalnej Dyrekcji Dróg Publicznych (GDDP) powołanej w miejsce Centralnego Zarządu Dróg Publicznych (CZDP) i Wojewódzkich Zarządów Dróg Publicznych (WZDP), wydzielono drogi gminne oraz miejskie (z dyrekcjami wojewódzkimi WDDM) i zakładowe.

Zmiany administracyjne w drogownictwie powojennym sprzyjały budowie nowych dróg, lecz często o standardach nawierzchni nieuwzględniających prognozowany wzrost ich obciążenia ruchem i najczęściej o niedostatecznej mrozoodporności.

Ustawa z 1999 roku uwzględnia podział dróg publicznych na drogi krajowe (5%), wojewódzkie (8%), powiatowe (35%) i gminne (52%).

Po upalnych latach w 1994 i 1995 roku konieczna była **likwidacja i naprawa powstałych kolein**, występujących głównie na drogach krajowych.

Recykling głęboki na zimno stosowano, więc w Polsce na obecnych drogach krajowych w celu wzmocnienia i wykorzystania istniejących nawierzchni, jako podbudowy pod nowe warstwy wiążące i ścieralne odporne na koleinowanie oraz w celu naprawy skoleinowanych nawierzchni.

W odróżnieniu od praktyki krajów zachodnioeuropejskich recykling sposobem „in situ” wykonywano w Polsce często z przeznaczeniem dla dróg o wysokiej kategorii ruchu, głównie z zastosowaniem mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MMCE).

Można założyć, że kontynuowane będą prace w celu dokończenia wzmocnień nawierzchni dróg krajowych z zastosowaniem MMCE sposobem „in situ” lub z mieszanki wytworzonej za pomocą urządzeń stacjonarnych.

Pilna potrzeba wzmacniania nawierzchni dróg wojewódzkich i powiatowych uzasadniać może stosowanie różnych sposobów recyklingu na zimno istniejących warstw bitumicznych (asfaltowych lub smołowych) i ich podbudów z kruszywa, chudych betonów lub gruntów stabilizowanych cementem.

Recykling istniejących nawierzchni, głównie dróg powiatowych i gminnych może stanowić tylko wzmocnione podłoże (któremu odpowiada często nośność istniejących nawierzchni) albo podbudowę dla różnych kategorii ruchu. W celu wyboru sposobu recyklingu i jego przeznaczenia konieczna jest więc dokładna ocena istniejącej nawierzchni, uwzględniająca także rys historyczny jej budowy, modernizacji i przebudowy a także wcześniejsze jej poszerzenia.

6.1 Charakterystyka istniejących w Polsce nawierzchni drogowych

Charakterystyka konstrukcji nawierzchni wykonywanych dawniej może być wykorzystana do zakładania lub aktualizacji dokumentów ewidencji dróg według „Rozporządzenia w sprawie sposobu numeryzacji i ewidencji dróg publicznych...” (Dz. U. nr 67 poz. 582 z 2005 r.).

Projektant powinien wykorzystać dane ewidencyjne z książki drogi, w tym udostępnione np. w internecie i porównać z odwiertami do celów projektu przebudowy.

Wiedza o sposobach wykonywanych dawniej poszerzeń może być przydatna także przy pomiarach ugięć sprężystych, wykonywaniu "wcinek" (dołów próbnych) w nawierzchni przy krawędzi jezdni, niezbędnych zwłaszcza w przypadku projektowania recyklingu głębokiego a także w celu stwierdzenia obecności kamieni oporowych lub krawężników drogowych.

Prognoza powinna być poprzedzona diagnozą i dlatego prawdopodobnie pisano oraz mówiono sporadycznie o rehabilitacji, używając określenia nie obecnego w przepisach prawa budowlanego.

Są przykłady obecnych publikacji i opisów nawierzchni wykonywanych w starożytności, nawierzchni zabytkowych oraz utwardzania dróg w XIX i na początku XX wieku gdy ich gęstość z wyjątkiem zachodnich terenów Polski była jeszcze bardzo mała. Gęstość sieci dróg twardych wzrastała intensywnie od 1945 r. ale dokumentacje z ich budowy, przebudowy (i poszerzeń) nie zachowały się między innymi z powodu kolejnych reorganizacji drogownictwa. Projektowanie odbywało się w terenie, w czasie osobistych pomiarów geodezyjnych osi drogi, profilu podłużnego terenu i przekrojów poprzecznych. Wykonywano także doły próbne w podłożu nawierzchni, oceniane najczęściej makroskopowo przez projektanta. Tam gdzie zachowały się stare dokumentacje, warto je wykorzystywać przed przystąpieniem do projektowania wzmocnienia nawierzchni.

Większość nawierzchni dróg krajowych powstała poprzez przebudowę, polegającą na wzmocnieniu i poszerzeniu oraz na korekcie w profilu podłużnym, przekroju poprzecznym i planie sytuacyjnym. Wiele obecnych nawierzchni dróg wojewódzkich wykonano także poprzez wzmocnienie i poszerzenie istniejących nawierzchni nieulepszonych.

Mała gęstość sieci dróg o twardej nawierzchni w wielu regionach Polski była powodem budowy nowych odcinków dróg wojewódzkich, oraz większości dróg powiatowych i gminnych. Cechą charakterystyczną nowych, projektowanych i budowanych dróg w drugiej połowie XX wieku jest korzystny ich przebieg w planie sytuacyjnym i profilu podłużnym, lecz także niedostateczna nośność nawierzchni.

Dużą niejednorodnością konstrukcji nawierzchni charakteryzuje się natomiast większość dróg krajowych i wojewódzkich, których podbudowami są wcześniejsze nawierzchnie, odpowiednio wzmocnione, wyrównane i poszerzone.

Grubość dawnych nawierzchni nieulepszonych była często zwiększana w miejscu występowania odcinków przełomowych, natomiast ich poszerzenia wykonywano w czasie modernizacji lub przebudowy według wcześniej obowiązujących zasad budowy.

Połączenie krawędzi starej nawierzchni z jej poszerzeniem, wykorzystywane jako podbudowa nawierzchni asfaltowej, charakteryzuje się często najniższą nośnością w przekroju poprzecznym drogi i ujawnia się to głębokimi koleinami zewnętrznymi, gdy ślady kół pojazdów ciężarowych występowały nad lub w pobliżu tych krawędzi.

Warstwami bitumicznymi najgłębiej położonymi w konstrukcji nawierzchni asfaltowych są często na drogach krajowych „pokrowce” i „dywaniki” smołowe lub asfaltowe, asfalty lane (głównie na Lubelszczyźnie), rzadziej warstwy półwzględnie i względnie smołowane lub asfaltowane i wyjątkowo warstwy smoło lub asfaltospoinowe. Wykonanie „pokrowców” zapewniających szorstkość i szczelność nawierzchni asfaltowych poprzez podwójne lub pojedyncze utrwalenie smołą, smołą stabilizowaną asfaltem (na gorąco) lub emulsją asfaltową było często stosowanym sposobem, zapobiegającym przyspieszonej degradacji nawierzchni. Wykonywano je w dużych ilościach w latach 70-tych XX w., a niekiedy stosowano także jako tani sposób budowy nowych nawierzchni na podbudowach z gruntu stabilizowanego cementem.

Nowe pokolenie projektantów dróg ma najczęściej fragmentaryczną wiedzę o stosowanych dawniej technologiach, a opisy odwiertów nawierzchni i podłoża, wykonane przez geologów lub mało doświadczonych laborantów równie często obarczone są licznymi błędami i usterkami.

W tej monografii przedstawione zostaną zwarte opisy wybranych, dawniej wykonywanych nawierzchni, które obecnie mogą być zaliczane do wzmocnionego podłoża lub części podbudowy w zależności od ich stanu, rodzaju materiału, podłoża gruntowego i obciążenia ruchem.

6.1.1 Nawierzchnie brukowe

Bruk był najwcześniej stosowanym sposobem utwardzania nawierzchni. Nawierzchnie tego typu stosowano w starożytności w Chinach, Azji Środkowej, na Bliskim Wschodzie i w Cesarstwie Rzymskim.

Sposoby budowy nawierzchni brukowych w Europie utrwaliły się w XIX wieku. Wykonywano je głównie w miastach, gdyż były łatwiejsze w utrzymaniu i bardziej higieniczne od nawierzchni tłuczniowych służących najczęściej do utwardzenia nawierzchni dróg pozamiejskich [1]. W Polsce budowano je także

na pozamiejskich drogach lokalnych pomimo dużej pracochłonności. Do wykonania nawierzchni stosowano kamień narzutowy, płytowany, kamień łamany za skał o wytrzymałości $R_s > 100$ MPa i rzadziej obrobiony brukowiec np. na drogach państwowych.

Wysokość brukowca z kamienia naturalnego wynosiła $16 \div 20$ cm lub $13 \div 17$ cm [1] analogicznie jak brukowca z płytowanego kamienia łamanego. Przy krawędzi nawierzchni stosowano kamienie oporowe o większej wysokości (zagłębione w warstwie odsączającej).

Brukowiec obrobiony wytwarzano w kamieniołomach, a kamień płytowany na miejscu budowy.

Kliniec o wymiarach 5 do 25 mm, uzyskiwany przy produkcji tłucznia, służył do wypełniania szczelin pomiędzy brukowcem i był uzupełniany pospółką lub żwirem po jego ubiciu taranami stalowymi. Brukowiec osadzany był w podsypce grubości $8 \div 12$ cm z piasku drobnoziarnistego z domieszką gliny (8%) aby możliwe było wykonanie dołka młotkiem brukarskim przed osadzeniem w nim brukowca.

Tarcie w dobrze zaklinowanej nawierzchni zapewnia współpracę kamieni brukowych w przenoszeniu obciążeń. Próba podniesienia pojedynczego brukowca za pomocą łomu powinna uwidaczniać się reakcją pozostałych kamieni na powierzchni około $1,0 \text{ m}^2$.

Ocena modułów sprężystości brukowej nawierzchni, niezbędna do projektowania wzmocnień, powinna uwzględniać rodzaj brukowca i zmiany dokładności jego zaklinowania w wyniku wcześniejszej eksploatacji. Moduł sprężystości według Refiroiu, cytowanego przez Rollę [18] wynosi dla bruku $E_s = 320$ MPa, natomiast według WSN 46-72, tj. instrukcji rosyjskiej z 1972 roku $E_s = 450 \div 500$ MPa dla bruku z kamienia łamanego, a więc jak dla kostki kamiennej według Refiroiu.

Stan nawierzchni brukowej po wieloletniej eksploatacji zależy głównie od rodzaju gruntu podłoża. Przepuszczalne dla wody grunty niewysadzinowe zapewniają najkorzystniejsze warunki pracy nawierzchni. Grunty wątpliwe i wysadzinowe, na których wykonywano warstwę odsączającą o grubości około 20 cm, najczęściej bez warstwy odcinającej, powodują powolne przenikanie do niej pylastych cząsteczek podłoża, pomimo stosowania sączków poprzecznych, których skuteczność oceniano na około 5 lat. Warstwę odsączającą można więc oceniać najczęściej, jako wątpliwy grunt podłoża pod względem wysadzinowości po jej wieloletniej eksploatacji.

