



POLITECHNIKA GDAŃSKA
Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska
Katedra Inżynierii Drogowej

ul. G. Narutowicza 11
80-233 GDAŃSK

Tel: (0-58) 347 13 47
Fax: (0-58) 347 10 97

WERYFIKACJA I AKTUALIZACJA
„KATALOGU TYPOWYCH KONSTRUKCJI
NAWIERZCHNI PODATNYCH I PÓLSZTYWNYCH”
Z 1997 ROKU

RAPORT Z DRUGIEGO ETAPU

Opracowano na zlecenie:

**Generalna Dyrekcja Dróg
Krajowych i Autostrad
ul. Żelazna 59
00-848 WARSZAWA**

Opracowali:

prof. dr hab. inż. Józef Judycki – autor kierujący

dr inż. Piotr Jaskuła

dr inż. Marek Pszczoła

mgr inż. Marcin Stienss

mgr inż. Mariusz Jaczewski

mgr inż. Dawid Ryś

Kierownik Katedry Inżynierii Drogowej - prof. dr hab. inż. Józef Judycki

Gdańsk, listopad 2010

SPIS TREŚCI

1. WSTĘP.....	5
1.1. PODSTAWA OPRACOWANIA	5
1.2. CEL PRACY	5
1.3. ZAKRES PRACY	7
1.3.1. Zakres całej kilkuetapowej pracy badawczej	7
1.3.2. Zakres II etapu pracy stanowiącego niniejsze opracowanie	8
2. NOWE TECHNOLOGIE I MATERIAŁY STOSOWANE W POLSCE W KONSTRUKCJACH NAWIERZCHNI DROGOWEJ.....	10
2.1. WPROWADZENIE	10
2.2. MIESZANKI MINERALNO-ASFALTOWE O WYSOKIM MODULE SZTYWNOŚCI (WMS) DO WARSTW WIĄŻĄCYCH I PODBUDÓW ...	11
2.2.1. Doświadczenia francuskie	11
2.2.2. Doświadczenia brytyjskie	11
2.2.3. Doświadczenia szwajcarskie	12
2.2.4. Doświadczenia polskie	12
2.2. SPECJALNE MIESZANKI MINERALNO-ASFALTOWE DO WARSTWY ŚCIERALNEJ (PA, SMA LA I BBTM).....	13
2.3. RECYKLING NA GORĄCO	14
2.4. LEPISZCZA ASFALTOWE WG NAJNOWSZYCH PRZEPISÓW TECHNICZNYCH	14
2.4.1. Asphalt zwykły	15
2.4.2. Asphalt modyfikowany	16
2.5. PARAMETRY FIZYKO-MECHANICZNE MIESZANEK MINERALNO-ASFALTOWYCH WG NAJNOWSZYCH PRZEPISÓW TECHNICZNYCH	19
2.5.1. Parametry fizyko-mechaniczne mieszanek mineralno-asfaltowych z asfaltami modyfikowanymi wg najnowszych przepisów technicznych	22
2.7. MIESZANKA MINERALNO-CEMENTOWO-EMULSYJNA (MCE) DO WARSTWY PODBUDOWY	24
3. WZMOCNIENIE PODŁOŻA GRUNTOWEGO	26
3.1. WPROWADZENIE	26
3.1.1. Wzmocnienie podłoża gruntowego według Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych z 1997 r.	27
3.1.2. Przyczyny potrzeby zmiany sposobów wzmocnienia podłoża w obecnym Katalogu	32
3.2. PRZEGLĄD METOD WZMOCNIENIA PODŁOŻA GRUNTOWEGO W INNYCH KRAJACH	34
3.2.1. Hiszpania	34
3.2.2. Wielka Brytania	44
3.2.3. Niemcy	73
3.2.4. Metoda francuska wzmocnienia podłoża gruntowego	84
3.3. PROPOZYCJA WZMACNIANIA PODŁOŻA GRUNTOWEGO W POLSCE	102
3.3.1. Wprowadzenie	102
3.3.2. Uzasadnienie możliwości zastosowania obniżonego modułu wzmocnienia podłoża do 80 MPa	102
3.3.3. Obliczenia nowych układów warstw wzmacniających	108
3.3.4. Proponowane nowe układy warstw wzmacniających	128
3.3.5. Platforma robocza z kruszywa naturalnego o CBR>60%	131
3.3.5. Aktualizacja podziałów gruntów w obecnym Katalogu pod kątem nowej europejskiej normy gruntowej	131

4. ANALIZA POMIARÓW OBCIĄŻENIA DRÓG POJAZDAMI CIĘŻAROWYMI NA PODSTAWIE DANYCH ZE STACJI AUTOMATYCZNEGO WAŻENIA POJAZDÓW	134
4.1. WPROWADZENIE	134
4.1.1. Przedmiot analizy	134
4.2. OPIS ANALIZY DANYCH.....	134
4.2.1. Struktura plików wejściowych	134
4.2.2. Kwalifikacja pojazdów do poszczególnych grup oraz rozpoznanie typów pojazdów	135
4.2.3. Sposób wyznaczenia struktury rodzajowej ruchu oraz procentowego udziału poszczególnych typów pojazdów w grupie	136
4.2.4. Sposób wyznaczenia rozkładu ciężarów poszczególnych typów	136
4.2.5. Wyznaczenie udziału pojazdów przeciążonych	136
4.2.6. Proces obliczeń średniego współczynnika równoważności osi dla grup pojazdów	139
4.2.7. Proces obliczania udziału poszczególnych typów pojazdów w całkowitej szkodzie zmęczeniowej nawierzchni - współczynnik agresywności ruchu	140
4.3. STACJA W WOLI DĘBIŃSKIEJ, W CIĄGU DROGI DK4.....	141
4.3.1. Lokalizacja i opis stacji	141
4.3.2. Struktura ruchu	141
4.3.3. Udział poszczególnych typów pojazdów w grupie.....	142
4.3.4. Rozkłady mas wybranych typów pojazdów.....	144
4.3.5. Udział pojazdów przeciążonych.....	156
4.3.6. Współczynnik równoważności osi	158
4.3.7. Wpływ oddziaływania pojazdów o danej sylwetce w całkowitej szkodzie zmęczeniowej nawierzchni - współczynnik agresywności.....	166
4.4. STACJA W GOŁKOWICACH, W CIĄGU DROGI DK11.....	167
4.4.1. Lokalizacja i opis stacji	167
4.4.2. Struktura ruchu	167
4.4.3. Struktura rodzajowa poszczególnych sylwetek w grupie	168
4.4.4. Rozkład masy wybranych typów pojazdów.....	169
4.4.6. Udział pojazdów przeciążonych.....	178
4.4.7. Współczynnik równoważności osi	180
4.4.8. Wpływ oddziaływania pojazdów o danej sylwetce w całkowitej szkodzie zmęczeniowej nawierzchni - współczynnik agresywności.....	187
4.5. PODSUMOWANIE ANALIZ OBCIĄŻENIA DRÓG	188
4.5.1. Struktura ruchu drogowego	188
4.5.2. Masa pojazdów	188
4.5.3. Udział pojazdów przeciążonych.....	189
4.5.4. Średni współczynnik równoważności osi	189
4.5.5. Udział poszczególnych typów pojazdów w całkowitej szkodzie zmęczeniowej nawierzchni - współczynnik agresywności ruchu	190
LITERATURA	191

1. Wstęp

1.1. Podstawa opracowania

Opracowanie niniejsze wykonano na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad w Warszawie (GDDKiA w Warszawie) w ramach umowy nr 2573/2009 z dnia 10.12.2009 r., wg harmonogramu dla etapu II.

1.2. Cel pracy

Obowiązujący w Polsce „Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych” został zatwierdzony przez Dyrektora GDDP w dniu 24 kwietnia 1997 r. Opracowywany był przez około 2 lata, od 1995 r. Obecnie, po ponad 12 latach stosowania wymaga on weryfikacji i aktualizacji.

Obecny „Katalog” z 1997 roku służy już od ponad 13 lat. W tym czasie nastąpił intensywny rozwój budownictwa drogowego w Polsce. Wraz z wejściem Polski w struktury Unii Europejskiej rozpoczął się gwałtowny rozwój sieci drogowej naszego kraju i nowych technologii, które wcześniej stosowane były w krajach zachodnich. Równocześnie weszły w życie i dalej wchodzi nowe przepisy oparte na normach Europejskich, które zmieniają wymagania w stosunku do wcześniejszych polskich dokumentów. W tym czasie nastąpił także gwałtowny wzrost ruchu drogowego, a szczególności wzrost ciężarów pojazdów i ciężarów ich osi oraz wzrost natężenia ruchu, a zwłaszcza ruchu ciężkich pojazdów ciężarowych.

Potrzeba rewizji obecnego katalogu nawierzchni podyktowana jest potrzebą jego dostosowania do nowych realiów w drogownictwie. Niektóre elementy starego „Katalogu” nie przystają do nowych warunków w jakich działa budownictwo drogowe.

Cel całej pracy pod tytułem: „Weryfikacja i aktualizacja „katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych” z 1997 roku” jest następujący:

- o Wyeliminowanie niedostatków obecnego Katalogu.
- o Dostosowanie Katalogu do obecnych technologii i materiałów w podanym niżej zakresie:
 - o Asfalty drogowe zwykłe wg nowych norm (inne niż dotychczas penetracje, lepkości, sztywności),
 - o Asfalty modyfikowane wg nowych norm,
 - o Mieszanki mineralno-asfaltowe wg nowych norm i warunków technicznych,
 - o Mieszanki mineralno-asfaltowe nieuwzględnione w starym Katalogu - SMA, betony asfaltowe o wysokim module sztywności, asfalty porowate,
 - o Mieszanki związane spoiwami hydraulicznymi,

- o Wprowadzenie metod zapobiegania powstawaniu spękań odbitych w nawierzchniach półsztywnych (warstwy przeciwspekaniowe, nacinanie warstwy podbudowy, i td) ,
- o Warstwy mrozochronne wg współczesnych zasad

Dostosowanie Katalogu do zwiększonego obciążenia dróg przez ruch drogowy.

- o Wprowadzenie kategorii ruchu „S” powyżej obecnego ruchu KR6 (KR6 zaczyna się od 14,6 mln osi 100 kN na dobę na pas – ruch będzie zdecydowanie większy)
- o Uściślenie współczynników przeliczeniowych pojazdów na osie standardowe
- o Wprowadzenie zmian do obecnych sposobów wzmacniania podłoży drogowych.
 - o Obecny Katalog w pkt. 5.2 ust. b str. 22c podaje sposoby wzmacniania podłoża identyczne, bez zmiany jak stary Katalog z 1977 roku, czyli sprzed 30 laty, podane w pkt. 6.1 str. 21 starego Katalogu. Technologie są w istotnej części przestarzałe. Jest to słaby punkt tego Katalogu.
 - o Obecny Katalog nie precyzuje jasno i dokładnie zasad stosowania warstw mrozochronnych i warstw odsączających. Zostaną przeanalizowane i uściślone wymagania dla tych warstw oraz podane zasady ich stosowania.
 - o W obecnym Katalogu podłoże gruntowe musi być wzmocnione do $E=100$ MPa dla KR1 i KR2 oraz $E=120$ MPa dla KR3-KR6. Zawyża to koszty budowy dróg zwłaszcza niższych klas, gdzie grubości warstw wzmocnienia podłoża wypadają relatywnie duże w porównaniu z małym ruchem. Przeanalizowane zostaną wzmocnienia do niższego modułu (np. $E = 80$ MPa) dla dróg niższych kategorii ruchu. Zostanie jednak zachowana zasada wymaganej nośności konstrukcji przez wzrost grubości warstw wyższych.
 - o Stary „Katalog” podawał jedno rozwiązanie wzmocnienia podłoża dla danej klasy nośności gruntu. Ograniczało to możliwości projektowe. W nowym „Katalogu” zaproponowane zostaną zróżnicowane metody wzmacniania podłoży z wykorzystaniem stabilizacji środkami hydraulicznymi i innymi, warstw mrozochronnych i odsączających oraz wymiany gruntu.
- o Uściślenie obliczeń i wymiarowania konstrukcji podanych w starym Katalogu
 - o Określanie temperatury ekwiwalentnej dla pór roku i dla całego roku.
 - o Przyjęcie modułów kruszyw łamanych z uwzględnieniem ich nieliniowej sprężystości nieliniowej sprężystości.
 - o Wykonanie obliczeń dla realnych modułów wzmocnionego podłoża.
 - o Wykonanie obliczeń dla cech materiałowych wg współczesnych przepisów innych niż 12 lat temu i nowych badań.
 - o Uwzględnienie szczepności międzywarstwowej, dla nawierzchni wielowarstwowych związanych cementem.
 - o Uwzględnienie nowych osiągnięć w analizie konstrukcji i w badaniach materiałów.

1.3. Zakres pracy

1.3.1. Zakres całej kilkuetapowej pracy badawczej

Praca została podzielona na cztery etapy, a w zakres każdego etapu wchodzi:

Etap I (zakończony w grudniu 2009)

1. Prace wstępne. Przegląd zmian norm i wytycznych dotyczących nawierzchni asfaltowych pod kątem wpływu na katalogowe konstrukcje nawierzchni.
2. W wyniku realizacji Etapu I powstało opracowanie pt.: „Weryfikacja i aktualizacja „katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych” z 1997 roku – Raport z pierwszego etapu” wykonane przez zespół Politechniki Gdańskiej w składzie prof. Józef Judycki, dr inż. Piotr Jaskuła i mgr inż. Łukasz Wojna.

Etap II (wykonywane w okresie od stycznia do grudnia 2010) – niniejszy raport jest sprawozdaniem z badań w tym etapie)

3. Dostosowanie Katalogu do zastosowania nowych technologii i materiałów. Określenie parametrów projektowych dotyczących nowych technologii i materiałów.
4. Wprowadzenie zmian do obecnych sposobów wzmacniania słabych podłoży drogowych.
5. Dostosowanie Katalogu do zwiększonego obciążenia dróg przez ruch, cz.1

Etap III (przewidziany do realizacji w 2011 roku)

6. Dostosowanie Katalogu do zwiększonego obciążenia dróg przez ruch, cz.2
7. Studia nad nowymi metodami określania trwałości zmęczeniowej. Określenie kryteriów zmęczeniowych do obliczeń
8. Wprowadzenie metod zapobiegania powstawaniu spękań odbitych w nawierzchniach półsztywnych (warstwy przeciwspekaniowe, nacinanie warstwy podbudowy, itd)
9. Obliczenia i wymiarowania konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych, cz.1

Etap IV (przewidziany do realizacji w 2012 roku)

10. Obliczenia i wymiarowania konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych, cz.2
11. Redakcja roboczej wersji katalogu
12. Opiniowanie roboczej wersji katalogu i opracowanie ostatecznej wersji

1.3.2. Zakres II etapu pracy stanowiącego niniejsze opracowanie

Niniejsze opracowanie składa się z czterech rozdziałów. Zawiera ono sprawozdanie z prac badawczych wykonanych w okresie od stycznia do końca listopada 2010 roku.

Rozdział 1 to wstęp.

Rozdział 2 zatytułowany „Nowe technologie i materiały stosowane w Polsce w konstrukcjach nawierzchni” stanowi szczegółowy przegląd nowych technologii i materiałów drogowych, jakie wprowadzone zostały w ostatnich latach. Nacisk położono na wpływ tych nowych technologii i materiałów na projektowanie konstrukcji nawierzchni i układ oraz grubości warstw tych konstrukcji. Wśród nowych technologii wyróżniono:

- beton asfaltowy o wysokim module sztywności WMS,
- asfalt porowaty i SMA,
- recykling na gorąco,
- mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjne (MCE).

W ostatnich latach wprowadzono szereg zmian w warunkach technicznych dotyczących mieszanek mineralno – asfaltowych, które mają istotny wpływ na projektowanie konstrukcyjne nawierzchni. Do nich zaliczyć można nowe normy i warunki techniczne dotyczące:

- asfaltów zwykłych,
- asfaltów modyfikowanych,
- mieszanek mineralno – asfaltowych i warstw asfaltowych nawierzchni.

Zauważyć należy, że proces wdrażania w Polsce nowych przepisów technicznych w zakresie mieszanek mineralno – asfaltowych i kruszyw jest wolny i nowopowstałe dokumenty ulegają weryfikacjom. Utrudnia to bardzo autorom niniejszego opracowania przyjęcie właściwych parametrów do projektowania nawierzchni. Dołożono jednak jak największych starań, aby przyjęte parametry były jak najbardziej poprawne.

Zmianom ulegną wkrótce wymagania dotyczące mieszanek niezwiązanych i mieszanych związanych spoiwami hydraulicznymi. Zmiany te wynikają z norm europejskich. Nie piszemy o tym w tym raporcie, ponieważ nie ma dotychczas dokumentów końcowych w tych zagadnieniach.

Rozdział 3 zatytułowany „Wzmocnienie podłoża gruntowego” zawiera najbardziej istotną część raportu. Wprowadzenie do rozdziału 3 określa konieczność zmian starego „Katalogu” w zakresie wzmocnień podłoża. Istotnym elementem tego rozdziału są studia literatury. Przystudiowano i dokładnie opisano metody wzmocniania podłoża jakie podają metoda projektowania konstrukcji nawierzchni w Wielkiej Brytanii oraz katalogi typowych konstrukcji nawierzchni niemiecki, francuski i hiszpański. Wnioski ze studiów tych zagranicznych metod uwzględniono przy

opracowywaniu wzmocnień podłoża gruntowego do nowego polskiego katalogu. Wykonano obliczenia układu wzmocnień według metody mechanistyczno-empirycznej przyjmując model wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej z wykorzystaniem programu BISAR. Pozostawiono starą klasyfikację gruntów podłoża na cztery klasy G1, G2, G3 i G4. Przyjęto, oprócz wskaźnika CBR, moduły sprężystości E jako parametr podstawowy charakteryzujący nośność rodzimego podłoża. Przyjęto do wzmocnień podłoża:

- o stabilizację cementem lub innym spoiwem hydraulicznym (wapno, aktywne popioły lotne, żużle granulowane) albo innym spoiwem nowej generacji o właściwościach aprobowanych przez notyfikowane instytucje,
- o materiały niezwiązane, kruszywa naturalne (żwiry, pospółki, piaski i ich mieszanki), gruz betonowy lub mieszankę kruszyw naturalnych i łamanych,
- o układy mieszane zawierające zarówno stabilizację, jak i mieszanki niezwiązane.

Określono stałe sprężyste tych materiałów. Podano szereg wariantowych konstrukcji wzmocnień, aby umożliwić projektantowi optymalny w danych warunkach lokalnych wybór. Rozdział ten stanowi bardzo istotny element prac badawczych wykonanych w II etapie.

Rozdział 4 zatytułowany „Analizy ruchu drogowego” zawiera sprawozdanie ze wstępnych badań ruchu drogowego. Zgodnie z programem jest to część pierwsza badań. W roku 2011 badania ruchu będą kontynuowane. Zespół badawczy uzyskał dostęp do danych o obciążeniach pojazdów z dwóch stacji preselekcyjnego ważenia pojazdów w Woli Dębińskiej i w Gołkowicach. Opracowano procedury analizy danych o obciążeniach nawierzchni przez ruch drogowy w celu określenia współczynników równoważności osi i współczynników równoważności wszystkich typów pojazdów ciężarowych. Określono także dla wstępnych danych współczynniki równoważności dla trzech grup pojazdów ciężarowych: pojazdów pojedynczych, pojazdów z naczepą i przyczepą oraz dla autobusów. Przeprowadzono analizy rozkładu ciężarów pojazdów różnych typów. Obliczono współczynniki agresywności pojazdów z uwzględnieniem ich ciężarów i częstotliwości występowania. Analizy ruchu będą dalej prowadzone. W tym, etapie badań uzyskano dostęp do danych o ruchu z dwóch stacji ważenia w okresie letnim 2010 roku i przygotowano procedury obliczeniowe, a także przeprowadzono pierwsze obszerne analizy.

Każdy z rozdziałów kończy się wnioskami. Niniejszy raport jest przejściowy. Dlatego na końcu tego raportu nie podano uogólniających wniosków.

2. Nowe technologie i materiały stosowane w Polsce w konstrukcjach nawierzchni drogowej

2.1. Wprowadzenie

Materiały do poszczególnych warstw konstrukcji wymieniane w obecnie obowiązującym Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni i Podatnych i Półsztywnych z 1997 r. w pewnym zakresie już nie pokrywają się z materiałami wykorzystywanymi współcześnie podczas budowy konstrukcji nawierzchni. Największe zmiany można zaobserwować w warstwach asfaltowych i to ze względu na wprowadzenie nowych technologii, jak i zmiany przepisów technicznych. Między innymi zostały wprowadzone nowe normy europejskie zharmonizowane dotyczące:

- mieszanek mineralno-asfaltowych z serii EN-1308-x i zatwierdzone w Polsce jako seria PN-EN13108-x,
- kruszyw mineralnych do mieszanek bitumicznych PN-EN13043,
- asfaltów zwykłych PN-EN12591 i
- asfaltów modyfikowanych PN-EN14023.

Obowiązujący katalog z 1997 roku wykorzystywał tylko beton asfaltowy i piasek otoczony asfaltem podczas, gdy obecne przepisy i trendy w budowie dróg dopuszczają także:

- beton asfaltowy o wysokim module sztywności,
- mastyks grysowy SMA,
- asfalt porowaty,
- SMA o niskiej emisji akustycznej,
- mieszanki do bardzo cienkich warstw ściernalnych BBTM, jak i
- beton asfaltowy.

Nowe przepisy w formie wymagań technicznych (WT-2) umożliwiają i regulują wykorzystanie destruktu asfaltowego w produkcji nowych mieszanek, czyli wprowadzeniu technologii recyklingu na gorąco.

W najbliższym czasie zmian w przepisach technicznych można się spodziewać także w warstwach niżej leżących, gdyż przepisy techniczne w formie norm PN-EN i wymagań technicznych są już tworzone i uzgadniane w Polsce. Chodzi tu przede wszystkim o podbudowy z kruszyw niezwiązanych i związanych spoiwem.

W rozdziale tym zostaną omówione nowe materiały do budowy warstw konstrukcji nawierzchni, jak i materiały dla których zmieniły się istotnie przepisy techniczne po wprowadzeniu norm europejskich, a przede wszystkim wybrane parametry fizyko-mechaniczne tych materiałów wpływające na pracę konstrukcji nawierzchni.

2.2. Mieszanki mineralno-asfaltowe o wysokim module sztywności (WMS) do warstw wiążących i podbudów

2.2.1 Doświadczenia francuskie

Mieszanki mineralno-asfaltowe o wysokim module sztywności do warstw podbudowy znane jako *enrobé à module élevé* (EME) zostały po raz pierwszy wprowadzone na początku lat 80 tych ubiegłego stulecia we Francji. Wysoki moduł sztywności tych mieszanek pozwalał na redukcję grubości warstwy podbudowy aż do 40% w zestawieniu do klasycznych mieszanek stosowanych we Francji. Mieszanki EME projektowane są przy pomocy specjalistycznych badań laboratoryjnych tzw. badań eksploatacyjnych, pomijając metodę Marshalla. Znakomite właściwości rozkładu obciążeń uzyskano dzięki zastosowaniu asfaltów o wysokiej sztywności, twardych asfaltów o niskiej penetracji w zakresie 10 do 35 j.p. Tak zaprojektowany materiał, żeby osiągnąć wysoką stabilność i właściwe zagęszczenie na drodze wymaga zastosowania bardzo ciężkich walców ogumionych o masie do 45 ton.

W czasie doświadczeń w stosowaniu tych mieszanek we Francji wyodrębniono dwa typy mieszanek o wysokim module sztywności do warstw podbudowy i warstwy wiążącej tzw. mieszanki EME1 i EME2. Różnica między nimi polegała na zastosowaniu większej ilości asfaltu w mieszance EME2, uzyskując oprócz wysokiej odporności na deformacje, także wysoką trwałość zmęczeniową. Dlatego też mieszanki EME1 stosowano do warstw podlegających tylko ścisaniu, a mieszanki EME2 do warstw podlegających ścisaniu i rozciąganiu. Moduły sztywności sprężystej jakie wymaga się w przepisach francuskich dla mieszanek EME w temperaturze +15°C muszą być większe od 14000 MPa podczas, gdy moduł klasycznych mieszanek w temperaturze +15°C ma być większy od 7000 MPa.

2.2.2. Doświadczenia brytyjskie

Nowe mieszanki o wysokim module sztywności EME szybko zostały zastosowane w nawierzchniach testowych w innych krajach europejskich takich, jak: Holandia, Belgia, Szwajcaria, Wielka Brytania i Polska na koniec lat 90 tych. Bardzo dobrze udokumentowaną historię wprowadzenia do stosowania mieszanek o wysokim module sztywności posiadają Brytyjczycy [Elliott 2008]. Na początku lat 90 tych w Wielkiej Brytanii w standardowo stosowanych mieszankach do warstw podbudowy i warstw wiążących takich jak DBM (*dense bitumen macadam*), HDM (*heavy duty macadam*) zastosowano twardszy asfalt i osiągnięto właściwości mieszanki zbliżone do stosowanych we Francji mieszanek EME. Zaczęto budować konstrukcję nawierzchni z wykorzystaniem nowych materiałów nazywanych już HMB (*high modulus base*), których moduł sztywności był do 4 razy wyższy niż standardowo stosowane DBM, dzięki czemu możliwa była redukcja grubości konstrukcji. Jednak po 4 latach eksploatacji w różnych konstrukcjach nawierzchni dokonano oceny

materiału i stwierdzono spadek sztywności podbudów z HMB (która po 7 latach eksploatacji mogłaby obniżyć się o 60%). Szerokie badania wykonane pod kierunkiem Mika Nunn z TRL [Nunn&Smith 1997] określiły przyczyny powstałych defektów (między innymi: za grube uziarnienie mieszanki mineralnej, za mało lepiszcza, za dużo wolnych przestrzeni), jak i określiły kierunki zmian w wymaganiach. Mieszkanką spełniającą nowe wymagania okazała się francuska EME2, którą po 10 latach od pierwszego zastosowania mieszanki o wysokim module w Wielkiej Brytanii wprowadzono do oficjalnego stosowania w tym kraju (uwzględniono w MCHW1, czyli specyfikacjach technicznych), jak i wprowadzono do najnowszej metody projektowania konstrukcji nawierzchni w Wielkiej Brytanii. Jednak stosowanie mieszanki EME2 w Wielkiej Brytanii wymusiło przygotowanie oddzielnych specyfikacji, które bardzo ściśle odwzorowują francuskie specyfikacje pod względem materiałowym i metodyki badań.

W metodzie projektowania konstrukcji nawierzchni mieszanki o wysokim module sztywności typu EME2 mogą być stosowane w warstwie wiążącej i podbudowie. Jednak ich zastosowanie wymusza wysoką nośność ulepszanego podłoża *Class 3 i 4* - nośność: 200 i 400 MPa oraz warunkowo *Class 2* (>100 MPa), lecz nośność podłoża gruntowego dla *Class 2* podczas budowy w tym przypadku musi być większa od 120 MPa [DMRB 2006].

Według metody projektowej obowiązującej w UK dzięki zastosowaniu mieszanki typu EME2 w warstwie podbudowy i wiążącej możliwa jest redukcja całkowitej grubości warstw asfaltowych o około 20% [DMRB 2006].

2.2.3. Doświadczenia szwajcarskie

Szwajcarskie wyniki badań zmęczeniowych z zastosowaniem badań w pełnej skali pozwalają stwierdzić, że istnieje uzasadniona możliwość 30% redukcji grubości warstwy podbudowy przy zastosowaniu mieszanki mineralno-asfaltowej typu EME2 w porównaniu do klasycznej mieszanki [Perret, Ould-Henia, Dumont 2004]. Na podstawie tych samych badań stwierdzono, że nie ma możliwości redukcji warstwy podbudowy przy zastosowaniu mieszanki typu EME1.

2.2.4. Doświadczenia polskie

W Polsce pierwsze prace badawcze z zastosowaniem mieszanek o wysokim module sztywności rozpoczęły się na przełomie lat 90 tych i 2000 w IBDiM w Warszawie. Zaowocowało to wydaniem pierwszej polskiej instrukcji (Zeszyt 63 IBDiM, 2002) do projektowania i wbudowania tego typu mieszanek o nazwie beton asfaltowy o wysokim module sztywności (BAWMS) w 2002 roku. Mieszanki tego typu pojawiały się w dokumentacjach technicznych nowoprojektowanych inwestycjach drogowych,

lecz nie było publikacji dokumentujących zastosowania tych mieszanek. W 2007 roku po wprowadzeniu do stosowania serii norm europejskich dla mieszanek mineralno-asfaltowych opublikowano nowszą instrukcję dla mieszanek o wysokim module sztywności (Zeszyt 70 IBDiM, 2007). W 2009 roku zalecono do stosowania wymagania techniczne WT-2 2008, gdzie zastosowano przy projektowaniu europejskie podejście, zgodne z normami PN-EN. Już w 2010 roku rozpoczęły się prace weryfikacyjne dokumentu WT-2, którego robocze wersje są publikowane na stronach GDDKiA. Na podstawie ostatnich przepisów, czyli WT-2 2010 (wciąż wersji roboczych) można stwierdzić, że wymagania stosowania betonów asfaltowych o wysokim module do warstw wiążącej i podbudowy są następujące (tablica 2.1):

Tablica 2.1. Właściwości betonu asfaltowego o wysokim module sztywności do warstwy wiążącej i podbudowy, ruch KR3-6

Właściwość	Rodzaj mieszanki	
	AC WMS 16	AC WMS 22
Zawartość wolnych przestrzeni [% v/v]	2,0÷4,0	2,0÷4,0
Zawartość asfaltu [% m/m]	>5,0	>4,8
Sztywność klasa 1: Minimalny moduł sztywności [MPa], temperatura +10°C	14000	14000
Sztywność klasa 2: Minimalny moduł sztywności [MPa], temperatura +10°C	16000	16000
Odporność na zmęczenie, kategoria nie niższa niż	ε ₆₋₁₃₀	ε ₆₋₁₃₀

2.2. Specjalne mieszanki mineralno-asfaltowe do warstwy ścieralnej (PA, SMA LA i BBTM)

Krótko po wprowadzeniu obecnego Katalogu do stosowania, w Polsce zaczęto wykorzystywać do warstw ścieralnych nowy typ mieszanki - mastyks grysowy SMA. Warstwa SMA nie była uwzględniona w Katalogu, a jej użycie nie wymagało stosowania współczynników przeliczeniowych. Mastyks grysowy SMA stosowano i stosuje się zamiennie z betonem asfaltowym w stosunku „jeden do jeden”. Na tej podstawie zamiana 5 cm warstwy ścieralnej z betonu asfaltowego (grubość w Katalogu) na 4 cm SMA (standardowo stosowana grubość) oznaczała przeniesienie pozostałego 1 cm betonu asfaltowego do warstw niżej leżących, tj. podbudowy lub wiążącej, tak żeby grubość całego pakietu warstw asfaltowych z Katalogu była równa przed i po zamianie.

Jednocześnie należy pamiętać, że warstwa ścieralna, a w szczególności z zastosowaniem nowej technologii jest najcieńszą warstwą w pakiecie warstw asfaltowych, a jej parametry fizyko-mechaniczne nie odgrywają istotnej roli w kryterium zmęczeniowym, przy klasycznym modelu zniszczenia nawierzchni oraz jej nieznacznie obniżona sztywność w stosunku do klasycznej mieszanki nie wpływa istotnie na rozkład naprężeń i odkształceń na spodzie pakietu warstw asfaltowych.

Dlatego wydaje się, że zastosowanie nowych technologii do warstwy ścieralnych takich jak asfalt porowaty, bardzo cienkie warstwy ścieralne, czy mastyksu grysowego SMA LA o obniżonej hałaśliwości nie wpłynie istotnie na nośność konstrukcji, jeżeli będzie zachowana zasada trzymania się katalogowej grubości pakietu warstw asfaltowych.

2.3. Recykling na gorąco

Technologia recyklingu na gorąco w formie dodawania destruktu asfaltowego podczas produkcji nowych mieszanek mineralno-asfaltowych jest już uporządkowana i jasno opisana w przepisach technicznych: PN-EN13108-4 *Mieszanki mineralno-asfaltowe. Destrukt asfaltowy* oraz WT-2 2010. Wymagania dopuszczają zastosowanie destruktu, jako produktu wartościowego spełniającego wymagania normowe w ilości 20% do warstwy wiążącej i podbudowy, a jeżeli udokumentowana jest jednorodność destruktu to w ilości 30%. Natomiast do warstwy ścieralnej dopuszcza się odpowiednio 10% i 20%. Są to wymagania zaniżające ilość stosowanego destruktu podyktowane zapewne małymi doświadczeniami w Polsce w recyklingu w otaczarkach na gorąco. Mieszanki produkowane z destruktem asfaltowym nie mają specjalnych wymagań. Wymagania są identyczne, jak dla mieszanek, które tego destruktu nie miałyby w swoim składzie. Zatem zastosowanie technologii recyklingu na gorąco podczas produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych nie może mieć wpływu na właściwości końcowego produktu.

2.4. Lepiszczą asfaltowe wg najnowszych przepisów technicznych

W podrozdziale tym zostaną przedstawione wybrane właściwości asfaltów zwykłych i modyfikowanych produkowane wg najnowszych przepisów technicznych istotnie wpływające na właściwości mechaniczne tj. sztywność (moduł sztywności) mieszanek mineralno-asfaltowych. Sztywność mieszanek mineralno-asfaltowych zależy między innymi od rodzaju użytego asfaltu, a właściwie od sztywności samego lepiszcza asfaltowego. Zgodnie z metodą Shella sztywność asfaltu można obliczyć, wykorzystując podstawowe parametry asfaltu takie jak: penetracja i temperatura mięknięcia.

2.4.1. Asfalt zwykły

W grudniu 2004 r. Polski Komitet Normalizacyjny (PKN) zatwierdził i wprowadził normę PN-EN12591:2004 „Asfalty i produkty asfaltowe. Wymagania dla asfaltów drogowych”. Norma ta zastąpiła starą polską normę PN-C-96170:1965 i wprowadziła nowy podział asfaltów i rodzaje asfaltów, jak podano w tablicy 2.2.

Tablica 2.2. Rodzaje asfaltów wg PN-EN 12591:2004

Lp	Właściwość	Metoda badania	Rodzaj asfaltu							
			20/30	35/50	50/70	70/100	100/150	160/220	250/330	
Właściwości obligatoryjne										
1	Penetracja w 25°C	0,1 mm	PN-EN 1426	20-30	35-50	50-70	70-100	100-150	160-220	250-330
2	Temperatura mięknięcia,	°C	PN-EN 1427	55-63	50-58	46-54	43-51	39-47	35-43	30-38
3	Temperatura zapłonu, nie mniej niż	°C	PN-EN 22592	240	240	230	230	230	220	220
4	Zawartość składników rozpuszczalnych, nie mniej niż	% m/m	PN-EN 12592	99	99	99	99	99	99	99
5	Zmiana masy po starzeniu (ubytek lub przyrost), nie więcej niż	% m/m	PN-EN 12607-1	0,5	0,5	0,5	0,8	0,8	1,0	1,0
6	Pozostała penetracja po starzeniu, nie mniej niż	%	PN-EN 1426	55	53	50	46	43	37	35
7	Temperatura mięknięcia po starzeniu, nie mniej niż	°C	PN-EN 1427	57	52	48	45	41	37	32
Właściwości specjalne krajowe										
8	Zawartość parafiny, nie więcej niż	%	PN-EN 12606-1	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2
9	Wzrost temperatury mięknięcia po starzeniu, nie więcej niż	°C	PN-EN 1427	8	8	9	9	10	11	11
10	Temperatura łamliwości, nie więcej niż	°C	PN-EN 12593	-	-5	-8	-10	-12	-15	-16

Najczęściej stosowane asfalty w Polsce do wykonania warstw z mieszanek mineralno-asfaltowych to: asfalt 35/50 do warstwy wiążącej i podbudowy, asfalt 50/70 do warstwy ścieralnej oraz asfalt 20/30 do warstwy wiążącej i podbudowy z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności.

Przy zastosowaniu metody Shella (czas obciążenia $t=0,02$ s) do wyznaczenia modułów sztywności asfaltu potrzebne są właściwości takie jak: penetracja i temperatura mięknięcia, które zestawiono w tablicy 2.3.

Tablica 2.3. Wybrane parametry (średnie penetracje i temperatury mięknięcia) asfaltów zwykłych wg normy PN-EN 12591:2004

Lp.	Właściwość	20/30	35/50	50/70
1.	Penetracja w 25°C, 0,1 mm	25	43	60
2.	Temperatura mięknięcia, °C	59	54	50
3.	Penetracja po starzeniu (RTFOT)	>14	>23	>30
4.	Temperatura mięknięcia po starzeniu (RTFOT)	>57	>52	>48

Produkowane w Polsce asfalty zwykle przez dwóch największych producentów zgodnie z obowiązującą normą osiągają parametry, jak przedstawiono w tablicy 2.4.

Tablica 2.4. Średnie parametry asfaltów zwykłych produkowanych w Polsce w latach 2008-2010 zgodnie z normą PN-EN 12591:2004

Lp.	Właściwość	Asfalt 20/30							
		producent I				producent II			
		'10	'09	'08	śred.	'10	'09	'08	śred.
1.	Penetracja w 25°C, 0,1 mm	28	28	28	28		27		27
2.	Temperatura mięknięcia, °C	62	63	62	62		62		62
3.	Penetracja po starzeniu (RTFOT)	20	20	20	20		21		21
4.	Temperatura mięknięcia po starzeniu (RTFOT)	69	70	69	69		68		68
		Asfalt 35/50							
		producent I				producent II			
		'10	'09	'08	śred.	'10	'09	'08	śred.
1.	Penetracja w 25°C, 0,1 mm	43	42	42	42		45		45
2.	Temperatura mięknięcia, °C	55	54	54	54		54		54
3.	Penetracja po starzeniu (RTFOT)	29	30	30	30		31		31
4.	Temperatura mięknięcia po starzeniu (RTFOT)	62	60	60	61		60		60
		Asfalt 50/70							
		producent I				producent II			
		'10	'09	'08	śred.	'10	'09	'08	śred.
1.	Penetracja w 25°C, 0,1 mm	64	63	61	63		64		64
2.	Temperatura mięknięcia, °C	49	49	50	49		49		49
3.	Penetracja po starzeniu (RTFOT)	41	41	40	41		43		43
4.	Temperatura mięknięcia po starzeniu (RTFOT)	55	54	55	55		54		54

Tablica 2.5. Wybrane, średnie parametry asfaltów zwykłych produkowanych wg normy PN-EN 12591:2004 przez dwóch polskich producentów asfaltów i wyliczone wg metody Shell (oprogramowanie Bands) moduły sztywności asfaltów

Lp.	Właściwość	Asfalty		
		20/30	35/50	50/70
1.	Penetracja po starzeniu	20	30	42
2.	Temperatura mięknięcia po starzeniu (RTFOT)	69	60	55
3.	Moduł sztywności (-2°C, t=0,02 s) obliczony wg Shell po starzeniu, [MPa]	522	554	468
4.	Moduł sztywności (+10°C, t=0,02 s) obliczony wg Shell po starzeniu, [MPa]	190	169	144
5.	Moduł sztywności (+23°C, t=0,02 s) obliczony wg Shell po starzeniu, [MPa]	53	38,4	25,5

2.4.2. Asfalt modyfikowany

W marcu 2009 r. PKN zatwierdził i wprowadził normę PN-EN14023:2009 „Asfalty i lepiszcza asfaltowe. Zasady klasyfikacji asfaltów modyfikowanych polimerami”. Norma ta zastąpiła stare polskie Tymczasowe Wymagania Techniczne 2003 i wprowadziła nowy podział i rodzaje asfaltów modyfikowanych, jak podano w tablicy 2.6.

Tablica 2.6. Rodzaje asfaltów modyfikowanych wg PN-EN14023:200

WŁAŚCIWOŚĆ		METODA BADANIA	JEDNOSTKA	Klasy wymagań wobec wszystkich asfaltów modyfikowanych polimerami									
				2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Penetracja w 25 °C		EN 1426	0,1 mm	10-40	25-55	45-80	40-100	65-105	75-130	90-150	120-200	200-300	
Temperatura mięknięcia		EN 1427	°C	≥ 80	≥ 75	≥ 70	≥ 65	≥ 60	≥ 55	≥ 50	≥ 45	≥ 40	
Kohezja ^a	Siła rozciągania ^a (rozciąganie 50 mm/min) lub	EN 13589 po EN 13703	J/cm ²	≥ 3 w 5°C	≥ 2 w 5°C	≥ 1 w 5°C	≥ 2 w 0°C	≥ 2 w 10°C	≥ 3 w 10°C	≥ 0,5 w 15°C	≥ 2 w 15°C	≥ 0,5 w 20°C	
Odporność na starzenie ^b	Pozostała penetracja	EN 12607-1	%	≥ 35	≥ 40	≥ 45	≥ 50	≥ 55	≥ 60				
	Wzrost temperatury mięknięcia		°C	≤ 8	≤ 10	≤ 12							
	Zmiana masy ^c		%	≤ 0,3	≤ 0,5	≤ 0,8							≤ 1,0
Temperatura zapłonu		EN ISO 2592	°C	≥ 250	≥ 235	≥ 220							
Temperatura łamliwości wg Fraassa		EN 12593	°C	≤ 0	≤ -5	≤ -7							≤ -10
Nawrót sprężysty	w 25 °C	EN 13398	%	≥ 80	≥ 70	≥ 60	≥ 50						
Zakres plastyczności		5.2.8.4	°C	≥ 85	≥ 80	≥ 75	≥ 70						≥ 65
Spadek temperatury mięknięcia po starzeniu wg EN 12607-1 lub -3		EN 1427	°C	≤ 2	≤ 5								
Nawrót sprężysty w 25 °C po EN 12607-1		EN 13398	%	≥ 70	≥ 60								≥ 50
Stabilność magazynowania ^b Różnica temperatury mięknięcia		EN 13399 EN 1427	°C	≤ 5									
Stabilność magazynowania ^b Różnica penetracji		EN 13399 EN 1426	0,1 mm	≤ 9	≤ 13	≤ 19	≤ 26						

Najczęściej stosowane asfalty w Polsce do wykonania warstw z mieszanek mineralno-asfaltowych to: asfalt 25/55-60 do warstwy wiążącej i podbudowy, asfalt 45/80-55 do warstwy ścieralnej oraz asfalt 10/40-65 do warstwy wiążącej i podbudowy z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności, jak i asfalt wysoko modyfikowany 45/80-65 do specjalnych warstw ścieralnych.

Tablica 2.7. Wybrane parametry (średnie penetracje) asfaltów modyfikowanych wg normy PN-EN14023:2009

Lp.	Właściwość	Asfalty modyfikowane			
		10/40-65	25/55-65	45/80-55	45/80-65
1.	Penetracja w 25°C, 0,1 mm	25	40	62	62
2.	Temperatura mięknięcia, °C	>65	>60	>55	>65
3.	Penetracja po starzeniu (RTFOT)	>15	>24	>37	>37
4.	Temperatura mięknięcia po starzeniu (RTFOT)	<70	<65	<63	<70

Produkowane w Polsce asfalty modyfikowane przez dwóch największych producentów zgodnie z obowiązującą normą osiągają parametry, jak przedstawiono w tablicy 2.8.

Tablica 2.8. Średnie parametry asfaltów modyfikowanych produkowanych w Polsce w latach 2008-2010 zgodnie z normą PN-EN14023:2009

Lp.	Właściwość	PmB 10/40-65								
		producent I				producent II				średnia
		'10	'09	'08	śred.	'10	'09	'08	śred.	
1.	Penetracja w 25°C, 0,1 mm	brak	33	brak	33	brak				33
2.	Temperatura mięknięcia, °C		71		71					71
3.	Penetracja po starzeniu (RTFOT)		26		26					26
4.	Temperatura mięknięcia po starzeniu (RTFOT)		74		74					74
Lp.	Właściwość	PmB 25/55-60								
		producent I				producent II				średnia
		'10	'09	'08	śred.	'10	'09	'08	śred.	
1.	Penetracja w 25°C, 0,1 mm	35	36	34	35	brak	39	brak	39	37
2.	Temperatura mięknięcia, °C	66	68	68	68		64		64	66
3.	Penetracja po starzeniu (RTFOT)	26	25	25	25		30		30	27
4.	Temperatura mięknięcia po starzeniu (RTFOT)	69	72	73	71		70		70	71
Lp.	Właściwość	PmB 45/80-55								
		producent I				producent II				średnia
		'10	'09	'08	śred.	'10	'09	'08	śred.	
1.	Penetracja w 25°C, 0,1 mm	51	52	60	54	brak	59	brak	59	56
2.	Temperatura mięknięcia, °C	66	62	62	63		61		61	62
3.	Penetracja po starzeniu (RTFOT)	36	37	42	38		44		44	41
4.	Temperatura mięknięcia po starzeniu (RTFOT)	72	66	66	68		65		65	66
Lp.	Właściwość	PmB 45/80-65								
		producent I				producent II				średnia
		'10	'09	'08	śred.	'10	'09	'08	śred.	
1.	Penetracja w 25°C, 0,1 mm	57	69	brak	63	brak				63
2.	Temperatura mięknięcia, °C	85	75		80					80
3.	Penetracja po starzeniu (RTFOT)	42	49		46					46
4.	Temperatura mięknięcia po starzeniu (RTFOT)	91	79		85					85

Metoda Shella do wyznaczenia sztywności lepiszcza na podstawie penetracji i temperatury opracowana została dla asfaltów zwykłych i nie uwzględnia asfaltów modyfikowanych.

2.5. Parametry fizyko-mechaniczne mieszanek mineralno-asfaltowych wg najnowszych przepisów technicznych

W rozdziale tym przedstawiono na podstawie najnowszych przepisów technicznych (WT-2 2010) wymagane parametry fizyczne mieszanek mineralno-asfaltowych, takie jak zawartość wolnych przestrzeni i zawartość asfaltu (patrz tab. 2.9, 2.10 i 2.11), które decydują o module sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej. W tablicach zaciemniono wiersze, w których mieszanki zdaniem autorów będą najczęściej występowały w konstrukcjach nawierzchni zależnie od kategorii ruchu.

Tablica 2.9. Wybrane właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych stosowane do KR5-6 [WT-2 2010]

Lp.	Rodzaj mieszanki	Zawartość asfaltu [% m/m]		Zawartość wolnych przestrzeni w recepcie [% v/v]	
		normowa	Przyjęta (w nawierzchni)	normowa	przyjęta (w nawierzchni)
1	Beton asfaltowy do warstwy ścieralnej, AC8S, AC11S (tylko asfalt modyfikowany)	min.: 5,6; 5,4	5,4	2-4	3
2	Mastyks grysowy, SMA8, SMA11 (tylko asfalt modyfikowany)	min.: 7,0; 6,4	6,4	2-3 (1,5-3)	3
3	Beton asfaltowy do warstwy wiążącej, AC16W, AC22W (asfalt zwykły i modyfikowany)	min.: 4,4; 4,2	4,2	4-7	6
4	Beton asfaltowy do warstwy podbudowy, AC16P, AC22P, AC32P (asfalt zwykły i modyfikowany)	min.: 4,0; 3,8; 3,6	3,8	4-8	8
5	Beton asfaltowy o wysokim module sztywności do warstwy podbudowy i wiążącej, ACWMS11, ACWMS16 (asfalt zwykły i modyfikowany)	min.: 5,0; 4,8	4,8	2-4	4
6	Asfalt porowaty do warstwy ścieralnej, PA8, PA11	min.: 6,5; 6,0	6,0	18-24	22
7	Asfalt porowaty do warstwy wiążącej, PA16	min.: 5,5	5,5	24-28	26
8	Beton asfaltowy do bardzo cienkich warstw, BBTM8, BBTM11	min.: 5,6-5,0	5,0	13-15	14

W tablicach 2.9, 2.10 i 2.11 podano jedną, dwie lub trzy wartości minimalnej zawartości asfaltu, które odpowiadają w kolejności możliwego uziarnienia mieszanki mineralnej.

Tablica 2.10. Wybrane właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych stosowane do KR3-4 [WT-2 2010]

Lp.	Rodzaj mieszanki	Zawartość asfaltu [% m/m]		Zawartość wolnych przestrzeni w recepcie [% v/v]	
		normowa	przyjęta w nawierzchni	normowa	przyjęta w nawierzchni
1	Beton asfaltowy do warstwy ścieralnej, AC8S, AC11S (asfalt zwykły i modyfikowany)	min.: 5,6; 5,4	5,4	2-4	3
2	Mastyks grysowy, SMA8, SMA11 (asfalt zwykły i modyfikowany)	min.: 7,0; 6,4	6,4	2-3 (1,5-3)	3
3	Beton asfaltowy do warstwy wiążącej, AC16W, AC22W (asfalt zwykły i modyfikowany)	min.: 4,4; 4,2	4,2	4-7	6
4	Beton asfaltowy do warstwy podbudowy, AC16P, AC22P, AC32P (asfalt zwykły i modyfikowany)	min.: 4,0; 3,8; 3,6	3,8	4-8	8
5	Beton asfaltowy o wysokim module sztywności do warstwy podbudowy i wiążącej, ACWMS11, ACWMS16 (asfalt zwykły i modyfikowany)	min.: 5,0; 4,8	4,8	2-4	4
6	Asfalt porowaty do warstwy ścieralnej, PA8, PA11	min.: 6,5; 6,0	6,0	18-24	22
7	Asfalt porowaty do warstwy wiążącej, PA16	min.: 5,5	5,5	24-28	26
8	Beton asfaltowy do bardzo cienkich warstw, BBTM8, BBTM11	min.: 5,6-5,0	5,0	13-15	14

Tablica 2.11. Wybrane właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych stosowane do KR1-2 [WT-2 2010]

Lp.	Rodzaj mieszanki	Zawartość asfaltu [% m/m]		Zawartość wolnych przestrzeni [% v/v]	
		normowa	przyjęta w nawierzchni	normowa	przyjęta w nawierzchni
1	Beton asfaltowy do warstwy ścieralnej, AC5S, AC8S, AC11S (tylko asfalt zwykły)	min.: 6,0; 5,8; 5,6	5,6	1-3	2,5
2	Mastyks grysowy SMA5, SMA8 (asfalt zwykły i modyfikowany)	Min.: 7,2; 7,0	7,0	1,5-3	3
3	Beton asfaltowy do warstwy wiążącej, AC11W, AC16W (tylko asfalt zwykły)	min.: 4,6; 4,4	4,4	4-7	6
4	Beton asfaltowy do warstwy podbudowy, AC16P, AC22P (tylko asfalt zwykły)	min.: 4,2; 4,0	4,0	4-8	8
5	Beton asfaltowy do bardzo cienkich warstw, BBTM8, BBTM11	min.: 5,6-5,0	5,0	13-15	14

Wykorzystując typowe parametry fizyczne mieszanek i sztywności zastosowanych asfaltów przy pomocy metody Shella (czas obciążenia $t=0,02$ s) obliczono za pomocą programu Bands typowe moduły sztywności mieszanek mineralno-asfaltowych, spełniających najnowsze przepisy techniczne (WT-2 2010).

Tablica 2.12. Obliczone wg Shella moduły sztywności wybranych mieszanek mineralno-asfaltowych wg WT-2 2010 z zastosowaniem asfaltów zwykłych dla czasu obciążenia $t=0,02$ s

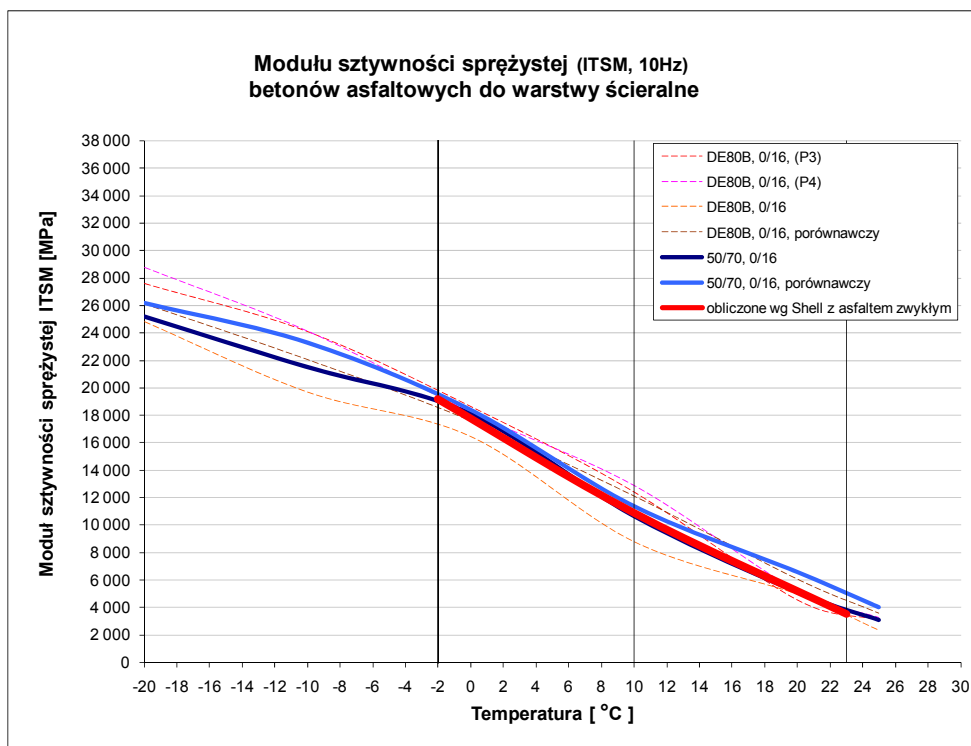
Lp.	Rodzaj mieszanki	Zawartości objętościowe [% v/v]		Moduł sztywności [MPa]		
		asfaltu	wolnych przestrzeni	-2°C	+10°C	+23°C
Ruchu KR5-6						
1	Mastyks grysowy, SMA8, SMA11 (tylko asfalt modyfikowany)	16	3	nie ma zastosowania program BANDS	nie ma zastosowania program BANDS	nie ma zastosowania program BANDS
2	Beton asfaltowy do warstwy wiążącej, AC16W, AC22W z asfaltem 35/50	10,5	6	20600	11800	4980
3	Beton asfaltowy do warstwy podbudowy, AC16P, AC22P, AC32P z asfaltem 35/50	9,5	8	19200	10800	4640
4	Beton asfaltowy o wysokim module sztywności do warstwy podbudowy i wiążącej, ACWMS11, ACWMS16 z asfaltem 20/30	12	4	20700	(14100 v=3%) 13000	6290
Ruchu KR3-4						
5	Beton asfaltowy do warstwy ścieralnej, AC8S, AC11S z asfaltem 50/70	13,5	3	19200	10900	3530
6	Mastyks grysowy, SMA8, SMA11 z asfaltem 50/70	16	3	16400	8800	2630
7	Beton asfaltowy do warstwy wiążącej, AC16W, AC22W z asfaltem 35/50	10,5	6	20600	11800	4980
8	Beton asfaltowy do warstwy podbudowy, AC16P, AC22P, AC32P z asfaltem 35/50	9,5	8	19200	10800	4640
Ruch KR1-2						
9	Beton asfaltowy do warstwy ścieralnej, AC5S, AC8S, AC11S z asfaltem 50/70	14	2,5	19200	10900	3490
10	Beton asfaltowy do warstwy wiążącej, AC11W, AC16W z asfaltem 50/70	11	6	18400	10400	3600
11	Beton asfaltowy do warstwy podbudowy, AC16P, AC22P z asfaltem 50/70	10	8	17200	9550	3390

Z tablicy 2.12 widać, że obliczone moduły sztywności dla betonów asfaltowych zgodnych z nowymi przepisami technicznymi i z wykorzystaniem nowych asfaltów zwykłych (nie modyfikowanych) są:

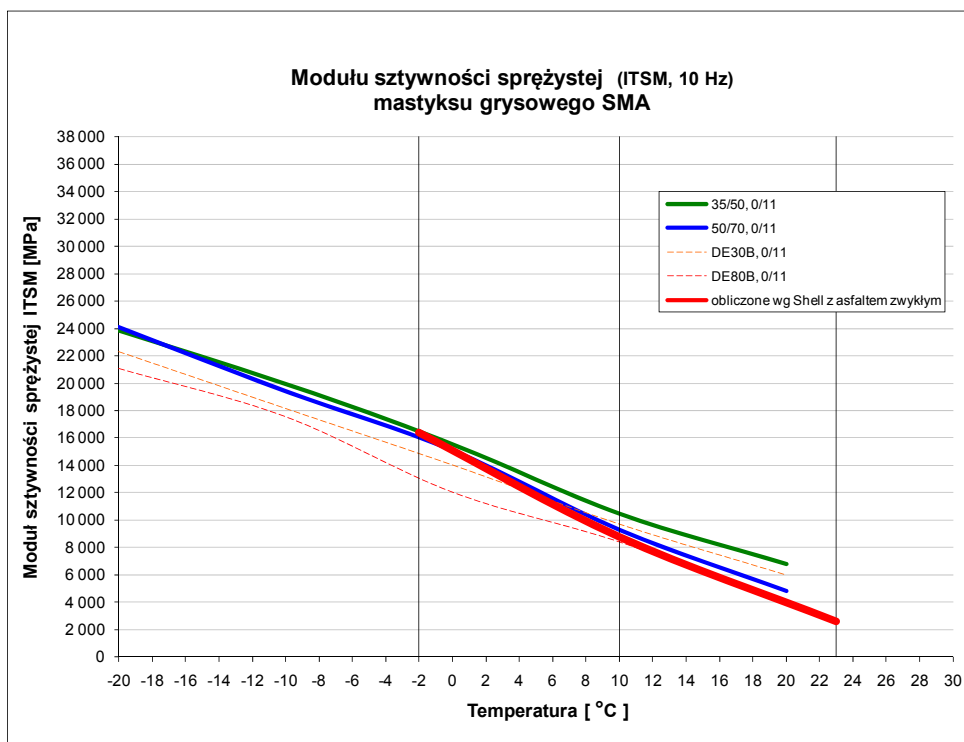
- zbliżone do wartości modułów sztywności betonów asfaltowych wykorzystywanych w Katalogu z 1997 r., lecz tylko dla temperatur reprezentujących okres zimowy i wiosenno-jesienny,
- istotnie wyższe od wartości modułów sztywności betonów asfaltowych z Katalogu z 1997 r., lecz tylko dla temperatur letnich, co wiąże się z użycie obecnie twardszych asfaltów.

2.5.1. Parametry fizyko-mechaniczne mieszanek mineralno-asfaltowych z asfaltami modyfikowanymi wg najnowszych przepisów technicznych

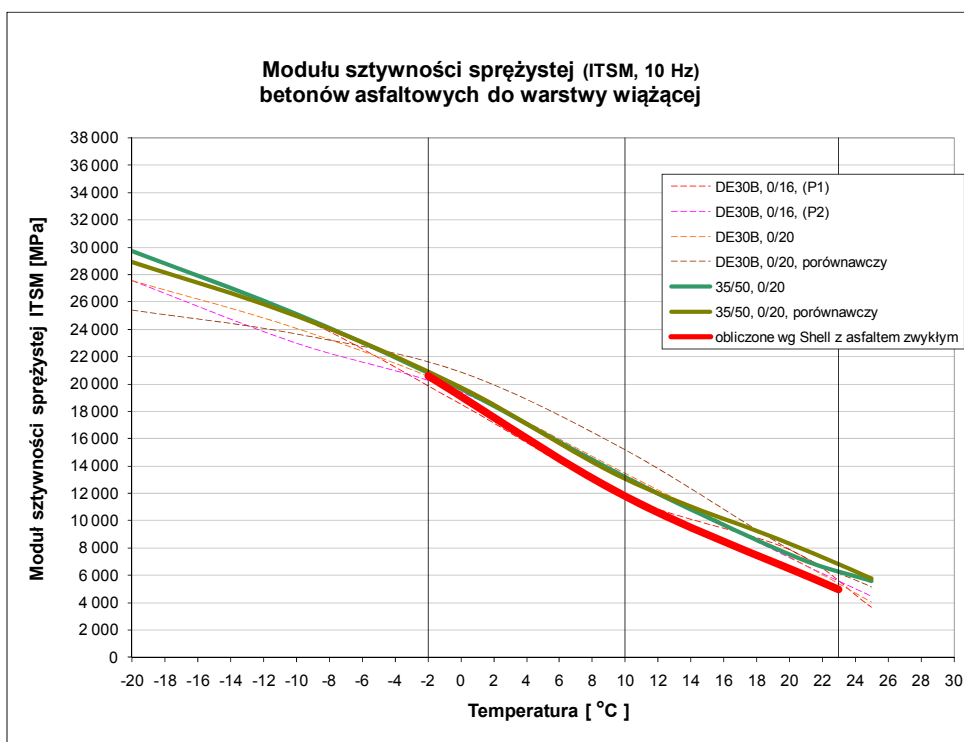
W związku z tym, że brak jest metody obliczeniowej modułów sztywności asfaltów modyfikowanych na podstawie parametrów penetracji i temperatury pięknięcia, a zatem brak jest możliwości wyliczenia modułów sztywności mieszanek mineralno-asfaltowych z zastosowaniem asfaltów modyfikowanych. Dlatego moduły sztywności dla tych mieszanek zostaną przyjęte na podstawie wyników badań laboratoryjnych. Do tego celu wykorzystano wyniki archiwalne z prac badawczych Katedry Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej i wyniki pozyskane z literatury technicznej.



Rysunek 1.1. Moduły sztywności z badania ITSM betonów asfaltowych do warstwy ścieralnej z zastosowaniem asfaltów zwykłych (linie ciągłe) i asfaltów modyfikowanych (linie przerywane) w różnych temperaturach

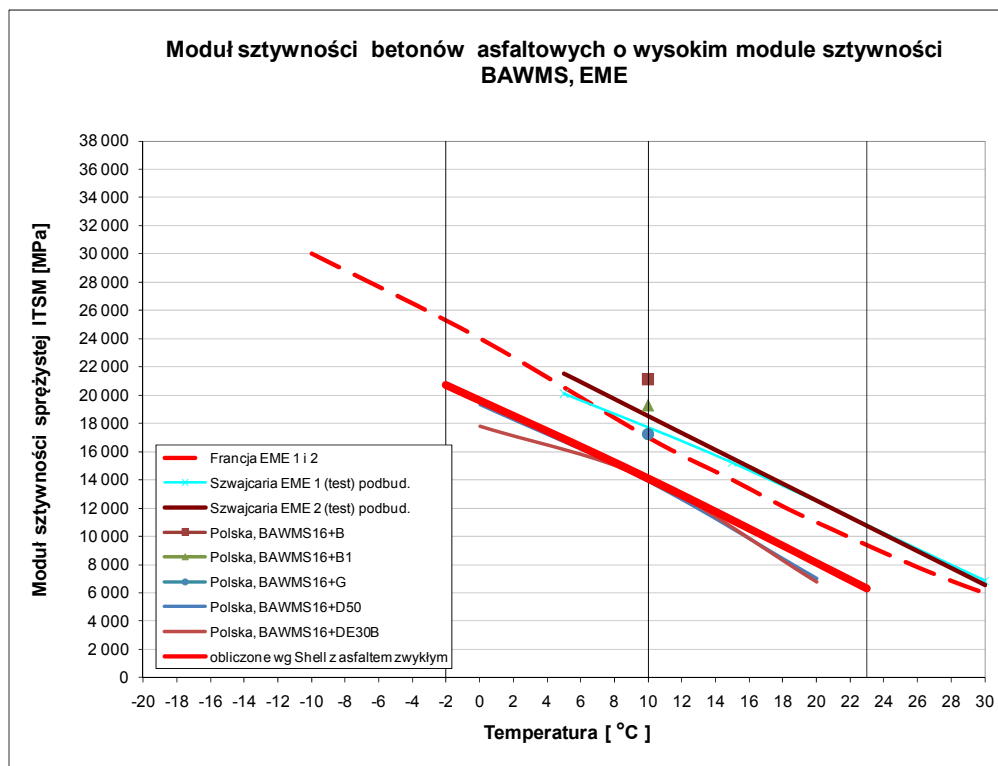


Rysunek 1.2. Moduły sztywności z badania ITSM mastyksu grysowego SMA do warstwy ścieralnej z zastosowaniem asfaltów zwykłych (linie ciągłe) i asfaltów modyfikowanych (linie przerywane) w różnych temperaturach



Rysunek 1.3. Moduły sztywności z badania ITSM betonów asfaltowych do warstwy wiążącej z zastosowaniem asfaltów zwykłych (linie ciągłe) i asfaltów modyfikowanych (linie przerywane) w różnych temperaturach

Na podstawie zamieszczonych rysunków 1.1, 1.2, 1.3 z wynikami badań laboratoryjnych modułu sztywności mieszanek mineralno-asfaltowych z asfaltami zwykłymi i modyfikowanymi można stwierdzić, że moduły mieszanek z asfaltami zwykłymi i modyfikowanymi są zbliżone do siebie przynajmniej w zakresach temperatur stosowanych przy projektowaniu nawierzchni drogowych tj. w temperaturach: -2°C , $+10^{\circ}\text{C}$ i $+23^{\circ}\text{C}$. A obserwowane niewielkie różnice nie będą miały większego wpływu na obliczane odkształcenia i naprężenia w projektowanych konstrukcjach nawierzchni.



Rysunek 1.4. Moduły sztywności z badania (Polska - 4PBT - czteropunktowe zginanie, Francja i Szwajcaria 2PBT – zginanie belki trapezoidalnej) betonów asfaltowych o wysokim module sztywności do warstwy podbudowy i wiążącej

2.7. Mieszanka mineralno-cementowo-emulsyjna (MCE) do warstwy podbudowy

W rozdziale tym przedstawiono wybrane parametry mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MCE). Zdecydowano się na przedstawienie parametrów dla tej mieszanki, ponieważ w ostatnich latach zdobywa ona coraz szerszą popularność w Polsce, szczególnie przy przebudowach dróg, gdzie do zagospodarowania mamy znaczne ilości materiałów pochodzących z rozbiórki.

Wykonywanie podbudów z materiałów rozbiórkowych z zastosowaniem cementu i emulsji jest na świecie technologią dość popularną. Kraje wykorzystujące tą technologię mają różne doświadczenia wynikające ze stosowania w różnym stopniu poszczególnych składników oraz środków wiążących do mieszanek MCE stąd też duża zmienność parametrów przyjmowanych do charakterystyki mieszanek zawierających destruk, cement i emulsję. Zestawienie parametrów w wybranych krajach przedstawiono w tabelicy 2.12 oraz w tabelicy 2.13, gdzie przedstawiono podejście francuskie, które uzależnia sztywność MCE od wytrzymałości na ściskanie uzyskane dla poszczególnych klas recyklingu.

Tablica 2.12. Zestawienie parametrów mieszanek zawierających destruk, cement i emulsję

Lp.	Rodzaj mieszanki	Kraj	Wartość modułu sztywności [MPa]	Źródło:
1	Mieszanka mineralno-cementowo-emulsyjna	Polska	2500- 3000 MPa w +23° C ≤ 9000 MPa w -10° C	[1]
2	Mieszanka mineralno-cementowo-emulsyjna (50 % destruk, 50 % doziarnienie)	Niemcy	2500 – 4000 MPa w +25° C	[2]
3	Typ B1 o dominującym wpływie wiązania bitumicznego Typ B2 o charakterze hydraulicznym.	Niemcy	3000 – 7000 MPa w +5° C 7000 – 12 500 w +5° C	[3]
4	Mieszanka mineralno-cementowo-emulsyjna	Anglia	1900 – 3100 MPa w +20° C	[4]

Tablica 2.13. Zestawienie parametrów mieszanek zawierających destruk cement i emulsję według wymagań francuskich [SETRA 2003]

Lp.	Klasa recyklingu	Wytrzymałość na ściskanie po 14 dniach R _c [MPa]	Oszacowany moduł sztywności w temp. +15°C [MPa]
1	Niezwiązane kruszywo łamane z niewielkim dodatkiem destruktu (3-4 cm sfrezowanych warstw asfaltowych) regenerowane emulsją – klasa I	1,5 – 2,2 2,2 – 3,0	1500 2500
2	Mieszanka z zawartością destruktu na poziomie 75-90% - klasa II	< 4,0 ≥ 4,0	2000 3000
3	Zawartość destruktu na poziomie pow.90% - klasa II Frezowanie wyłącznie warstw asfaltowych - klasa III	< 4,0 ≥ 4,0	3000 4000

Przedstawione zestawienie pokazuje, że wartości modułów dla mieszanek MCE są dość zmienne i w dużej mierze uzależnione od ilości dodatków wiążących stosowanych w poszczególnych mieszankach.

3. Wzmocnienie podłoża gruntowego

3.1. Wprowadzenie

Obecnie obowiązujący w Polsce Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni i Podatnych i Półsztywnych z 1997 r. podaje sposoby wzmocniania podłoża identyczne, bez jakiegokolwiek zmiany, jak jeszcze starszy Katalog z 1977 roku, czyli sprzed ponad 30 laty. Podane technologie wzmocnienia podłoża gruntowego w Katalogu są w pewnej części przestarzałe, a także nieprecyzyjne. Dlatego między innymi główne cele na tym etapie pracy to:

- określenie podstawowych założeń dotyczących wzmocniania podłoża,
- uściślenie metod wzmocniania/ulepszenia podłoża,
- przedstawienie wariantowych możliwości ulepszenia,
- rozpoznanie nowych metod stabilizacji spoiwami hydraulicznymi i włączenie ich do palet wyboru,
- podanie parametrów mechanicznych dla warstw wzmocnienia podłoża w postaci warstw z kruszyw niezwiązanego i stabilizacji spoiwem hydraulicznym,

Do osiągnięcia postawionych celów niezbędne było przeanalizowanie stosowanych metod projektowania konstrukcji nawierzchni, a w nich metod wzmocniania podłoża gruntowego w Polsce i innych krajach europejskich. Oprócz polskiej metody wzmocnienia podłoża przeanalizowano metody wzmocniania podłoża stosowane w Niemczech, Francji, Wielkiej Brytanii, i Hiszpanii.