Nawierzchnie brukowe na gruntach wątpliwych i wysadzinowych o korzystnych warunkach wodnych, można przyjąć, że spełniają w przybliżeniu wymagania nośności $100 \div 120$ MPa jak obecnie wzmocnione podłoże, które stanowi jednocześnie część warstwy mrozoochronnej. W przypadku gruntów bardzo wysadzinowych w podłożu (płytki poziom ZWG) można prognozować powstanie soczewek lodowych pod kamieniami brukowca

(o dobrej przewodności cieplnej) i powstawanie nierównomiernych wysadzin, pogarszających także klinowanie, głównie w miejscach przenikania cząstek pylastych przez warstwę odsączającą z piasku.

Warunkiem dostatecznej równości nawierzchni brukowej było sprawnie działające odwodnienie, najczęściej sączków poprzecznych. Zamarznięte wyloty sączków, gdy z rozmarzającego podłoża wysadzinowego wydziela się największą ilość wody, były powodem uplastycznienia gruntu, który przenikał do warstwy odsączającej.

Na podstawie zawartości pyłów w warstwie odsączającej i oceny warunków gruntowo-wodnych podłoża można pośrednio wnioskować o stanie i nośności dawnych nawierzchni brukowych, pod obecnymi nawierzchniami. Można w tym celu wykonać np. wcięcia i doły próbne od strony istniejącej krawędzi jezdni, umożliwiające ponadto ocenę sposobu i stanu poszerzenia dawnej nawierzchni, poprzedzającego najczęściej jej modernizację.

6.1.2 Nawierzchnie tłuczniowe

Nawierzchnie na podkładzie kamiennym (tzw. szcztotce) zapoczątkował francuski inżynier Tresaguet w połowie XVII wieku, a na dolnej warstwie tłucznia – angielski inżynier J. L. McAdam na początku XIX wieku. Stosowano je najczęściej w XIX wieku, a długość francuskich dróg o nawierzchni tłuczniowej wynosiła około 650 tys. km na początku XX wieku.

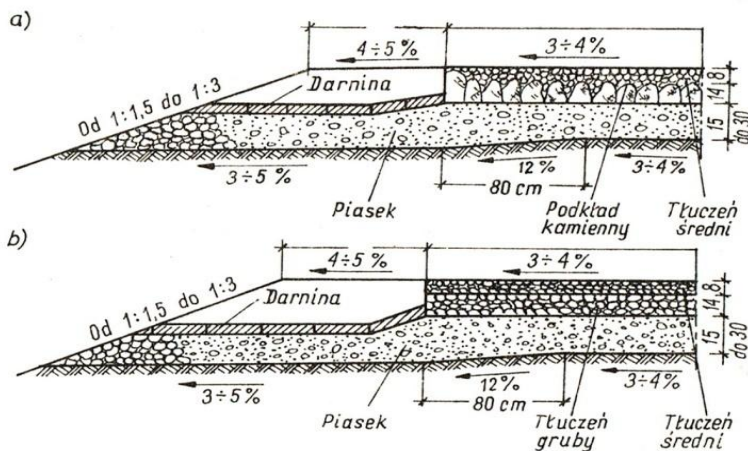
W Polsce wykonywano je głównie w pierwszej połowie XX wieku, a w latach 60-tych tylko na drogach lokalnych, często np. w województwie świętokrzyskim. Norma BN-66/6774-01 umożliwiła rozwój podbudów z kruszywa stabilizowanego mechanicznie (w miejsce tłucznionych).

Materiałami wykorzystywanymi do budowy nawierzchni były: kamień podkładowy wytwarzany ze skał o wytrzymałości nie mniejszej niż 60 MPa (piaskowiec, wapień) tłuczeń 60/80 mm, 40/60 mm i 25/40 mm ze skał o wytrzymałości $R_s > 60$ MPa, kliniec 16/25 mm lub 8/16 mm i 5/16 mm ze skał o wytrzymałości $R_s > 120$ MPa [6], grys 3/5 i miał kamienny. Zamiast grysu 3/5 mm dopuszczano początkowo stosowanie gruboziarnistego piasku, które było jednak rozwiązaniem błędnym. Tłuczeń 60/80 mm stosowano w warstwie dolnej zamiast podkładu kamiennego, tłuczeń 25/40 mm lub 40/60 mm w warstwie górnej, którą dwukrotnie klinowano a następnie miałowano, w celu uzyskania tzw. kory [2].

Zaletą użycia kamienia podkładowego w warstwie dolnej była możliwość wykorzystania także skał o wytrzymałości $R_s > 40$ MPa. Wadą tych nawierzchni jest często obecnie brak możliwości ich recyklingu. Utrudnieniem recyklingu są także kamienie oporowe stosowane przy krawędzi jezdni. Warstwy kamienia podkładowego nie degradowały się nadmiernie w czasie eksploatacji, natomiast

tarcie ziaren tłucznia powoduje powstanie pyłów, które w stanie mokrym przyczyniają się do zmniejszenia tarcia i nośności warstwy.

Od zawartości cząstek pylastych w tłuczniu lub kruszywie stabilizowanym mechanicznie zależy m.in. nośność warstw, w których je zastosowano, gdy możliwe jest ich nawilżenie wodą (np. z parowania, podciągania kapilarnego lub przedostawania się wód opadowych przy krawędzi jezdni i pobocza).



Rys. 6.1. Przekroje poprzeczne nawierzchni tłuczniowej: a) na podkładzie kamiennym, b) dwuwarstwowej bez podkładu kamiennego [8]

Przekroje typowych nawierzchni tłuczniowych, jak np. na rys 6.1 były zawsze dwuwarstwowymi a najmniejsza grubość warstwy górnej powinna być nie mniejsza od 6 cm. Podobnie jak nawierzchnie brukowe zachowały się w dobrym stanie, gdy budowano je na gruntach niewysadzinowych. Stan obecnych warstw dawnej nawierzchni tłuczniowej zależy od grubości warstwy odsączającej, jej odwodnienia, obciążenia ruchem przed i po modernizacji oraz od warunków wodno-gruntowych wysadzinowego podłoża.

Zamiast tradycyjnych warstw dolnych nawierzchni tłuczniowej stosowano w końcowym okresie ich budowy np. niesort z kamienia łamanego, żużel wielkopiecowy i pospółkę.

W roku 1964 zakończono przebudowę wszystkich nawierzchni tłuczniowych woj. lubelskiego na drogach państwowych na bitumiczne, początkowo niekiedy smołowe a następnie asfaltowe. Wzrost ruchu był powodem, że w latach 1964-67 wystąpiły w dużej ilości przełomy ciężkie i średnie, także na odcinkach nawierzchni klinkierowej, z kostki kamiennej i brukowej, powodując potrzebę ich przykrycia „dywanikami” asfaltowymi, często asfaltem lanym w miastach.

Dobrze zaklinowany tłuczeń, któremu przypisywano współczynnik materiałowy $b_2=1,0$ we wzorach PJ-IBD do projektowania nowych i wzmacniania istniejących nawierzchni stanowił odniesienie dla oceny nośności innych materiałów, które zawierało Rozporządzenie Ministra Komunikacji z 24.01.1966 roku w sprawie wytycznych projektowania (WP-DP-20), które szczegółowo omówiono np. w „Problemach projektowania nr 4” Transprojektu z 1972 roku.

Niesortom z kamienia łamanego przypisano współczynnik materiałowy $b_2=1,1$ (tj. 10% gorszy od materiału porównawczego), żużłom wielkopiecowym o ciągłym uziarnieniu $b_2=0,9$ (korzystniejszy), kruszywom łamanym o ciągłym uziarnieniu z ulepszającym dodatkiem cementu $b_2=0,80$.

W zależności głównie od zawartości pyłów w tłuczniu lub kruszywie łamanym przyjmowano do projektowania wzmocnień zmienne wielkości współczynników ($1/b_2$) wykorzystując wzór PJ-IBD, gdyż pomiary ugięć sprężystych wykonywane na wiosnę zależą także od warunków klimatycznych poprzedzającej jesieni i zimy oraz od stanu wilgotności odmarzającego podłoża (30 cm nad warstwą zamarzniętego jeszcze gruntu).

Moduły sprężystości dobrze zaklinowanego tłucznia wynoszą 450 MPa według Rafiroiu [4], 300÷450 według instrukcji WSN 46-72, $E_s=300÷500$ MPa ($E_{dyn}=400÷800$ MPa) [10]. Wpływ degradacji spowodowanej obciążeniami i warunkami klimatycznymi może jednak znacząco obniżać podane wielkości. Ewentualny dodatek cementu w wyniku recyklingu i związanie cząstek pylastych może przyczynić się do przywrócenia a także poprawy cech początkowych warstwy.

6.1.3 Nawierzchnie i podbudowy żwirowe

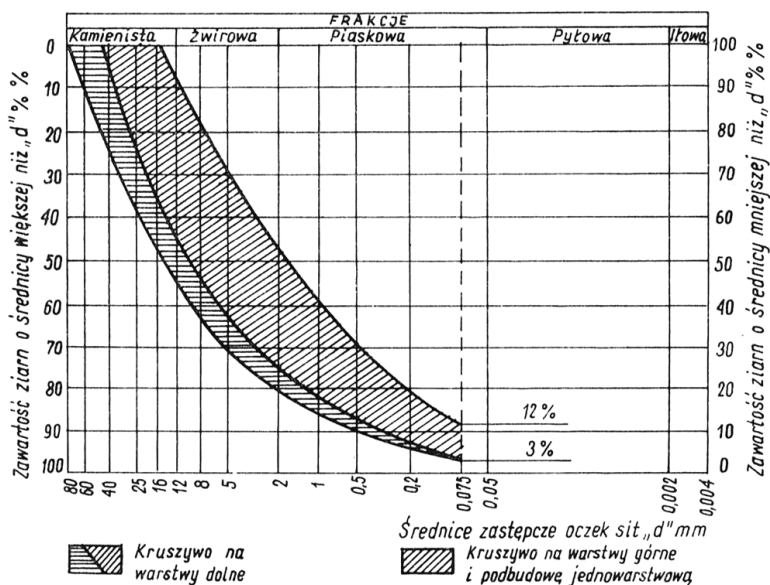
Ten rodzaj nawierzchni stosowano na drogach o lekkim ruchu w regionach występowania żwirów. Żwiry rzeczne lub z kopalni polodowcowych nie odpowiadały najczęściej mieszankom optymalnym, które są najkorzystniejszymi dla wymienionych nawierzchni a obecnie także do utwardzenia poboczy. Żwir (45÷55%) stanowi szkielet wypełniany piaskiem (34÷40%), pyłami (8÷11%) z domieszką frakcji iłowej (2÷4%). Dodanie gliny piaszczystej do żwirów umożliwiło niekiedy uzyskanie składu zbliżonego do mieszanki optymalnej. Mieszanki o nadmiarze frakcji pyłowej i braku iłowej szybko nasiąkają wodą oraz tracą nośność a w porze suchej nie zachowują spoistości i powodują pylenie. Ziarna żwiru większe od 25 mm były stosowane tylko w warstwach dolnych, gdyż łatwo wypadały z warstwy górnej pod działaniem ruchu [19].

Stosowane były trzy rodzaje przekrojów poprzecznych nawierzchni żwirowej: korytowy na warstwie odsączającej, półkorytowy (bez warstwy odsączającej) na gruntach częściowo przepuszczalnych, sierpowy (bez warstwy odsączającej) i o malejącej grubości warstwy w miejscu poboczy. Warstwy

zawierające ponad 12% frakcji pyłowej i ilowej są wątpliwymi pod względem wysadzinowości. Nadawały się bardzo dobrze do wykonania stabilizacji cementem przy modernizacji nawierzchni. Graniczne krzywe uziarnienia gliniasto-żwirowych optymalnych mieszanek zawierają np. szwedzkie przepisy.

W przypadku wykonywania jedno lub dwuwarstwowych podbudów z kruszyw niełamanych (nazywanych wcześniej naturalnymi) ich uziarnienie ciągle powinno zawierać się pomiędzy krzywymi granicznymi, które podano na rysunku 6.2.

Według BN-66/6774-01 określono wymagania dotyczące między innymi zawartości cząstek poniżej 0,074 mm w przedziale 3÷12%, ścieralności w bębnie kulowym Los Angeles mniejszej od 30% lub 40% dla dolnych warstw, mrozoodporności do 10% straty ciężaru po 25 cyklach zamarzania i wskaźnik piaskowy $WP > 40$ kruszywa niezagęszczonego i po 5-krotnym ubijaniu normalnym sposobem Proctora.



Rys. 6.2. Obszar dobrego uziarnienia kruszyw naturalnych [8]

6.2 Pierwsze nawierzchnie smolowe i asfaltowe w Polsce

W okresie międzywojennym wykonane były przez zagraniczne firmy pierwsze nawierzchnie asfaltowe np. na odcinku drogi z Krakowa do Zakopanego i na ulicach Warszawy.

Najpopularniejszym sposobem budowy w pierwszym okresie powojennym na głównych drogach były „dywaniki” z grysów smołowych [12]. Stosowano grysy bazaltowe, z piaskowca oraz wapieni, smołę zwykłą lub stabilizowaną. Autorzy [5] krytycznie ocenili, że grysy asfaltowane „prawie nie są stosowane” (przy końcu lat 50-tych). Wykorzystywano masę nr 4, którą był smołowy tłuczeń 25/40 mm lub 40/60 mm, masę nr 3 z grysu smołowanego 8/16 mm lub 16/25 mm, masę nr 2 z grysu 5/8 mm lub 5/16 mm smołowanego, masę nr 1 z drobnego grysu 0/3 mm lub 0/5 mm bitumowanego (z wypełniaczem). Kruszywo smołowane produkowano sposobem „na gorąco” lub „na zimno”.

Pierwsze „dywaniki” jedno lub dwuwarstwowe wykonywano ze smołobetonów składających się ze żwiru i pospółki z dodatkiem grysów bazaltowych w Bydgoszczy [12]. W latach 50-tych nawierzchnie ulic wykonywano także z **asfaltu lanego** według normy zakładowej RN 3/MT/03-57.

W warstwie ścieralnej skład masy był następujący [5]:

- Asfalt D 30 – 8÷10%,
- Wypełniacz – 25÷35%,
- Piasek – 19÷25%,
- Grysy – 30÷45%.

W dolnej warstwie (wiązącej), gdzie stosowano najczęściej żwiru skład był następujący:

- Asfalt D 30 – 7÷9%,
- Wypełniacz – 20÷28%,
- Piasek – 21÷35%,
- Grysy – 30÷50%.

Bardzo dobrą trwałość nawierzchni z asfaltu lanego zapewniała jego szczelność i duża zawartość asfaltu, którego często występujący w praktyce nadmiar, był przyczyną powstawania fal i kolein, gdy wzrosło obciążenie ruchem. W 1953 roku zużywano w Polsce czterokrotnie więcej smoły niż asfaltu [5]. W latach 50-tych zapoczątkowano w Polsce także stosowanie powierzchniowego utwardzenia asfaltem oraz betonów asfaltowych, w tym typu **topeka** w warstwach ścieralnych z mieszanek drobnoziarnistych o zamkniętej strukturze, zawierających jednak małą ilość kruszywa frakcji większej od 2 mm (30%).

6.2.1 Nawierzchnie typu makadamowego

Były to nawierzchnie z mas nr 4, 3, 2, 1 oraz pokrowce jedno lub kilkuwarstwowe przy użyciu grysu lub żwiru i smoły oraz tzw. pokrowce wzmocnione, gdy do utwardzania powierzchniowego stosowano grysy wcześniej

otoczone smołą (tzw. „lakierowane”). Niedobór otaczarek powodował, że stosowano także niekiedy warstwy z tłucznia otoczonego półwglębnie i wglębnie smołowanego, wymagające użycia dużej ilości smoły i klinowania, podobnie jak nawietrznie tłuczniowe.

Zwiększona dostępność otaczarek, początkowo o bardzo małej wydajności, umożliwiała wykonanie nawierzchni smołospoinowych lub asfaltospoinowych, w których do klinowania warstwy tłucznia nieotoczonego wykorzystywano klince lub grysy otoczone smołą lub asfaltem i następnie zamykane powierzchniowym utwaleniem albo „dywanikiem” z betonu smołowego lub asfaltowego. Podbudowy półwglębnie i wglębnie smołowane (wyjątkowo asfaltowane) spełniały niekiedy rolę warstwy ścieralnej po ich zamknięciu przez skropienie smołą w ilości $1,1 \div 1,2 \text{ kg/m}^2$ i posypaniu grysem drobnym $2 \div 5 \text{ mm}$ w ilości ok. 10 kg/m^2 . Ilości materiałów wykorzystywanych do wykonania podbudów zestawiono w tabl. 6.1.

Tabl. 6.1. Rozchód materiałów do wykonania podbudów. [8]

Lp.	Wyszczególnienie robót	Półwglęb. smołowanie z tłucznia 40/60	Wglębne smołowanie z tłucznia 40/60	Wglębne smołowanie z tłucznia 25/40
		kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²
1	Skropienie podbudowy	—	—	$0,8 \div 1,0$
2	Warstwa tłucznia	$120 \div 180$	$120 \div 180$	$70 \div 90$
3	Rozłożenie klinca 16/25	$15 \div 20$	nie stosuje się	
4	Pierwsze skropienie smołą	$2,8 \div 3,5$	$4,0 \div 5,0$	$2,3 \div 2,5$
5	Klinowanie klincem 16/25	$20 \div 25$	$35 \div 45$	$21 \div 35$ (kliniec 8/16)
6	II-gie skropienie smołą	$1,8 \div 2,0$	$1,8 \div 2,0$	$1,6 \div 1,8$
7	Klinowanie klincem 5/16	$15 \div 20$	$15 \div 20$	$15 \div 18$

Na wymienionych podbudowach a także na dolnych warstwach z betonu smołowego możliwe było układanie warstw ścieralnych z betonu asfaltowego, lecz po kilkumiesięcznej przerwie. Charakterystyczny zapach smoły umożliwia rozróżnienie warstw o lepszemu smołowemu, niekiedy także w czasie wykonywania odwiertów.

Trwałość nawierzchni z użyciem smoły wzrosła po 1952 roku, kiedy zaczęto stosować smołę o większej od poprzednich lepkościach ($180 \div 240 \text{ sek.}$). Do powierzchniowych utwaleń (pojedynczych, podwójnych i potrójnych) stosowano miękkie asfalty na gorąco lub asfalty upłynnione. Warstwy półwglębnie i wglębnie asfaltowane lub asfaltospoinowe wykonywano

w niewielkim zakresie, gdyż pod wpływem działania wody i obciążenia ruchem (połączonego z tarciem kłińca i tłucznia) występowała emulgacja bitumu.

Analiza odwiertów w celu oceny warstw przed recyklingiem głębokim za zimno pozwala wnioskować, że stan dawnych nawierzchni typu makadamowego jest bardzo zróżnicowany a w recyklingu konstrukcji nawierzchni mogą być one zaliczone np. do wzmocnionego podłoża. Również z powodu stosowania kamieni oporowych na krawędzi dawnych nawierzchni i pobocza ewentualny recykling tych warstw może być utrudniony.

6.2.2 Nawierzchnie z betonu smołowego

Rozwój produkcji otaczarek i rozbudowa zaplecza technologicznego rejonów eksploatacji dróg publicznych i nielicznych w tym czasie przedsiębiorstw drogowych, umożliwiły w latach 60-tych szybki postęp w budowie nawierzchni smołobetonowych i „asfaltobetonowych”. Rejony eksploatacji dróg publicznych rywalizowały w zakresie unowocześniania własnego zaplecza technicznego na przełomie 60-tych i 70-tych lat XX wieku, prezentowały swoje osiągnięcia np. na corocznych dniach drogowych, organizowanych w różnych województwach.

Do połowy lat 60-tych modernizowano nawierzchnie tłuczniowe, przykrywając je „dywanikami” z betonu smołowego albo wykonywano ją na nowej podbudowie z kruszywa stabilizowanego mechanicznie, początkowo z niesortów kamiennych (bez sprawdzania ścieralności na mokro w bębnie Devala) a następnie według BN-66/6774-01, ulepszając także górną warstwę kruszywa cementem, wapnem, żużlem granulowanym lub popiołem z węgla kamiennego.

Nawierzchnie z betonu smołowego stosowano najdłużej w dawnym NRD i dlatego między innymi recykling w Niemczech często dotyczył tych nawierzchni w odróżnieniu od polskiej dotychczasowej praktyki. Potrzeba recyklingu nawierzchni z betonu smołowego wystąpi w Polsce, gdy będzie on także stosowany na drogach wojewódzkich, powiatowych i gminnych. Warto zauważyć, że utrudnienia w recyklingu mogą stanowić kamienie oporowe stosowane przy budowie nawierzchni tłuczniowych i przy krawędzi na części podbudów z kruszywa stabilizowanego mechanicznie, a także ich poszerzeniach. Pochodzące ze skał o niejednorodnej wytrzymałości kruszywo łamane o ciągłym uziarnieniu było powodem miażdżenia słabszych ziaren w czasie wałowania i w czasie eksploatacji nawierzchni. Krzywe graniczne uziarnienia podane na rys. 6.3. dotyczą wykorzystania kruszyw do warstw podbudowy nawierzchni z betonu smołowego lub asfaltowego.

Ulepszenie kruszywa cementem stosowano w celu zwiększenia wskaźnika piaskowego (do ponad 30 po pięciokrotnym zagęszczeniu w aparacie Proctora) lub w celu zwiększenia tarcia, gdy wskaźnik piaskowy kruszywa był wysoki ($WP > 70$).