Podczas opracowywania i analizowania nowych metod wzmocnienia wprowadzono szereg założeń początkowych, takich jak:

- Minimalna grubość warstwy stabilizowanej spoiwem hydraulicznym nie może być mniejsza niż 15 cm.
- Przyjęto, że opracowane typowe rozwiązania katalogowe dotyczą podłoży gruntowych o nośności charakteryzowanej wskaźnikiem CBR nie mniejszym niż 2% ilub modulem E podłoża gruntowego nie mniejszym niż 25 MPa.
- Zalecono inne niż podane w nowym „Katalogu” sposoby wzmocnienia podłoża, takie jak zastosowanie materaców z geosyntetyków, wzmocnienia głębokie, głębokie wymiany gruntu itp. przy zastosowaniu indywidualnych metod projektowania, wtedy gdy nośność podłoża rodzimego kreślona wskaźnikiem CBR jest mniejsza od 2 %, albo moduł E podłoża jest mniejszy od 25 MPa.
- Utrzymano, jak dotychczas 4 grupy nośności podłoża gruntowego od G1 do G4 oceniane wskaźnikiem nośności CBR, ale uzupełniono ocenę modułu E podłoża gruntowego.
- Przyjęto, trzy klasy wzmocnionego podłoża, o nośności charakteryzowanej modulem E, a mianowicie $E \geq 120$ MPa, $E \geq 100$ MPa i $E \geq 80$ MPa. Podano zalecenie dotyczące ich stosowania.
- Opracowano wzmocnienia a przy użyciu stabilizacji spoiwami hydraulicznymi o dwóch poziomach wytrzymałości $R_{m2,5}$ i $R_{m1,5}$ oraz przy użyciu kruszyw niezwiązanych o dwóch poziomach nośności $CBR \geq 20$ i $CBR \geq 60$ oraz ich kombinacje. Do platformy roboczej bezpośrednio pod podbudową zasadniczą

zastosowano stabilizację o większej wytrzymałości ($R_{m2,5}$) lub kruszywo o większej nośności ($CBR \geq 60$).

- Wprowadzono kilka różnych rozwiązań konstrukcji wzmocnień podłoża w każdym konkretnym przypadku, aby umożliwić wariantowanie projektantowi.
- Po szczegółowej analizie obliczeniowej w przyszłym roku (III etap prac) zostanie przedstawione rozwiązanie z użyciem platformy roboczej z wykorzystaniem materiału z kruszywa o $CBR > 60\%$,

W efekcie w rozdziale tym wstępnie zaproponowano wybrane i dostosowane do Polskich warunków nowe metody wzmocnienia podłoża gruntowego.

3.1.1. Wzmocnienie podłoża gruntowego według Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych z 1997 r.

Sposoby doprowadzania podłoża do grupy nośności G1 w obecnie obowiązującym Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni i Podatnych i Półsztywnych z 1997 r. opierają się na dwóch zasadniczych technologiach:

- wymianie zalegającego w podłożu gruntu z grupy nośności G2, G3 i G4 na warstwę gruntu niewysadzinowego o zakładanym minimalnym wskaźniku CBR i grubości wg tablicy 3.1. Grubości te można zmniejszyć przy użyciu geosyntetyków, które są zalecane do stosowania w przypadku konieczności wymiany gruntu na głębokość większą niż 50 cm lub występowania w podłożu nadmiernie nawilgoconych rodzimych gruntów spoistych w stanie miękkoplastycznym i plastycznym. Katalog zaznacza, że projektowanie z użyciem geosyntetyków należy przeprowadzić indywidualnie.

Tablica 3.1. Grubość wymienianej warstwy słabego podłoża nawierzchni w zależności od grupy nośności istniejącego podłoża i wskaźnika CBR nowej warstwy

Wskaźnik nośności CBR nowej warstwy [%]	Grubość nowej warstwy podłoża o grupie nośności [cm]		
	G2	G3	G4
20	30	50 ^{a)}	75 ^{a)}
25	25	40 ^{a)}	60 ^{a)}
^{a)} Zalecane wzmocnienie podłoża geosyntetykiem			

- wykonaniu pod konstrukcją nawierzchni warstwy z gruntów stabilizowanych spoiwem (cementem, wapnem, aktywnym popiołem lotnym) o następujących grubościach:
 - o na podłożu o grupie nośności G2:
 - 10 cm warstwy z gruntów stabilizowanych spoiwem o $R_m = 1,5$ MPa,
 - o na podłożu o grupie nośności G3:
 - 15 cm warstwy z gruntów stabilizowanych spoiwem o $R_m = 2,5$ MPa,
 - o na podłożu o grupie nośności G3:

- 25 cm warstwy z gruntów stabilizowanych spoiwem o $R_m = 2,5$ MPa,
- dwóch warstw po 15 cm z gruntów stabilizowanych spoiwem:
 - warstwa górna o $R_m = 2,5$ MPa,
 - warstwa dolna o $R_m = 1,5$ MPa.

Doprowadzenie podłoża nawierzchni do grupy nośności G1 oznacza, że podłoże stanie się niewrażliwe na działanie wody i mrozu oraz uzyska wymagane cechy nośności określane poprzez wtórny moduł odkształcenia (E_2) oraz wskaźnik zagęszczenia. Wartości te w obecnym Katalogu określono jako następujące:

- drogi o kategorii ruchu KR1 i KR2 $E_2 \geq 100$ MPa i $I_s \geq 1,00$,
- drogi o kategorii ruchu od KR3 do KR6 $E_2 \geq 120$ MPa i $I_s \geq 1,03$.

Obecnie obowiązujący katalog zaleca różne wtórne moduły odkształcenia E_2 dla dróg o kategorii ruchu KR1, KR2 ($E_2 \geq 100$ MPa) oraz dla dróg o bardziej cięższym ruchu KR3, KR4, KR5 i KR6 ($E_2 \geq 120$ MPa). Natomiast wzmocnienie zależne jest tylko od rodzaju gruntu podłoża, bez rozróżnienia, czy podłoże ma być wzmocnione do modułu $E_2 \geq 100$ MPa lub do $E_2 \geq 120$ MPa. Jest to bez wątpienia niedostatek tego katalogu.

Ponadto w razie projektowania dróg o kategorii ruchu KR5 i KR6 lub w innych uzasadnionych przypadkach – oprócz konieczności osiągnięcia grupy nośności G1 – górna warstwa podłoża o grubości co najmniej 10 cm powinna być wykonana z:

- gruntu stabilizowanego cementem o $R_m = 2,5$ MPa,
- kruszywa stabilizowanego mechanicznie o wskaźniku nośności CBR ≥ 40 %

Warunek ten ma za zadanie ochronę wyprofilowanego i zagęszczonego podłoża gruntowego przed zniszczeniem przez ciężki ruch technologiczny w trakcie budowy.

Obecny katalog nie narzuca wyraźnie rodzaju spoiwa użytego do stabilizacji gruntu, zaś podział na różne marki zależy od wytrzymałości na ścislenie próbek zastabilizowanego gruntu nasyconych wodą po 28 dniach twardnienia (jeśli spoiwem jest cement lub wapno) lub po 42 dniach jeśli spoiwem jest aktywny popiół lotny. W Katalogu do celów wzmacniania podłoża występują następujące marki gruntu stabilizowanego spoiwem:

- $R_m = 1,5$ MPa o wytrzymałości 0,5 – 1,5 MPa,
- $R_m = 2,5$ MPa o wytrzymałości 1,5 – 2,5 MPa.

Wartości te są zgodne z normą PN-S-96012:1997 „Drogi samochodowe. Podbudowa i ulepszone podłoże z gruntu stabilizowanego cementem”, która podaje identyczne wartości. Podane są w niej również minimalne wytrzymałości próbek gruntocementu po 7 dniach oraz wskaźnik mrozoodporności

Tablica 3.2 Wymagania dla gruntów stabilizowanych cementem wykorzystywanych w KTKNPiP do wzmacniania podłoża według normy PN-S-96012:1997

Oznaczenie według Katalogu	Oznaczenie według PN-S-96012:1997	Wytrzymałość na ściskanie próbek nasyconych wodą		Wskaźnik mrozoodporności
		R ₇	R ₂₈	
R _m = 1,5 MPa	Dolna część warstwy ulepszanego podłoża w przypadku posadowienia konstrukcji nawierzchni na podłożu z gruntów wrażliwych na działanie wody i mrozu (wątpliwych i wysadzinowych)	-	od 0,5 do 1,5	0,6
R _m = 2,5 MPa	Górna część warstwy ulep. podłoża o gr. min. 10 cm w przypadku budowy nawierzchni dróg obciążonych ruchem KR5 i KR6 lub górna część warstwy ulep. słabego podłoża z gruntów wątpliwych i wysadzinowych	od 1,0 do 1,6	od 1,5 do 2,5	0,6

Wielkości dotyczące minimalnych wytrzymałości na ściskanie gruntów stabilizowanych spoiwami podane w Katalogu nie są zaś spójne z wymaganiami podanymi w normie PN-S-96011:1997 „Stabilizacja gruntów wapnem do celów drogowych”, która dla górnej warstwy ulepszanego wapnem podłoża określa minimalną 7 dniową wytrzymałość na ściskanie na poziomie 0,3 MPa, zaś minimalną 28 dniową jako 0,4 MPa.

Obecny Katalog dość ogólnie opisuje zagadnienia związane z koniecznością odwodnienia podłoża i projektowania warstwy odsączającej, która wg zapisów powinna być stosowana „w technicznie uzasadnionym przypadku”. Brak jest jednak jasno określonych kryteriów pozwalających projektantowi stwierdzić konieczności zastosowania warstwy odsączającej. Katalog podaje natomiast minimalny współczynnik filtracji dla takiej warstwy oraz wymaga sprawdzenia warunku szczelności pomiędzy nią, a niżej położonym gruntem podłoża. Ponadto według Katalogu, warstwa odsączająca dla kategorii ruchu KR5 i KR6 powinna znajdować się pod warstwą zabezpieczającą podłoże przed ruchem technologicznym.

Oprócz odpowiedniej nośności, konstrukcja nawierzchni musi być również odporna na przemarzanie. Według obecnego Katalogu, konstrukcja nawierzchni jest mrozoodporna jeżeli grubość wszystkich warstw nawierzchni (łącznie z ulepszonym podłożem) jest większa od iloczynu współczynnika h_z (tabela 3.3) pomnożonego przez głębokość przemarzania występującą na obszarze przez jaki przebiega droga. Współczynnik h_z uzależniony jest od grupy nośności podłoża G_i oraz kategorii ruchu. W przypadku niespełnienia warunku mrozoodporności należy pogrubić najniższą warstwę ulepszanego podłoża. Procedurę sprawdzenia mrozoodporności przeprowadza się w przypadku występowania w podłożu gruntów wysadzinowych lub wątpliwych.

Tablica 3.3. Wymagana grubość konstrukcji nawierzchni i ulepszanego podłoża ze względu na mrozoodporność

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

Katalog pozostawia jednak możliwość zastosowania cieńszej konstrukcji, niż wynikałoby to z warunku mrozoodporności, tj. spełniającej tylko wymagania nośności pod warunkiem, że najniżej położona warstwa podłoża będzie wykonana na całej szerokości korpusu drogowego z gruntu stabilizowanego spoiwem o $R_m = 1,5$ MPa i o grubości co najmniej 15 cm.

Kwalifikacja zalegającego w podłożu gruntu do odpowiedniej grupy nośności podłoża odbywa się z wykorzystaniem następujących kryteriów:

- charakterystyce pod względem wysadzinowości – klasyfikacja według tablicy 3.4,
- warunków wodnych, które z kolei zależą od głębokości lub wysokości wykopów i nasypów oraz poziomu występowania swobodnego zwierciadła wody gruntowej poniżej spodu konstrukcji nawierzchni – według tablicy 3.5.

Tablica 3.4. Podział gruntów pod względem wysadzinowości

Właściwość	Grupy gruntów		
	Niewysadzinowe	Wątpliwe	Wysadzinowe
Rodzaj gruntu	- rumosz niegliniasty - żwir - pospółka - piasek gruby - piasek średni - piasek drobny - żużel nierozpadowy	- piasek pylasty - zwietrzelina gliniasta - rumosz gliniasty - żwir gliniasty - pospółka gliniasta	mało wysadzinowe - głina piaszczysta zwięzła, glina zwięzła, glina pylasta zwięzła - ił, ił piaszczysty, ił pylasty bardzo wysadzinowe - piasek gliniasty - pył, pył piaszczysty - głina piaszczysta, glina, glina pylasta - ił warwowy
Zawartość cząstek [%] ≤0,075 mm ≤0,02 mm	< 15 < 3	od 15 do 30 od 3 do 10	> 30 > 10
Kapilarność bierna H_{kb} [m]	< 1,0	≥ 1,0	> 1,0
Wskaźnik piaskowy WP	> 35	od 25 do 35	< 25

Tablica 3.5. Grupy nośności podłoża G_i w zależności od warunków wodnych

Lp.	Rodzaj gruntów podłoża	Grupa nośności podłoża nawierzchni G_i , gdy warunki wodne są		
		dobre	przeciętne	złe
1	<u>Grunty niewysadzinowe:</u> - rumosze niegliniaste - żwiry i pospółki - piaski grubo-, średnio- i drobnoziarniste - żużle nierozpadowe	G1	G1	G1
2	<u>Grunty wątpliwe:</u> - piaski pylaste - zwietrzeliny gliniaste, rumosze gliniaste, żwiry gliniaste i pospółki gliniaste	G1 G2	G1 G2	G2 G3
3	<u>Grunty wysadzinowe:</u> - grunty mało wysadzinowe*: - gliny zwięzłe, gliny piaszczyste i pylaste zwięzłe - ił, iły piaszczyste i pylaste	G2	G3	G4
	- grunty bardzo wysadzinowe*: - piaski gliniaste, pyły piaszczyste, pyły - gliny, gliny piaszczyste i pylaste - ił warwowe	G3	G4	G4

Należy mieć na uwadze, że powyższy schemat klasyfikacyjny może być zastosowany w przypadku, kiedy w grunty spoiste znajdują się w stanie zwartym, półzwartym lub twardoplastycznym ($I_L \leq 0,25$). Jeśli w podłożu znajdują się:

- grunty spoiste w stanie plastycznym lub miękkoplastycznym,
- grunty organiczne,
- grunty skaliste

należy zaprojektować rozwiązanie indywidualne, ponieważ zastosowanie Katalogu nie jest w tym przypadku możliwe.

W przypadku gruntów wątpliwych i wysadzinowych grupę nośności określoną według wymienionych powyżej dwóch kryteriów należy skonfrontować z grupą nośności określoną na podstawie badania wskaźnika CBR. Wartości graniczne dla poszczególnych grup nośności podłoża podano w tablicy 3.6

Tablica 3.6. Grupy nośności podłoża G_i na podstawie wskaźnika nośności CBR

Grupa nośności podłoża G_i	Wskaźnik nośności CBR
G1	$10 \% \leq \text{CBR}$
G2	$5 \% \leq \text{CBR} < 10 \%$
G3	$3 \% \leq \text{CBR} < 5 \%$
G4	$\text{CBR} < 3 \%$

3.1.2. Przyczyny potrzeby zmiany sposobów wzmocnienia podłoża w obecnym Katalogu

Podsumowując, należy stwierdzić że dużą część zagadnień związanych z klasyfikacją i ulepszaniem podłoża w obecnym Katalogu z 1997 r. pochodzi praktycznie bez zmian z jego pierwszego wydania, datowanego na rok 1977 r. i aktualizowano w 1983 r. Dotyczy to zwłaszcza:

- klasyfikacji warunków wodnych podłoża konstrukcji nawierzchni,
- określania grup nośności podłoża na podstawie rodzaju gruntów i warunków wodnych,
- określania grup nośności podłoża na podstawie wskaźnika CBR,
- sposobów wzmocnień podłoża gruntami stabilizowanymi spoiwami,
- sprawdzania mrozoodporności nawierzchni (ogólna zasada niezmienną, w obecnej wersji zmodyfikowano współczynniki h_z).

Od ich opracowania minęło zatem już ponad 30 lat, podczas których dokonał się olbrzymi postęp w drogownictwie, zarówno w kwestii materiałów, jak i maszyn.

Widoczne jest to szczególnie w zakresie wzmocnień podłoża poprzez stosowanie gruntów stabilizowanych spoiwami. Analizując obecne grubości warstw wzmacniających (10, 15, 25 lub 2x15 cm) można dojść do wniosku, że były one dostosowane do ówczesnych możliwości sprzętu mieszającego i zagęszczającego,

którego rolę w tamtejszych realiach pełnił nieraz zaadaptowany sprzęt rolniczy. Parametry techniczne obecnie produkowanych specjalistycznych stabilizatorów gruntów – samobieżnych bądź doczepnych do ciągników rolniczych dużej mocy (Wirtgen, Bomag, Caterpillar, Terex) – pozwalają na bezproblemowe mieszanie spoiwa z gruntem na głębokość rzędu nawet 35 – 40 cm. Podobna sytuacja dotyczy sprzętu zagęszczającego. Opisywane maszyny są w posiadaniu firm drogowych działających na polskim rynku i nie ma w chwili obecnej przeszkód w stosowaniu warstw z gruntów stabilizowanych o grubości większej niż 25-30 cm.

Ponadto, w aktualnie funkcjonującym Katalogu wspomniano jedynie o tradycyjnych spoiwach takich jak cement, wapno i aktywny popiół lotny. Natomiast na rynku od kilku lat dostępne są specjalistyczne spoiwa produkowane tylko do celów stabilizacji i ulepszania gruntów. Niektóre z nich łączą w sobie jednocześnie cechy cementu i wapna.

Klasyfikacja podłoża gruntowego do danej grupy nośności podłoża na podstawie warunków wodnych oraz rodzaju gruntu, a także pomocniczo – dla gruntów wątpliwych i wysadzinowych – na podstawie wskaźnika CBR nie zawiera wprost informacji o spodziewanym wtórnym module odkształcenia E_2 oczekiwanym na występującym podłożu gruntowym. Czasami mogło dochodzić do „automatycznego” utożsamiania grupy nośności G1 z osiągnięciem modułu odkształcenia na poziomie 100-120 MPa i interpretowania takiej sytuacji jako dopuszczającej do wykonywania podbudowy nawierzchni już bezpośrednio na podłożu gruntowym np. z piasku drobnego.

Co więcej, obowiązujące zapisy nakazujące bezwzględnie osiągnięcie wtórnego modułu odkształcenia podłoża gruntowego na poziomie 100 MPa dla kategorii ruchu KR1 i KR2 wymuszają stosowanie warstw wzmacniających nawet dla dróg o bardzo małym ruchu (drogi lokalne, drogi dojazdowe) w sytuacji, gdy nie zachodzi taka potrzeba, a jednocześnie podrażają koszt wykonania takiej nawierzchni.

Dodać też trzeba niedostatek obecnego Katalogu w postaci identycznych wzmocnień podłoża w danej grupie gruntów, niezależnie od wymaganego wtórnego modułu podłoża po wzmocnieniu $E_2 \geq 100$ MPa lub $E_2 \geq 120$ MPa.

Biorąc pod uwagę przytoczone fakty, zachodzi konieczność weryfikacji i aktualizacji rozwiązań dotyczących wzmacniania podłoża gruntowego pod konstrukcją nawierzchni.

3.2. Przegląd metod wzmocnienia podłoża gruntowego w innych krajach

3.2.1. Hiszpania

3.2.1.1. Wprowadzenie

Dokumentem odpowiadającym w Hiszpanii polskiemu Katalogowi Typowych konstrukcji Podatnych i Półsztywnych jest tzw. Norma 6.1 IC, służąca do wykonywania projektów nawierzchni nowokonstruowanych dróg będących w gestii hiszpańskiej Generalnej Dyrekcji Dróg Ministerstwa Infrastruktury. Pierwsza wersja Normy 6.1 została opracowana w 1975 i następnie była kilkakrotnie nowelizowana. W niniejszym opracowaniu oparto się na informacjach zawartych w wersji z 2003 r.

Obowiązuje ona w większości regionów Hiszpanii, poza Krajem Basków, Kastylią i Leon, Andaluzją oraz Walencją, które posiadają własne metody i przepisy. Dotyczy projektowania konstrukcji nowych i rekonstruowanych nawierzchni, poszerzania istniejących, natomiast nie obejmuje projektowania wzmocnień istniejących nawierzchni.

3.2.1.2. Kategorie podłoża

W Hiszpanii osią typową jest oś pojedyncza o kołach bliźniaczych i nacisku 128 kN. Ciśnienie w ogumieniu przyjmuje się na poziomie 0,9 MPa. Jest to więc oś o nacisku znacznie większym, niż przyjęty w aktualnie funkcjonującym w Polsce Katalogu 100 kN (z tym, że w Polsce przyjmuje się go dla osi o oponach pojedynczych).

Kolejną różnicą pomiędzy sytuacją w Polsce a w Hiszpanii jest poziom minimalnych wtórnych modułów odkształcenia podłoża gruntowego. W Polsce występują dwie wartości – 100 MPa dla kategorii ruchu KR1 i KR2 oraz 120 MPa dla ruchu od KR3 do KR6. Natomiast hiszpańska Norma 6.1 IC dopuszcza 3 kategorie podłoża określane jako E1, E2 i E3, które charakteryzują się znacznie większą rozpiętością. Taki podział obowiązuje również w regionie Kastylii i Leon, gdzie jednak zaleca się obierać do obliczeń wartości mniejsze różnicując jednocześnie współczynniki Poissona dla różnych kategorii podłoża. Natomiast przepisy Andaluzji określają inne wartości wtórnych modułów odkształcenia, które są określane jako moduły ekwiwalentne. Zestawienie wymaganych wtórnych modułów podłoża dla różnych regionów Hiszpanii przedstawiono w tablicy 3.7

Tablica 3.7. Wymagane wtórne moduły odkształcenia podłoża dla różnych regionów Hiszpanii

Regiony objęte Normą 6.1 IC		Kastylia i Leon			Andaluzja	
Kategoria podłoża	Wtórny moduł odkształcenia [MPa]	Kategoria podłoża	Wtórny moduł odkształcenia [MPa]	Współczynnik Poissona	Kategoria podłoża	Wtórny moduł odkształcenia [MPa]
E1	≥ 60	E1	40 – 50	0,3	Niska	≥ 60
E2	≥ 120	E2	80 – 100	0,4	Średnia	≥ 100
E3	≥ 300	E3	200 – 250	0,4	Wysoka	≥ 160

Podobnie jak w katalogu polskim, przepisy hiszpańskie nakładają ograniczenia w stosowaniu różnych kategorii podłoża w zależności od poziomu ruchu:

- Kategoria podłoża E1 ($E_2 \geq 60$ MPa) może być stosowana maksymalnie dla hiszpańskiej kategorii ruchu T2 która odpowiada przedziałowi od 397 do 1589 osi 100 kN/dobę/pas w środku okresu eksploatacji,
- Kategoria podłoża E2 ($E_2 \geq 120$ MPa) może być stosowana maksymalnie dla hiszpańskiej kategorii ruchu T1, która odpowiada przedziałowi od 1589 do 3974 osi 100 kN/dobę/pas w środku okresu eksploatacji,
- Kategoria podłoża E3 ($E_2 \geq 300$ MPa) może być stosowana dla wszystkich kategorii ruchu. Wykonanie konstrukcji nawierzchni dla kategorii ruchu T0 i T00 które równoważne są przedziałowi od 3974 do 7947 oraz więcej niż 7947 polskich obliczeniowych osi 100 kN jest możliwe tylko przy podłożu o klasie nośności E3.
- Norma Andaluzji z kolei kategorię podłoża E1 ($E_2 \geq 60$ MPa) dopuszcza tylko dla kategorii ruchu T4, tj. maksymalnie 99 osi 100 kN w połowie okresu eksploatacji, E2 ($E_2 \geq 100$ MPa) dla kategorii T3 i T4 (od 0 do 397 osi 100 kN w połowie okresu eksploatacji), natomiast kategoria podłoża E3 ($E_2 \geq 160$ MPa) wymagana jest dla wszystkich wyższych kategorii ruchu T00, T0, T1 i T2 (tj. od 397 osi 100 kN w połowie okresu eksploatacji).

Innymi słowy, wg hiszpańskiej Normy 6.1 IC wtórny moduł odkształcenia podłoża rzędu 60 MPa może występować pod konstrukcją nawierzchni dróg o polskiej kategorii ruchu od KR1 do KR4, a nawet zapewnia 60%-owe pokrycie przedziału kategorii KR5 (1001 – 2000 osie 100 kN/dobę/pas).

Bardziej zbliżony do polskich wymagań jest region Andaluzji, gdzie moduł podłoża na poziomie 60 MPa jest dopuszczalny dla zakresu ruchu wykraczającego nieco polską kategorię KR2 (od 13 do 70 osi 100 kN na dobę w połowie okresu eksploatacji), poziom 100 MPa może być stosowany dla ruchu w przybliżeniu odpowiadającego

kategori KR3 (od 71 do 335 osi 100 kN) natomiast wszystkie wyższe kategorie ruchu wymagają wtórnego modułu odkształcenia podłoża większego niż 160 MPa.

Przytoczone wyżej porównania klas ruchu w Hiszpanii i w Polsce obowiązują tylko dla nawierzchni podatnych, ponieważ w Normie 6.1 IC obowiązują różne współczynniki przeliczeniowe pojazdów ciężkich na osie obliczeniowe 128 kN dla różnych rodzajów konstrukcji (0,5 dla podatnej, 0,7 dla półsztywnej, 1,0 dla sztywnej). Przy przeliczaniu ilości osi 128 kN na osie 100 kN wykorzystano wykładnik 4 we wzorze równoważności osi, który jest również zgodny z określonym wykładnikiem dla nawierzchni podatnej w przepisach regionu Walencji.

Podsumowując, dla danej kategorii ruchu w Hiszpanii można stosować kilka różnych wzmocnień podłoża. Dla każdego z tych wzmocnień przyjmuje się inną konstrukcję nawierzchni. Można zatem wybrać z katalogu hiszpańskiego kilka różnych konstrukcji, w których grubości warstw asfaltowych i/lub podbudowy pomocniczej z kruszywa bądź materiałów związanych spoiwem będą różne w zależności od klasy nośności podłoża. Natomiast w polskim katalogu dla danej kategorii ruchu i rodzaju podbudowy występuje tylko jeden typ konstrukcji, ponieważ słabe podłoża wmacnia się zawsze do nośności $E_2 \geq 100$ MPa (KR1, KR2) lub do $E_2 \geq 120$ MPa (KR3 – KR6).

3.2.1.3. Podział gruntów

Podział gruntów wg hiszpańskiej Normy 6.1 IC odbywa się na podstawie kilku parametrów, które od razu kwalifikują dany grunt do określonego typu. Nie jest przeprowadzana analiza warunków wodnych. Wyróżnia się następujące typy gruntów mogące wystąpić w podłożu gruntowym konstrukcji nawierzchni określone oznaczeniem literowym bądź liczbowym:

- Typ IN – Grunty nieodpowiednie i marginalne charakteryzujące się wskaźnikiem CBR < 3%, zawartością części organicznych < 5%, wskaźnikiem pęcznienia < 5%, a w przypadku granicy płynności > 90 musi być spełniony warunek wskaźnika plastyczności $I_p < 0,73 (I_L - 20)$,
- Typ 0 – Grunt dopuszczalny: CBR $\geq 3\%$, zawartość części organicznych < 1%, wskaźnik pęcznienia < 1%
- Typ 1 – Grunt odpowiedni: CBR $\geq 5\%$
- Typ 2 – Grunt selekcyjowany: CBR $\geq 10\%$
- Typ 3 – Grunt selekcyjowany: CBR $\geq 20\%$
- Typ R – Podłoże skaliste

Jeżeli grunty odpowiednie (Typ1) bądź selekcyjowane (Typ 2) są wykorzystywane do wzmocnienia podłoża pod nawierzchnią (jako wymiana gruntu) to ich wskaźniki CBR muszą być większe odpowiednio od 6 i 12 %.

Opierając się tylko na wskaźniku CBR można porównać typy gruntów występujące w hiszpańskiej Normie 6.1 IC z grupami nośności podłoża według polskiego Katalogu (tablica 3.8)

Tablica 3.8. Porównanie polskich grup nośności podłoża z typami gruntów występujących w hiszpańskiej Normie 6.1 IC

Grupa nośności G_i	Wskaźnik nośności CBR	Grunt wg Normy 6.1 IC
G1	$10 \% \leq \text{CBR}$	Selekcjonowany – Typ 2 i 3
G2	$5 \% \leq \text{CBR} < 10 \%$	Odpowiedni – Typ 1
G3	$3 \% \leq \text{CBR} < 5 \%$	Dopuszczalny – Typ 0
G4	$\text{CBR} < 3 \%$	Nieodpowiednie i marginalne – Typ IN

W przypadku występowania uwarstwionego podłoża, aby móc zakwalifikować grunt pod konstrukcją nawierzchni na podstawie jego parametrów do danego typu, jego warstwa musi mieć grubość minimum 1m. W przeciwnym razie należy przyjąć rodzaj gorszy, leżący poniżej cienkiej warstwy gruntu lepszego. To zalecenie warto uwzględnić w nowym polskim katalogu.

Według polskiego Katalogu wzmocnienie podłoża należy wykonać zawsze, gdy w podłożu występują grunty z grupy nośności G2, G3 bądź G4. Norma 6.1 IC wymaga zaś następujących działań:

- w przypadku konieczności osiągnięcia kategorii podłoża E1 ($E_{v2} \geq 60 \text{ MPa}$) wzmocnieniu należy poddać grunty nieodpowiednie i marginalne (Typ IN) oraz grunty dopuszczalne (Typ 0), natomiast jeśli w podłożu występują grunty odpowiednie (Typ 1) ich grubość musi wynosić co najmniej 1 metr.
- w przypadku konieczności osiągnięcia kategorii podłoża E2 ($E_{v2} \geq 120 \text{ MPa}$) wzmocnieniu należy poddać grunty nieodpowiednie i marginalne (Typ IN), grunty dopuszczalne (Typ 0) i grunty odpowiednie (Typ 1), natomiast jeśli w podłożu występują grunty selekcjonowane (Typ 2 lub 3) ich grubość musi wynosić co najmniej 1 metr.
- w przypadku konieczności osiągnięcia kategorii podłoża E3 ($E_{v2} \geq 300 \text{ MPa}$) wzmocnieniu należy poddać wszystkie rodzaje gruntów – nieodpowiednie i marginalne, dopuszczalne oraz selekcjonowane.

3.2.1.4. Sposoby wzmocnienia podłoża:

Według hiszpańskiej Normy 6.1 IC osiągnięcie odpowiedniej klasy nośności podłoża można uzyskać poprzez:

- wymianę gruntu,
- wykonanie ulepszenia podłoża z użyciem cementu lub wapna na miejscu,
- kombinację różnych w/w metod.

przy czym preferowanym sposobem jest wykorzystywanie technologii ulepszania podłoża na miejscu z użyciem spoiw. Dopuszczalne są również kombinacje obu metod, w których będą występowały dwie, a nawet 3 różne warstwy.

Do wzmocnienia mogą być użyte następujące materiały:

- W przypadku wymiany gruntu – grunty dopuszczalne (Typ 0), grunty odpowiednie (Typ 1) oraz grunty selekcjonowane (Typ 2 i 3).
- W przypadku stabilizacji – grunty stabilizowane na miejscu z użyciem wapna bądź cementu. Rozróżnia się trzy rodzaje gruntów stabilizowanych:
 - o S-EST1
 - o S-EST2
 - o S-EST3

Parametry gruntów stabilizowanych nie są podane w Normie 6.1 IC, lecz w oddzielnym dokumencie o nazwie „Zbiór Generalnych Przepisów Technicznych PG-3”. Do wytworzenia gruntów stabilizowanych S-EST1 oraz S-EST2 można użyć zarówno wapna, jak i cementu, ale dla marki najmocniejszej – S-EST3 – dopuszczony jest tylko cement. Ponadto w dokumencie PG-3 zawarte są inne pozostałe informacje niezbędne dla zaprojektowania właściwego składu gruntu stabilizowanego, tj.:

- granice uziarnienia,
- maksymalna zawartość cząstek organicznych,
- zawartość SO_3 ,
- minimalny wskaźnik plastyczności (dla gruntów przeznaczonych do stabilizacji wapnem),
- maksymalna granica płynności oraz wskaźnik plastyczności (dla gruntów przeznaczonych do stabilizacji cementem),
- orientacyjne zawartości spoiw,
- wymagania dotyczące wskaźnika CBR, wytrzymałości na ściskanie oraz wskaźnika zagęszczenia.

Grunty stabilizowane na miejscu S-EST1 oraz S-EST2 w zasadzie traktowane są tylko jako ulepszenie podłoża i charakteryzowane nie parametrem wytrzymałości na ściskanie (jak w polskim Katalogu i normie PN-S-96012:1997), lecz wskaźnikiem CBR, który powinien wynosić po 7 dniach wiązania co najmniej 6% dla S-EST1 i 12% dla S-EST2. Jedynie grunt stabilizowany na miejscu S-EST3 powinien posiadać 7-dniową wytrzymałość na ściskanie na poziomie minimum 1,5 MPa, co w przybliżeniu odpowiadałoby polskiemu gruncementowi o marce $R_m = 2,5$ MPa, gdzie parametr ten powinien zawierać się w przedziale 1,0 – 1,6 MPa (por. tablica 3.2).

PG-3 podaje również minimalne wartości wtórnego modułu odkształcenia, jaki powinien być osiągnięty na powierzchni stabilizowanego gruntu pomiędzy 14, a 28 dniem od daty wykonania stabilizacji. Wynoszą one:

- dla S-EST1 – 60 MPa,
- dla S-EST2 – 120 MPa,
- dla S-EST3 – 300 MPa.

Wynika z tego, że w przypadku konieczności osiągnięcia kategorii podłoża E1 wystarczy użyć tylko gruntu stabilizowanego marki S-EST1, natomiast dla wyższych kategorii ostatnią warstwą powinien być odpowiednio S-EST2 (dla kategorii E2) oraz S-EST3 (dla kategorii E3).

Prawdopodobnie ze względu na fakt, iż Norma 6.1 IC jest normą empiryczną i mającą być w swoim założeniu uniwersalną dla różnych regionów Hiszpanii nie podano w niej parametrów mechanicznych użytych materiałów. Wielkości te można jednak znaleźć w przepisach pojedynczych regionów, np. Kastylii i Leon lub Andaluzji. W tablicy 3.9 podano współczynniki materiałowe dla warstw z gruntów stabilizowanych według przepisów z tych dwóch regionów.