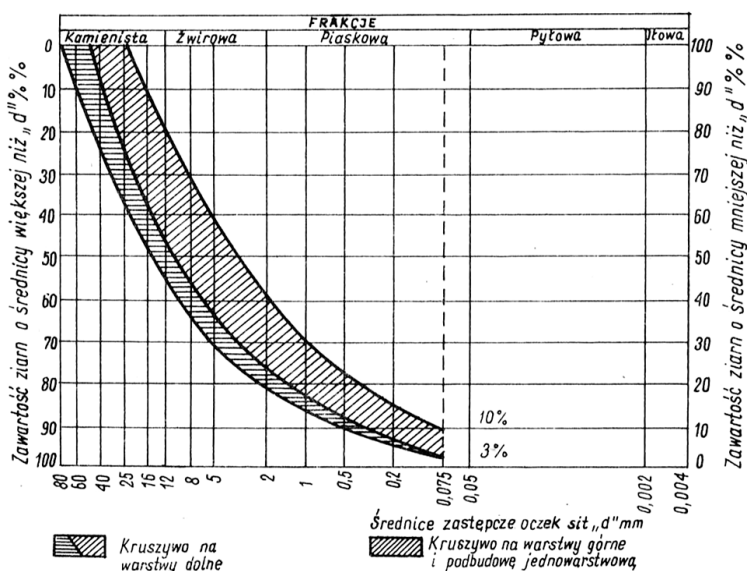
Stosunkowo wcześniej (na przełomie lat 1950/60) zaczęto zwracać uwagę na potrzebę stosowania warstw odcinających spełniających warunek:

$$\frac{d_{15}}{d_{85}} \leq 5 \quad (6.1)$$

gdzie:

d_{15} – oznacza średnicę oczka siata, przez które przechodzi 15%, materiału przeznaczanego na warstwę odcinającą,

d_{85} – średnicę oczka sita przez które przechodzi 85% gruntu podłoża.



Rys. 6.3. Obszar dobrego uziarnienia kruszyw łamanych [8]

Warstwę odcinającą stanowiły np. wysiewki kamienne (ulepszone wapnem, gdy zawierały dużą ilość frakcji pylistych i ilastych), drobnoziarnisty piasek lub grunt podłoża stabilizowany wapnem.

Podbudowę z kruszywa łamanego wykonywano najczęściej w dwóch warstwach, zwracając uwagę na potrzebę ulepszenia warstwy górnej. W dolnej warstwie podbudowy stosowano kruszywo o uziarnieniu do 80 mm. Kruszywa o ciągłym uziarnieniu wytwarzano ze skał średniej twardości, charakteryzujących się małą ścieralnością, lecz znane były też przykłady przy budowie dróg w Bieszczadach stosowania skał o niejednorodnych cechach pod

względem wytrzymałości i ścieralności. Dywaniki do warstw wiążących np. z betonu smołowego zachowywały się w dobrym stanie tylko w tych przypadkach, gdy do ulepszenia kruszywa warstwy górnej podbudowy stosowano dodatek cementu. Do warstw dolnych kruszywa często przenikalny drobne cząsteczki podłoża wysadzinowego, gdy warstwy odcinające były wykonane wadliwie.

Nawierzchnie smołowe typu betonowego wykonywano jako dywaniki jednowarstwowe ze smołobetonu średnio i gruboziarnistego, często o otwartej strukturze, zamykanej powierzchniowym utwaleniem smołą stabilizowaną. W RFN stosowano w tym czasie strukturę zamkniętą smołobetonów ze smół stabilizowanych asfaltem w ilości 35÷40%. Wielowarstwowe nawierzchnie smołobetonowe charakteryzowały się często niedostateczną stabilnością spowodowaną zbyt małą lepkością używanych w Polsce smół. Nie stosowano jednakże wielowarstwowych dywaników smołowych w szerokim zakresie. Oporniki i tzw. krawężniki drogowe (kamienne lub betonowe) stanowiły początkowo powszechny sposób zabezpieczenia krawędzi nawierzchni. Krawężnik drogowy obniżony był o około 1 cm w odniesieniu do powierzchni warstwy ścieralnej. Zazwyczaj był on rozbierany przed wykonaniem poszerzenia nawierzchni, natomiast kamienie oporowe najczęściej pozostawiano, aby nie powodować osłabienia podbudowy na krawędzi ze starą nawierzchnią.

Starzenie się smół i ścieralność nawierzchni oraz powstawanie sfalowań i wybojów (często przy krawędzi) powodowało ograniczenie stosowania betonów smołowych tylko do dróg o znaczeniu lokalnym. Smoły, jak wiadomo, otrzymywane są głównie podczas suchej destylacji węgla kamiennego. Smołę składającą się z kilku tysięcy związków, tworzą głównie trzy grupy składników: oleje smołowe, żywice smołowe (pak) i części nierozpuszczalne (wolny węgiel). Ulatnianie się olejów lekkich ze smoły, utlenianie, karbonizacja i polimeryzacja wpływają na proces ich starzenia się. Wyróżniano 6 gatunków smół: od S 25/40 do S 800/1400 w tym, z wyjątkiem smół o najmniejszej wiskozie, także stabilizowanych asfaltem, dodawanym w ilości około 20% lepiszcza w warstwach ścieralnych. Wykorzystywano też, zwłaszcza do budowy dróg leśnych (stabilizacji kwaśnych gruntów), smoły upłynnione zwykłe (SU 40/80) i upłynnione smoły stabilizowane (SU 50/80). Właściwości drogowych smół upłynnionych według PN-60/S-24051, stosowanych do stabilizacji gruntów lub regeneracji nawierzchni zestawiono w tablicy 6.2, a smół zwykłych według PN-63/C-97031 w tablicy 6.3 [13].

Starzenie smół powoduje zmiany cech fizycznych i chemicznych, które w porównaniu z asfaltem zachodzą dość szybko. Niskowrzące oleje parują pod wpływem ciepła a lepkość smoły zwiększa się. Twardniejąca smoła uzyskuje konsystencje paku, który jest kruchy, pozbawiony własności wiążących. Lotne składniki łatwo wydostawały się ze smół w porowatych warstwach (makadamowych) wraz z parującą wodą. Utlenianie na powierzchni warstw

ścieralnych występowało pod wpływem tlenu zawartego w powietrzu oraz wody zawierającej małe ilości wody utlenionej H_2O_2 i tlenków azotu. Nasłonecznienie i przepływ powietrza ułatwiały proces utleniania. Proces ten występuje także w nawierzchniach asfaltowych, lecz znacznie wolniej. W warstwach ścieralnych dopuszczano 2÷3% wolnych przestrzeni w przypadku stosowania smoły (w celu ograniczenia szybkości starzenia). Karbonizacja w lepiszczach zachodzi pod wpływem podgrzewania i promieni słonecznych. Pod wpływem światła następuje też polimeryzacja cząstek łączących się w większe. Proces ten zachodzi głównie na poziomie warstwy ścieralnej. Proces karbonizacji początkowo jest korzystny, lecz, gdy jest intensywny przyczynia się do kruchości i siatkowych spękań warstwy ścieralnej.

Tablica 6.2. Właściwości drogowych smół upłynnionych zwykłych i stabilizowanych wg PN-60/S-24051 [13]

Wymagane właściwości	Gatunki		Metody badań
	S U	SS U	
a) Gęstość w 25°C najwyżej g/cm ³	1,21	1,21	p. 3. 2
b) Lepkość w 30°C (otwór 4 mm) sek	50÷80	50÷80	p. 3. 3
c) Temperatura zapłonu wg Marcussona, nie niżej °C	60	60	p. 3. 3
d) Destylacja w % wagowo:			p. 3. 5
1) wody, nie więcej	1,0	1,0	p. 3. 5. 2
2) do 170°C nie więcej	2÷10	2÷10	
3) 171÷270°C nie więcej	4÷12	4÷12	
4) 271÷300°C nie więcej	3÷6	3÷6	
5) 301÷350°C nie więcej	—	15÷25	
e) Zawartość oleju antracenowego przeliczonego %, wagowo	15÷23	—	PN-63/C-97031
f) Zawartość paku przeliczonego %, wagowo	55÷70	—	PN-63/C-97031
g) Pozostałość po destylacji %, wagowo	—	60÷72	
h) Temperatura mięknięcia pozostałości °C wg K.S.	40÷70	40÷70	p. 3. 6
i) Zawartość składników kwaśnych w % nie więcej, objętościowo	3	3	p. 3. 7
j) Zawartość naftalenu w % nie więcej, wagowo	3	3	p. 3. 8
k) Zawartość antracenu w % nie więcej, wagowo	3,5	3,5	p. 3. 9
l) Zawartość części nierozpuszczalnych w benzenie w % nie więcej, wagowo	16	16	p. 3. 10
ł) Przyczepność	dobra	dobra	p. 3. 11
m) Obraz mikroskopowy	jednorodny		
n) Czas wiązania, godzin	6÷12		

* Do niektórych robót penetracyjnych, stabilizacji gruntu i regeneracji nawierzchni.

Tablica 6.3. Właściwości drogowych smół zwykłych wg PN-63/C-97031 [13]

Wymagania	Gatunki					
	25/40	45/70	80/120	180/240	300/500	800/1400
a) Lepkość przy średnicy otworu wypływowego 10 mm:						
— w temp. 30°C, sek,	25÷40	45÷70	80÷120	180÷240	300÷500	800÷1400
— w temp. 40°C, sek,	—	—	—	30÷40	50÷80	120÷170
— w jednostkach EVT,	26÷29	29,5÷32	32,5÷35	37÷39	40÷43	44,5÷47,5
b) Gęstość Q_{25} , najwyżej,	1,230	1,240	1,240	1,250	1,250	1,260
c) Destylacja normalna:						
— zawartość wody i oleju lekkiego, destylujących do temperatury 170°C, %, najwyżej,	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
— zawartość oleju średniego, destylującego w granicach temperatur 170÷270°C, %,	4÷12	3÷11	1,5÷10	1÷9	1÷6	1÷6
— zawartość oleju ciężkiego, destylującego w granicach temperatur 270÷300°C, %,	4÷10	3÷9	3÷8	3÷8	2÷8	2÷7
— zawartość oleju średniego i ciężkiego, destylujących w granicach temperatur 170÷300°C, %,	8÷17	6÷17	5÷15	4÷15	3÷12	3÷10
— zawartość oleju antracenowego, destylującego w granicach temperatur 300÷350°C (przeliczonego wg 4.6), %,	16÷26	17÷27	17÷27	17÷27	17÷27	17÷27
— zawartość paku przeliczonego wg 4.6, %,	55÷65	55÷65	59÷70	60÷72	64÷74	65÷76
— stosunek zawartości oleju antracenowego (przeliczonego) do zawartości paku (przeliczonego),	od 1:2,5 do 1:4,2				od 1:2,8 do 1:4,5	
d) Temperatura mięknięcia pozostałości wg K.S, °C,	45÷68	45÷68	45÷68	45÷68	45÷70	45÷70
e) Wody, %, najwyżej,	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
f) Składników kwaśnych, %, najwyżej,	3	3	3	3	2	2
g) Naftalenu surowego, %, najwyżej,	3	3	3	2	2	2
h) Antracenu surowego, %, najwyżej,	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
i) Części nierozpuszczalnych w benzenie, %.	7÷18	7÷18	7÷18	7÷20	7÷20	12÷22

W przypadku pospółek stosowanych do budowy nawierzchni stosowano sortowanie, płukanie i kruszenie nadziarna (otoczków z rzek i kopalń południowej Polski). Kruszywa niełamane wykorzystywano do warstw typu betonowego a gryszy do nawierzchni makadamowych. Piaski pochodzenia polodowcowego i piaski łamane były najbardziej przydatnymi do budowy nawierzchni. Klińce zawierające frakcje pylaste (tańsze od grysów) wykorzystywano także do nawierzchni, lecz ze względu na ich niejednorodność i wrażliwość na emulgację bitumu, w ograniczonym zakresie.

Świadomość, że nie można zastępować drobnego kruszywa łamanego piaskiem o podobnej granulacji lub grysów żwirami była już w latach 60-tych. W mieszankach betonu smołowego nie wolno było stosować wyłącznie kruszyw niełamanych. Dodatek wapna hydratyzowanego do kruszywa (1,5÷3,5%) przed wymieszaniem ze smołą przyczyniał się do zwiększenia adhezji. Orientacyjny skład betonu smołowego podano w tabl. 6.4.

Tablica 6.4. Skład betonów smołowych [8]

Rodzaj materiałów		Beton smołowy									
		drobnoziarnisty			średnioziarnisty			gruboziarnisty			
		o s t r u k t u r z e									
		zamkniętej ^{b)}		częściowo zamkniętej	zamkniętej ^{b)}	częściowo zamkniętej	otwartej	zamkniętej ^{b)}	częściowo zamkniętej	otwartej	
		z małą zawartością gysu lub żwiru	z dużą zawartością gysu lub żwiru								
1		2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Grysy lub żwiry o wymiarach	2-25 mm										
	2-16 mm				40-60	50-85	55-90	40-65	50-65	55-90	
	2-8 mm	25-35	35-50	40-60							
Piasek do 2 mm		50-62	41-52	35-52	31-47	30-42	10-45	27-47	30-42	10-45	
Mączka mineralna, w tym ziarnu przechodzących przez sito 0,075 mm ^{c)}		9-13	9-13	5-8	9-13	5-8	2,5	8-13	5-8	2,5	
R a z e m		100	100	100	100	100	100	100	100	100	
Smoła o lepkości 30 ^{b)} BTA sek	80-120	S		5,5-7,0		5,3-6,5			5,5-6,0		
		Z					2,7-3,7			3,0-4,0	
	lub 180-240	S 7-8a)	6,5-7,5a)	5,5-7,0	6,0-7,5	5,5-6,5		6,0-7,5	5,5-6,5		
		Z						3,2-4,0			3,0-4,5
	lub 300-500 ^{b)}	S 8,0-9,0	7,5-8,5	6,5-8,0	7,0-8,5	6,2-7,2		6,5-8,0	6,0-7,2		
		Z						3,5-4,2			4,0-5,0
	800-1400 ^{b)}	S 8,5-9,2	8,0-8,7	7,0-8,2	7,3-8,2	6,5-7,5	3,7-4,4	6,7-8,2	6,3-7,5	4,2-5,2	
		Z 9,0-9,5	8,0-9,5	7,0-8,5	7,5-9,0	7,0-8,0	4,0-6,0	7,3-9,0	7,0-8,0	4,5-5,5	
	1000-3000 ^{b)}	S									
		Z			6,0-7,0		5,0-6,0	3,5-4,0		4,5-5,5	2,0-3,5
lub smoła upłynniona		S									
		Z			6,0-7,0		5,0-6,0			4,0-5,0	

Ilość składników mineralnych oraz lepiszcza podano procentowo w stosunku do całej mieszanki.

S - smoła stabilizowana

Z - smoła zwykła

a) Beton smołowy z tym lepiszczem należy uważać jako częściowo zamknięty.

b) Tylko przy wykonywaniu na gorąco.

c) Mączka z wapnem przy wykonaniu na zimno.

6.2.3 Nawierzchnie z asfaltu lanego

Początkowo produkowano asfalt lany tylko w kotłach przewoźnych o pojemności około 4 ton lub stałych 12-tonowych. W latach 70-tych XX w. przystosowano otaczarki do wytwarzania asfaltu lanego, uzupełnianego użyciem kotłów przewoźnych. Mieszanka asfaltu lanego składa się z grysów lub żwirów, piasku, mączki i twardego asfaltu. Duża zawartość mastyksu, uzyskiwanego dzięki kilkakrotnie większej niż w betonach asfaltowych zawartości wypełniacza przyczynia się do gęstopłynnej konsystencji w temperaturze $160\div 180^{\circ}\text{C}$ i zagęszczania się tylko dzięki siłom grawitacji.

Tradycyjnie asfalty lane dzieli się na grysowe i żwirowe, drobno, średnio i gruboziarniste o następującym składzie ramowym [5]:

- asfalt lany do warstw ścieralnych (wagowo):

asfalt	8÷10 %,
mączka mineralna	25÷35%,
piasek	19÷25%,
grysy	30÷45%,
- asfalt lany do warstw wiążących (wagowo):

asfalt	7÷9 %,
mączka mineralna	20÷28%,
piasek	21÷35%,
grysy	30÷50%.

Cechą charakterystyczną asfaltów lanych jest mała zawartość kruszywa o średnicy >2 mm (do 50%) i duża zawartość wypełniacza, który z twardym asfaltem (poniżej D50) tworzy mastyks o ponad 3-krotnie większej zawartości wypełniacza niż asfaltu. Wiadomym jest, że np. w betonach asfaltowych sztywność warstw (badana sposobem NAT lub FWD) wzrasta wraz ze wzrostem zawartości wypełniacza. Liczne przypadki wzrostu zawartości asfaltu w asfaltach lanych (dla poprawy urabialności) oraz mała zawartość kruszywa grubego, przyczyniły się do malejącej ich odporności na koleinowanie oraz do powstawania fal np. przy krawędzi jezdni, na odcinkach o dużych pochyleniach niwelety lub w rejonach skrzyżowań. Względnie dobrą trwałość nawierzchni zapewniało całkowite wypełnienie wolnych przestrzeni i w związku z tym minimalne starzenie eksploatacyjne nawierzchni.

Asfalt lany stosowano najczęściej na nawierzchniach brukowych w miastach i np. na Lubelszczyźnie, od 1956 roku także na drogach pozamiejskich. W 1965 roku wykonano 72 km, w roku 1970 – 102 km, w 1976 – 130 km nawierzchni z asfaltu lanego w ówczesnym województwie lubelskim [12, 17]. Najczęściej stosowano średnioziarniste asfalty lane, układane w dwóch warstwach: z asfaltu lanego żwirowego lub z grysów dolomitowych grubości około 3,5 cm w warstwie dolnej oraz o grubości $2\div 3,5$ cm z kruszywem

bazaltowym w warstwie ścieralnej. W warstwie dolnej dopuszczano występowanie wolnych przestrzeni $1\div 2\%$, a w warstwie ścieralnej mały nadmiar twardego asfaltu w przypadku projektowania na podstawie normy resortowej RN-53/MT/03-57. Asfalt drogowy D35 stosowano w warstwie górnej, D45 w warstwie dolnej. Zakładano, że najgrubsze ziarna gysu stanowić powinny mniej niż $2/3$ grubości warstwy. W województwie lubelskim stosowano asfalt lany na większości dróg krajowych przechodzących przez miasta oraz na następujących wybranych odcinkach dróg pozamiejskich: Chełm – Hrubieszów (30 km w latach 1963-1966), Żyrzyn – Kośmin (6 km w 1966 roku), Janów – Nisko (20 km w latach 1966-1967), Kock – Firlej (w latach 1971-1972) [20].

Na nawierzchniach z asfaltu lanego wykonano później dywaniki z betonu asfaltowego, najczęściej jako odnowy z użyciem warstwy wyrównawczej i ścieralnej.

Asfaltom lanym odpowiadają w warunkach obciążeń dynamicznych zbliżone do betonów asfaltowych moduły sprężystości $E_s=2000 \text{ MPa}$ w temperaturze 10^0C oraz $E_{st}=8000 \text{ MPa}$ w temperaturze 5^0C w przypadku statycznych obciążeń. Zalecano początkowo usuwanie warstw z asfaltu lanego, lecz późniejsza praktyka potwierdziła, że można je pozostawić np. pod podbudowami z MMCE. Destrukt z asfaltu lanego wykorzystywano też z powodzeniem do wytwarzania betonów-asfaltowo-cementowych (BAC). Wpływ asfaltu lanego na powstawanie kolein uwidacznia się, gdy znajduje się on na głębokości do 15 cm od powierzchni jezdni.

Należy zauważyć, że na powierzchni destruktu z asfaltu lanego występuje względnie gruba warstwa zaprawy mastyksowo-piaskowej, która może być powodem małej stabilności i wytrzymałości np. próbek z MMCE, badanych zgodnie z obecnymi przepisami także w temperaturze 60^0C . Asfalt lany stosowany był często również do napraw częściowych nawierzchni, zwłaszcza w miastach. Przed przykryciem kolejną warstwą z betonu asfaltowego należało usunąć łaty z asfaltu lanego, lecz nie zawsze wykonywano to zalecenie.

6.2.4 Rys historyczny nawierzchni z betonu asfaltowego

Pierwsze nawierzchnie z zastosowaniem, jako środka wiążącego asfaltu wykonywano z asfaltów piaskowych, zawierających $82\div 85\%$ piasku i $15\div 18\%$ mączki mineralnej, jako kruszywa, które otaczano asfaltem o penetracji 30 do 120 w ilości $10\div 12\%$ w celu wypełnienia wolnych przestrzeni (dopuszczano nadmiar 2%) [5]. Wolna przestrzeń w kruszywie mineralnym nie powinna być większa niż 23% objętości po zagęszczeniu. Z powodu dużej śliskości asfaltów piaskowych nie były w znaczącym zakresie stosowane po 1945 roku [5]. Jako tzw. „hot rolled asphalt” przykrywano je (na gorąco) grysami $8\div 12 \text{ mm}$ w celu zwiększenia szorstkości.

Pośrednim rodzajem pomiędzy asfaltem piaskowym i asfaltowym betonem średnioziarnistym był drobnoziarnisty beton asfaltowy o małej zawartości grysów drobnych (około 25%) tzw. „topeka”. Pierwsze betony asfaltowe (nazywane wcześniej asfaltobetonami) stosowano w Polsce od 1929 roku. Od początku ich budowy zwracano uwagę na stosunkowo dużą zawartość asfaltu a w mieszankach gruboziarnistych – również grysów. Także zawartość wypełniacza była większa niż w obecnie stosowanych mieszankach.

Rys historyczny nawierzchni z betonu asfaltowego w aspekcie wykorzystania ich, jako najbardziej przydatnych w recyklingu, należałoby rozpatrywać oddzielenie dla różnych regionów Polski.

Średnia gęstość dróg publicznych o twardej nawierzchni zmieniała się w Polsce narastająco [17]:

w 1945 r.	–	29,2 km/100 km ² w Polsce, 12,1 w woj. lubelskim,
w 1965 r.	–	37,4 km/100 km ² w Polsce, 21,6 w woj. lubelskim,
w 1985 r.	–	49,5 km/100 km ² w Polsce, 46,1 w DODP Lublin,
w 1997 r.	–	69,0 km/100 km ² w Polsce, 69,0 w DODP Lublin.