Tablica 3.9. Współczynniki materiałowe dla warstw stabilizowanych spoiwem według norm Andaluzji oraz Kastylii i Leon

Rodzaj materiału	Współczynnik Poissona	Moduł sprężystości [MPa]	
		Andaluzja	Kastylija i Leon
S-EST1	0,35	100	100 – 300
S-EST2	0,30 – 0,35	200	200 – 600
S-EST3	0,30	1 000	1 000 – 3 000

3.2.1.5. Schematy warstw wzmacniających

Przykładowe układy warstw wzmacniających podłoża przedstawiono na rysunku 3.1

3.2.1.6. Porównanie polskich i hiszpańskich sposobów wzmocnienia podłoża gruntowego

Porównując układy występujące w polskim Katalogu jak i hiszpańskiej Normie 6.1 IC można wysnuć następujące wnioski:

- Katalog hiszpański podaje wiele możliwych rozwiązań, natomiast polski praktycznie tylko jedno.
- Minimalne grubości warstw wzmacniających z gruntów stabilizowanych spoiwami są znacząco grubsze, niż w Polsce. Występują tylko dwie grubości technologiczne – 25 i 30 cm, które nieraz łączone są w pakiety dwóch, a nawet trzech warstw. Na przykład wzmocnienie podłoża z gruntów nieodpowiednich lub marginalnych – co w przybliżeniu odpowiada polskiej grupie nośności G4 – w technologii stabilizacji na miejscu do osiągnięcia wtórnego modułu odkształcenia 120 MPa przewiduje wykonanie 3 warstw o łącznej grubości 80 cm. Według Polskiego Katalogu wystarcza natomiast tylko 25 cm gruntocementu o marce $R_m = 2,5$ MPa.
- Paradoksalnie, w rozwiązaniu hiszpańskim wzmocnienie podłoża nieodpowiedniego lub marginalnego do osiągnięcia stosunkowo niskiego wtórnego modułu odkształcenia rzędu 60 MPa poprzez użycie gruntu stabilizowanego spoiwem (2 x 30 cm S-EST1) jest grubsze, niż wzmocnienie w polskim Katalogu grupy nośności G4 do G1 (1 x 25 cm $R_m = 2,5$ MPa lub 15 cm $R_m = 2,5$ MPa + 15 cm $R_m = 1,5$ MPa), które w założeniu ma pozwalać na osiągnięcie modułu 100 MPa.
- Grubości warstw stabilizowanych dla gruntów odpowiednich są również rzędu 25 – 30 cm. W Polsce – dla grupy nośności G2 – przewidziano jedynie warstwę 10 cm.
- Podane są przykłady wymiany gruntu o łącznej grubości nawet 100 – 120 cm, wobec występującej największej wartości 75 cm w polskim Katalogu.
- Możliwe jest wykonywanie wymiany z użyciem nie tylko dobrego gruntu selekcyjonowanego typu 2 i 3 (CBR > 10 lub 20%) lecz również można stopniowo wzmacniać grunt najpierw wbudowując materiał o gorszych parametrach (typu 0 lub 1) a następnie lepszych.
- Rodzaje gruntów stabilizowanych spoiwem powiązane są z kategoriami podłoża, do których mają doprowadzać. Jeżeli chcemy osiągnąć kategorię E1 ($E_{v2} \geq 60$ MPa) na podłożu nieodpowiednim lub marginalnym można zastosować jedynie markę S-EST1 o grubościach minimalnych według Normy 6.1 IC. Nie przewiduje ona możliwości zastosowania mocniejszej warstwy S-EST3, która teoretycznie umożliwiałaby wykonanie wzmocnienia o mniejszej grubości. Podobnie w przypadku kategorii E2 i E3; nie należy stosować jednej grubej warstwy z materiału o większej wytrzymałości, ale najpierw ułożyć jedną lub dwie z materiału S-EST1 a następnie z S-EST2 lub 3.
- Aby zakwalifikować grunt do danego typu w sytuacji, kiedy położony on jest na gruncie o gorszych parametrach, jego grubość musi wynosić co najmniej 1 metr. W polskim Katalogu nie ma takiego warunku, możliwe jest pewne interpretowanie tablicy 3.1, jednakże tylko w sytuacji gdyby górną warstwę stanowił grunt o wysokim wskaźniku CBR większym od 20 lub 25%.

Na rysunku 3.2 przedstawiono porównania sposobów wzmocnienia podłoża według hiszpańskiej Normy 6.1 IC oraz aktualnego polskiego Katalogu Typowych Konstrukcji

Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych. Porównanie to jest wykonane dla oczekiwanego wtórnego modułu odkształcenia 120 MPa.

Rysunek 3.2. Porównanie metod wzmocnienia podłoża według hiszpańskiej Normy 6.1 IC oraz polskiego Katalogu

KONSTRUKCJA PODŁOŻA O WTÓRNYM MODULE ODKSZTAŁCENIA 120MPa		WG POLSKIEGO KATALOGU IBDIM		
WG NORMY HISZPAŃSKIEJ 6.1 IC		PODŁOŻE G4 3% > CBR	PODŁOŻE G3 5% > CBR ≥ 3%	PODŁOŻE G2 10 > CBR ≥ 5%
GRUNTY NIEODPOWIEDNIE I MARGINALNE CBR<3%				
GRUNTY DOPUSZCZALNE (0) 5% > CBR ≥ 3%(*)				
GRUNTY ODPOWIEDNIE (1) 10% > CBR ≥ 5%				

3.2.1.7. Zagadnienia mrozoodporności i odwodnienia konstrukcji

Hiszpańska Norma 6.1 IC nie podaje specjalnych procedur dotyczących sprawdzenia mrozoodporności konstrukcji nawierzchni. Wynika to z łagodnego klimatu panującego w Hiszpanii. Sformułowane są jedynie zapisy dotyczące minimalnej odległości pomiędzy górą ulepszanego podłoża (tzn. tuż pod właściwą konstrukcją nawierzchni), a zwierciadłem wody gruntowej:

- jeżeli warstwy ulepszanego podłoża (wykonane za pomocą stabilizacji na miejscu bądź wymiany) położone są na gruntach selekcionowanych odległość ta powinna wynosić minimum 60 cm,
- jeżeli warstwy ulepszanego podłoża położone są na gruntach odpowiednich odległość ta powinna wynosić minimum 80 cm,
- jeżeli warstwy ulepszanego podłoża położone są na gruntach dopuszczalnych odległość ta powinna wynosić minimum 100 cm,
- jeżeli warstwy ulepszanego podłoża położone są na gruntach marginalnych lub nieodpowiednich odległość ta powinna być większa niż 120 cm,

W razie konieczności należy zastosować środki takie jak podwyższenie poziomu podłoża, drenaż, geosyntetyki filtrujące lub warstwa odsączająca, jednocześnie zapewniając odpływ wody spod konstrukcji nawierzchni.

3.2.1.8. Wnioski z porównania hiszpańskich i polskich sposobów wzmocnienia podłoża

Podsumowując, z porównania sposobów wzmocnienia podłoża według metod opisanych w hiszpańskiej Normie 6.1 IC z polskimi zawartymi w obecnie obowiązującym KTKNPiP wyłania się następujący obraz:

- **grubości warstw wzmacniających w rozwiązaniach hiszpańskich są znacząco większe. Dotyczy to zwłaszcza gruntów stabilizowanych na miejscu i nieco w mniejszym stopniu wymiany gruntów,**
- **parametry gruntów związanych spoiwami nie przekraczają parametrów gruntów stabilizowanych cementem lub wapnem w Polsce,**
- **możliwe jest wykonywanie wymian z użyciem tylko nieco lepszego gruntu, niż zalegający w stanie istniejącym,**
- **konieczne jest stopniowanie wytrzymałości i sztywności warstw związanych spoiwami, nie ma możliwości ułożenia jednej mocnej i sztywnej warstwy na słabym podłożu gruntowym,**
- **możliwe jest stosowanie podłoża o stosunkowo niskim wtórnym module odkształcenia 60 MPa nawet dla dróg, które kwalifikowałby się do dolnego przedziału kategorii KR5,**
- **podział gruntów na grupy wymagające różnych wzmocnień jest zbliżony do podziału występującego w polskim Katalogu, nie określa się jednak warunków wodnych,**
- **określone są minimalne odległości pomiędzy spodem konstrukcji nawierzchni, a zwierciadłem wody gruntowej warunkujące użycie warstwy odsączającej lub drenażu,**
- **nie jest określona metoda sprawdzenia mrozoodporności konstrukcji nawierzchni,**

- katalog hiszpański daje projektantowi wiele możliwych rozwiązań, podczas gdy polski praktycznie jedno rozwiązanie,
- w Hiszpanii możliwe jest wzmacnianie doprowadzające do trzech różnych poziomów modułów w tej samej kategorii ruchu.

3.2.2 Wielka Brytania

3.2.2.1 Wprowadzenie

W chwili obecnej w Wielkiej Brytanii nie istnieje dokument mogący być ściśle określony jako katalog typowych konstrukcji nawierzchni. Procedury planowania i projektowania dróg głównych i autostrad (*trunk roads and motorways*) zawarte są w obszernym zbiorze dokumentów nazywanym Podręcznikiem Projektowania Dróg i Mostów (w oryginale „*Design Manual for Road & Bridges*” – w skrócie DRMB). DRMB dotyczy projektowania, budowy oraz utrzymania dróg będących w zarządzaniu przez Agencję Dróg (*Highways Agency*), która z kolei jest jednostką Ministerstwa Transportu (*Department for Transport*).

DRMB obowiązuje na terenie Anglii, Walii, Szkocji i Irlandii Północnej, z tym zastrzeżeniem, że ostatnie trzy regiony wprowadzają nieraz aneksy do ogólnej wersji Podręcznika zmieniające niektóre wymagania czy procedury z uwagi na uwarunkowania lokalne.

DRMB zostało wprowadzone do użycia w 1992 r. najpierw w Anglii i Walii, a następnie w Szkocji oraz Irlandii Północnej. Stworzeniu DRMB przyświecał cel zastąpienia wielu dotychczas funkcjonujących przepisów i instrukcji, wydawanych niezależnie przez każdy region. Po przeanalizowaniu, ujednoliceniu oraz zaktualizowaniu stały się one podstawą pierwszego wydania Podręcznika. Otrzymano w ten sposób spoisty i jednoznaczny system zawierający wszystkie procedury, wymagania oraz zalecenia związane z projektowaniem, budową i utrzymaniem dróg. DRMB podlega stałej aktualizacji, która następuje corocznie w lutym, maju, sierpniu oraz listopadzie.

Co pewien czas Agencja Dróg wydaje tzw. Tymczasowe Wytyczne (tzw. „*Interim Advice Notes*”), które dotyczą specyficznych zagadnień lub technologii nie mogących być jeszcze uznanych za pewne i prawidłowo funkcjonujące. IAN funkcjonują w ścisłym powiązaniu z podręcznikiem DRMB, jednak nie są uznawane za jego część. Ich zasięg działania ogranicza się tylko dróg na terenie Anglii.

DRMB składa się z 15 tomów („*volume*”) dotyczących kwestii ogólnych, planowania sieci drogowej, obiektów mostowych, projektowania geometrycznego, inżynierii ruchu, ochrony środowiska i wielu innych zagadnień. Tomy podzielone są z kolei na sekcje. Tomem związanym z nawierzchnią jest Tom 7 – „Projektowanie i utrzymanie nawierzchni” („*Pavement Design and Maintenance*”) składający się z następujących sekcji:

- Sekcja 1 – Wprowadzanie („*Preamble*”)
- Sekcja 2 – Projektowanie i budowa nawierzchni („*Pavement Design and Construction*”)
- Sekcja 3 – Ocena stanu nawierzchni („*Pavement Maintenance Assessment*”)
- Sekcja 4 – Metody utrzymania nawierzchni („*Pavement Maintenance Methods*”)
- Sekcja 5 – Teksturowanie i materiały do teksturowania („*Surfacing and Surfacing Materials*”)

Sekcja 2 dotycząca ściśle zagadnień nawierzchniowych podzielona jest na 5 części stanowiących już właściwe dokumenty:

- Część 1 – HD 24/06 – Obliczanie ruchu („*Traffic Assessment*”)
- Część 2 – W chwili obecnej nieużywana, na jej miejscu funkcjonują Tymczasowe Wytyczne 73/06 Rewizja 1 („*IAN 73/06 Rev 1*”)
- Część 3 – HD 26/06 – Projektowanie konstrukcji nawierzchni („*Pavement Design*”)
- Część 4 – HD 27/04 – Metody budowy nawierzchni („*Pavement Construction Methods*”)
- Część 5 – HD 39/01 – Projektowanie konstrukcji chodników („*Footway Design*”)

Częścią zawierającą instrukcje na temat wzmacniania podłoża jest Część 2. W chwili obecnej funkcjonuje ona jako tymczasowe wytyczne IAN 73/06 Rev 1 „Poradnik projektowania podłoża nawierzchni” („*Design Guidance For Road Pavement Foundations*”)

Ściśle z nimi związana jest Część 3 – Projektowanie konstrukcji nawierzchni (HD 26/06). Opisuje projektowanie zarówno nawierzchni podatnych i półsztywnych, jak i sztywnych.

Oba opracowania – IAN 73/06 Rev 1 oraz HD 26/06 – nie są typowymi katalogami przykładowych rozwiązań i nie zawierają obliczonych wcześniej układów wzmocnień podłoża bądź warstw nawierzchni.

Projektowanie według nich polega na zastosowaniu specjalnych nomogramów pozwalających określić potrzebne grubości warstw dla konkretnych parametrów podłoża i ruchu. Nomogramy te zostały opracowane na podstawie teorii warstwowej półprzestrzeni liniowo sprężystej i metod mechanistycznych.

Zarówno instrukcja HD 26/06, jak i IAN 73/06 Rev 1 są opracowaniami stosunkowo nowymi. Pierwsza z nich została wprowadzona w lutym 2006 r., natomiast ostatnia wersja IAN 73/06 Rev 1 pochodzi z lutego 2009 r.

Obie z nich zawierają odniesienia do serii innych dokumentów wydawanych przez Agencję Dróg – Podręcznikiem Dokumentów Kontraktowych dla Robót Drogowych

(„*The Manual of Contract Documents for Highway Works*”, w skrócie MCHW). Jest to zbiór szczegółowych zasad prowadzenia robót i wymagań materiałowych. MCHW zawierają w sobie dokumenty odpowiadające polskiemu Ogólnym Specyfikacjom Technicznym, jednakże obejmują również katalogi rozwiązań detali konstrukcyjnych bądź odwodnień, których namiastką w Polsce jest Katalog Powtarzalnych Elementów Drogowych.

Tymczasowe wytyczne IAN 73/06 Rev 1 szczególnie często odnoszą się do następujących części MCHW:

- Specyfikacji Serii 600 – Roboty ziemne („*Earthworks*”),
- Specyfikacji Serii 800 – Niezwiązane, związane cementem oraz innym spoiwem hydraulicznym mieszanki drogowe („*Unbound, Cement and other hydraulically bound mixtures*”),

3.2.2.2. Kategorie podłoża

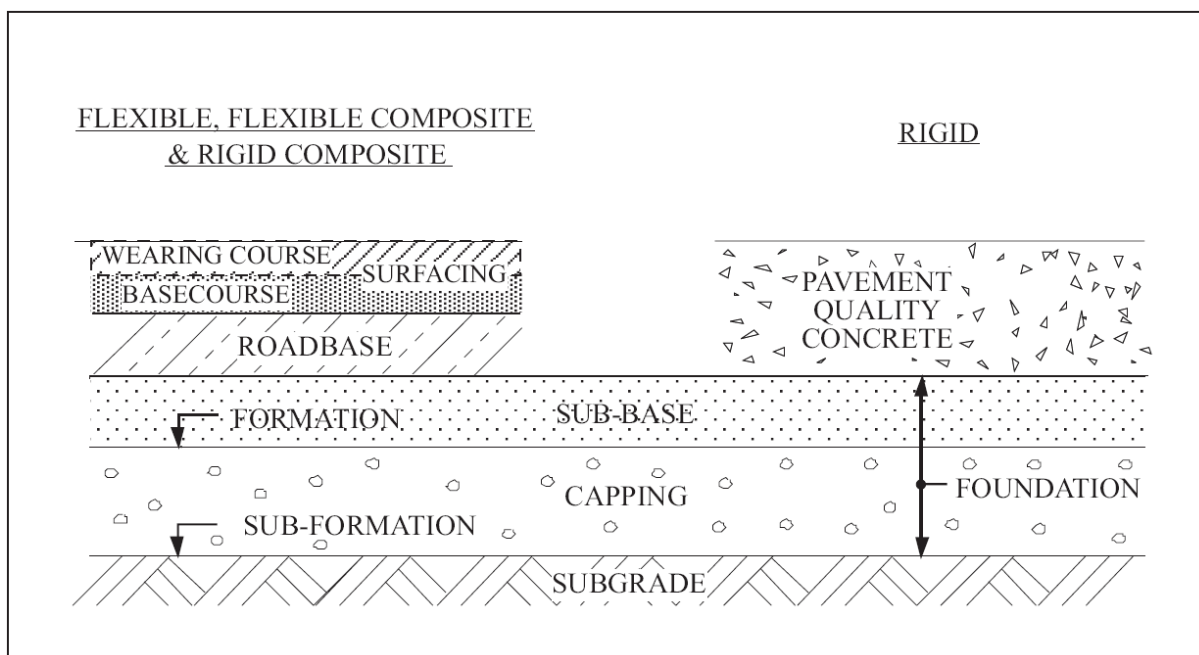
W Wielkiej Brytanii osią typową jest oś pojedyncza o nacisku 80 kN i średnicy śladu zastępczego 0,151 m. Odpowiada to ciśnieniu kontaktowemu 558 kPa. Są to wartości mniejsze niż przyjęte w obecnym polskim Katalogu. Obciążenie ruchem w często podawane jest w jednostkach „msa” („*million standard axles*”). Na przykład obciążenie ruchem 2,5 msa oznacza 2 500 000 osi 80 kN.

Do przeliczania brytyjskiej osi obliczeniowej 80 kN na osie obliczeniowe o innych naciskach według dokumentu HD 24/06 („Obliczanie ruchu”) można stosować tradycyjny wzór równoważności osi z wykładnikiem równym 4.

Ponadto długość obliczeniowego okresu eksploatacji nowych nawierzchni w Wielkiej Brytanii wynosi 40 lat, co jest dwukrotnie większą wartością, niż okres 20 letni obowiązujący w Polsce dla nawierzchni podatnych i półsztywnych.

Na rysunku 3.3 przedstawiono schematyczny układ warstw nawierzchni drogowej według terminologii brytyjskiej. Warstwami spełniającymi rolę wzmocnienia podłoża są w nim:

- podbudowa pomocnicza („*sub-base*”)
- warstwa dolna ulepszanego podłoża („*capping*” = dosłownie „warstwa przykrywająca {podłoże rodzime}”))



Oznaczenia:

Wearing course – warstwa ścieralna

Basecourse – warstwa wiążąca

Road Base – podbudowa zasadnicza

Sub-Base – podbudowa pomocnicza

Capping – warstwa dolna ulepszonego podłoża

Subgrade – podłoże gruntowe

Pavement quality concrete – beton nawierz.

Foundation – Wzmocnienie podłoża

Rysunek 3.3. Układ warstw nawierzchni drogowej według terminologii brytyjskiej dla nawierzchni podatnych i półsztywnych („*flexible, flexible composite & rigid composite*”) oraz sztywnych („*rigid*”).

Projektowanie nawierzchni według obecnej wersji DMRB odbywa się dwuetapowo:

1. W pierwszym etapie należy zaprojektować dolne warstwy nawierzchni stanowiące wzmocnienie podłoża aby uzyskać określoną Klasę Podłoża („*Foundation Class*”), charakteryzowaną modułem odkształcenia sztywności (w oryginale „*stiffness modulus*”). Proces ten odbywa się według zasad podanych w tymczasowych wytycznych IAN 73/06 Rev 1. Wyróżnia się cztery Klasy Podłoża (tablica 3.10)

Tablica 3.10. Klasy Podłoża występujące w tymczasowych wytycznych IAN 73/06 Rev 1 oraz instrukcji HD 26/06 („Projektowanie konstrukcji nawierzchni”)

IAN 73/06 Rev 1	
Klasa Podłoża	Moduł odkształcenia [MPa]
Klasa 1 („ <i>Foundation Class 1</i> ”)	≥ 50
Klasa 2 („ <i>Foundation Class 2</i> ”)	≥ 100
Klasa 3 („ <i>Foundation Class 3</i> ”)	≥ 200
Klasa 4 („ <i>Foundation Class 4</i> ”)	≥ 400

2. Następnie należy określić dla zaprojektowanej Klasy Podłoża grubość górnych warstw nawierzchni (podbudowa zasadnicza, warstwa wiążąca, ścieralna) według metody zawartej w instrukcji HD 26/06 („Projektowanie konstrukcji nawierzchni”).

Zatem podobnie jak w hiszpańskiej Normie 6.1 IC dla danego ruchu może wystąpić kilka konstrukcji różniących się całkowitą grubością, która będzie zależała od przyjętej Klasy Podłoża. Daje to projektantowi elastyczność w podejmowaniu decyzji. W niektórych przypadkach może się bowiem okazać, że efektywniejsze ekonomicznie jest przyjęcie słabszej Klasy Podłoża i osiągnięcie wymaganej trwałości nawierzchni poprzez zwiększenie grubości warstw górnych. Natomiast w sytuacji budowy drogi na podłożu gruntowym które w łatwy sposób można doprowadzić do wysokiej Klasy Nośności (200 lub 400 MPa) możliwe jest użycie warstw górnych o mniejszej grubości.

Moduł odkształcenia charakteryzujący Klasę Nośności podłoża według DMRB nie jest wtórnym modulem odkształcenia badanym płytą statyczną VSS. Według IAN 73/06 Rev 1 moduł odkształcenia określany jest metodą dynamiczną z użyciem:

- aparatu FWD,
- ręcznej lekkiej płyty dynamicznej LWD.

Za referencyjne urządzenie uznaje się aparat FWD. Przy korzystaniu z LWD należy najpierw wykonać procedurę korelacyjną. Płytę LWD można wykorzystywać przy większości materiałów z wyjątkiem bardzo sztywnych warstw, gdzie może nie wywoływać ugięcia o wystarczającej wartości umożliwiającej miarodajne obliczenie modułu odkształcenia.

Jedynym ograniczeniem w przyjmowaniu w trakcie projektowania Klas Podłoża jest zapis nakazujący stosowanie Klasy Podłoża FC 1 ($E \geq 50$ MPa) dla nawierzchni, gdzie przewidywane obciążenie ruchem nie przekroczy granicy 20 msa (20 milionów osi obliczeniowych 80 kN), co odpowiada – wg wzoru 4-potęgi – 8,192 milionom osi 100 kN. Uwzględniając dwukrotnie większy okres eksploatacji w Wielkiej Brytanii oznacza to średniodobowe natężenie ruchu w ilości 561 osi 100 kN/dobę/pas. Wartość ta znajduje się na poziomie około 1/3 rozpiętości polskiej kategorii ruchu KR4 (336 – 1000 osi 100 kN/dobę/pas).

Dla nawierzchni dróg o przewidywanym obciążeniu ruchem powyżej 20 msa konieczne jest zaprojektowanie wzmocnienia pozwalającego na osiągnięcie Klasy Podłoża FC2 ($E \geq 100$ MPa), FC3 ($E \geq 200$ MPa) lub FC4 ($E \geq 400$ MPa). Powodem ograniczenia stosowania Klasy Podłoża FC1 ($E \geq 50$ MPa) do granicy 20 msa jest duże prawdopodobieństwo uszkodzenia warstw wzmacniających takie podłoże w trakcie budowy kolejnych warstw nawierzchni.

3.2.2.3 Podział gruntów

W Wielkiej Brytanii podstawowym parametrem charakteryzującym podłoże gruntowe jest moduł odkształcenia, jednakże z uwagi na trudność w jego pomiarze na etapie projektowania wykorzystuje się tradycyjny wskaźnik CBR. W tablicy 3.11 podano przykładowe wartości wskaźnika CBR dla różnych gruntów.

Tablica 3.11. Przykładowe wartości wskaźnika CBR wykorzystywane w Wielkiej Brytanii (na podstawie Powell W.D, Potter J.F, Mayhew H.C i Nunn M.E, „*The Structural Design of Bituminous Roads*”. Report LR1132; TRRL)

Rodzaj gruntu	Wskaźnik plastyczności [%]	Warstwa cienka	Warstwa gruba
		Przybliżony CBR [%]	
Ił (<i>heavy clay</i>)	70	2	2
	60	2	2
	50	2	2,5
	40	2,5	3
	Ił pylasty (<i>silty clay</i>)	30	3
Ił piaszczysty (<i>sandy clay</i>)	20	4	5
	10	3	6
Pył (<i>silt</i>)*	-	1	1
Piasek równoziarnisty (<i>sand poorly graded</i>)		20	
Piasek różnoziarnisty (<i>sand well graded</i>)		40	
Pospółka (<i>sandy gravel well graded</i>)		60	
* właściwości zakładane przy zawilgoceniu			
1) A thick layered construction is a depth to subgrade of 1200mm = Warstwa gruba to warstwa zalegająca od górnej powierzchni gruntu rodzimego na głębokość 1200 mm			
2) A thin layered construction is a depth to subgrade of 300mm = Warstwa ciuenska to warstwa zalegająca od górnej powierzchni podłoża rodzimego na głębokość 300 mm.			

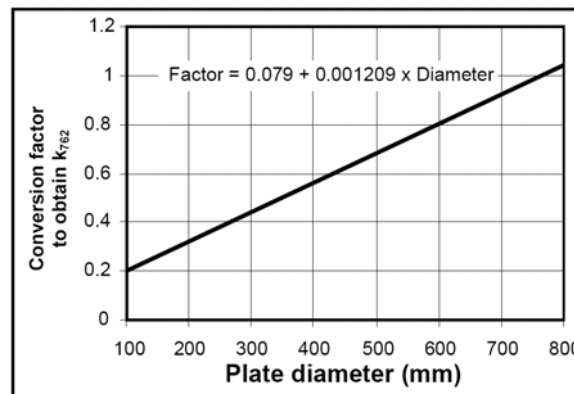
Według tymczasowych wytycznych IAN 73/06 pomiar wskaźnika CBR może odbywać się poprzez:

- wykonanie badań w laboratorium na próbkach gruntu pobranego w terenie,
- bezpośrednio w terenie z użyciem sondy DCP.

Ponadto, dla materiałów gruboziarnistych, dla których trudno wykonać badanie CBR na próbce zagęszczonej w cylindrze (badanie laboratoryjne) lub poprzez wbicie sondy DCP możliwe jest wykorzystanie płyty obciążanej statycznie. Nie jest to płyta VSS występująca w Polsce, ponieważ jej średnica wynosi 762 mm (30 cali). Płyta o średnicy 762 mm jest wykorzystywana do wyznaczania w terenie współczynnika reakcji podłoża. Wartość CBR można wówczas oszacować korzystając ze wzoru:

$$\text{CBR} = 6,1 \times 10^{-8} \times (k_{762})^{1,733} [\%]$$

gdzie k_{762} jest współczynnikiem reakcji podłoża (czyli „modulus of subgrade reaction”) określanym jako stosunek obciążenia dzielonego przez przemieszczenie pionowe (zwykle przyjmowane jest 1,25 mm). W przypadku płyt o innych średnicach można stosować zależność pozwalającą na uzyskanie wartości k_{762} przedstawioną na rysunku nr 3.4.



Rysunek 3.4. Wykres do określenia współczynnika przeliczeniowego pozwalającego obliczyć wartość parametru k_{762} przy korzystaniu z płyt obciążających o średnicy innej niż 762 mm (30 cali).

Warto zauważyć, że pomiar nośności podłoży z materiałów gruboziarnistych (dla których nie można przeprowadzić badania CBR) płytą statyczną jest jedynym przypadkiem, gdzie tymczasowe wytyczne IAN 73/06 wspominają o takim rodzaju badania. Wszystkie inne badania modułów odkształcenia należy przeprowadzać metodą dynamiczną. IAN 73/06 uzasadnia to w następujący sposób:

- obciążenie jest przykładane bardzo powoli, co nie symuluje nagłych obciążeń od kół pojazdów,
- badanie trwa długo i nie pozwala na osiągnięcie natychmiastowych wyników.

Według metody brytyjskiej wskaźnik CBR może osiągać różne wartości, w zależności od analizowanej perspektywy czasowej:

- CBR krótkoterminowy („short-term CBR”) – występuje np. w okresie prowadzenia budowy, kiedy podłoże gruntowe nie jest przykryte kolejnymi warstwami konstrukcyjnymi,
- CBR długoterminowy („long-term CBR”) – występuje w okresie eksploatacji nawierzchni, kiedy podłoże gruntowe jest przykryte warstwami konstrukcji nawierzchni.

Nie jest jednoznaczne, który z nich jest większy. W sytuacji prowadzenia robót w okresie jesiennym, kiedy podłoże gruntowe jest wyeksponowane na warunki

pogodowe wartość CBR krótkoterminowego będzie mniejsza niż długoterminowego, ponieważ po ułożeniu kolejnych warstw konstrukcyjnych i wykonaniu systemu odwodnienia wilgotność podłoża ulegnie zmniejszeniu tym samym zwiększając jego nośność. Może wystąpić również przypadek odwrotny, np. w sytuacji odkrycia zawilgoconego podłoża gruntowego w trakcie prac w gorącym okresie letnim, co doprowadza do jego przesuszenia i zwiększenia nośności. Po wykonaniu nawierzchni i nadejściu okresu jesienno-zimowego następuje zaś wzrost wilgotności przez co wartość CBR długoterminowego jest mniejsza, niż krótkoterminowego.

Do celów projektowych należy przyjąć mniejszą z wartości CBR krótko- i długoterminowego.

Wytyczne IAN 73/06 wyraźnie określają, że minimalna wartość wskaźnika CBR przy jakiej można stosować sposoby wzmocnienia przez nie opisywane wynosi 2,5%. W polskim katalogu brak takiej granicy – istnieje jedynie zapis, że grupa nośności G4 charakteryzuje się wskaźnikiem CBR < 3%, bez ograniczenia „z dołu”.

W przypadkach podłoży gruntowych o CBR < 2,5% należy doprowadzić do poprawy sytuacji poprzez:

- wymianę gruntu na 0,5 – 1,0 m,
- stabilizację na miejscu odpowiednimi spoiwami,
- zastosowanie geosyntetyków.

Jednak nawet po zastosowaniu wymienionych metod nadal do celów projektowych należy przyjmować CBR = 2,5% w celu uwzględnienia zmian nośności warstwy wzmacniającej w długoterminowym horyzoncie czasowym.

Do oszacowania modułu odkształcenia podłoża na podstawie wskaźnika CBR wykorzystywany jest wzór (Powell et al, 1984):

$$E = 17,6 \times (CBR)^{0,64}$$

Ponadto w Wielkiej Brytanii duży nacisk kładziony jest na weryfikację założeń projektowych w trakcie budowy. Jeżeli okazuje się, że wartość CBR podłoża gruntowego jest mniejsza niż założona przez projektanta konieczne jest bezdyskusyjne przeprojektowanie układu warstw wzmacniających.

3.2.2.4 Sposoby wzmocnienia podłoża

Według brytyjskich wytycznych IAN 73/06 wzmocnienie podłoża osiąga się poprzez:

- wykonanie warstwy dolnej ulepszanego podłoża („capping layer”)
- wykonanie warstwy podbudowy pomocniczej („subbase layer”)
- ułożenie kombinacji obu tych warstw.

Wymiana podłoża jest potraktowana dość ogólnikowo i wskazywana jedynie w przypadkach gdy wskaźnik CBR podłoża jest mniejszy od 2,5%.

Rodzaje mieszanek drogowych wykorzystywanych do wykonania wymienionych warstw dzieli się następująco:

- mieszanki niezwiązane („*unbound mixtures*”) – określone w Specyfikacji Serii 800 (Typ 803, 804, 805, 806B) oraz Specyfikacji Serii 600 (Typ 6F1, 6F2, 6F3, 6F4, 6F5 6S),
- mieszanki związane szybkowiązające („*fast-setting mixtures*”) – określone w Specyfikacji Serii 800 i osiągające więcej niż 50% wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach wiązania w 20 °C,
- mieszanki związane wolnowiązające („*slow-setting mixtures*”) – określone w Specyfikacji Serii 800 i osiągające mniej niż 50% wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach wiązania w 20 °C.

Mieszanki niezwiązane określone w Specyfikacji Serii 600 są odpowiednio dobranymi gruntami niewysadzinowymi przeznaczonymi do wykonywania warstw mrozoochronnych i odsączających.

Mieszanki niezwiązane określone w Specyfikacji Serii 800 są mieszankami kruszyw przeznaczonymi do wykonywania warstw podbudowy pomocniczej („subbase”). Mogą być wykonane z wykorzystaniem szerokiego zakresu materiałów:

- kruszyw łamanych,
- kruszyw naturalnych,
- żużla,
- kruszyw z recyklingu betonu.

Mieszanki związane określone w Specyfikacji Serii 800 są gruntami lub kruszywami związanymi spoiwami i przeznaczonymi do wykonywania warstw podbudowy pomocniczej („subbase”). Jako spoiwo można wykorzystać:

- cement,
- wapno,
- popioły lotne,
- żużle wielkopiecowe.

Według tymczasowych wytycznych IAN 73/06 minimalna klasa mieszanek związanych spoiwami używanych w warstwie podbudowy pomocniczej powinna wynosić co najmniej C3/4, co oznacza że wytrzymałość na ściskanie próbek walcowych po 28 dniach (w przypadku cementu) powinna wynosić co najmniej 3 MPa. Jest to większa wartość, niż stosowana w polskim Katalogu stabilizacja $R_m = 2,5$ MPa. Stosowane są również mieszanki klasy nawet C5/6.

Minimalna grubość warstwy wzmacniającej po zagęszczeniu musi być większa niż:

- 2,5 x średnicy największego ziarna,
- 15 cm dla warstwy związanej spoiwem,
- 8 cm dla warstwy niezwiązanej.

W praktyce minimalna grubość 15 cm dotyczy tylko warstw wzmacniających podłoże do Klasy Podłoża FC1 ($E > 50$ MPa) oraz FC2 ($E > 100$ MPa). Dla Klasy Podłoża

FC3 ($E > 200$ MPa) grubość minimalna wynosi 17,5 cm, zaś dla FC4 ($E > 400$ MPa) 20 cm.

Natomiast za maksymalną grubość warstwy jaką można układać w pojedynczym procesie technologicznym uznaje się 25 cm.

Wytyczne IAN 73/06 nie podają określonych wartości modułów sprężystości dla materiałów wykorzystywanych w warstwach wzmacniających. Moduły te należy określać w badaniach laboratoryjnych, na przykład na podstawie badania wytrzymałości na ściskanie. Z uwagi na fakt, że próbki z mieszanek związanych badane w laboratorium są dokładnie zagęszczone oraz w stanie niespękanym, moduły sprężystości jakie należy przyjmować w ewentualnych obliczeniach mechanistycznych nie mogą przekraczać:

- 20% wartości modułu sprężystości uzyskanego w badaniu laboratoryjnym dla mieszanek szybkowiązanych,
- 10% wartości modułu sprężystości uzyskanego w badaniu laboratoryjnym dla mieszanek wolnowiązanych.

Możliwe jest nawet określenie modułów sprężystości poprzez użycie ręcznej lekkiej płyty dynamicznej w laboratorium, badając materiały zagęszczone w formach o wymiarach minimum 1 m x 1 m i głębokości 0,5 m. Jednakże i w tym przypadku konieczne jest przyjmowanie do obliczeń mniejszych wartości modułów sprężystości (maksymalnie 60%) ze względu na umieszczenie próbki.

Moduły gruntów i kruszyw niezwiązanych można również określać w badaniu trójosiowego ściskania.