Charakterystyczną cechą były np. zaniedbania w zakresie modernizacji nawierzchni z okresu międzywojennego na zachodzie Polski oraz budowa nowych dróg na wschodzie, często o małej nośności nawierzchni. Rok 1988 zapoczątkował gwałtowny spadek nakładów na drogi, trwający około 10 lat [17]. W tym czasie wykonywano remonty i modernizacje z użyciem mas bitumicznych na około 1% sieci drogowych rocznie. Efektem braku odpowiedniego dofinansowania dróg z jednoczesnym gwałtownym wzrostem ruchu ciężkiego była szybka degradacja warstw bitumicznych i podbudów a w czasie upalnych lat 1994 oraz 1995 także koleinowanie nawierzchni.

Różnice w składzie mieszanek betonów asfaltowych były też spowodowane dostępnością materiałów kamiennych w różnych regionach Polski, zwłaszcza w 70-tych latach XX wieku, gdy rozwijały się różne rodzaje budownictwa, w tym drogowego, uzależnionego szczególnie od możliwości dostaw kruszyw kolejną.

Około 3-krotny wzrost gęstości twardych nawierzchni w Polsce po 1945 roku i około 7-krotny w jej wschodnich regionach, uzasadnia potrzebę zwrócenia uwagi na sposoby wykonania konstrukcji nawierzchni o asfaltowych warstwach ściernalnych, gdyż recykling będzie dotyczył w przyszłości w największym zakresie nawierzchni tego typu. Początki typizacji i standaryzacji, znane częściowo z wcześniejszych doświadczeń zagranicznych, rozpoczęły się przed 1975 rokiem [8]. Wcześniej projektowano konstrukcje nawierzchni indywidualnie według PJ-IBD, CBR, a OSZD w przypadku wzmocnień metodą ugięć sprężystych. Do oceny nośności nawierzchni i jej warstw stosowano od początku 60-tych lat także płytę VSS. Projektowaniu nawierzchni poświęcona była monografia Rolli [18]. Część projektantów uznała „Katalog typowych konstrukcji podatnych i półsztywnych” opublikowany przez

IBDiM [4] jako materiał pomocniczy do projektowania i nie rezygnowała z własnych obliczeń. Grubości warstw wzmacniających obliczano metodą CBR i PJ-IBD, gdyż najczęściej nie było pewności czy okres pomiaru ugięć sprężystych odpowiadał krytycznej wilgotności podłoża gruntowego pod konstrukcją nawierzchni [7].

Typowe konstrukcje nawierzchni, stosowane od połowy lat 70-tych podano w tabl. 6.5., a konstrukcje wzmocnień nawierzchni w tablica 6.6. [9]. Zakładano, że wzmocnienie podłoża powinno charakteryzować się modułem sprężystości $E_s = 450 \text{ MPa}$ [9, 14, 15].

Konstrukcje typowe A, B, E były rzadko stosowane w praktyce m.in. z powodu dostępności i kosztu asfaltu. Powszechnie stosowano typ D i F. Podbudowy z masy mineralno-bitumicznej wykorzystywano przy wykonywaniu wzmocnień a alternatywnym rozwiązaniem na odcinkach przełomowych była np. podbudowa z chudego betonu (przykładowo zaprojektowana już w 1969 na drodze klasy II Olszanica – Ustrzyki Dolne) lub z gruntu stabilizowanego cementem z mieszanki przygotowanej (w urządzeniach stacjonarnych). W katalogu z 1976 r. [4] zwracają uwagę mieszanki z masy mineralno-bitumicznej, które wykorzystywano prawie do końca lat 90-ych pod warstwami ścieralnymi lub wiążącymi z betonu asfaltowego. Ich zastosowanie wprowadzone zostało przez Ministra Komunikacji w 1976 roku (jako założenia

i wytyczne technologii robót w latach 1976-80) oraz przez wcześniejsze normy branżowe BN-71/8933-11 i BN-74/8934-06 (dla warstw wiążących i ścieralnych).

Podbudowa z mas mineralno-bitumicznych według BN-71/8933-11, w przypadku zastosowania asfaltu D35 lub D50 zawierająca 70% kruszywa $>2 \text{ mm}$, w tym kruszywa łamanego ponad 40%, powinna posiadać stabilność większą od 5,0 kN a dla zawartości 65÷80% frakcji $>2 \text{ mm}$, w tym kruszywa łamanego ponad 30% stabilność Marshalla powinna być większa od 3,5 kN. Kliniec (w żargonie drogowców nazywany „gliniec”) stosowany zwłaszcza do mas mineralno-smołowych, jest niekiedy powodem wystąpienia kolein w nawierzchni, gdy warstwy z tych mas znajdują się płytko pod jezdnią. W przypadku stosowania masy asfaltowo-piaskowej według wytycznych IBDiM do wykonania podbudów nawierzchni o lekkim ruchu wymagano stabilności Marshalla $\geq 3,5 \text{ kN}$, lecz badanej w temperaturze 40°C . Do wykonywania podbudów z mas mineralno-bitumicznych stosowano pospółkę, kliniec klasy II i najczęściej wypełniacz zastępczy w ilości 4÷8%. Powód głębokich kolein w 1994 i 1995 roku był więc oczywisty a zastosowanie recyklingu głębokiego wymagało dodania do destruktu stosunkowo dużej ilości kruszywa łamanego.

Tablica 6.5. Typowe konstrukcje nawierzchni podatnych na podłożu G1 [9]

	Ruch lekki R ₂ 12+35 p.p.	Ruch lekko śr. R ₃ 36+70 p.p.	Ruch śr. R ₄ 71+200 p.p.	Ruch ciężki R ₅ 25+70 p.p. 71+335 p.p.	Ruch b. ciężki R ₆ > 335 p.p.	
	Pojazd porównawczy p.p. 8 Mg/oś		Pojazd porównawczy p.p. 10 Mg/oś			
	Grubość zastępcza konstrukcji H _z (cm)					
	28	34	38	42	52	60
A	Podbudowa z masy mineralno-bitumicznej o zawartości kruszywa łamanego > 75 %					
	 (a) 13 (b) 14	 (a) 16 (b) 17	 (a) 19 (b) 18	 (c) 21	 (a) 16 (b) 26	 (a) 20 (b) 30
B	Podbudowa z masy mineralno-bitumicznej o zawartości kruszywa łamanego > 25+40 %					
	 (a) 16 (b) 17	 (a) 20 (b) 20	 (a) 22 (b) 21	 (c) 24	 (a) 30 (b) 30	 (a) 20 (b) 34
C	Podbudowa z chudego betonu					
			 (a) 22	 (c) 24	 (a) 30 (b) 30	 (a) 20 (b) 34
D	Podbudowa z gruntu stabilizowanego spoiwem lub z kruszywa łamanego mechanicznie i ulepszonego cementem					
	 (a) 18 (b) 18	 (a) 22	 (a) 25	 (c) 28 (27)	 (a) 34 (b) 34	 (a) 38 (b) 38
E	Podbudowa z masy płaskowo-asfaltowej					
	 (a) 12 (b) 16	 (a) 12 (b) 20	 (a) 22	 (c) 24 (d) 24	 (a) 12 (b) 30	 (a) 12 (b) 34
F	Podbudowa z kruszywa łamanego (naturalnego) stabilizowanego mechanicznie					
	 (a) 30 (b) 26	 (a) 28 (30)	 (a) 32	 (c) 36	 (a) 42 (b) 42	 (a) 48 (b) 48

	beton asfaltowy. (warstwa ścieralna)		masa mineralno-bitumiczna o zaw. kruszywa łamanego 40+75 %		grunt stabilizowany spoiwem R _m = 5,0 MN/m ² lub kruszywo stab. mechanicznie ulepszone cementem
	beton asfaltowy (warstwa wiążąca)		masa mineralno-bitumiczna o zaw. kruszywa łamanego 25+40 %		masa piaskowo-asfaltowa
	masa mineralno-bitumiczna o zaw. kruszywa łamanego > 75 %		chudy beton cementowy lub popiołowy		kruszywo łamane (naturalne) stabilizowane mechanicznie
 powierzchniowe utrwalenie					

Tablica 6.6. Typowe konstrukcje wzmocnień nawierzchni podatnych [9]

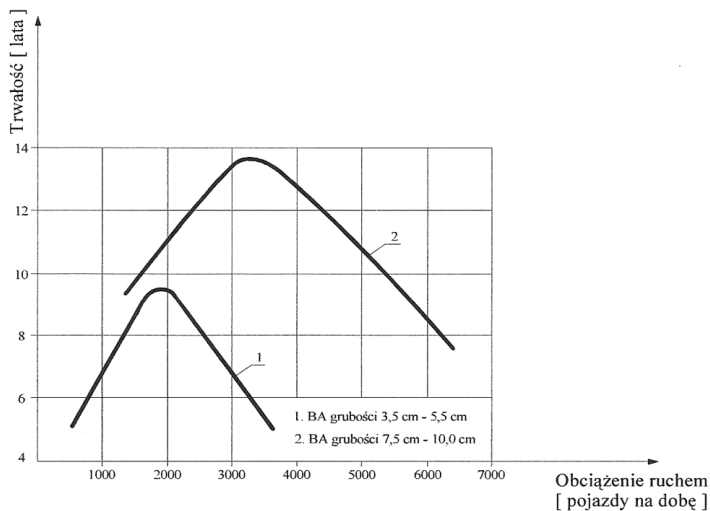
Konstrukcja wzmocnienia nawierzchni dla grubości zastępczej projektowanej H _z [cm]									
< 10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
Podbudowa z masy mineralno-bitumicznej									
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 4 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 8 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 6 10 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 8 12 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 12 16 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 14 18 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 12 20 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 14 22 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 16 26 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 18 28 </div>
Podbudowa z chudego betonu									
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 6 10 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 6 12 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 6 14 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 6 16 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 6 18 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 6 20 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 6 22 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 6 24 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 6 26 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 6 28 </div>
Podbudowa z gruntu stabilizowanego spoiwem									
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 4 12 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 4 14 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 4 16 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 4 18 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 4 20 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 4 22 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 4 24 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 4 26 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 4 28 </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 4 4 30 </div>

beton asfaltowy (warstwa ścieralna)
 beton asfaltowy (warstwa wiążąca)
 masa mineralno-bitumiczna o zawartości kruszywa łamanego > 75 %
 masa mineralno-bitumiczna o zawartości kruszywa łamanego > 40 - 75 %
 masa mineralno-bitumiczna o zawartości kruszywa łamanego > 25 - 40 %
 chudy beton cementowy lub popiołowy
 grunt stabilizowany spoiwem
Rm = 5,0 MN/m²

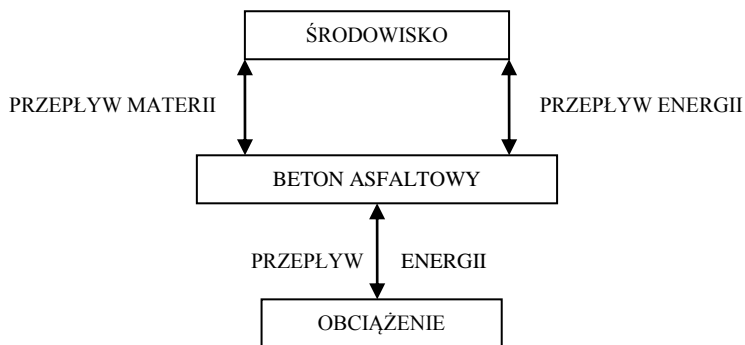
* tylko na istniejącej nawierzchni podatnej

Zasadnicze zmiany konstrukcyjno-technologiczne wprowadzone zostały Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w marcu 1999 roku (DZ.U. nr 43/1999).

Trwałość nawierzchni z betonu asfaltowego była w latach 80-tych przedmiotem studiów i badań Grabowskiego [3]. Wpływ obciążenia oraz czynniki działające na beton asfaltowy przedstawiają rys. 6.4 i 6.5.



Rys. 6.4. Wpływ obciążenia ruchem na trwałość nawierzchni [3]



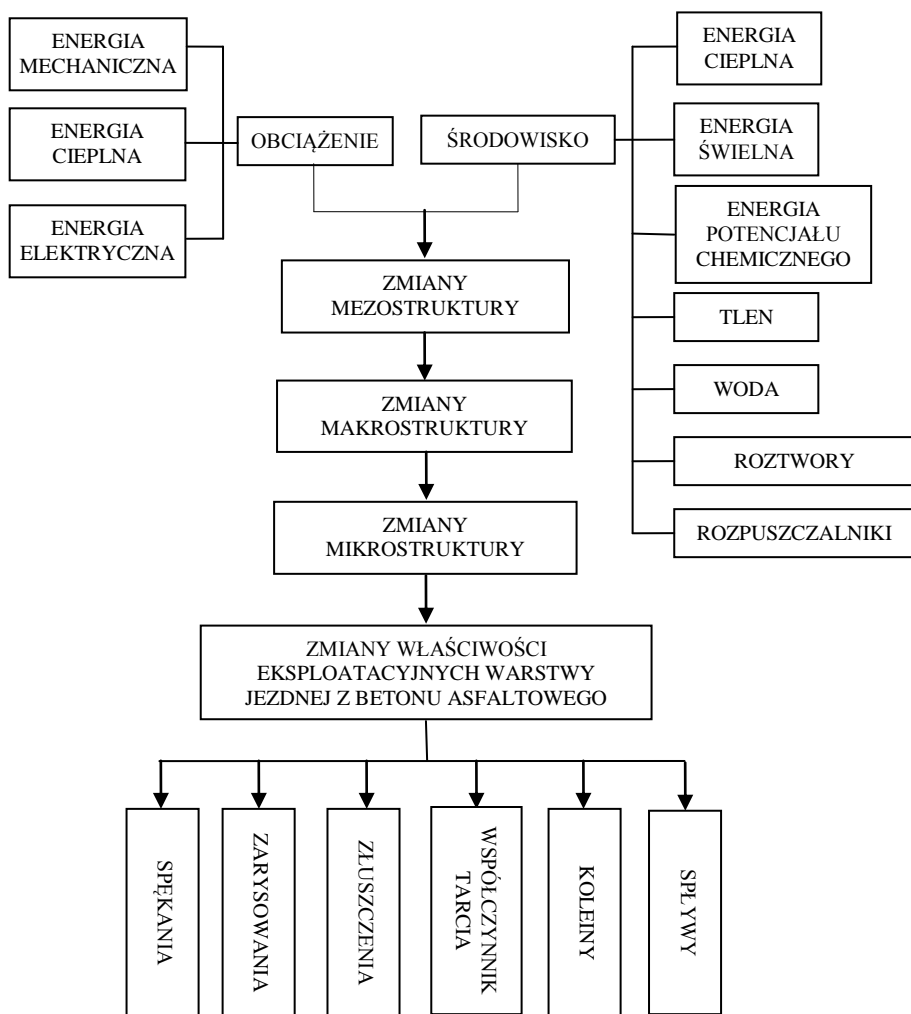
Rys. 6.5. Czynniki działające na beton asfaltowy w nawierzchni drogowej [3]

Wpływ obciążenia oraz środowiska powoduje w betonie asfaltowym pierwotne skutki, które można przedstawić jako zmiany struktury na mikropoziomach. Schemat oddziaływań na nawierzchnię i ich skutki przedstawiono na rys. 6.6.

W warstwach wiążących według PN-74/S-96022 stosowano asfalt D50 i D70 oraz grysy, żwiry klasy I, miał kamienny, piasek i wypełniacz zastępczy. W przypadku bardzo ciężkiego ruchu (według ówczesnego podziału ruchu) powinien to być beton asfaltowy gruboziarnisty o strukturze częściowo zamkniętej, zawierający 50÷70% kruszywa o wymiarze ziaren >2 mm, w tym ponad 40% kruszywa łamanego lub beton asfaltowy średnioziarnisty, zawierający 55÷70% kruszywa o wymiarze ziaren >2 mm, w tym więcej niż 40% kruszywa łamanego. W przypadku ciężkiego ruchu wykonywano betony asfaltowe o strukturze częściowo zamkniętej, gruboziarnistej lub średnioziarnistej zawierające 55÷70% frakcji > 2 mm w tym więcej niż 35% kruszywa łamanego. Stabilność według Marshalla powinna być większa od 6,75 kN w przypadku bardzo ciężkiego ruchu i 6,30 kN dla ruchu ciężkiego.

Betony asfaltowe średnioziarniste o strukturze zamkniętej do warstw ścieralnych stosowano obowiązkowo w przypadku ruchu bardzo ciężkiego i ciężkiego (w warstwach wiążących z betonu asfaltowego) oraz wyjątkowo dla średniego obciążenia ruchem. Grysy powinny stanowić 50÷65% mieszanki w nawierzchniach dla bardzo ciężkiego i ciężkiego ruchu oraz 36÷50% w przypadku średniego obciążenia ruchem. Asfalt D50 lub D70 stanowił ponad 6% w betonie asfaltowym do warstw ścieralnych. W warstwach ścieralnych nawierzchni dla ruchu średniego, lekkośredniego, lekkiego i bardzo lekkiego stosowano najczęściej średnioziarnistą zamkniętą masę asfaltową, zawierającą pospółkę, grysy, żwiry łamane, piasek, wypełniacz podstawowy i zastępczy oraz asfalt D50, D70 lub D100 w różnych proporcjach w zależności od przeznaczenia. Podstawą ich wykonania była norma BN-74/8934-06.

Stabilność betonów asfaltowych według Marshalla powinna być większa od 6,75 kN w przypadku ciężkiego i bardzo ciężkiego ruchu oraz 5,5 kN przypadku ruchu średniego. Należy zauważyć, że asfalty D70 i D100, pochodzące z rafinerii w Płocku zawierały ponad 2% parafiny (około 3%) oraz, że po poddaniu procesowi starzenia technologicznego i eksploatacyjnego, zmieniały swoje właściwości w tym penetrację.



Rys. 6.6. Wpływ obciążenia i środowiska na beton asfaltowy w nawierzchni drogowej [3]

Od połowy 90-tych lat wykonywano na wyżej wymienionych, często niestabilnych nawierzchniach, stosunkowo sztywne i odporne na koleinowanie warstwy wiążące i ścieralne, także na podbudowie przygotowanej sposobem recyklingu głębokiego na zimno. Poprawę stanu technicznego, zwłaszcza na sieci dróg krajowych, można oceniać np. na podstawie Systemu Oceny Stanu Nawierzchni (SOSN) z końca 1994 i 2007 r.

System SOSN, stosowany w Polsce od końca 80-tych lat, umożliwia inwestorom, na podstawie wizualnej oceny oraz wybranych pomiarów, podejmowanie decyzji dotyczących potrzeb remontowych. Niektóre elementy SOSN wykorzystywane są także przez projektantów.

Do końca 1994 roku oceniano w Polsce 42 000 km sieci dróg państwowych (tab. 6.7)

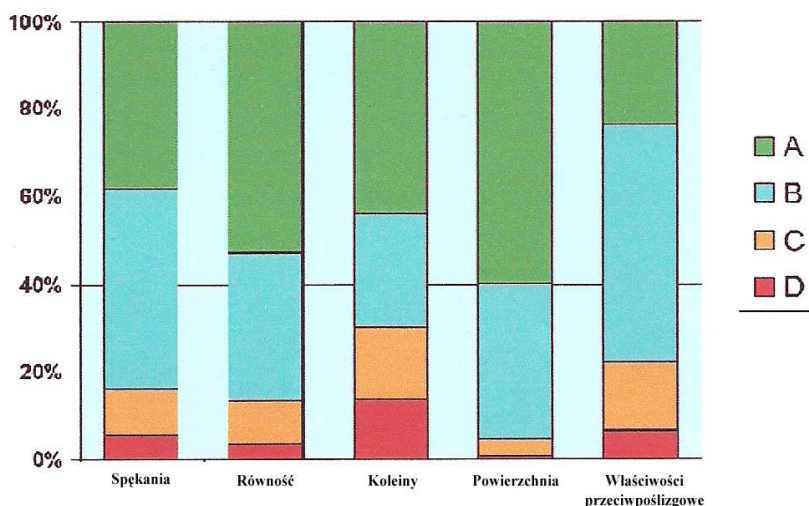
Nośność, szorstkość i stan powierzchni jezdni były niezadowolające w 1994 r. Stan nawierzchni na sieci dróg krajowych zmienił się zasadniczo do 2007 r.

Klasyfikacja stanu nawierzchni według SOSN na rok 2007 podana jest na rys. 6.7.

Tabl. 6.7. Ocena stanu parametrów techniczno-eksploatacyjnych nawierzchni sieci dróg krajowych na koniec 1994 r. [21]

Klasa	Nośność	Równość	Koleiny	Stan powierzchni	Szorstkość
A	13	27	69	13	11
B	52	50	19	62	58
C	28	16	7	22	22
D	7	7	5	3	9
Suma	100	100	100	100	100

System oceny obejmował przed reorganizacją drogownictwa (od 1999 r.) również dużą część sieci dróg wojewódzkich, których nawierzchnie z powodu niedostatecznych nakładów finansowych na ich wzmocnienie, są obecnie w stanie znacząco gorszym od nawierzchni dróg krajowych. Można oczekiwać, że recykling nawierzchni dróg samorządowych i ich wzmacnianie odpowiednio do wzrostu ruchu, będzie stale wzrastał. Nawierzchnie dróg publicznych powinny spełniać wymagania UE w zakresie dopuszczalnych obciążeń na oś pojazdu, których drogi samorządowe najczęściej obecnie nie spełniają.