Wytyczne IAN 73/06 opisują dwa sposoby projektowania układów warstw wzmacniających podłoże:

- **Projektowanie ograniczone („*Restricted Foundation Design*”)** – możliwe tylko dla Klas Podłoża FC1 ($E > 50$ MPa), FC2 ($E > 100$ MPa) i FC3 ($E > 200$ MPa),
- **Projektowanie funkcjonalne („*Performance Foundation Design*”)** – dla wszystkich Klas Podłoża

3.2.2.5 Projektowanie ograniczone („*Restricted Foundation Design*”)

Pierwsza metoda projektowania przewidziana jest tylko dla trzech pierwszych Klas Podłoża. Stosowana jest w przypadku, gdy nie ma konieczności przeprowadzania szerokiego spektrum badań laboratoryjnych i terenowych koniecznych w przypadku projektowania funkcjonalnego. Metoda ta uwzględnia większy margines bezpieczeństwa, który musi wystąpić w przypadku stosowania materiałów dla których nie wykonano badań cech materiałowych.

Dobór grubości warstwy bądź układu warstw wzmacniających odbywa się za pomocą nomogramów. Możliwe są następujące układy:

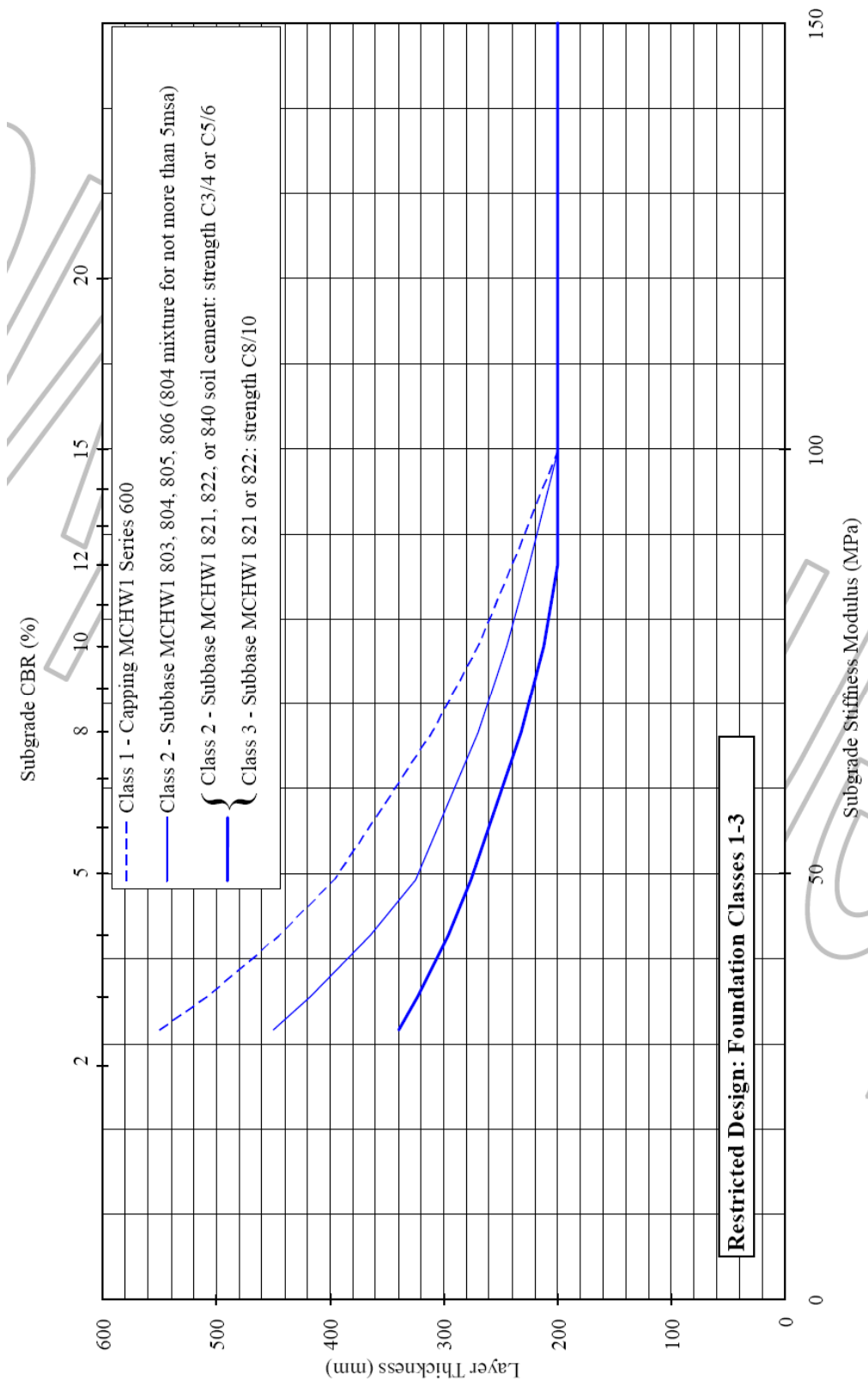
- tylko jedna warstwa dolna bądź tylko jedna podbudowa pomocnicza („*capping or subbase only*”) – dla Klas Podłoża FC1 ($E > 50$ MPa), FC2 ($E > 100$ MPa) i FC3 ($E > 200$ MPa)
- warstwa dolna wraz z warstwą podbudowy pomocniczą („*subbase on capping*”) – tylko dla Klasy Podłoża FC2 ($E > 100$ MPa).

Na podstawie przyjętego wskaźnika CBR podłoża oraz założonej Klasy Podłoża po wzmocnieniu z nomogramu odczytuje się potrzebną grubość warstwy wzmacniającej.

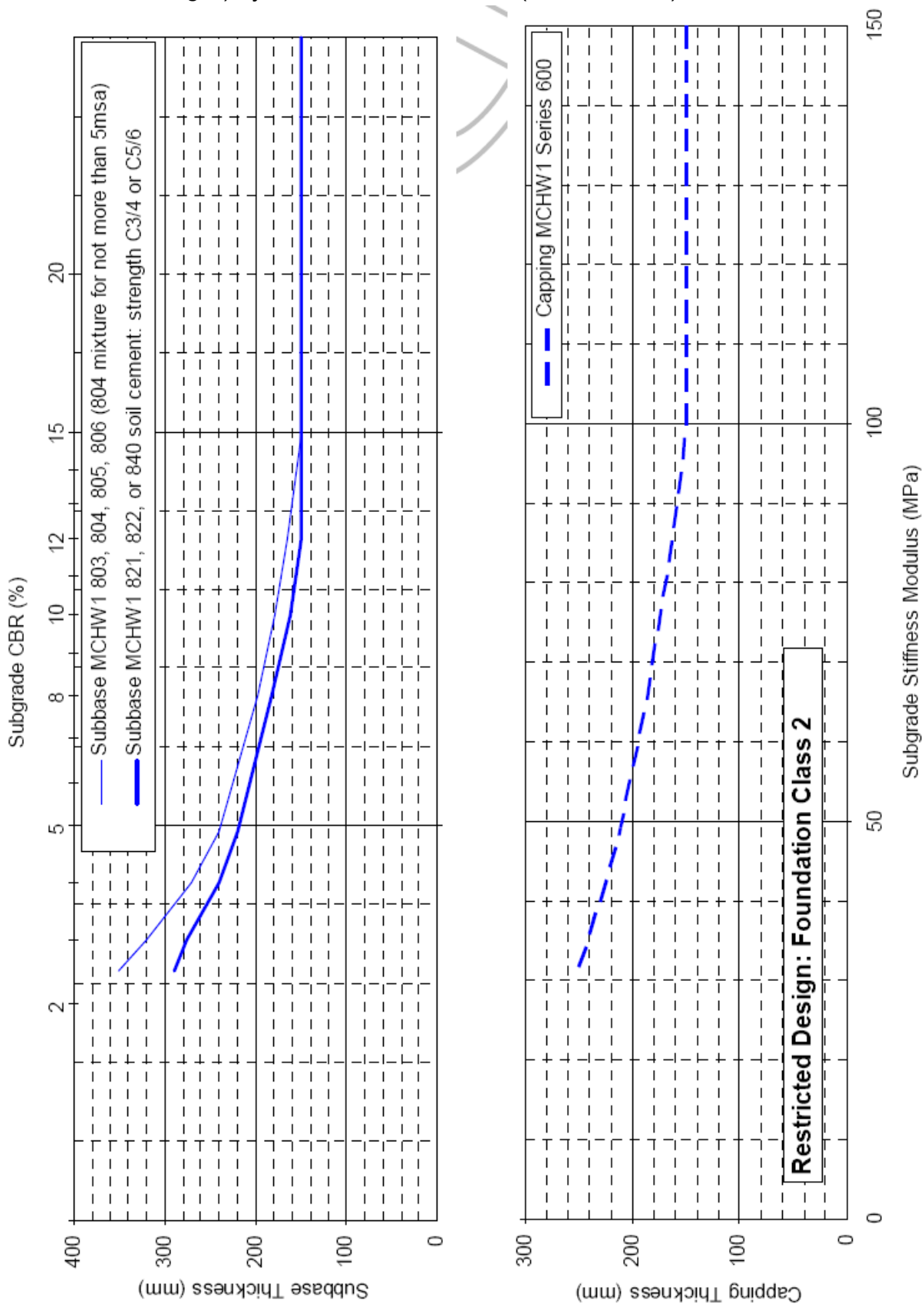
Na rysunku 3.5 pokazano nomogram do projektowania układu składającego się tylko z warstwy mrozoochronnej („*capping only*”) lub z warstwy podbudowy pomocniczej („*subbase only*”).

Na rysunku 3.6 pokazano nomogram do projektowania układu składającego się z warstwy dolnej oraz warstwy podbudowy pomocniczej („*subbase on capping*”).

Rysunek 3.5. Nomogram do określania potrzebnej grubości warstwy dolnej lub podbudowy pomocniczej – Projektowanie ograniczone („Restricted Design”)



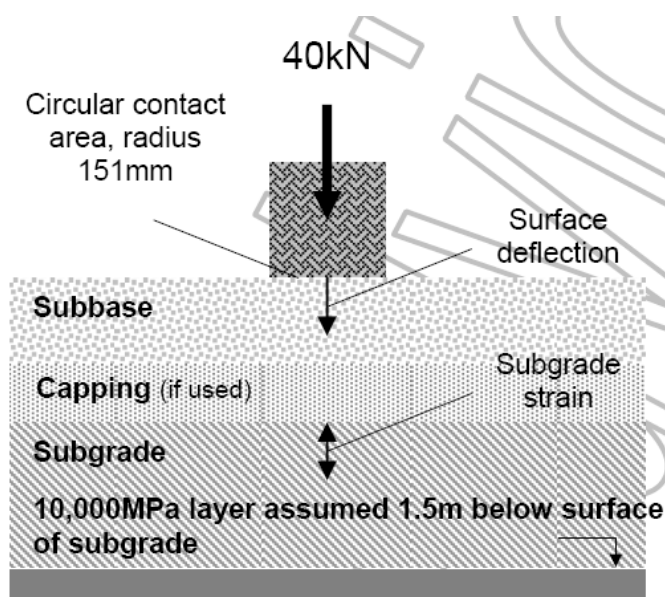
Rysunek 3.6 Nomogram do określania potrzebnej grubości warstwy dolnej oraz podbudowy pomocniczej – Projektowanie ograniczone („*Restricted Design*”), tylko Klasa Podłoża FC2 ($E > 100$ MPa)



3.2.2.6 Projektowanie funkcjonalne („Performance Foundation Design”)

Projektowanie funkcjonalne wprowadzono, aby umożliwić wykorzystanie różnorodnych materiałów, nie tylko pochodzenia naturalnego, ale również z recyklingu bądź odpadów przemysłowych. Tryb ten wymaga użycia programów modelujących liniową półprzestrzeń sprężystą oraz znajomości parametrów każdej warstwy w celu obliczenia ugięć oraz odkształceń i przyrównania ich do wartości granicznych, poznanych empirycznie. Ocenie podlega ugięcie na górnej powierzchni warstw wzmacniających oraz odkształcenie pionowe na powierzchni podłoża gruntowego.

Na rysunku 3.7 przedstawiono schemat modelu wykorzystywanego do obliczeń.



Rysunek 3.7. Schemat uwarstwionej półprzestrzeni sprężystej wykorzystywanej do obliczenia ugięć oraz odkształceń wg wytycznych IAN 73/06.

Obciążeniem jest koło o nacisku 40 kN i średnicy śladu zastępczego 0,302 m. Warstwa podbudowy pomocniczej i/lub warstwa mrozoochronna jest ułożona na podłożu gruntowym, które jednak – w przeciwieństwie do zwykle przyjmowanych warunków – nie jest nieograniczone, lecz ma grubość 1,5 m. Poniżej podłoża gruntowego znajduje się nieskończona warstwa o bardzo dużym module 10000 MPa, przez co w efekcie można uznać ją za nieściśliwą. Współczynniki Poissona przyjmuje się jako 0,35 dla warstwy podbudowy pomocniczej oraz 0,45 dla warstwy dolnej i podłoża gruntowego.

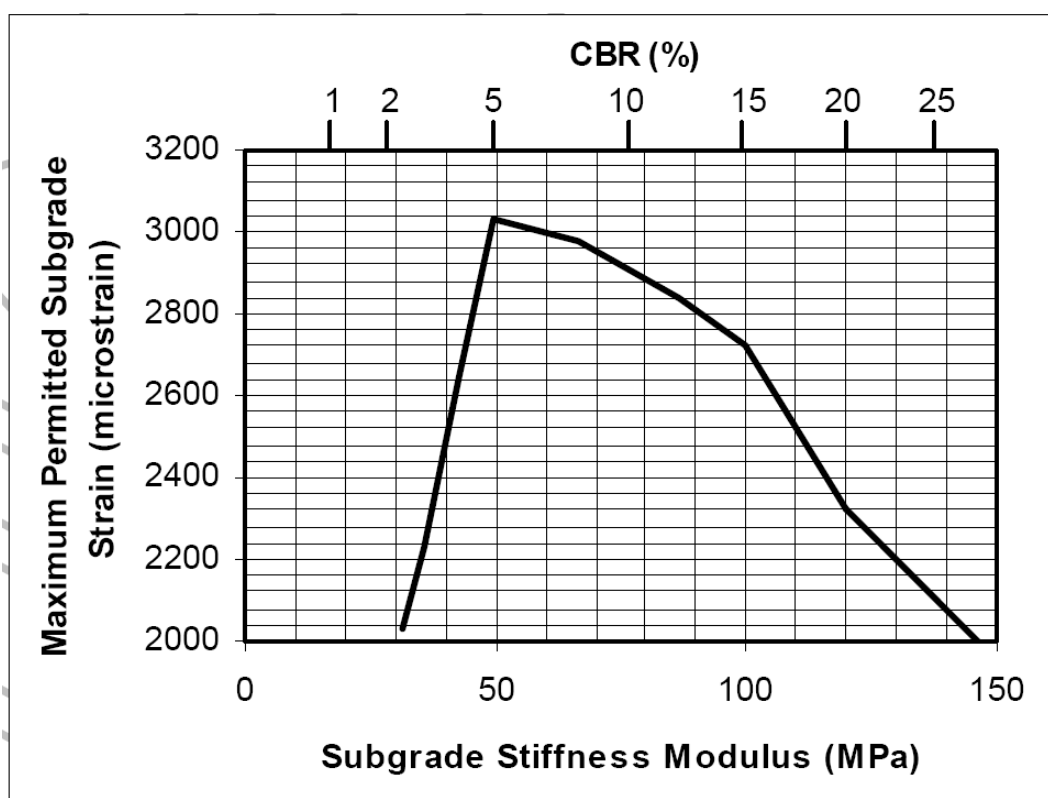
Warunkami granicznymi jakie należy spełnić są odpowiednio małe:

- ugięcia pod kołem,
- odkształcenia pionowe na górnej powierzchni podłoża gruntowego.

Dopuszczalne ugięcie pod kołem o nacisku 40 kN na średnicy śladu zastępczego 0,302 m na górze warstwy wzmacniającej jest następujące:

- dla Klasy Podłoża FC1 ($E > 50$ MPa) – 2,96 mm,
- dla Klasy Podłoża FC2 ($E > 100$ MPa) – 1,48 mm,
- dla Klasy Podłoża FC3 ($E > 200$ MPa) – 0,74 mm,
- dla Klasy Podłoża FC4 ($E > 400$ MPa) – 0,37 mm.

Maksymalne odkształcenie pionowe na górze podłoża gruntowego jest określane na podstawie wykresu przedstawionego na rysunku 3.8 i zależy od wskaźnika CBR podłoża.



Rysunek 3.8. Wykres służący do określania granicznego odkształcenia pionowego podłoża gruntowego (wg Chaddock, B. i Roberts, C. „*Road foundation design for major UK Highways. Published Project Report PPR127*”. TRL)

Wytyczne IAN 73/06 ograniczają maksymalne wartości modułów sprężystości materiałów, jakie mogą być użyte do wzmocnienia. Dopuszczalne wartości są następujące:

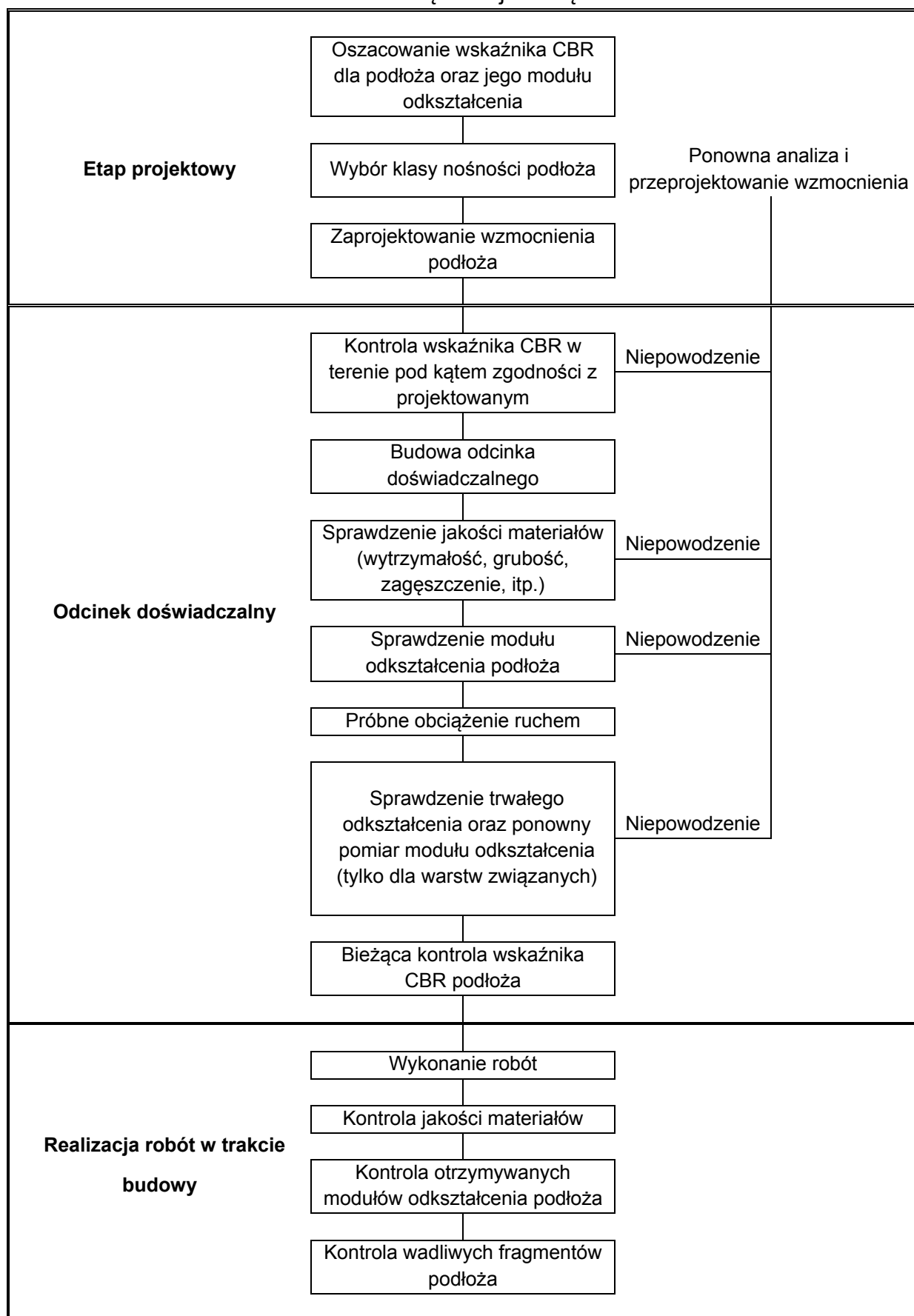
- dla Klasy FC1 ($E > 50$ MPa) – 100 MPa,
- dla Klasy FC2 ($E > 100$ MPa) – 350 MPa,
- dla Klasy FC3 ($E > 200$ MPa) – 1000 MPa,
- dla Klasy FC4 ($E > 400$ MPa) – 3500 MPa.

Powyższy warunek ma uniemożliwiać projektowanie cienkich, mocnych i sztywnych warstw na słabym podłożu gruntowym, co doprowadzałoby do szybkiego zniszczenia

takiej warstwy z powodu naprężeń wywołanych ruchem i skurczem. Z powyższego zapisu również wynika, że do wzmocnienia podłoża do Klasy FC1 należy użyć tylko warstwy dolnej z gruntu lub kruszywa.

W tablicy 3.12 przedstawiono ogólny schemat postępowania w przypadku projektowania wzmocnienia podłoża metodą funkcjonalną. Bardzo ważnym składnikiem tego procesu jest wykonanie odcinka doświadczalnego i weryfikacja założeń projektowych.

Tablica 3.12. Ścieżka postępowania w trakcie projektowania wzmocnienia podłoża metodą funkcjonalną



Wytyczne IAN 73/06 podają również minimalne i średnie wartości modułów sztywności jakie należy uzyskać badając wykonane już warstwy. W zależności od rodzaju użytej mieszanki (niezwiązana, związana szybkowiążąca, związana wolnowiążąca) wartości te mogą się w pewnym zakresie różnić od wartości projektowanych, określających daną Klasę Podłoża (tablica 3.13).

Tablica 3.13. Minimalne i średnie wartości modułów odkształcenia które należy uzyskać w trakcie badań odbiorowych wykonanych warstw.

		Moduł sztywności podłoża			
		Klasa 1	Klasa 2	Klasa 3	Klasa 4
Oczekiwany długoterminowy moduł sztywności wzmocnionego podłoża		≥ 50 MPa	≥ 100 MPa	≥ 200 MPa	≥ 400 MPa
Średni moduł sztywności wzmocnionego podłoża	Mieszanki niezwiązane:	40 *	80 #	-	-
	Mieszanki szybkowiążące:	50 *	100	300	600
	Mieszanki wolnowiążące:	40 *	80	150	300
Minimalny moduł sztywności wzmocnionego podłoża	Mieszanki niezwiązane:	25 *	50 #	-	-
	Mieszanki szybkowiążące:	25 *	50	150	300
	Mieszanki wolnowiążące:	25 *	50	75	150

* tylko dla dróg o obciążeniu ruchem mniejszym od 20 msa

niedopuszczalne dla dróg o obciążeniu większym od 80 msa,

- materiały niezwiązane nie pozwalają na osiągnięcie tak wysokich modułów

Wymagane wartości średnie modułów dla warstw wzmacniających z mieszanek niezwiązanych są mniejsze o 10-20 MPa od projektowego modułu sztywności danej Klasy Podłoża, ponieważ pomiar odbywa się bez obecności górnych warstw, które mają dodatni wpływ na wartość modułu warstwy leżącej poniżej.

Wymagane wartości średnie modułów dla warstw wzmacniających z mieszanek związanych szybkowiążących są dla Klasy FC3 i FC4 są większe o 100-200 MPa od projektowego modułu sztywności danej Klasy Podłoża, ponieważ mieszanki te szybko uzyskują wytrzymałość ale również są narażone na spękania i degradację w trakcie eksploatacji.

Wymagane wartości średnie modułów dla warstw wzmacniających z mieszanek związanych wolnowiążących są mniejsze o 10-100 MPa od projektowego modułu odkształcenia danej Klasy Podłoża, ponieważ mogą one wymagać dłuższego okresu wiązania, którego może postępować jeszcze długo po wykonaniu badania modułów.

Średni moduł sztywności wzmocnionego podłoża z tablicy 3.13 jest definiowany jako średnia krocząca z 5 kolejnych pomiarów w terenie. Natomiast w żadnym punkcie moduł sztywności nie może być mniejszy od wartości minimalnej podanej w tablicy 3.13.

Pomimo że projektowanie funkcjonalne wymaga wykonania obliczeń ugięć i odkształceń wykorzystując np. program BISAR lub ELSYM wytyczne IAN 73/06 podają również nomogramy do określania grubości warstw wzmacniających opracowane dla kilku materiałów o różnych modułach sprężystości (rysunek 3.9 – 3.13).

Ponadto podane są również opracowane równania do określania grubości wzmocnienia przy zadanych warunkach:

- **dla Klasy Podłoża FC1 (E > 50 Mpa) i wzmocnienia składającego się z warstwy mrozoochronnej:**

CBR podłoża z zakresu 2,5 – 5% – większa z dwóch wartości uzyskanych z równań:

$$H_{cap}(S) = 1,845 \times 10^3 \times E_{cap}^{-0,25} \times (1 - 0,395 \times E_{cap}^{-0,025} \times \ln(CBR))$$

$$H_{cap}(D) = 2,00 \times 10^2 \times E_{cap} \times (\ln(CBR) - 1,538) - 10,918 \times 10^3 \times (\ln(CBR) - 1,541)$$

gdzie:

H_{cap} – grubość warstwy mrozoochronnej,

E_{cap} – moduł sprężystości warstwy mrozoochronnej,

CBR – wskaźnik CBR dla podłoża gruntowego

CBR podłoża z zakresu 5 – 15%

$$H_{cap}(S) = 1,016 \times 10^3 \times E_{cap}^{-0,214} \times (1 - 0,23 \times E_{cap}^{-0,026} \times \ln(CBR))$$

Powyższe wzory są prawidłowe dla materiału warstwy mrozoochronnej o module sprężystości z przedziału 50 – 100 MPa

- **dla Klasy Podłoża FC2 (E > 100 Mpa) i wzmocnienia składającego się z warstwy podbudowy pomocniczej:**

CBR podłoża z zakresu 2,5 – 5%:

$$H_{sb}(S) = 2,85 \times 10^3 \times E_{sb}^{-0,341} \times (1 - 0,316 \times E_{sb}^{0,021} \times \ln(CBR))$$

CBR podłoża z zakresu 5 – 30%:

$$H_{sb}(S) = 9,25 \times 10^2 \times E_{sb}^{-0,202} - 69 \times \ln(CBR)$$

Powyższe wzory są prawidłowe dla materiału podbudowy pomocniczej o module sprężystości z przedziału 150 – 250 MPa

- **dla Klasy Podłoża FC3 (E > 200 Mpa) i wzmocnienia składającego się z warstwy podbudowy pomocniczej:**

CBR podłoża z zakresu 2,5 – 5%:

$$H_{sb}(D) = 8,44 \times 10^3 \times E_{sb}^{-0,48} \times (1,0 - 0,261 \times E_{sb}^{-0,008} \times \ln(CBR))$$

Powyższy wzór jest prawidłowy dla materiału podbudowy pomocniczej o module sprężystości z przedziału 500 – 1000 MPa

- **dla Klasy Podłoża FC4 (E > 1000 Mpa) i wzmocnienia składającego się z warstwy podbudowy pomocniczej:**

CBR podłoża z zakresu 2,5 – 5%:

$$H_{sb}(D) = 1,53 \times 10^4 \times E_{sb}^{-0,4833} \times (1,0 - 0,234 \times E_{sb}^{-0,025} \times \ln(CBR))$$

Powyższy wzór jest prawidłowy dla materiału podbudowy pomocniczej o module sprężystości z przedziału 1000 – 3500 MPa

- **dla Klasy Podłoża FC2 (E > 100 Mpa) i wzmocnienia składającego się z warstwy podbudowy pomocniczej oraz warstwy mrozoochronnej:**

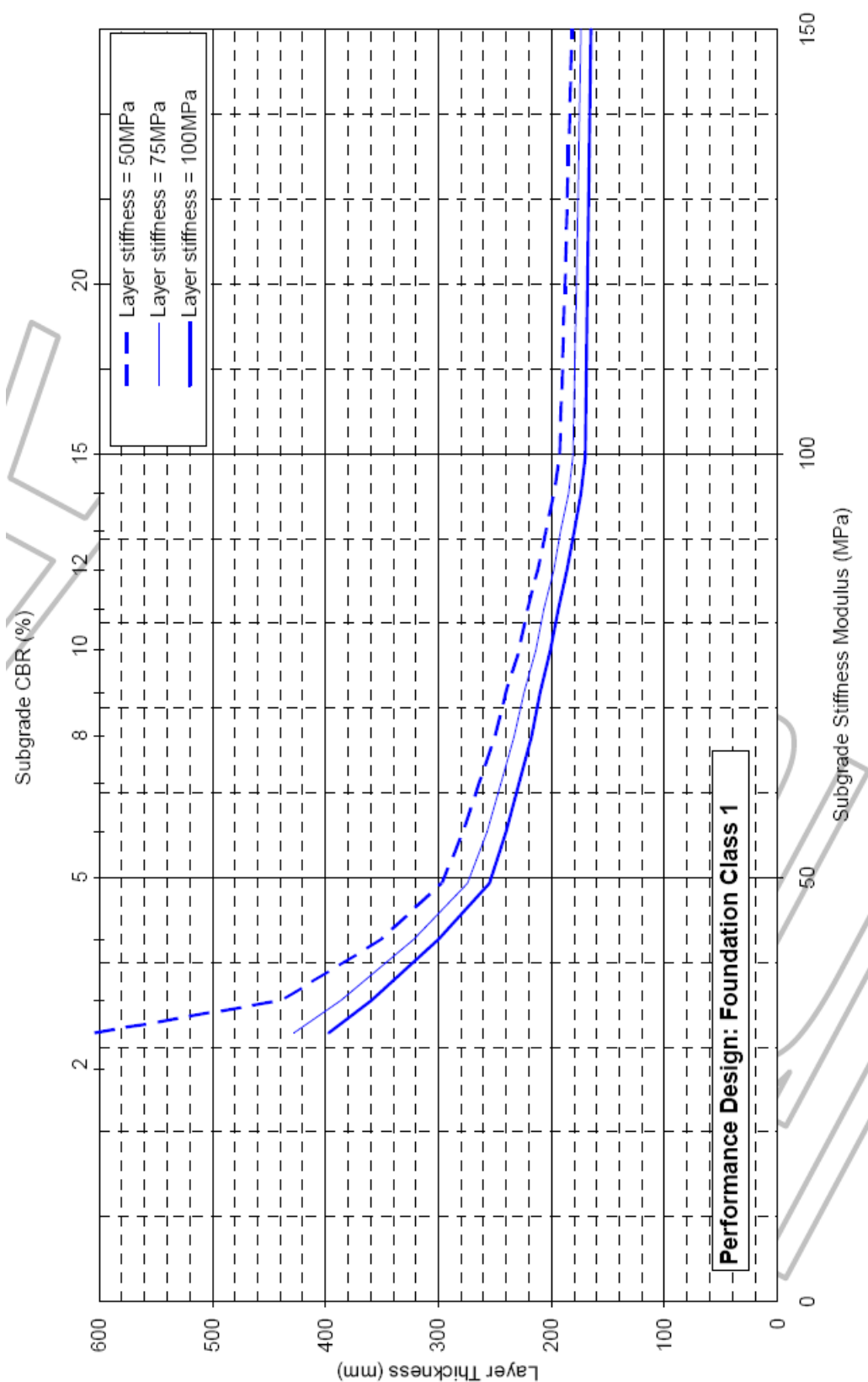
CBR podłoża z zakresu 2,5 – 15%:

$$H_{sb}(D) = 8,27 \times 10^4 \times (0,4123 \times \ln(E_{cap}) - 1) \times E_{sb}^{-(0,2075 + 0,1933 \times \ln(E_{cap}))} - 21,39 \times E_{cap}^{1,745} \times E_{sb}^{(0,271 - 0,335 \times \ln(E_{cap}))} \times \ln(CBR)$$

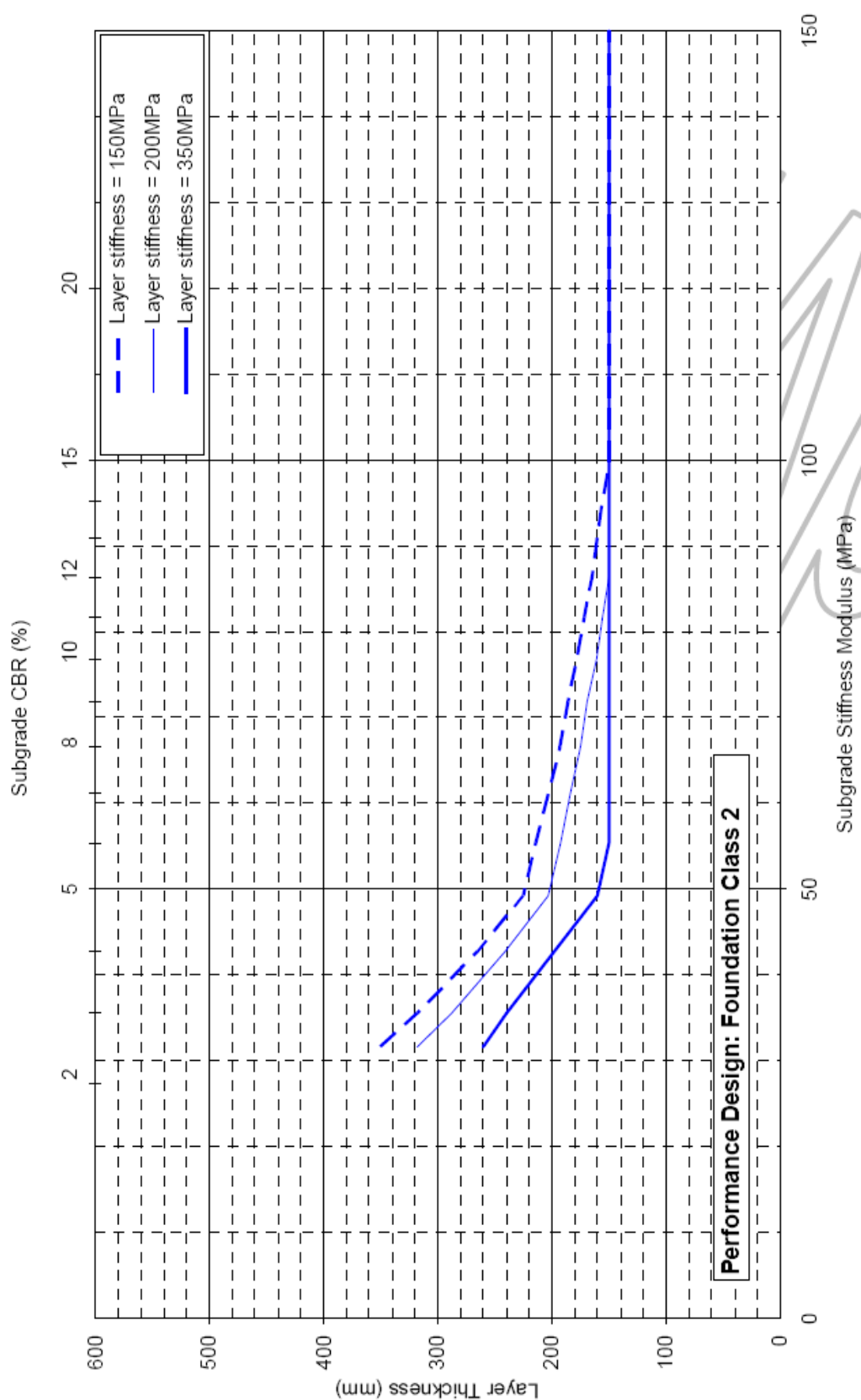
$$H_{cap} = 3,01 \times 10^2 - 56 \times \ln(CBR)$$

Powyższe wzory są prawidłowe dla materiału podbudowy pomocniczej o module sprężystości z przedziału 150 – 250 MPa i module warstwy mrozoochronnej 50 – 100 MPa.