Rys. 6.7. Ocena stanu parametrów techniczno-eksploatacyjnych nawierzchni sieci dróg krajowych na koniec 2007 r. [16]

6.2.5 Sposoby poszerzania nawierzchni

Nawierzchnie wykonywano początkowo, także na początku XX wieku, z przeznaczeniem dla ruchu pojazdów konnych. Utwardzano, także z powodów higienicznych nawierzchnie ulic oraz wykonywano nawierzchnie brukowe lub tłuczniowe o szerokości (najczęściej) 4,5 m na głównych drogach pozamiejskich [12]. Przed ulepszeniem nawierzchni wymienionych wcześniej dróg, poprzez ułożenie na nich bezpylnych i równych nawierzchni z klinkieru lub kostki kamiennej, wykonywano ich poszerzenia. Wpływ poszerzeń brukiem i tłucznem podbudów pod nawierzchniami z elementów drobnowymiarowych (np. z klinkieru) może być pominięty jako mało znaczący przy projektowaniu recyklingu wyżej leżących warstw asfaltowych.

Identyfikacja wewnętrznej krawędzi poszerzenia (lub kolejnych poszerzeń) dotyczyć powinna w większości nawierzchni bitumicznych. Można wykonywać w tym celu np. rozebranie nawierzchni od strony krawędzi (wcinkę) zamiast powszechnie stosowanych obecnie odwiertów albo wykorzystać penetroradar.

W drugiej połowie XX wieku wykonywano poszerzenia nawierzchni z dostosowaniem przekroju drogi lub ulicy do „Normatywu technicznego projektowania dróg samochodowych klasy II, IV, V” (Ministerstwo Komunikacji, Warszawa 1966 r.) lub „Normatywu projektowania ulic” (Ministerstwo Gospodarki Komunalnej, Warszawa 1971 r.). Drogi w miejscu zabudowy przebudowywano np. na ulice o szerokości jezdni w krawężnikach 9,00 m lub projektowano przekroje półuliczne, często z chodnikami przy krawężniku. Obustronne poszerzenia nawierzchni dróg na odcinkach

niezabudowanych charakteryzowały się najczęściej małą ich szerokością (0,5 m). Ponieważ poszerzenie łączyło się ze wzmocnieniem istniejącej nawierzchni, a roboty wykonywane były „pod ruchem” (bez objazdów), poziom górnej warstwy poszerzenia był równy poziomowi istniejącej warstwy ścieralnej. Styk poszerzenia z istniejącą konstrukcją nawierzchni nie zapewniał najczęściej ich zespolenia. Woda opadowa spływająca z powierzchni istniejącej jezdni do krawędzi poszerzenia i przesączająca się w głąb oraz ruch pojazdów ciężarowych w jej sąsiedztwie, mogły powodować efekt klawiszowania w miejscu szczeliny jeszcze przed zakończeniem robót. Ułożenie warstwy wiążącej (lub tylko wyrównawczej) oraz ścieralnej z betonu asfaltowego zapewniała przez kilka lat ich trwałość także w miejscu krawędzi, która zmniejszała się w wyniku powtarzalności obciążeń, ujawniając się także poprzez powstanie kolein lub podłużnych pęknięć a niekiedy także różnic rzędnych przy krawędzi pęknięcia. Przez powstałe szczeliny przedostaje się woda wraz ze środkami chemicznymi, powodując dalszą degradację np. w czasie zamarzania-odmarzania wielokrotnie występującego w zimie. Poszerzenia wykonywano początkowo poprzez zastosowanie warstwy mrozoochronnej z piasku i podbudowy z tłucznia lub kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie. Współpraca w miejscu krawędzi na zasadzie tarcia okazywała się często niewystarczająca. Korzystniejsze połączenie pomiędzy istniejącą konstrukcją nawierzchni i jej poszerzeniem uzyskiwano w przypadku zastosowania chudego betonu lub gruntu stabilizowanego cementem (gruntocementu), wytworzonego w betoniarnie przeciwbieżnej. Warstwę mrozoochronną z piasku zagęszczano płytami wibracyjnymi a podbudowę poszerzenia samojezdnymi walcami ogumionymi lub stalowymi, gdy warstwa po zagęszczeniu była na poziomie istniejącej warstwy ścieralnej. Wytrzymałość na ściskanie według BN-70/8933-03 chudego betonu powinna wynosić $6\div 9$ MPa po 28 dniach twardnienia a gruntocementu $2,5\div 5,0$ MPa po 28 dniach twardnienia. Stosowano też niekiedy dolną warstwę podbudowy z gruntocementu a górną z tłucznia $25\div 40$ mm lub kruszywa łamanego o ciągłym uziarnieniu w miejscu poszerzenia, gdy utrudniona była ochrona przed ruchem warstw wymagających co najmniej 7-dniowej pielęgnacji. Brak było przed 1990 rokiem możliwości zastosowania siatek pod warstwą wiążącą nad krawędzią poszerzenia i dlatego krawędź starej nawierzchni i poszerzenia jest najsłabszym miejscem w konstrukcji nawierzchni. Rutynowo wykonywane pomiary ugięć sprężystych za pomocą belki Benkelmana nie uwzględniają często możliwości występowania większych wielkości ugięć w przekroju poprzecznym jezdni.

6.2.6 Pobocza asfaltowe

Zasadniczym powodem wykonywania utwardzonych poboczy o warstwach ścieralnych z betonu asfaltowego był zamiar usprawnienia ruchu poprzez jego segregację. Zakładano, że z asfaltowych poboczy o szerokości 2,00 lub 2,50 m korzystać będą ciągniki rolnicze, furmanki, rowerzyści i piesi a z pasów głównych – samochody osobowe, ciężarowe i autobusy. Początkowo uzyskiwano pozytywne efekty w zakresie poprawy wygody i bezpieczeństwa ruchu. Wzrost natężenia ruchu był jednak i jest przyczyną wykorzystywania poboczy nie tylko przez pojazdy ruchu lokalnego. W przypadku średnich i dużych natężeń ruchu wzrasta z tego powodu ilość wypadków na asfaltowych poboczach. Pośrednim efektem stosowania asfaltowych poboczy była poprawa odwodnienia powierzchniowego korony drogi. Przyjęto, że w przypadku asfaltowych poboczy, nie sprawdza się warunku mrozoodporności konstrukcji nawierzchni pasów głównych.

Wymienione wcześniej założenia były powodem projektowania konstrukcji nawierzchni utwardzonych poboczy, jak dla lekkiego ruchu a największą ich ilość wykonano w drugiej połowie lat 70-tych XX wieku, głównie na drogach międzyregionalnych. Na terenie DODP Lublin wcześniej zauważono, że asfaltowe pobocza wykorzystywane są także przez autobusy i samochody ciężarowe. W związku z tym zaczęto wykonywać konstrukcje nawierzchni pobocza spełniającą wymagania dla średniego obciążenia ruchem według „Katalogu typowych konstrukcji jezdni podatnych” z 1976 roku. W latach 80-tych zmieniono wcześniejsze instrukcje i zalecenia dotyczące utwardzania poboczy, których konstrukcja nawierzchni powinna odpowiadać warunkowi nośności jak dla pasów głównych. Wzrost natężenia ruchu oraz kosztów budowy asfaltowych poboczy przyczynił się do ograniczenia ich stosowania od początku lat 90-tych.

Problem nośności asfaltowych poboczy występuje obecnie prawie wyłącznie w województwie lubelskim w związku z recyklingiem lub wzmacnianiem (przebudową) nawierzchni na odcinkach dróg międzyregionalnych. Wzmacniając istniejące nawierzchnie pasów głównych i asfaltowych poboczy konieczne jest podjęcie decyzji w sprawie jednakowej ich nośności po przebudowie i zaprojektowanie odpowiednich rozwiązań konstrukcyjno-technologicznych. Alternatywnym rozwiązaniem może być rozebranie i ponowne wykonanie konstrukcji nawierzchni w miejscu asfaltowych poboczy, jak w pozostałych regionach Polski, gdzie wystąpiła potrzeba rozebrania nawierzchni na poboczach i ponownego ich wykonania stosowana w latach 80-tych. Badania nośności i konstrukcji nawierzchni utwardzonych poboczy są więc niezbędne do planowania i projektowania przebudowy lub rehabilitacji (określenie nie występujące w ustawie o prawie

budowlanym) nawierzchni. Problem poboczy bitumicznych występuje w zasadzie tylko na drogach krajowych.

Bibliografia – rozdział 6.

1. Gordziałkowski W.: Nawierzchni brukowe. Podręcznik drogowy. Tom IV. Dział II. Rozdział IV. WKŁ Warszawa 1959 r.
2. Gordziałkowski W.: Nawierzchni tłuczniowe. Podręcznik drogowy. Tom IV. Dział III. Rozdział III. WKŁ Warszawa 1959 r.
3. Grabowski W.: Zagadnienia trwałości betonu asfaltowego w nawierzchni drogowej. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej. 1985 r.
4. Katalog typowych konstrukcji jezdni podatnych. IBDiM Warszawa 1976 r.
5. Karniewski J., Luszawski S., Skalmowski W.: Podręcznik drogowy – Nawierzchnie bitumiczne. Tom IV. Dział II. Rozdział IV. Warszawa 1959 r.
6. Kossakowski M.: Zasady obliczania grubości nawierzchni podatnych w projektach drogowych. „Problemy projektowania dróg i mostów”. Transprojekt nr 3/1974
7. Kezdi A.: Stabilisiente Erdstrassen. Berlin 1973 r.
8. Kukielka Jan: Nawierzchni drogowe. Skrypt WSI Lublin 1975 r.
9. Kukielka Jan: Konstrukcje jezdni drogowych. Skrypt. Politechnika Lubelska 1983 r.
10. Kukielka Jan, Szydło A.: Projektowanie i budowa dróg. WKŁ. Warszawa 1986 r.
11. Kukielka Jan: Nawierzchnie drogowe w Euroregionie Bug. Stan obecny i prognozowane zmiany. Materiały konferencyjne „Drogowe przejścia graniczne w Euroregionie Bug” Lublin, maj 1997 r.
12. Kukielka Jan: Rozwój technologii nawierzchni dróg Lubelszczyzny po 1945 roku. Materiały konferencyjne. „60 lat Lubelskiego Oddziału Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji Rzeczpospolitej Polskiej” Lublin 2006 r.
13. Luszawski S.: Nawierzchnie bitumiczne. WKŁ Warszawa 1968 r.
14. Pachowski J.: Projekt instrukcji wymiarowania grubości nawierzchni na podstawie CBR. Praca COB i RTD nr 3/1967
15. Pachowski J.: Wymiarowanie i kontrola konstrukcji nawierzchni podatnych według OSŻD. Drogownictwo 3/1969
16. Raport o stanie technicznym nawierzchni sieci dróg krajowych na koniec roku 2006. GDDKiA. Warszawa, marzec 2007 r.
17. Rawski W.: 60 lat drogownictwa na Lubelszczyźnie. Materiały konferencyjne. „60 lat Lubelskiego Oddziału Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji Rzeczpospolitej Polskiej” Lublin 2006 r.
18. Rolla S.: Projektowanie nawierzchni. WKŁ Warszawa 1979 r.

19. Skarżyski Z.: Nawierzchnie żwirowe. Podręcznik drogowy. Tom IV. Dział II. Rozdział II. WKŁ Warszawa 1959 r.
20. Sułot L.: Historia drogownictwa Lubelszczyzny. Do 1983 roku. Lublin 1984 r.
21. Wrotek E., Sas A., Saganowski C.: Raport o stanie technicznym nawierzchni na sieci dróg krajowych. Drogownictwo 9/1995 r.