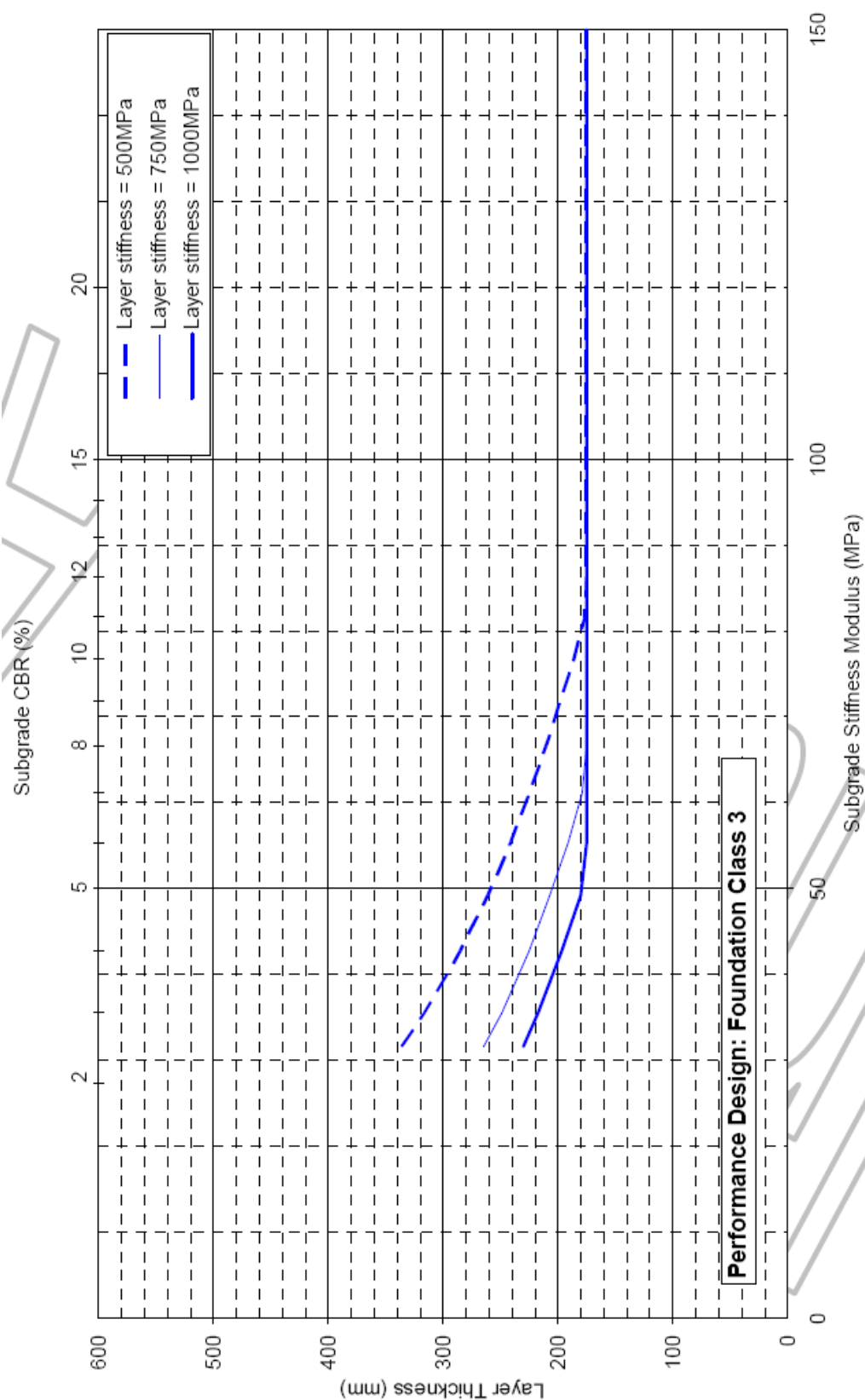
Rysunek 3.9. Nomogram do określania potrzebnej grubości warstwy mroзоochronnej
 – Projektowanie funkcjonalne („Performance Design”), Klasa Podłoża FC1 ($E > 50$ MPa)



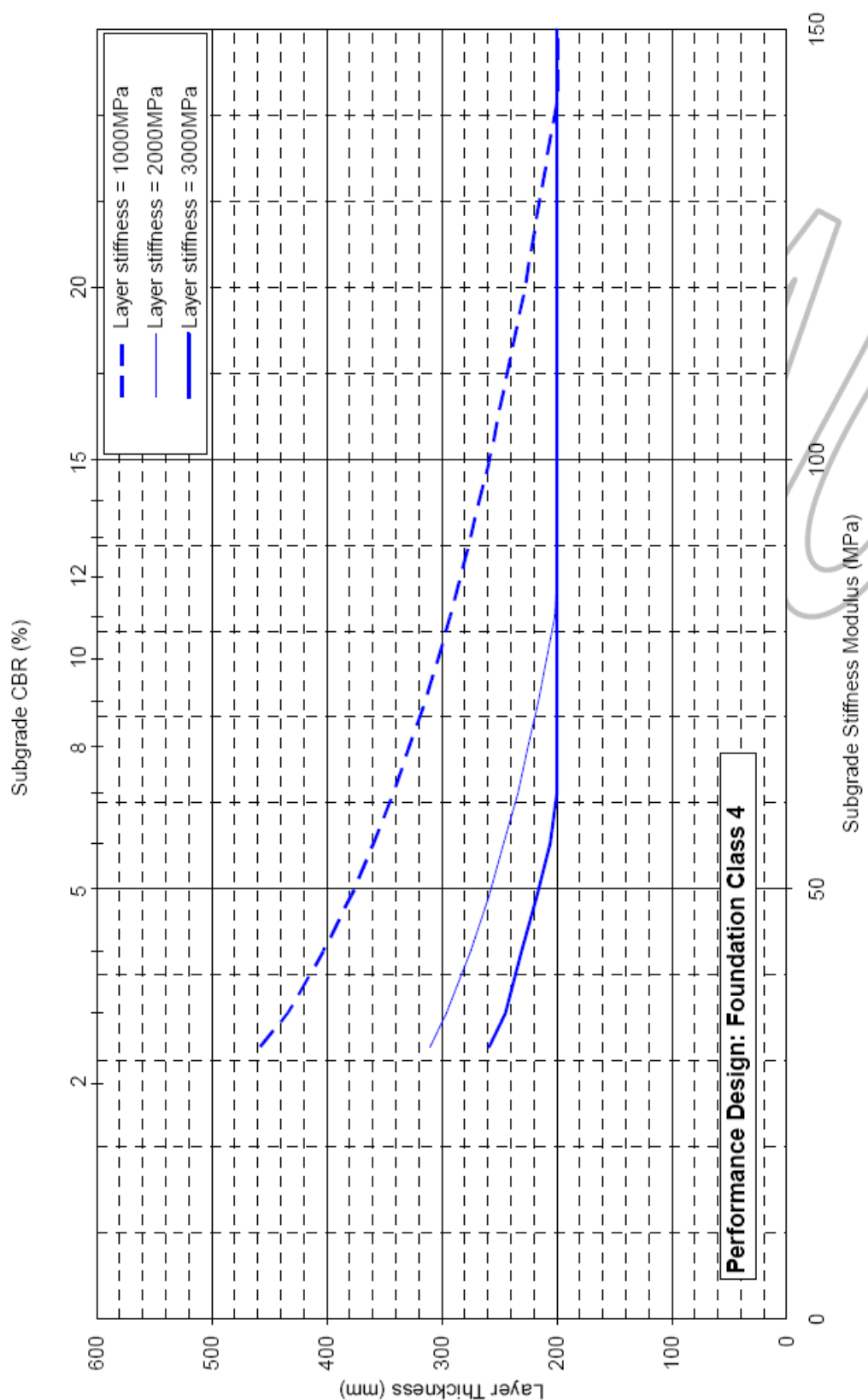
Rysunek 3.10. Nomogram do określania potrzebnej grubości warstwy podbudowy pomocniczej – Projektowanie funkcjonalne („*Performance Design*”), Klasa Podłoża FC2 ($E > 100$ MPa)



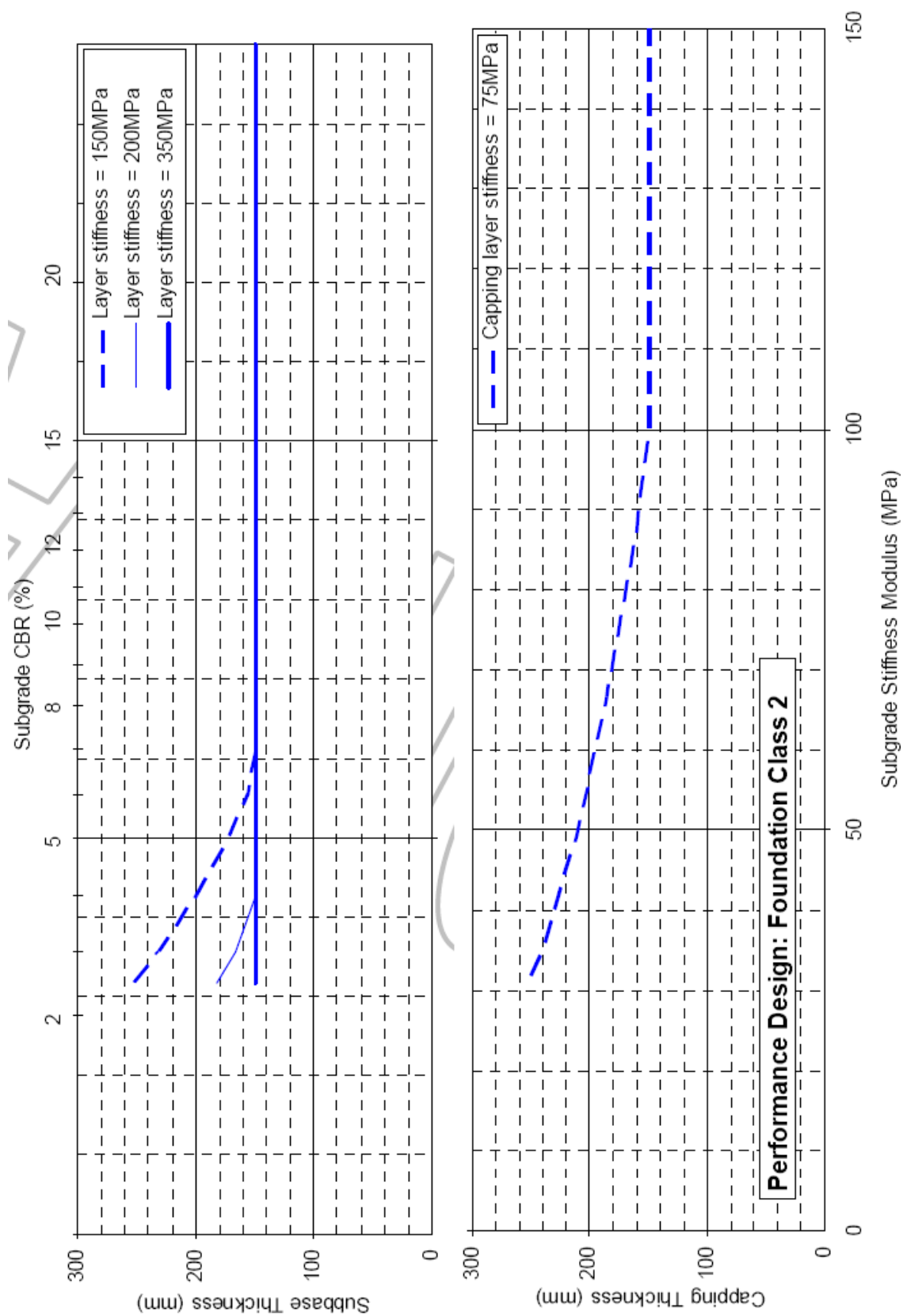
Rysunek 3.11. Nomogram do określania potrzebnej grubości warstwy podbudowy pomocniczej – Projektowanie funkcjonalne („*Performance Design*”), Klasa Podłoża FC3 ($E > 200$ MPa)



Rysunek 3.12. Nomogram do określania potrzebnej grubości warstwy podbudowy pomocniczej – Projektowanie funkcjonalne („*Performance Design*”), Klasa Podłoża FC4 ($E > 400$ MPa)



Rysunek 3.13. Nomogram do określania potrzebnej grubości warstwy podbudowy pomocniczej wraz z warstwą mrozochronną – Projektowanie funkcjonalne („Performance Design”), Klasa Podłoża FC2 ($E > 100$ MPa)



3.2.2.7 Porównanie polskich i brytyjskich sposobów wzmacniania podłoża gruntowego

Polskie sposoby przyjęto z dotychczasowego Katalogu z 1996 roku.

Porównanie polskich i brytyjskich sposobów wzmocnienia podłoża wykonano dla Klasy Podłoża FC2 ($E > 100$ MPa) ponieważ jest to wartość występująca w polskim katalogu. Do celów porównawczych przyjęto wartości wskaźnika CBR odpowiadające środkom przedziałów wyznaczających polskie grupy nośności, 2,5% dla grupy nośności G4 oraz 10% dla grupy nośności G1:

- CBR = 10% dla grupy nośności G1,
- CBR = 7,5% dla grupy nośności G2,
- CBR = 4% dla grupy nośności G3,
- CBR = 2,5% dla grupy nośności G4.

Grubości warstw wzmacniających wyznaczono na podstawie nomogramów zamieszczonych w wytycznych IAN 73/06.

Uzyskane w ten sposób grubości warstw wzmacniających podłoża gruntowe do modułu odkształcenia 100 MPa według metody brytyjskiej są następujące:

- **Projektowanie ograniczone („Restricted design”)**
 - o **Wzmocnienie tylko warstwą podbudowy pomocniczej:**
 - mieszanka niezwiązana (kruszywo):
 - grupa nośności G4 => 45 cm,
 - grupa nośności G3 => 36 cm,
 - grupa nośności G2 => 28 cm,
 - grupa nośności G1 => 22 cm,
 - mieszanka związana spoiwem (stabilizacja) o klasie C3/4 lub C5/6:
 - grupa nośności G4 => 34 cm,
 - grupa nośności G3 => 30 cm,
 - grupa nośności G2 => 24 cm,
 - grupa nośności G1 => 21 cm,
 - o **Wzmocnienie warstwą podbudowy pomocniczej oraz warstwą mrozochronną:**
 - mieszanka niezwiązana (kruszywo) i warstwa mrozochronna (grunt niewysadzinowy):
 - grupa nośności G4 => 25 cm + 35 cm,
 - grupa nośności G3 => 22 cm + 27 cm,
 - grupa nośności G2 => 19 cm + 20 cm,
 - grupa nośności G1 => 17 cm + 18 cm,
 - mieszanka związana spoiwem o klasie C3/4 lub C5/6 (stabilizacja) i warstwa mrozochronna (grunt niewysadzinowy):
 - grupa nośności G4 => 25 cm + 29 cm,
 - grupa nośności G3 => 22 cm + 24 cm,
 - grupa nośności G2 => 19 cm + 19 cm,

- grupa nośności G1 => 17 cm + 16 cm,
- **Projektowanie funkcjonalne („Performance design”)**
 - o **Wzmocnienie tylko jedną warstwą podbudowy pomocniczej:**
 - materiał o module 150 MPa:
 - grupa nośności G4 => 35 cm,
 - grupa nośności G3 => 26 cm,
 - grupa nośności G2 => 20 cm,
 - grupa nośności G1 => 18 cm,
 - materiał o module 200 MPa:
 - grupa nośności G4 => 32 cm,
 - grupa nośności G3 => 24 cm,
 - grupa nośności G2 => 18 cm,
 - grupa nośności G1 => 16 cm,
 - materiał o module 350 MPa:
 - grupa nośności G4 => 26 cm,
 - grupa nośności G3 => 20 cm,
 - grupa nośności G2 => 15 cm,
 - grupa nośności G1 => 15 cm,
 - o **Wzmocnienie warstwą podbudowy pomocniczej oraz warstwą mrozoochronną:**
 - materiał podb. pomocniczej o module 150 MPa oraz mrozoochronnej o module 75 MPa:
 - grupa nośności G4 => 25 cm + 25 cm,
 - grupa nośności G3 => 22 cm + 20 cm,
 - grupa nośności G2 => 19 cm + 15 cm,
 - grupa nośności G1 => 17 cm + 15 cm,
 - materiał podb. pomocniczej o module 200 MPa oraz mrozoochronnej o module 75 MPa:
 - grupa nośności G4 => 25 cm + 18 cm,
 - grupa nośności G3 => 22 cm + 15 cm,
 - grupa nośności G2 => 19 cm + 15 cm,
 - grupa nośności G1 => 17 cm + 15 cm,
 - materiał podb. pomocniczej o module 350 MPa oraz mrozoochronnej o module 75 MPa:
 - grupa nośności G4 => 25 cm + 15 cm,
 - grupa nośności G3 => 22 cm + 15 cm,
 - grupa nośności G2 => 19 cm + 15 cm,
 - grupa nośności G1 => 17 cm + 15 cm,

Porównując układy występujące w polskim Katalogu jak i otrzymane z metod zawartych w tymczasowych wytycznych IAN 73/06 Rev 1 można wysnuć następujące wnioski:

- Ilość możliwych rozwiązań danego problemu jest kilka, poza tym wzmocnienie projektowane jest z uwzględnieniem konkretnego poziomu nośności podłoża gruntowego, a nie dla pewnego przedziału.
- Grubości wzmocnień podłoża według metody Restricted Design poprzez zastosowanie warstwy kruszywa są mniejsze, niż w polskim katalogu, jednakże materiał ten jest mocniejszy niż występujące w polskim katalogu grunty o CBR 20 i 25%. W UK używa się materiału o CBR równym ??????? Uwaga ta dotyczy wymiany gruntu zaproponowanej w polskim Katalogu.
- Grubości wzmocnień mieszankami stabilizowanymi spoiwami według metody Restricted Design są znacznie grubsze, niż analogiczne polskie – dla grup nośności podłoża G3 i G2 są one około dwukrotnie większe.
- Znacząco grubsze są układy wzmocnień składające się z dwóch warstw – podbudowy pomocniczej i warstwy mrozoochronnej.
- Najbardziej zbliżone do rozwiązań polskich są grubości uzyskane z metody Performance Design dla układu jednowarstwowego z materiału o najwyższym module – 350 MPa. Różnica dla grupy nośności podłoża wynosi 1 cm, dla G3 i G2 5 cm. Należy jednak pamiętać, że grubości te zostały obliczone dla obciążenia koła 40 kN, mniejszym niż występujące w polskim katalogu 50 kN. Poza tym jest to doprowadzenie podłoża do jedynie do nośności 100 MPa, zaś w przypadku 120 MPa grubości te byłyby większe.
- We wszystkich przypadkach podłoże należące do polskiej grupy nośności G1 (o CBR równym 10%) według metody brytyjskiej należy wzmacniać, natomiast według polskiego Katalogu w zasadzie nie jest to potrzebne.

3.2.2.8. Zagadnienia mrozoodporności i odwodnienia konstrukcji

Wytyczne IAN 73/06 Rev 1 nie podają szczególnych procedur dotyczących sprawdzenia mrozoodporności konstrukcji nawierzchni. Jedyny zapis dotyczący tego zagadnienia nakazuje, aby w typowych przypadkach wszystkie materiały znajdujące się na głębokości do 45 cm od góry nawierzchni powinny być niepodatne na działanie mrozu.

W uzasadnionych przypadkach warstwa odsączająca powinna być wykonana z kruszywa i posiadać grubość od 150 do 220 mm. W razie potrzeby aby przeciwdziałać zatykaniu się porów warstwy odsączającej należy zastosować geosyntetyki. Warstwę odsączającą należy szczególnie stosować w przypadku podbudowy pomocniczej związanej spoiwem. Jeśli w podłożu występują grunty wrażliwe na zawilgocenie ($PI < 25$) właściwym może być zastosowanie drenów podłużnych umiejscowionych poniżej warstwy mrozoochronnej (*capping*) bądź podbudowy pomocniczej (*subbase*).

Drenaż podbudowy pomocniczej może być nie zastosowany jedynie wtedy, kiedy materiały znajdujące się poniżej są bardziej przepuszczalne niż podbudowa pomocnicza i zwierciadło wody gruntowej nigdy nie jest położone bliżej niż 30 cm poniżej spodu konstrukcji nawierzchni.

3.2.2.8. Wnioski z porównania brytyjskich i polskich sposobów wzmocnienia podłoża

1. W Wielkiej Brytanii duży nacisk kładziony jest na weryfikację założeń projektowych w trakcie budowy. Jeżeli okazuje się, że wartość CBR podłoża gruntowego jest mniejsza niż założona przez projektanta konieczne jest bezdyskusyjne przeprojektowanie układu warstw wzmacniających.
2. Minimalna grubość warstwy związanej spoiwem wynosi 15 cm, a warstwy niezwiązanej 10 cm. Za maksymalną grubość wykonaną przy jednym przejściu uznaje się 25 cm.
3. Jako spoiwa do warstw związanych górnej warstwy wzmocnienia (sub-base) używa się:
 - a. cement,
 - b. wapno,
 - c. popioły lotne,
 - d. żużle wielkopiecowe.

Przy zapewnieniu wytrzymałości 28-dniowej co najmniej 3 MPa

4. Jeżeli CBR podłoża rodzimego jest mniejszy od 2,5% stosuje się specjalne sposoby wzmocnienia projektowane indywidualnie (t.j. geosyntetyki, wymiany gruntu)
5. Mieszanki niezwiązane przeznaczone do wykonywania warstw podbudowy pomocniczej („subbase”) mogą być wykonane z wykorzystaniem:
 - kruszyw łamanych,
 - kruszyw naturalnych,
 - żużla,
 - kruszyw z recyklingu betonu.
6. Grubości wzmocnień mieszankami stabilizowanymi spoiwami według metody brytyjskiej są znacznie grubsze, niż analogiczne polskie – dla grup nośności podłoża G3 i G2 są one około dwukrotnie większe.
7. Wzmocnienia przy użyciu gruntów nośnych lub kruszyw w UK wykonywane są z materiałów o CBR równym 20, czyli z materiałów bardziej nośnych niż w Polsce. W Polsce stosuje się CBR=20 lub CBR = 30.
8. Znacząco grubsze od polskich są stosowane w UK układy wzmocnień składające się z dwóch warstw – podbudowy pomocniczej (sub-base) i warstwy dolnej („capping”).
9. We wszystkich przypadkach podłoże należące do polskiej grupy nośności G1 (o CBR równym 10%) według metody brytyjskiej należy wzmacniać, natomiast według polskiego Katalogu w zasadzie nie jest to potrzebne.
10. W UK wielką wagę przykładą się do drenażu. W uzasadnionych przypadkach warstwa odsączająca powinna być wykonana z kruszywa i posiadać grubość od 150 do 220 mm. Warstwę odsączającą należy szczególnie stosować w przypadku podbudowy pomocniczej związanej spoiwem. Jeśli w podłożu występują grunty wrażliwe na zawilgocenie ($PI < 25$) właściwym może być zastosowanie drenów podłużnych umiejscowionych poniżej warstwy mrozochronnej (capping), bądź podbudowy pomocniczej (subbase).

3.2.3 Niemcy

3.2.3.1 Wprowadzenie

Dokumentem odpowiadającym polskiemu Katalogowi Typowych Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych w Niemczech jest RStO 01 – Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen z 2001r.

Katalog ten nie podaje informacji szczegółowych dotyczących wzmocnienia podłoża, czy też właściwości wymaganych przez poszczególne warstwy konstrukcji. Informacje te można znaleźć w Wymaganiach Technicznych dotyczących robót ziemnych oraz warstw nośnych (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau ZTVE-StB 94, wydanie 1994 / redakcja 1997 oraz Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau ZTV T-StB 95, wydanie 1995 / redakcja 2002)

Klasyfikację gruntów określono na podstawie normy DIN 18196.

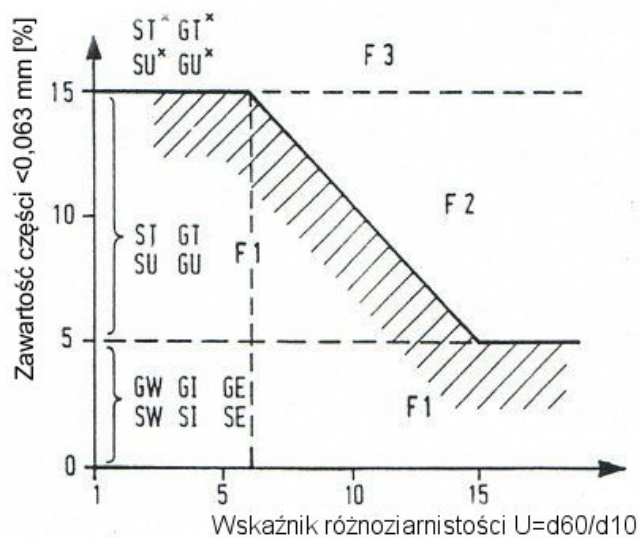
3.2.3.2 Podział gruntów

W katalogu niemieckim nie występuje podział gruntów na klasy nośności, zamiast tego podany jest podział gruntów na klasy wysadzinowości. Klasę wysadzinowości określa się na podstawie przynależności gruntu do grupy szczegółowej.

Tablica 3.14 Klasy wysadzinowości gruntów wg RStO 01

Klasa wysadzinowości	Wysadzinowość	Grupy gruntów
F1	Niewysadzinowe	GW, GI, GE
F2	Mało do średnio wysadzinowe	TA, TM OT, OH, OK. ST,GT,SU,GU
F3	Bardzo wysadzinowe	TL,UL,UM,OU ST*,GT*,SU*,GU*

W przypadku gruntów z zawartością części drobnych klasyfikację gruntu do danej klasy wysadzinowości ułatwia nomogram zamieszczony w ZTV E-StB.



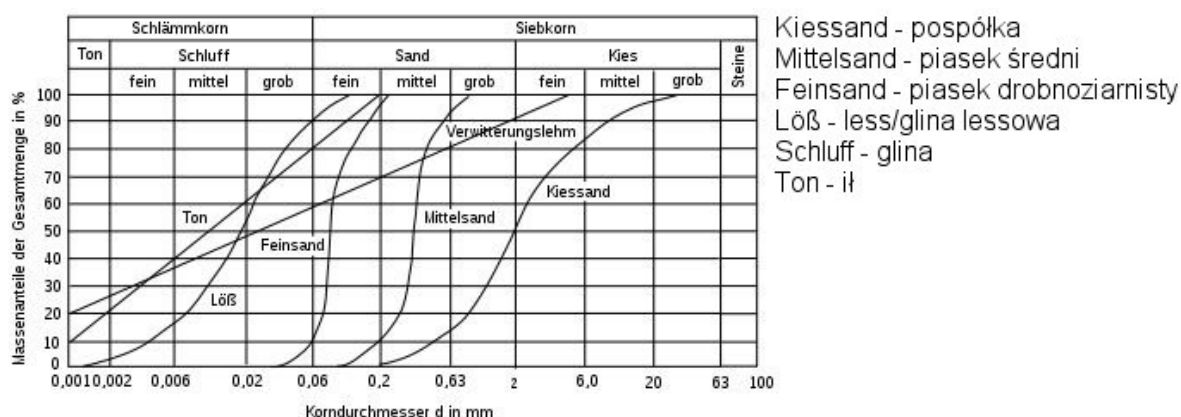
Rysunek 3.14. Przyporządkowanie gruntu do klasy wysadzinowości na podstawie wskaźnika różnoziarnistości oraz zawartości cząstek poniżej 0,063 mm (ZTV E-StB)

Tablica 3.15 Klasyfikacja gruntów (DIN 18196; DIN 4022)

Grupa główna	Przesiew poniżej <0,06 mm	Przesiew powyżej >2,0 mm	Grupa (ogólna)	Grupa (szczegółowa)	Oznaczenie Symboliczne
Grunt gruboziarnisty	<5	>40	Żwir	Wąскоziarnisty żwir	GE
	<5	>40	Żwir	Gruboziarnisty (mieszanina żwiru i piasku)	GW
	<5	>40	Żwir	Średnioziarnisty (mieszanina żwiru i piasku)	GI
	<5	<40	Piasek	Wąскоziarnisty piasek	SE
	<5	<40	Piasek	Gruboziarnista mieszanina piasku i żwiru	SW
	<5	<40	Piasek	Średnioziarnista mieszanina piasku i żwiru	SI

Cd tablicy 3.15

Grunt średnioziarnisty	5-40	>40	Żwir pylasty/gliniasty	5-15% masy <0,06 mm	GU
	5-40	>40	Żwir pylasty/gliniasty	15-40% masy <0,06 mm	GU*
	5-40	>40	Żwir gliniasty/ilasty	5-15% masy <0,06 mm	GT
	5-40	>40	Żwir gliniasty/ilasty	15-40% masy <0,06 mm	GT*
	5-40	<40	Piasek pylasty/gliniasty	5-15% masy <0,06 mm	SU
	5-40	<40	Piasek pylasty/gliniasty	15-40% masy <0,06 mm	SU*
	5-40	<40	Piasek gliniasty/ilasty	5-15% masy <0,06 mm	ST
	5-40	<40	Piasek gliniasty/ilasty	15-40% masy <0,06 mm	ST*
Grunt drobnoziarnisty	>40	-	Pył/glina	Lekkoplasytyczna WL<35	UL
	>40	-	Pył/glina	Średnioplasytyczna WL=35-50	UM
	>40	-	Gлина/ił	Lekkoplasytny	TL
	>40	-	Gлина/ił	Średnioplasytyczna	TM
	>40	-	Gлина/ił	Pęczniący	TA
Grunt organiczny	>40	-	Niepalny niepęczniący	Gлина organiczna WL=35-50	OU
	>40	-	Niepalny niepęczniący	Gлина organiczna wl>50	OT
	>40	-	Niepalny niepęczniący	Grubo- do średnioziarnisty grunt z domieszką humusu	OH
	>40	-	Niepalny niepęczniący	Grubo- do średnioziarnisty grunt z dodatkami wapiennymi /krzemienymi	OK.
	-	-	Palny, pęczniący	Mało do bardzo rozłożony Torf	HN
Grunt pęczniący	-	-	Palny, pęczniący	Rozłożony Torf	HZ
Grunt organiczny	-	-	Palny pęczniący	Gytia, muł (namuł organiczny)	F
Wypełnienie	-	-	-	Wypełnienia obce	A



Rysunek 3.15 Przykładowe grunty wg DIN 4022

Tablica 3.16 Wartość parametru gruntów po badaniu mrozoodporności (ZTV E-StB 94, pkt 14.5 Badania podatności mrozowej/wysadzinowości gruntów i mrozoodporności skał, przywołane za : "Merkblatt für die Verhütung von Frosts Schäden an Straßen"

Grupa wysadzinowości	F1	F2	F3
Wartość CBR po badaniu mrozoodporności	>30	>8	<8

3.2.3.3 Wymagania odnośnie modułów odkształcenia na poszczególnych poziomach konstrukcji drogi

W RStO 01 podano wartość wtórnych modułów odkształcenia, które należy osiągnąć na poszczególnych poziomach konstrukcji. W przypadku modułu na poziomie podłoża, katalog nie podaje szczegółowych metod, w jaki należy to osiągnąć. Przykładowe metody podane są w ZTV E-StB 94

W przypadku natomiast warstwy mrozoochronnej, uzyskanie zadanego modułu odkształcenia wiąże się z odpowiednią grubością tej warstwy. Jeżeli grubość ze względu na przemarzanie wychodzi zbyt mała, katalog zaleca użycie innej konstrukcji.

Wymagane wartości modułów odkształcenia według RStO 01

- na poziomie podłoża gruntowego ≥ 45 MPa
- na poziomie warstwy mrozoochronnej (kat ruchu SV-IV) ≥ 120 MPa
- na poziomie warstwy mrozoochronnej (kat ruchu V-VI) ≥ 100 MPa

3.2.3.4 Rodzaje wzmacniania podłoża

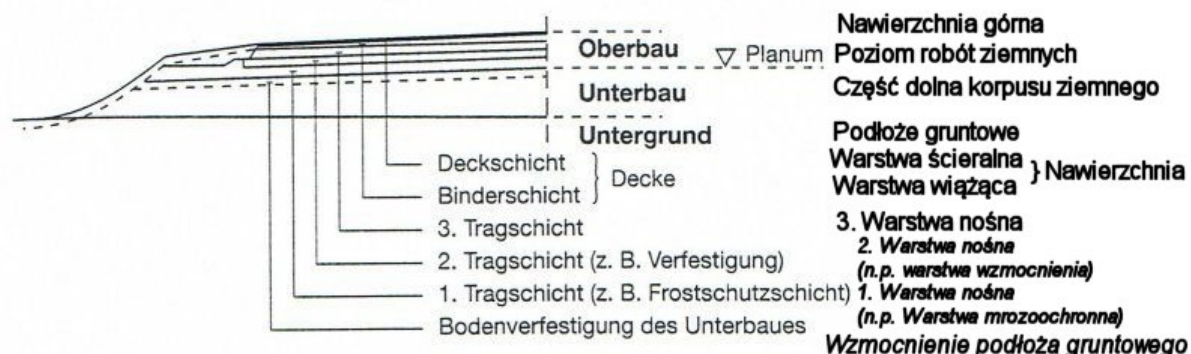
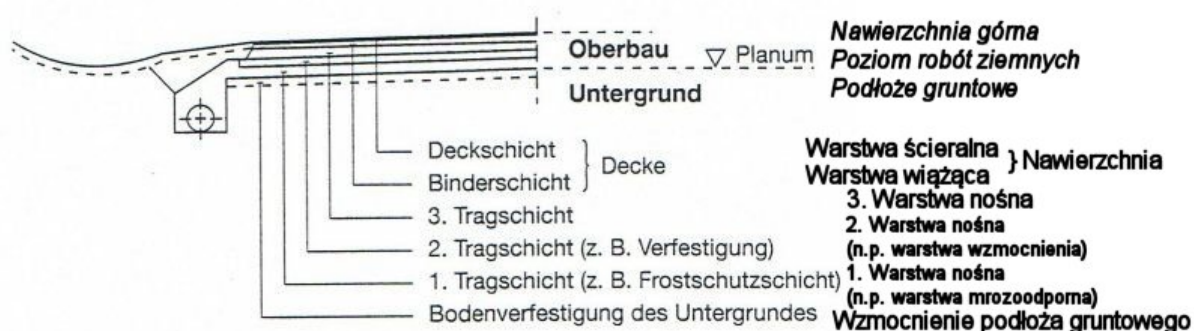


Bild 1.1: Asphaltbauweise – Damm



Rysunek 3.16 Schemat typowej konstrukcji nawierzchni w nasypie i w wykopie (ZTV T-StB)

a) Wzmocnienie podłoża gruntowego przy pomocy spoiw hydraulicznych (Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln; ZTVE-StB 94)

Do wzmocnienia podłoża dopuszczalne są następujące spoiwa hydrauliczne:

- Cement – wymagania wg DIN 1164-1
- Wapno budowlane – wymagania według DIN 1060-1
- Inne spoiwa hydrauliczne – wymagania według DIN 18506

Spoiwa hydrauliczne nadają się do wszystkich grubo- i średnio- ziarnistych gruntów wg DIN 18196, a także do drobnoziarnistych gruntów, o ile te nadają się do standardowych procedur i będą wymieszane homogenicznie. Drobne wapno i wapno hydratyzowane nadaje się do wszystkich drobno i średnio ziarnistych gruntów wg DIN 18196, o ile zawierają one odpowiednią ilość aktywnych hydraulicznie substancji.

Grunty nadające się do stabilizacji:

- gruboziarniste grunty wg DIN 18196
- gliny i gliny ilaste oraz ich mieszaniny z piaskiem/żwirem (SU, ST, GU, GT, SU*, ST*, GU*, GT*, UL, UM, UA, TL)

Grunty warunkowo nadające się do stabilizacji:

- średnio i mocno plastyczne gliny/iły, o ile są w stanie miętko do twardo plastycznego i będą odpowiednio rozdrobnione

- mieszanki gruntów ze skałami powyżej, o ile będzie segregacja lub będą one w stanie rozdrobnionym
- grunty z domieszkami organicznymi
- grunty z bardzo zmiennym składem lub właściwościami
- kruszywa przemysłowe

Grunty i skały nieodpowiednie do stabilizacji

- zmienne skały, np. skały pylaste, ilaste, gliniaste
- źle rozłożone/rozdrobnione skały
- grunty organiczne

Tablica 3.17 Kryteria doboru i wymagań dla warstwy wzmocnienia ze spoiwami hydraulicznymi (ZTV E-StB 94)

Grupa gruntów	Odporność na mróz	Wytrzymałość na ścislenie ¹⁾
SW-SI-SE GW-GI-GE	-	Cement lub lepiszcze warstwy nośnej HT 35 4,0 MPa po 7 dniach 6,0 MPa po 28 dniach
SU-ST-GU-GT Grunty j.w. zawierające łamliwe, porowate lub aktywne ziarna	$\Delta l/l < 1\%$	j.w. lub wapno hydrauliczne HL 5, lepiszcze warstwy nośnej HT 15 6,0 MPa po 28 dniach
SU*-GU*-UL-UM ST*-GT*-TL-TM TA	$\Delta l/l < 1\%$	-
Kruszywa przemysłowe ²⁾	$\Delta l/l < 1\%$	6,0 MPa po 28 dniach

1) Wytrzymałość służy orientacyjnemu ustalenia zawartości spoiwa; otrzymywana na próbkach walcowych o średnicy 10cm

2) O ile mrozoodporność kruszyw przemysłowych jest bez zastrzeżeń

W przypadku gdy podłoże gruntowe pod projektowaną konstrukcję nawierzchni nie spełnia stawianych mu wymagań, warunki techniczne (ZTV E-StB, ZTV T-StB) przedstawiają metody poprawy nośności gruntu. Odpowiada to polskim wymaganiom podanych w Wytycznych wzmocnień podłoża gruntowego w budownictwie drogowym (2002). Są to głównie metody związane z działaniami geotechnicznymi.

b) Wzmocnienie podłoża w przypadku zbyt małej nośności na powierzchni nasypu lub powierzchni gruntu (Maßnahmen zur Verbesserung von wenig tragfähigem Untergrund und Unterbau; ZTV E-StB 94)

Przedstawione metody są metodami geotechnicznymi:

- dogęszczanie dynamiczne, dogęszczanie poprzez wibrację
- doziarnianie istniejących gruntów
- wstępne dociążenie
- zbrojenie geosyntetykami lub siatkami stalowymi
- wbudowanie lekkich materiałów budowlanych
- odwodnienie poprzez dreny poziome lub tymczasowe obniżenie zwierciadła wody gruntowej (przyśpieszona konsolidacja)
- zagęszczanie płytami udarowymi

- kolumny żwirowe, kolumny cementowe etc

c) Wzmocnienie, gdy moduł na powierzchni warstwy mrozochronnej jest zbyt mały (warstwa *Verfestigung*; ZTV T-StB 95)

Warstwa wzmocniona przy pomocy spoiw hydraulicznych, stosowana gdy na poziome warstwy mrozochronnej nie da się uzyskać wymaganego modułu

Minimalna grubość warstwy:

- 12 cm – wykonana w wytwórni
- 15 cm – wykonana na miejscu

Wytrzymałość na ściskanie:

- 7,0 MPa – pod warstwy bitumiczne
- >15 MPa – pod płytę betonową

3.2.3.5 Zagadnienia mrozoodporności

Grubość mrozochronną konstrukcji wyznacza się na podstawie Klasy wysadzinowości gruntu oraz kategorii ruchu dla danej drogi. Wyznaczoną bazową grubość konstrukcji należy skorygować o warunki lokalne.

Tablica 3.18 Kategorie ruchu

Kategoria ruchu	Ilość przejazdów osi 100 kN [mln osi]
SV	> 32
I	10 – 32
II	3 – 10
III	0,8 – 3
IV	0,3 – 0,8
V	0,1 – 0,3
VI	< 0,1

Tablica 3.19 Wymagana minimalna grubość konstrukcji nawierzchni i ulepszanego podłoża, (wg RStO)

Wysadzinowość podłoża	Minimalna grubość konstrukcji [cm]		
	Klasa ruchu SV/II/II	Klasa ruchu III/IV	Klasa ruchu V/VI
Mało i średnio wysadzi nowe	55	50	40
Wysadzinowe	65	60	50

Tablica 3.20 Wartości zwiększenia lub zmniejszenia minimalnej grubości konstrukcji nawierzchni (wg RStO, wg tłumaczenia M.Tyburskiego)

Wiersz	Warunki miejscowe		A	B	C	D	E
1.1	Przemarzanie	Strefa I	± 0cm				
1.2		Strefa II	+ 5 cm				
1.3		Strefa III	+ 15 cm				
2.1	Położenie niwelety	Wykop, częściowo w wykopie i w nasypie, nasyp ≤ 2m (z wyłączeniem podpunktu 2.2)		+5 cm			
2.2		W terenie zabudowanym na wysokości terenu		± 0 cm			
2.3		Nasyp >2m		- 5 cm			
3.1	Warunki wodne	Korzystne			± 0 cm		
3.2		Niekorzystne wg ZTV E-StB			+ 5 cm		
4.1	Wykonanie obszarów brzegowych (np. poboczy, ścieżek rowerowych, chodników)	Poza terenem zabudowanym jak również w terenie zabudowanym z wodoprzepuszczalnym poboczem				± 0 cm	
4.2		W terenie zabudowanym z częściowo przepuszczalnym poboczem i instalacją odwadniającą				- 5 cm	
4.3		W terenie zabudowanym z wodoprzepuszczalnym poboczem i w terenie miejskim z odwodnieniem				-10 cm	
	Położenie trasy	Stok północny, teren zacieniony					+5 cm
		Pozostałe położenia					± 0 cm

UWAGI DO TABLICY

A,B,C,D,E – oznaczają dodatkowe zwiększenie lub zmniejszenie grubości konstrukcji nawierzchni

A – zwiększenie ze względu na strefę przemarzania

B – zmiana ze względu na położenie niwelety trasy

C – zwiększenie ze względu na warunki wodne

D – zmniejszenie ze względu na przekrój poprzeczny (szczelność poboczy, odwodnienie)

E – Zwiększenie ze względu na położenie trasy (nasłonecznienie)

Warstwa mrozoochronna jest warstwą nośną bez spoiw hydraulicznych. Zbudowana jest z materiałów odpornych na mróz o takim uziarnieniu, że po zagęszczeniu jest wystarczająco przepuszczalna dla wody. Warstwa mrozoochronna powinna być doprowadzona do krawędzi skarpy w nasypie a w wykopie do uporządkowanego ciągu drenarskiego. W przypadku łuków pionowych wklęsłych powinno się zwiększyć grubość warstwy mrozoochronnej obustronnie na długości 10m. Woda gruntowa może się wznosić aż do poziomu robót ziemnych (Planum).

Jeśli nie da się uzyskać na poziomie warstwy mrozoochronnej wymaganych modułów odkształcenia należy wykonać następujące czynności:

- wzmocnienie najwyższych warstw warstwy mrozoochronnej spoiwami hydraulicznymi (wykonanie warstwy Verfestigung)

- zwiększenie grubości warstwy mrozochronnej, względnie stabilizacja gruntów poniżej warstwy mrozochronnej
- zmiana materiały z którego wykonana jest warstwa mrozochronna na odpowiednio grubszy

Materiały na warstwę mrozochronna:

- (1) żwiry i mieszanki żwirowo-piaskowe grup GE, GI, GW
- (2) piaski i mieszanki piaskowo-żwirowe grup SE, SI, SW
- (3) mieszanki gysu, miału kamiennego, tłucznia o uziarnieniu od 0/5 do 0/32 oraz mieszanki tłucznia, gysu i miału kamiennego o uziarnieniu do 0/45 i 0/56

Dopuszczalne jest także stosowanie mieszaniny materiałów (1) i (2) z kruszywem łamanym, a także materiały (3) z domieszkami piasku naturalnego. Przy dodaniu piasku naturalnego zawartość ziaren poniżej 2 mm musi wynosić przynajmniej 20% dodawanego materiału.

Do wyznaczania grubości konstrukcji i przyjęcia grubości warstwy mrozochronnej można doliczać podłoże klasy wysadzinowości F1 o ile spełnia ono parametry stawiane dla warstwy mrozochronnej oraz posiada odpowiednią grubość.

W przypadku katalogu niemieckiego RStO 01, projektant konstrukcji drogowej nie musi szczegółowo rozważać zapewnienia warunków mrozochronności. Przy poszczególnych konstrukcjach nawierzchni podane są od razu szczegółowe wyliczenia grubości warstwy mrozochronnej, spełniające zarówno warunki przemarzania konstrukcji jak i uzyskania na poziomie warstwy mrozo odpornej wymaganego modułu odkształcenia.

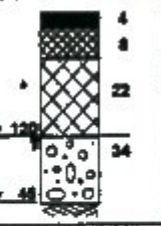
Dodatkowo katalog niemiecki różni się znacząco od obecnego katalogu polskiego przyjmowaniem grubości ze względu na przemarzanie. Jeśli nie weźmiemy pod uwagę wyłącznie strefy przemarzania, różnica grubości na całym obszarze Niemiec wynosi maksymalnie 15 cm. Dodając do tego najgorsze warunki ze względu na położenie trasy oraz warunki wodne, maksymalne zwiększenie konstrukcji wynosi 30 cm. W podejściu polskim natomiast, samo położenie projektowanej konstrukcji na obszarze Polski może powodować różnice grubości od 20 do nawet 50 cm. Jeśli dodamy do tego jeszcze warunki gruntowo-wodne różnica ta rośnie nawet do 70 cm. Wymusza to stosowanie rozwiązań indywidualnych, które będzie trudno usystematyzować ze względu na bardzo dużą ilość kombinacji.

3.2.3.6 Odwodnienie konstrukcji

Urządzenia odwadniające, przeznaczone dla odprowadzania wód powierzchniowych i do odwodnienia skarp, podłoża gruntowego, poboczy i warstwy mrozochronnej opisano w oddzielnych przepisach: RAS-Ew („Richtlinien für die Anlage von Straßen – Entwässerung“)

3.2.3.7 Przyjęcie konstrukcji katalogowej

Konstrukcje przedstawione w katalogu przyjmujemy dla klas wysadzinowości F2 i F3. Przyjmujemy jedną z przedstawionych konstrukcji w zależności od rodzaju warstwy ścieralnej, oraz rodzaju podbudowy.

Zeile	Bauklasse	SV	Klasa drogi
	Äquivalente 10-t-Achsübergänge in Mio.	B	Ilość osi obliczeniowych 100 kN
	Dicke des frostsch. Oberbaues ¹⁾	55 65 75 85	Wymagana grubość konstrukcji ze względu na mrozodporność
1	Asphalttragschicht auf Frostschuttschicht Asphaltdeckschicht Asphaltbinderschicht Asphalttragschicht Frostschuttschicht		Przykładowa konstrukcja nawierzchni grubość warstwy mrozochronnej lub grubość materiału mrozodpornego
	Dicke der Frostschutzschicht	- 31 ²⁾ 41 51	
	Asphalttragschicht und Tragschicht mit		

Rysunek 3.17 Typowa konstrukcja z katalogu niemieckiego dla nawierzchni z warstw bitumicznych (RStO 01)

- 1) Gdy zamiast podanej grubości warstwy mrozochronnej pojawia się symbol „-”, oznacza to, że taka konstrukcja nie zapewni uzyskania modułu 120 MPa na powierzchni warstwy mrozochronnej i albo trzeba przyjąć inną konstrukcję nawierzchni, albo pogrubić warstwę mrozochronną
- 2) W przypadku warstw związanych (np. przy stosowaniu warstwy Verfestigung) dopuszczalne jest uzyskanie grubości mrozochronnej konstrukcji przy pomocy warstw odpornych na działanie mrozu (np. stabilizacji). Gdy grubość tej warstwy jest bardzo mała, należy wykonać ją razem z wyżej położoną warstwą związaną.

3.2.3.8 Tłumaczenia nazw warstw konstrukcyjnych

Asphaltdeckschicht	– warstwa asfaltowa ścieralna
Asphaltbinderschicht	– warstwa asfaltowa wiążąca
Asphalttragschicht	– warstwa asfaltowa podbudowy
Frostschutzschicht	– warstwa mrozochronna
Hydraulisch gebundene Tragschicht	– warstwa podbudowy związana spoiwem hydr.
Verfestigung	– warstwa wzmocnienia z materiału związanego spoiwami hydr.
Schicht aus frostunempfindlichem Material	– warstwa z materiału odpornego na mróz
Schottertragschicht	– warstwa podbudowy z tłucznia
Kiestragschicht	– warstwa podbudowy ze żwiru

3.2.3.9 Wnioski z porównania niemieckiego i polskiego sposobu wzmacniania podłoża
Podsumowując, z porównania sposobów wzmocnienia podłoża według metod opisanych w niemieckim katalogu RStO 01 oraz w wymaganiach technicznych ZTV E-StB 94 i ZTV T-StB 95 z polskimi zawartymi w obecnie obowiązującym KTKNPIP wyłania się następujący obraz:

- W RStO 01 nie występują klasy nośności gruntu; podział podłoża gruntowego określany jest za pomocą klas wysadzinowości gruntów
- Katalog RStO 01 podaje konstrukcje nawierzchni dla grup wysadzinowości F2 i F3
- Katalog RStO 01 nie podaje metod wzmocnienia podłoża gruntowego pod poszczególne konstrukcje nawierzchni, wymaga doprowadzenia podłoża do określonego modułu odkształcenia (45MPa); metody doprowadzenia do poziomu 45 MPa podane są w ZTV E-StB 94
- Wytrzymałość na ściskanie gruntów związanych spoiwami jest wyższa niż w wymaganiach polskich; podane są w ZTV T-StB,
- dopuszcza możliwość posadawiania konstrukcji nawierzchni nawet na gruntach wysadzinowych, o ile moduł odkształcenia podłoża doprowadzony jest do poziomu 45 MPa; posadowienie na gruntach wysadzinowych jest rekompensowane zapewnieniem odpowiedniej grubości całkowitej konstrukcji
- W RStO 01 zwiększenie grubości konstrukcji ze względu na warunek mrozoochronności jest około 2 razy mniejsze niż w warunkach Polskich. Szczegółowe rozwiązania (zwiększenie o odpowiednią grubość warstwy mrozoochronnej lub warstw odpornych na działanie mrozu) podane są bezpośrednio przy dobieranej konstrukcji. W przypadku polskiego katalogu, projektant musi sam dobrać odpowiednią konstrukcję nawierzchni tak by zapewnić warunek mrozoodporności. Wynika to z łagodniejszego klimatu na terenie Niemiec.
- RStO 01 wymaga zaprojektowanie odpowiedniego odwodnienia projektowanej konstrukcji drogowej oraz odprowadzenie wody spod konstrukcji.
- Warstwy mrozoochronne są projektowane w Niemczech o stosunkowo dużej nośności, z użyciem mieszanek kruszywa naturalnego i łamego, co kontrastuje z polskimi warstwami mrozoochronnymi lub odsączającymi z piasków. Nawet w tej wersji katalogu przyjęto dla tych warstw tylko $CBR \geq 20$.

3.2.4. Metoda francuska wzmocnienia podłoża gruntowego

3.2.4.1. Wprowadzenie

We Francji, podobnie jak w Polsce, obowiązuje Katalog typowych konstrukcji nawierzchni nowych dróg (fr.: „Catalogue des structures types de chaussées neuves. Notice d'utilisation. Edition 1998). Jednym z głównych elementów katalogu francuskiego jest metoda wzmocniania podłoża gruntowego. Korzystanie z katalogu wymaga znajomości dokumentów technicznych np. dotyczących klasyfikacji gruntów, czy też realizacji nasypów i ulepszonych podłoża. Wymagane dokumenty to przewodnik techniczny pt.: „Realizacja nasypów i ulepszonych podłoża. Część pierwsza – założenia ogólne, edycja druga z roku 2000” (fr. „Guide technique: Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule I – Principes généraux 2^{ème} Edition 2000”) oraz załącznik 3 do przewodnika zawierający w formie tabelarycznej warunki użycia materiałów w warstwie ulepszonych podłoża. Dokumenty te stanowią dopełnienie procesu projektowania konstrukcji nawierzchni i ulepszonych podłoża gruntowego.

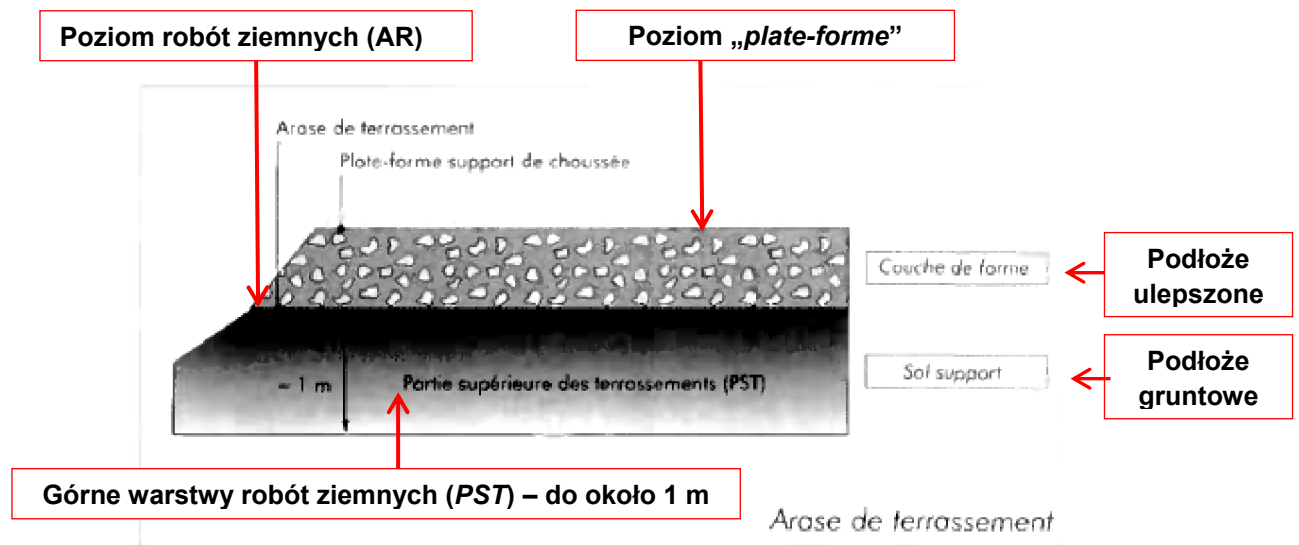
3.2.4.2. Warunki ogólne

Według założeń katalogu francuskiego konstrukcja nawierzchni (fr. „couche de surface - CS”) posadowiona jest na podłożu, którego górna warstwa jest nazywana „plate-forme” lub „plate forme support de chaussée” – platforma robocza.

Platformę roboczą „plate-forme” w metodzie francuskiej może stanowić:

- podłoże gruntowe, którego ostatnie około 1 metra określa się górnymi warstwami robót ziemnych (fr. „partie supérieure des terrassements”), oznaczane w skrócie jako PST. Poziom górnych warstw robót ziemnych definiowany jest jako AR (fr.: „arase terrassements”),
- podłoże ulepszone (fr. „couche de forme”) wbudowane na powierzchni górnych warstw robót ziemnych (PST).

Ogólny schemat podłoża pod konstrukcją nawierzchni według metody francuskiej przedstawiono na rys. 3.18.

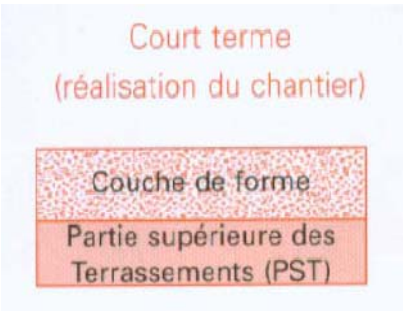


Rys. 3.18. Ogólny schemat podłoża pod konstrukcją nawierzchni według metody francuskiej

Funkcje platformy roboczej („plate-forme”) zostały podzielone w zależności od etapu realizacji inwestycji oraz etapu eksploatacji całej konstrukcji nawierzchni:

- Etap I – okres realizacji inwestycji (stosunkowo krótki okres czasu) podczas którego trwają prace budowlane związane z budową drogi. W tym czasie platforma robocza („plate-forme”) powinna wykazywać się odpowiednią nośnością związaną z pracą maszyn budowlanych (ruch technologiczny), odpowiednią równością, która zapewni jednakową grubość wbudowywanych warstw konstrukcyjnych, a także odpowiednim poziomem odporności na odkształcenia, który umożliwi właściwe wbudowanie i zagęszczenie wyższych warstw,
- Etap II – okres eksploatacji konstrukcji nawierzchni (w długim okresie czasu), podczas którego platforma robocza powinna posiadać odpowiednią nośność zapewniającą właściwe funkcjonowanie drogi w trakcie całego okresu eksploatacji.

Podział funkcji platformy roboczej przedstawiono również schematycznie na rys. 3.19.

W czasie realizacji inwestycji (krótki okres czasu)	W okresie eksploatacji konstrukcji nawierzchni (długi okres czasu)
 „Couche de forme” - ulepszone podłoże, „Partie supérieure des terrassements (PST)” - górne warstwy robót ziemnych.	 „Chaussée” – konstrukcja nawierzchni, „Plate-forme support de chaussée” – platforma pod konstrukcją nawierzchni, „Arase de terrassements (AR)” – poziom robót ziemnych.

Rys. 3.19. Schematyczny podział funkcji platformy roboczej („plate-forme”)

3.2.4.3. Klasyfikacja platformy roboczej („plate-forme”) i podłoża gruntowego

Platforma robocza („plate-forme”) została pogrupowana na 4 klasy: PF1, PF2, PF3 oraz PF4 w zależności od wzrastającej nośności warstwy lub podłoża gruntowego. Podłoże ulepszone („couche de forme”) jest wbudowywane, gdy górne warstwy robót ziemnych (PST) nie są w stanie zapewnić wystarczającej nośności.

Klasa pierwsza (PF1), poza przypadkami szczególnymi związanymi z lokalnymi warunkami technicznymi i ekonomicznymi, nie jest dopuszczona do stosowania na drogach krajowych.

We Francji istnieje podział dróg na drogi klasy VRS (fr. „Voies du Réseau Structurant”) – drogi sieci strukturalnej (autostrady i drogi ekspresowe), które są projektowane na okres eksploatacji 30 lat oraz drogi klasy VRNS (fr. „Voies du Réseau Non Structurant”) – drogi sieci nie strukturalnej (pozostałe drogi), które są projektowane na okres eksploatacji 20 lat.

Poziom nośności minimalnej wymaganej dla platformy roboczej („plate-forme”) w okresie eksploatacji nawierzchni jest zależny od kategorii drogi oraz klasy ruchu. Podział ten przedstawiono w tablicy 3.21.

Tablica 3.21. Podział klas platformy roboczej „plate-forme” w zależności od kategorii drogi oraz klasy ruchu w okresie eksploatacji nawierzchni

Klasa ruchu	Klasa drogi VRS	Klasa drogi VRNS
TC7 i TC8	≥ PF3	≥ PF3
TC6	≥ PF3	≥ PF2
≤ TC5	≥ PF2	≥ PF2

Klasa ruchu TC_i określa skumulowany ruch pojazdów ciężarowych (pojazdy powyżej 3,5 tony) poruszających się po pasie najbardziej obciążonym w okresie eksploatacji 20 lub 30 lat. Klasę ruchu TC_i można przeliczyć na liczbę osi obliczeniowych 130 kN określaną jako NE, według wzoru:

$$NE = TC_i \times CAM$$

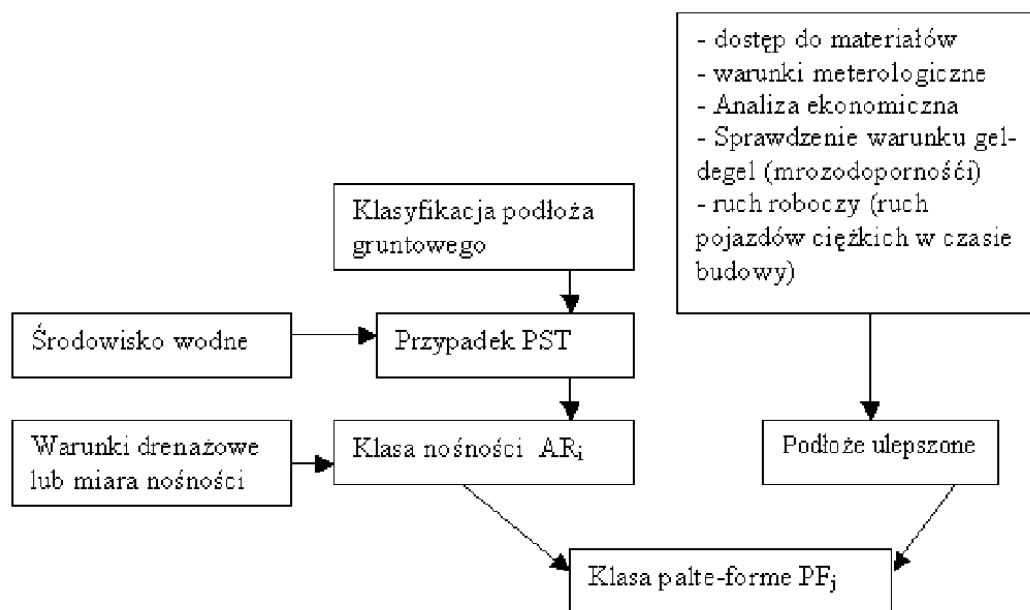
gdzie CAM to współczynnik średniej agresywności strukturalnej (fr.: „coefficient d’agressivité structurelle moyen”), który zależy od rodzaju, struktury i materiału z jakiego zbudowana jest nawierzchnia.

Zakres stosowania poszczególnych klas platformy roboczej PF w zależności od górnych granic klas skumulowanego ruchu TC_i w milionach pojazdów ciężarowych przedstawiono w tablicy 3.22.

Tablica 3.22. Zakres stosowania poszczególnych klas platformy roboczej PF w zależności od górnych granic klas skumulowanego ruchu TC_i

Klasa drogi	VRS [mln pojazdów ciężarowych]	Odpowiadające klasie VRS – PF _i	VRNS [mln pojazdów ciężarowych]	Odpowiadające klasie VRS – PF _i
TC1	0,5	≥ PF2	0,2	≥ PF2
TC2	1,0		0,5	
TC3	3		1,5	
TC4	6		2,5	
TC5	14		6,5	
TC6	38	≥ PF3	17,5	≥ PF3
TC7	94		43,5	
TC8	>94		>43,5	

Tok postępowania przy określaniu klasy platformy roboczej („plate-forme”) pod projektowaną konstrukcją nawierzchni przedstawiono na rysunku 3.20.



Rys. 3.22. Schemat przedstawiający tok postępowania przy określaniu klasy platformy roboczej („plate-forme”)

Cały proces określania odpowiedniej klasy platformy roboczej („plate-forme”) poprzedzają szczegółowe badania geotechniczne podłoża gruntowego. Na podstawie badań geotechnicznych i dokładnym rozpoznaniu gruntów występujących w podłożu klasyfikuje się je na odpowiednie klasy: A, B, C lub D. Dodatkową grupę stanowią grunty skaliste oznaczano jako klasa R. Sposób klasyfikacji gruntów zostanie przedstawiony w dalszej części opracowania.

Klasa platformy roboczej („plate-forme”) określana jest przy pomocy tabeli klasyfikacji funkcji podłoża gruntowego (PST) określanych do głębokości 1 m od powierzchni robót ziemnych, wpływu środowiska wodnego, a także wynikającej z danych warunków gruntowo-wodnych klasy nośności podłoża gruntowego AR_i , („arase de terrassements”) na poziomie robót ziemnych. Klasyfikację klasy nośności AR_i górnych warstw robót ziemnych, która jest określana modulem odkształcenia przedstawiono w tablicy 3.23.

Tablica 3.23. Klasy nośności podłoża gruntowego AR_i na poziomie robót ziemnych

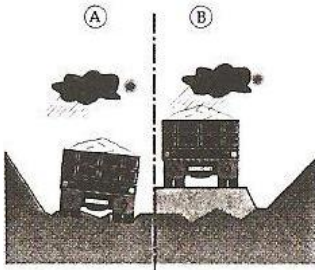
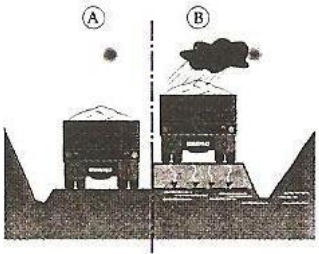
Klasa nośności podłoża AR _i	Wymagana wartość modułu odkształcenia [MPa]
AR1	20 - 50
AR2	50 - 120
AR3	120 - 200
AR4	>200

W zależności od klasy nośności AR_i możliwych jest aż 7 przypadków definiujących górne warstwy robót ziemnych PST („partie supérieure des terrassements”). Przypadki te zostały przedstawione w tablicy 3.24.

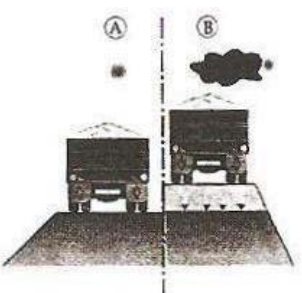
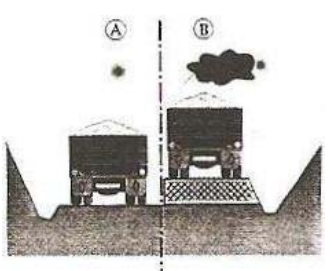
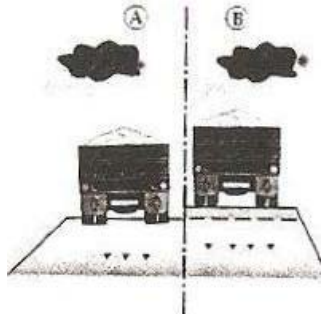
Tablica 3.24. Klasyfikacja górnych warstw robót ziemnych PST

Kod PST	Diagram	Opis	Klasa nośności AR	Komentarz
PST nr 0		Grunty: A, B2, B4, B5, B6, C1 w warunkach dużego zawilgocenia Bagniste, słabe tereny lub podatne na okresowe zalewanie. PST, którego nośność wydaje się być nieokreślona podczas wykonywania nawierzchni.	AR0	Podczas przekraczania tego typu obszarów rozwiązania muszą być związane w pierwszej kolejności z robotami ziemnymi (oczyszczaniem, wymianą gruntów) i/lub odwodnieniem (głębokie rowy odwadniające, ustabilizowanie zwierciadła wody gruntowej itp.) w odniesieniu do przeklasyfikowania nowej podstawy nawierzchni na grupę co najmniej PST nr 1.

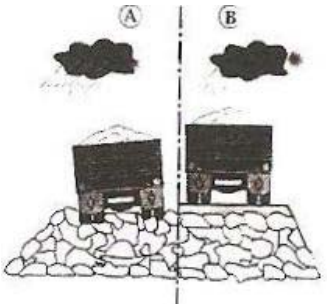
Ciąg dalszy tablicy 3.24:

PST nr 1		Grunty: A, B2, B4, B5, B6, C1, R12, R13, R34 i częściowo z grupy C2, R43 i R63 w warunkach zawilgocenia. Górne warstwy gruntu PST wykonane z materiałów wrażliwych na oddziaływanie wody i o małej nośności w czasie wbudowywania warstwy typu capping layer – przypadek „A” na diagramie; i bez możliwości ulepszenia w okresie eksploatacji nawierzchni – przypadek „B”.	AR1 W takim przypadku PST jest możliwe: - albo skorygowanie materiału do głębokości 0,5 m głównie poprzez ulepszenie wapnem metodami stosowanymi w robotach ziemnych. To spowoduje przeniesienie materiału do grupy 2, 3 lub 4 w zależności od warunków, - lub ułożenie warstwy typu capping layer z materiału ziarnistego, który jest niewrażliwy na oddziaływanie wody.
PST nr 2		Grunty: A, B2, B4, B5, B6, C1, R12, R13, R34 i częściowo z grupy C2, R43 i R63 w średnich warunkach wilgotności. Przypadek „A” na diagramie obok - grunty stanowiące PST są wrażliwe na oddziaływanie wody i jednocześnie o dobrej nośności w czasie wbudowywania warstwy typu capping layer. Przypadek „B” – jednak nośność tych gruntów może ulec obniżeniu w dłuższym okresie czasu na skutek działania przesączającej się wody opadowej oraz podnoszenia się wody gruntowej.	AR1 W przypadku możliwości obniżenia poziomu zwierciadła wody gruntowej do odpowiedniej głębokości może to spowodować przesunięcie materiału do grupy PST nr 3. Jednak wymagania obejmujące okres realizacji inwestycji dla wykonania konstrukcji nawierzchni mogą być uzyskane chwilowo dla wyrównanej powierzchni. Niemniej jednak zawsze wymagane jest wbudowanie warstwy typu capping layer.

Ciąg dalszy tablicy 3.24:

PST nr 3		Grunty: takie same jak w grupie PST nr 2. Górna część robót ziemnych w materiałach wrażliwych na oddziaływanie wody i o dobrej nośności w czasie wbudowania warstwy typu capping layer. W przypadku „A” na diagramie obok nośność może być ograniczona w czasie ze względu na przesączenia wody opadowej.	AR1	Podobny komentarz jak dla grupy PST nr 2 wyrażający potrzebę zastosowania warstwy typu capping layer.
			AR2	Można zaklasyfikować do klasy nośności AR2 jeśli odwodnienie jest wykonane w podbudowie, co umożliwia odpływ wody i zapobiega sączeniom tej wody.
PST nr 4		Grunty: takie same jak w grupie PST nr 1, tak długo, jak ich uziarnienie umożliwia ulepszenie. Grunty stanowiące PST są wrażliwe na oddziaływanie wody. Po ulepszeniu wapnem lub innym spoiwem hydraulicznym na głębokość od 0,3 do 0,5 m. Ulepszenie jednakże pozostaje długotrwałe.	AR2	Nośność wyrównanej powierzchni może być wysoka, lokalne, ale wyniki nierówności nie pozwalają na lepszą klasyfikację tych materiałów. Decyzja o zastosowaniu warstwy typu capping layer na tego typu gruntach zależy od projektu oraz nośności wyrównanej powierzchni określonej w okresie realizacji inwestycji.
PST nr 5		Grunty: B1 i D1 i niektóre materiały skaliste od klasy R43. Grupa gruntów PST niewrażliwych na oddziaływanie wody, występujących ponad zwierciadłem wody gruntowej.	AR2 AR3	Nośność wyrównanej powierzchni tej grupy PST zależy głównie od właściwości gruntów. Klasyfikacja w klasie nośności AR3, jeśli moduł powierzchni $EV_2 \geq 120$ MPa. Nośność w dłuższym okresie czasu może być taka sama jak w krótkim okresie. Warstwa typu capping layer wymagana tylko w czasie budowy jako wyrównanie lub pod ruch technologiczny.

Ciąg dalszy tablicy 3.24:

PST nr 6		Grunty: D3, R11, R21, R22, R23, R33, R41, R62 i niektóre materiały z grupy C2, R23, R43 oraz R63. Podłoże z materiałów skalistych niewrażliwe na oddziaływanie wody.	AR2 AR3 AR4	Klasyfikacja w klasie AR3 jeśli $EV_2 \geq 120$ MPa, w klasie AR4 jeśli $EV_2 \geq 200$ MPa. Nośność w dłuższym okresie czasu może być taka sama jak w krótkim okresie. Warstwa typu capping layer wymagana tylko w czasie budowy jako wyrównanie lub pod ruch technologiczny. Może być ograniczona do warstwy z materiału drobnoziarnistego.
-------------	---	--	----------------------------------	--

W zależności od przedstawionych w tablicy 3.24 warunków przyjmowane jest odpowiednie rozwiązanie i związana z nim klasa nośności na powierzchni robót ziemnych AR_i .

3.2.4.4. Klasyfikacja gruntów

W metodzie francuskiej występuje podział gruntów na 4 główne klasy: A, B, C, D oraz klasę R – grunty skaliste. Oddzielnie występuje także klasa gruntów F obejmująca grunty organiczne oraz produkty przemysłowe. Ogólna charakterystyka poszczególnych głównych klas jest następująca:

Klasa gruntów A - obejmuje grunty drobne o maksymalnej średnicy ziaren $D_{maks} \leq 50$ mm oraz częściach drobnych przechodzących przez sito 0,08 mm $>35\%$. Klasę gruntów A dzieli się na podklasy:

- **A₁** - drobne, czyste piaski, piaski ilaste o niskiej podatności na uplastycznienie (wskaźnik plastyczności $I_p \leq 12$)
- **A₂** - drobne piaski gliniaste, ropy, gliny niskoplastyczne (wskaźnik plastyczności $12 < I_p \leq 25$), nadają się do podłoża gruntowego, jeżeli ich wilgotność nie jest za duża),
- **A₃** – gliny i wysoko plastyczne ropy (indeks plastyczności $25 < I_p \leq 40$) – są to grunty bardzo spoiste o średniej lub niskiej wilgotności,
- **A₄** – gliny (wskaźnik plastyczności $I_p > 40$) - grunty bardzo spoiste, prawie nieprzepuszczalne. Z uwagi na wysoką wartość wskaźnika plastyczności grunty te nie są stosowane do budowy nasypów.

Klasa gruntów B – obejmuje piaski i drobne żwiry o maksymalnej średnicy ziaren $D_{maks} \leq 50$ mm oraz częściach drobnych przechodzących przez sito 0,08 mm $\leq 35\%$. Klasę gruntów B dzieli się na podklasy:

- **B₁** – piasek ilasty o częściach drobnych przechodzących przez sito 0,08 mm $\leq 12\%$ oraz o ziarnach przechodzących przez sito 2 mm $>70\%$, wskaźnik

piaskowy $>35\%$. W zależności od współczynnika kruchości piasku (FS – Sand friability coefficient, %) może dzielić się jeszcze na 2 podgrupy: **B₁₁** (FS $\leq 60\%$) oraz **B₁₂** (FS $>60\%$),

- **B₂** – piasek gliniasty o częściach drobnych przechodzących przez sito 0,08 mm $\leq 12\%$ oraz o ziarnach przechodzących przez sito 2 mm $>70\%$, wskaźnik piaskowy $\leq 35\%$,
- **B₃** – żwir ilasty o częściach drobnych przechodzących przez sito 0,08 mm $\leq 12\%$ oraz o ziarnach przechodzących przez sito 2 mm $>70\%$, wskaźnik piaskowy $>25\%$. Dodatkowym badaniem w przypadku tej podklasy jest badanie ścieralności Los Angeles (LA), które może różnicować ten rodzaj gruntu na **B₃₁** dla LA ≤ 45 , oraz **B₃₂** o wartości wymaganej LA >45 ,
- **B₄** – żwir gliniasty o częściach drobnych przechodzących przez sito 0,08 mm $\leq 12\%$ oraz o ziarnach przechodzących przez sito 2 mm $\leq 70\%$, wskaźnik piaskowy $>25\%$. Plastyczność drobnych części gruntu czyni je wrażliwymi na działanie wody. Jednak grunty te zawierają więcej frakcji żwirowej niż grunty podklasy B₃,
- **B₅** – piasek z dużą ilością części ilastej o częściach drobnych przechodzących przez sito 0,08 mm od 12 do 35%. Wskaźnik plastyczności IP ≤ 12 .
- **B₆** – piasek i żwir z dużą zawartością części gliniastych o częściach drobnych przechodzących przez sito 0,08 mm od 12 do 35%. Wskaźnik plastyczności IP >12 ,

Klasa gruntów C – obejmuje grunty zawierające zarówno części drobne, jak i grube o maksymalnej średnicy ziaren $D_{maks} >50$ mm oraz częściach drobnych przechodzących przez sito 0,08 mm $>12\%$. Klasę gruntów C dzieli się na podklasy:

- **C₁A_i** – materiał o ziarnach „kanciastych”, w którym frakcja 0/50 mm przekracza 60 – 80% objętości materiału. Pozostała frakcja jest gruntem klasy A_i,
- **C₁B_i** – materiał o ziarnach „kanciastych”, w którym frakcja 0/50 mm przekracza 60 – 80% objętości materiału. Pozostała frakcja jest gruntem klasy B_i,
- **C₂A_i** – materiał o ziarnach „kanciastych”, w którym frakcja 0/50 mm jest poniżej 60 – 80% objętości materiału. Pozostała frakcja jest gruntem klasy A_i,
- **C₂B_i** – materiał o ziarnach „kanciastych”, w którym frakcja 0/50 mm jest poniżej 60 – 80% objętości materiału. Pozostała frakcja jest gruntem klasy B_i,

Klasa gruntów D – obejmuje grunty niewrażliwe na działanie wody. Grunty te zawierają części drobne przechodzące przez sito 0,08 mm $\leq 12\%$. Grunty klasy D_i mogą być wykorzystane w warstwie ulepszanego podłoża bez zastosowania spoiw hydraulicznych. Klasę gruntów D dzieli się na podklasy:

- **D₁** – obejmuje piasek drobny i piasek wydmowy o maksymalnej średnicy ziaren $D_{maks} \leq 50$ mm oraz procent ziaren przechodzących przez sito 2 mm $>70\%$. Grunty podklasy D₁ to grunty niespoiste i przepuszczalne. W

zależności od współczynnika kruchości piasku (FS) może dzielić się jeszcze na 2 podgrupy: D_{11} ($FS \leq 60\%$) oraz D_{12} ($FS > 60\%$),

- D_2 – obejmuje piasek gruby oraz żwir o maksymalnej średnicy ziaren $D_{maks} \leq 50$ mm oraz procent ziaren przechodzących przez sito 2 mm $\leq 70\%$. Są to grunty niespoiste, przepuszczalne, które w zależności od badania ścieralności Los Angeles (LA), mogą różnicować się na D_{21} dla $LA \leq 45$ lub D_{22} o wartości wymaganej $LA > 45$,
- D_3 – obejmuje żwir rzeczny o maksymalnej średnicy ziaren $D_{maks} > 50$ mm. Jest to materiał niespoisty, przepuszczalny. W zależności od badania ścieralności Los Angeles (LA), mogą grunty te różnicować się na D_{31} dla $LA \leq 45$ lub D_{32} o wartości wymaganej $LA > 45$.

Dodatkowe indeksy przy każdej z opisanych klas gruntów oznaczają stany tych gruntów ze względu na wpływ wilgotności:

- th – oznacza stan bardzo wilgotny gruntu,
- h – oznacza stan wilgotny gruntu,
- m – oznacza stan średnio wilgotny gruntu,
- s – oznacza stan suchy gruntu,
- oraz ts – oznacza stan bardzo suchy gruntu.

Przedstawione powyżej zestawienie klasyfikacji gruntów stosowane w metodzie francuskiej jest oparte na szczegółowych badaniach pozwalających zakwalifikować podłoże gruntowe do odpowiedniej klasy. W porównaniu z polskim katalogiem jest to rozwiązanie skomplikowane i trudne do zastosowania. Z drugiej jednak strony wskazuje ono na potrzebę bardziej dokładnego rozpoznania podłoża gruntowego w warunkach polskich.

3.2.4.5. Warunki użycia gruntów w warstwie ulepszanego podłoża

W zależności od przeprowadzonej klasyfikacji gruntów występujących w podłożu gruntowym załącznik 3 do przewodnika technicznego pt.: „Realizacja nasypów i ulepszanego podłoża. Część pierwsza – założenia ogólne, edycja druga z roku 2000” (fr. „Guide technique: Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule I – Principes généraux 2^{ème} Edition 2000”) w formie tabelarycznej podaje warunki w jakich dany rodzaj gruntu mógłby być wbudowany w warstwie ulepszanego podłoża. Warunki te zależą od przedstawionej wcześniej w tabeli 4 klasyfikacji górnych warstw podłoża gruntowego PST oraz klasy nośności na powierzchni robót ziemnych AR_i . Przykładowe warunki użycia gruntów klasy B_1 (piasku ilastego) do warstwy ulepszanego podłoża przedstawiono w tabeli 3.25.

Tablica 3.25. Przykładowe warunki użycia gruntów klasy B₁ do warstwy ulepszanego podłoża

Klas gruntu	Generalne obserwacje	Sytuacja meteorologiczna	Warunki użycia w ulepszonym podłożu	Kod GWTS	Zalecana grubość podłoża ulepszanego (w metrach) i klasa PF			
					PST n°1 AR1	PST n°2 AR1	PST n°3 AR1	PST n°4 AR2
B ₁₁	Mimo niewrażliwości na wodę (*) grunty tej klasy są niemniej (ze względem na drobność i jednorodność uziarnienia) mało odporne na ruch. Grunty te składają się z wytrzymałych ziaren które po korekcie uziarnienia lub ulepszeniu spoiwem hydraulicznym pozwolają na wykorzystanie gruntów w ulepszonym podłożu. (*) Rozważamy tutaj grunty klasy B ₁ o potwierdzonej niewrażliwości.	++ Słabe opady	Sytuacja meteorologiczna nie pozwala na poprawne wbudowanie.	NIE				
		+ Słabe opady	T: Poprawa uziarnienia	0 0 6 0	e=0,8 lub (2) e=0,65 PF2	e=0,5 lub (2) e=0,4 PF2	e=0,4 lub (2) e=0,3 PF2	e=0,3 lub (2) e=0,2 PF2
		= lub	Rozwiązanie 1: T: Korekta uziarnienia	0 0 6 0				(3)
		- Brak opadów	Rozwiązanie 2: W: nawadnianie dla potrzymanie wilgotności (<i>l'état hydrique</i>) T: ulepszenie spoiwem hydraulicznym z ewentualną korektą uziarnienia S: Ewentualne zastosowanie powłoki z kruszywa (2-31,5mm) (<i>gravillon</i>)	0 1 5 2				
B ₁₂	Mimo niewrażliwości na wodę (*) grunty tej klasy są niemniej (ze względem na drobność i jednorodność uziarnienia) mało odporne na ruch. Co więcej krucho ziarna pod wpływem ruchu mogą ulec rozdrobnieniu i stać się wrażliwe na wodę. Dlatego grunty te przed użyciem dla celów wbudowania ulepszanego podłoża należy ulepszyć spoiwem hydraulicznym. (*) Rozważamy tutaj grunty klasy B ₁ gdzie niewrażliwość potwierdzona.	+ Słabe opady	Stan meteorologiczny nie gwarantuje zapewnienia odpowiedniej wilgotności (<i>l'état hydrique</i>) dla mieszanki gruntu i spoiwa	NIE	(1)	e=0,35 PF2	e=0,35 PF2	e=0,35 PF3
		= lub	W: nawadnianie dla potrzymywania wilgotności (<i>l'état hydrique</i>) T: ulepszenie spoiwem hydraulicznym z ewentualną korektą uziarnienia S: Ewentualne zastosowanie powłoki z kruszywa (2-31,5mm) (<i>gravillon</i>)	0 1 5 2				
		- Brak opadów						

Przedstawione w tablicy 3.25 przykładowe warunki użycia gruntów klasy B₁ w warstwie ulepszanego podłoża dają możliwość wyboru sposobu wzmocnienia w zależności od: cech gruntów, oczekiwanej sytuacji meteorologicznej podczas wbudowania, warunków PST w podłożu gruntowym, a także wymaganej klasy nośności AR na powierzchni robót ziemnych. Możliwe rozwiązania obejmują:

- poprawę uziarnienia - np. dla PST nr 1 (AR1 oznacza, że na poziomie robót ziemnych moduł odkształcenia jest w granicach od 20 do 50 MPa) - wymagana jest warstwa 80 cm doziarnionego gruntu klasy B₁ aby osiągnąć klasę platformy roboczej – PF2. Jeśli zostałyby zastosowane geosyntetyk pomiędzy podłożem gruntowym PST a warstwą ulepszanego podłoża, grubość 80 cm mogłaby być zredukowana do 65 cm,
- ulepszenie spoiwem hydraulicznym – oprócz podłoża PST nr 1 (AR1) to rozwiązanie jest możliwe dla podłoża PST nr 2 do nr4 poprzez wykonanie warstwy gr. 35 cm. Daje to odpowiednią klasę platformy roboczej PF, która dla podłoża PST nr 2 i nr 3 (AR1) jest klasą PF2, natomiast dla podłoża PST nr 3 i nr 4 (AR2) jest klasą PF3.

W tablicy 3.25 kod GWTS oznacza techniki przygotowania danego zabiegu ulepszania podłoża:

- kod **G** – oznacza techniki przygotowania uziarnienia, od 0 do 5, gdzie 0 - oznacza brak szczególnych zaleceń,
- kod **W** – oznacza zawartość wody, od 0 do 2, gdzie 1 – oznacza pielęgnację wodą w celu utrzymania wilgotności,
- kod **T** – oznacza dodawanie spoiwa, od 0 do 6, gdzie 5 – oznacza ulepszenie spoiwem hydraulicznym z ewentualną korektą uziarnienia,
- kod **S** – oznacza zabieg ochrony powierzchniowej, od 0 do 3, gdzie 2 oznacza ewentualne zastosowanie powłoki z kruszywa 2-31,5 mm.

3.4.4.6. Wymagania stawiane platformie roboczej („plate-forme”) oraz grubości ulepszanego podłoża

Wymagania dla platformy roboczej „plate-forme” w czasie realizacji inwestycji (w krótkim okresie czasu) są następujące:

- wymagana grubość warstwy – z dokładnością +/- 3 cm w stosunku do ostatecznie przyjętej grubości „plate-forme”. Dokładność wzrasta do +/- 2 cm jeżeli łączna grubość warstw asfaltowych jest mniejsza lub równa 12 cm,
- wymagana wartość ugięć w zależności od klasy „plate-forme” przyjętej w projekcie.

Wymagania stawiane platformie roboczej („plate-forme”) w czasie wbudowywania nawierzchni przedstawiono w tablicach 3.26 i 3.27. Tablica 3.26 dotyczy wymagań dla „plate-forme” przy zastosowaniu ulepszanego podłoża bez dodatku spoiwa,

natomiast tablica 3.27 dotyczy wymagań przy zastosowaniu ulepszanego podłoża stabilizowanego spoiwem.

Tablica 3.26. Wymagania wobec platformy roboczej („plate-forme”) w czasie realizacji inwestycji – ulepszone podłoże bez spoiwa („non traitée”)

Klasa „plate-forme”	Moduł odkształcenia w MPa (płyta statyczna lub dynamiczna)	Ugięcia maksymalne [mm] (*)
PF2	50	2,0
PF3	120	0,9
PF4	200	0,5

(*) – ugięcia badane przy pomocy deflektografu Lacroix (belka zautomatyzowana) lub belka Benkelmana pod osią 130 kN.

Tablica 3.27. Wymagania wobec platformy roboczej („plate-forme”) w czasie realizacji inwestycji – ulepszone podłoże z gruntów spoistych (gliny lub piaski gliniaste) z zastosowaniem stabilizacji spoiwem na miejscu („traitée”)

Klasa „plate-forme”	Ugięcia maksymalne [mm] (*)	
	Stabilizacja na miejscu tylko wapnem	Stabilizacja na miejscu wapnem i cementem
PF2	1,2	0,8
PF3	0,8	0,6
PF4	-	0,5

(*) – ugięcia badane przy pomocy deflektografu Lacroix (belka zautomatyzowana) lub belka Benkelmana pod osią 130 kN.

Wymagania dla platformy roboczej („plate-forme”) w okresie eksploatacji konstrukcji nawierzchni (w długim okresie czasu) przedstawiono w tablicy 3.28.

Tablica 3.28. Wymagane wartości modułu odkształcenia dla platformy roboczej („plate-forme”) PF w okresie eksploatacji konstrukcji nawierzchni

Klasa PF	Wymagana wartość modułu odkształcenia [MPa]
PF1	20 - 50
PF2	50 - 120
PF3	120 - 200
PF4	>200

Wymagane grubości ulepszanego podłoża z materiału bez dodatku spoiwa hydraulicznego przedstawiono w tablicy 3.29.

Tablica 3.29. Grubości ulepszanego podłoża bez dodatku spoiwa hydraulicznego

Klasa nośności podłoża	Klasa platformy roboczej PF	Grunt ulepszanego podłoża	Grubość warstwy ulepszanego podłoża [m]
AR1	PF3	B ₃₁ , C ₁ , B ₃₁ , D ₂₁ , D ₃₁ , R ₂₁ , R ₄₁ , R ₆₁ , C ₁ B ₁₁ , R ₁₁ , R ₄₂ , R ₆₂	0,80 (*)
AR2	PF3		0,50

(*) - dopuszcza się zmniejszenie grubości warstwy o 0,1 – 0,15 m w przypadku zastosowania odpowiednich geosyntetyków pomiędzy ulepszonym podłożem a podłożem gruntowym określonym przez PST

Wymagane grubości ulepszanego podłoża z zastosowaniem spoiw hydraulicznych przedstawiono w tablicy 3.30.

Tablica 3.30. Grubości ulepszanego podłoża z zastosowaniem spoiwa hydraulicznego

Klasa nośności podłoża	Klasa platformy roboczej PF	Grunt ulepszanego podłoża	Grubość warstwy ulepszanego podłoża [m]
AR1 (*)	PF3	A ₃ – z dodatkiem wapna	0,7 (w dwóch warstwach)
		A ₁ , A ₂ , A ₃ – z dodatkiem wapno+cement lub ewentualnie samego cementu	0,5 (w dwóch warstwach)
AR2	PF3	A ₃ – z dodatkiem tylko wapna	0,5 (w dwóch warstwach)
		A ₁ , A ₂ , A ₃ – z dodatkiem wapno+cement lub ewentualnie samego cementu	0,35

(*) tylko dla przypadku PST nr 2 i 3.

Przedstawione powyżej w tablicy 3.30 wymagane grubości stabilizacji z zastosowaniem spoiwa hydraulicznego są istotnie grubsze niż grubości zalecane przez polski katalog.

3.2.4.7. Sprawdzenie warunku mrozoodporności

Sprawdzenie warunku mrozoodporności według metody francuskiej polega na wyznaczeniu i sprawdzeniu:

- współczynnika IR charakteryzującego warunki zimowe (niską temperaturę),
- współczynnika IA charakteryzującego wartość dopuszczalną (odporność na niską temperaturę).

Wartość współczynnika IA jest zależna od struktury nawierzchni, wrażliwości na przemarzanie oraz od grubości warstw niewysadzinowych.

Jeśli stosunek $IA > IR$ to warunek mrozoodporności jest spełniony.

Jeśli stosunek $IA < IR$ to warunek mrozoodporności nie jest spełniony i konieczne jest ponowne rozważenie konstrukcji nawierzchni. Możliwości są następujące:

- zwiększenie grubości warstwy platformy roboczej (plate –forme) z materiałów niewysadzinowych,
- zmniejszenie wrażliwości materiałów na oddziaływanie mrozu poprzez ulepszenie warstw,
- wybranie innej konstrukcji nawierzchni: zakładającej większy ruch bądź niższą klasę platformy roboczej.

Określenie wartości współczynnika IR

Współczynnik IR charakteryzuje niekorzystne warunki atmosferyczne podczas zimy i określany jest według instrukcji zawartych w załączniku do katalogu francuskiego (Circulier DR10). W praktyce jednak rozważa się jedynie dwie sytuacje:

- zima wyjątkowa, oznaczana HE, czyli najbardziej sroga zima w okresie lat 1951 – 1997,
- zima mroźna, lecz nie najbardziej sroga, oznaczana HRNE. W praktyce jest to n-ta najbardziej sroga zima w okresie za który mamy dane (gdzie n = liczba lat za które mamy dane podzielona przez 10).

Określenie wartości współczynnika IA

Do wyznaczenia wartości współczynnika IA dla danej nawierzchni wymagane są następujące dane:

- wyznaczona klasa platformy roboczej PF_i ,
- klasa ruchu TC_i ,
- wskaźniki związane z charakterystyką mrozową stosowanych materiałów (wrażliwością materiałów na oddziaływanie niskich temperatur).

3.2.4.8. Wnioski z porównania francuskiego i polskiego sposobu wzmocnienia podłoża gruntowego

Podsumowując przedstawioną w niniejszym rozdziale francuską metodę wzmocniania podłoża gruntowego i porównanie jej do sposobu, jaki obowiązuje w polskim katalogu można sformułować następujące wnioski:

1. Według założeń katalogu francuskiego konstrukcja nawierzchni posadowiona jest na podłożu, którego górna warstwa nazywana jest platformą roboczą („plate-forme”), natomiast samo podłoże rozpatrywane jest do głębokości 1 m od spodu platformy roboczej. Dodatkowo metoda francuska w swoich założeniach rozdziela wymagania dotyczące powierzchni robót ziemnych pod platformą roboczą od tych, wymaganych na powierzchni platformy. W polskim katalogu nie ma takiego rozróżnienia i wymagany jest jedynie moduł odkształcenia bezpośrednio pod konstrukcją, niezależnie od rodzaju i grubości zastosowanego ulepszanego podłoża.
2. W metodzie francuskiej funkcje platformy roboczej zostały rozdzielone w zależności od etapu, w jakim ta platforma ma pracować. Pierwszy etap dotyczy okresu realizacji budowy drogi. W tym czasie platforma robocza („plate-forme”) powinna wykazywać się odpowiednią nośnością związaną z ruchem technologicznym oraz odpowiednią równością, która zapewni jednakową grubość wbudowywanych warstw konstrukcyjnych. W etapie drugim rozpatrywany jest cały okres eksploatacji drogi, kiedy to platforma robocza powinna zachowywać wymaganą nośność.
3. W polskim katalogu klasyfikuje się grunty do danej grupy nośności podłoża gruntowego na podstawie rodzaju gruntu, jego podstawowych cech oraz warunków wodnych. Jednocześnie nie jest podana głębokość, do poziomu której te grunty są rozpatrywane. W przypadku katalogu francuskiego grunty są szczegółowo badane do głębokości 1 m od powierzchni robót ziemnych. Klasyfikuje się je do odpowiedniej grupy: A, B, C, D lub F w przypadku gruntów skalistych. Analizuje się również całe podłoże gruntowe do wspomnianej wcześniej głębokości wyznaczając 7 przypadków PST określających zachowanie się gruntu w podłożu, wpływ środowiska wodnego,

a także wymaganą nośność na powierzchni robót ziemnych określaną jako AR_i .

4. Przyjęcie określonego sposobu wzmocnienia podłoża gruntowego odbywa się poprzez szczegółowo opisane i podane w formie tabelarycznej warunki użycia gruntów w warstwie ulepszanego podłoża. Daje to możliwość wyboru pomiędzy stabilizacją danego gruntu spoiwem hydraulicznym lub odpowiednim odziarnieniem w zależności od występujących warunków wodnych oraz oczekiwanej klasy na powierzchni robót ziemnych AR . W przypadku polskiego katalogu nie ma tak szczegółowych wytycznych.
5. We Francji powszechnym sposobem ulepszania podłoża gruntowego jest stabilizacja w użyciu wapna lub wapna a następnie cementu. Proponowane grubości stabilizacji dochodzą do 70 cm i są stosowane wtedy w dwóch warstwach. W polskim katalogu maksymalna grubość stabilizacji wynosi 25 cm dla gruntów z grupy nośności podłoża G_4 i mówi się jedynie o stabilizacji cementem.
6. Proponowane w katalogu francuskim poziomy klasyfikacji platformy roboczej PF w zakresie wymaganego modułu odkształcenia od $PF_2 = 50$ MPa do $PF_4 = 200$ MPa (poziom PF_1 nie jest stosowany) stwarzają możliwość lepszego dopasowania odpowiedniej konstrukcji nawierzchni na przygotowanej platformie roboczej. W polskich warunkach mamy wymóg minimalnej wartości modułu odkształcenia 100 i 120 MPa w zależności od obciążenia ruchem.
7. We Francji warunek mrozoodporności sprawdza się porównując współczynnik IA charakteryzujący wrażliwość konstrukcji nawierzchni i podłoża gruntowego na przemarzanie, ze współczynnikiem IR zależnym od rzeczywistych pomiarów temperatur w okresie mroźnych zim.
8. Podsumowując przeprowadzony przegląd metody francuskiej wzmacniania podłoża gruntowego należy wspomnieć, że pomimo niewątpliwych zalet związanych z dokładnym rozpoznaniem podłoża gruntowego oraz bardzo szczegółowymi warunkami stosowania materiałów do warstwy ulepszanego podłoża byłaby to metoda trudna do zastosowania w warunkach polskich ze względu na duży zakres wymaganych badań i analiz i niewątpliwe koszty jakie z tego wynikają.

3.3. Propozycja wzmacniania podłoża gruntowego w Polsce

3.3.1. Wprowadzenie

Propozycja nowych rozwiązań warstw wzmacniających podłoże gruntowe wynika z potrzeby dostosowania obecnego katalogu do nowych możliwości technicznych firm wykonawczych, a także stwarza nowe możliwości projektowe. Obecny katalog podaje bardzo ograniczone możliwości wyboru wzmocnień sprowadzające się do warstwy stabilizacji cementem lub wymiany gruntów. Nowe rozwiązania pozwoliłyby na lepszą optymalizację doboru właściwych rozwiązań w zależności od istniejących warunków gruntowych i wodnych. Szczegółowa analiza rozwiązań wzmocnień podłoża stosowanych w innych krajach wykazała, że w zależności od obciążenia ruchem i wielkości modułu istniejącego podłoża gruntowego projektant ma do wyboru szereg układów wzmacniających. W niniejszym rozdziale zaproponowane zostaną zróżnicowane metody z wykorzystaniem stabilizacji spoiwami hydraulicznymi lub innymi spoiwami, jak również możliwości połączenia zalet stabilizacji z warstwami z kruszywa naturalnego, zapewniającego właściwe odwodnienie konstrukcji w sytuacjach, gdy jest to niezbędne.

3.3.2. Uzasadnienie możliwości zastosowania obniżonego modułu wzmocnienia podłoża do 80 MPa

3.3.2.1. Założenia

Celem obliczeń była analiza możliwości zastosowania modułu odkształcenia podłoża gruntowego na poziomie 80 MPa - dla kategorii ruchu lekkiego KR1-KR2 oraz 100 MPa – dla kategorii ruchu KR3-KR4. Przyjęto założenia stosowane do wyznaczania trwałości zmęczeniowej projektowanych nawierzchni.

Do obliczeń przyjęto następujące konstrukcje z obowiązującego Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych:

- KR1 – nawierzchnia z podbudową z KŁSM (4+4+20; 4+6+15) oraz z podbudową z KNSM (4+5+20),
- KR2 – nawierzchnia z podbudową z KŁSM (5+7+20; 5+9+15) oraz z podbudową z KNSM (5+9+20),
- KR3 – nawierzchnia z podbudową z KŁSM (5+6+7+20; 5+13+20),
- KR4 – nawierzchnia z podbudową z KŁSM (5+8+10+20).

W przypadku kategorii ruchu KR1 i KR2 dla których proponowane jest wprowadzenie modułu podłoża na poziomie 80 MPa, przeliczono także wzrost trwałości zmęczeniowej przy dodaniu dodatkowego 1 centymetra warstwy bitumicznej.

3.3.2.2. Obciążenie

W obliczeniach przyjęto obciążenie pojedynczą osią 100 kN:

- obciążenie na koło – 50 kN
- średnica śladu zastępczego – $D = 0,325 \text{ m}$

- ciśnienie kontaktowe koła – 650 kPa

3.3.2.3. Temperatura obliczeniowa

W obliczeniach przyjęto następujące temperatury:

- zima -2°C
- jesień i wiosna 10°C
- lato 23°C

3.3.2.4. Obciążenie ruchem

W obliczeniach przyjęto następujący rozkład ruchu na poszczególne pory roku

- zima (3 miesiące) 20%
- jesień i wiosna (6 miesięcy) 50%
- lato (3 miesiące) 30%

3.3.2.5. Przyjęte stałe materiałowe

W obliczeniach przyjęto następujące stałe materiałowe:

- podłoże gruntowe – przyjęte moduły podłoża: $E = 80, 100, 120$ MPa, współczynnik Poissona $\nu = 0,3$
- kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie - $E = 400$ MPa, $\nu = 0,3$,
- kruszywo naturalne stabilizowane mechanicznie $E = 350$ MPa, $\nu = 0,3$
- moduły sztywności mieszanek mineralno-asfaltowych przyjęto zgodnie z tabelą C zawartą w obowiązującym katalogu Wartości te zostały również podane w tabeli 3.31.

Tablica 3.31 Założone proporcje objętościowe mieszanek mineralno-asfaltowych, ich moduły sztywności zgodnie z tabelą C w katalogu KTKNPiP

Warstwa	Proporcje objętościowe					Zima		Wiosna (Jesień)		Lato	
	Rodzaj asfaltu	mb [% m/m]	Vb [% V/V]	Vv [% V/V]	Va [% V/V]	Sv [MPa]	ν [-]	Sv [MPa]	ν [-]	Sv [MPa]	ν [-]
Warstwa ścieralna	50/70	5,7	14,3	3	82,8	19 300	0,25	10 300	0,3	2 800	0,4
Warstwa wiążąca	50/70	4,6	11,5	6	82,5	18 800	0,25	10 100	0,3	3 000	0,4
Warstwa podbudowy asfaltowej	50/70	4	10	8	82,0	18 100	0,25	9 600	0,3	3 000	0,4

3.3.2.6. Przyjęte kryterium zmęczenia

Do obliczeń przyjęto kryterium zmęczenia Instytutu Asfaltowego. Parametry wykorzystane w obliczeniach trwałości zmęczeniowej wyznaczono programie BISAR 3.0. Obliczone parametry oraz uzyskane wartości trwałości zmęczeniowej dla analizowanych kategorii ruchu podano w tabeli 3.32.

Tablica 3.32. Wartości odkształceń poziomych na spodzie warstw asfaltowych oraz odkształceń ściskających w podłożu gruntowym wyznaczone w programie BISAR oraz obliczone trwałości zmęczeniowe poszczególnych typów konstrukcji

Kategoria ruchu	Konstrukcja	Moduł podłoża	Zima		Wiosna		Lato		Trwałość zmęczeniowa [osi 100kN/doba/pas]
			ϵ_a	ϵ_p	ϵ_a	ϵ_p	ϵ_a	ϵ_p	
KR 1	KŁSM (4+4+20)	80	142,0	737,0	186,0	884,0	253,0	1160,0	9
	KŁSM (4+4+20)	100	137,8	657,5	181,0	789,0	250,0	1030,0	16
	KŁSM (4+5+20)	80	129,5	644,5	174,0	787,0	253,4	1063,0	16
	KŁSM (4+6+15)	80	125,2	654,8	173,8	837,2	271,2	1226,0	13
	KŁSM (4+6+15)	100	120,3	586,2	167,1	747,8	262,6	1092,0	22
	KNSM (4+5+20)	80	138,1	588,0	201,7	755,0	369,0	1125,0	21
KR 2	KŁSM (5+7+20)	80	100,0	452,0	143,0	576,0	233,0	835,0	58
	KŁSM (5+7+20)	100	97,2	405,0	139,0	516,0	228,0	746,0	66
	KŁSM (5+8+20)	80	92,12	405,7	132,8	532,3	223,3	774,1	83
	KŁSM (5+9+15)	80	88,52	407,9	130,5	547,5	229,4	872,2	80
	KŁSM (5+9+15)	100	85,22	367,5	125,6	491,8	221,7	779,9	92
	KNSM (5+9+20)	80	94,45	366,7	144,7	491,8	286,7	791,5	63
	KNSM (5+10+20)	80	86,39	330,5	133,3	446,8	268,8	730,6	83
KR 3	KŁSM (5+6+7+20)	100	60,12	227,6	90,51	305,6	170,0	491,0	293
	KŁSM (5+6+7+20)	120	58,55	208,2	88,19	279,0	166,5	446,8	319
	KŁSM (5+13+20)	100	60,25	228,2	90,81	306,8	170,0	491,0	291
	KŁSM (5+13+20)	120	58,69	208,8	88,49	280,1	166,5	446,8	316
KR 4	KŁSM (5+8+10+20)	100	42,8	155,6	65,96	214,9	130,8	365,4	846
	KŁSM (5+8+10+20)	120	41,7	142,9	64,26	196,9	127,8	333,3	921

Uwagi do tablicy:

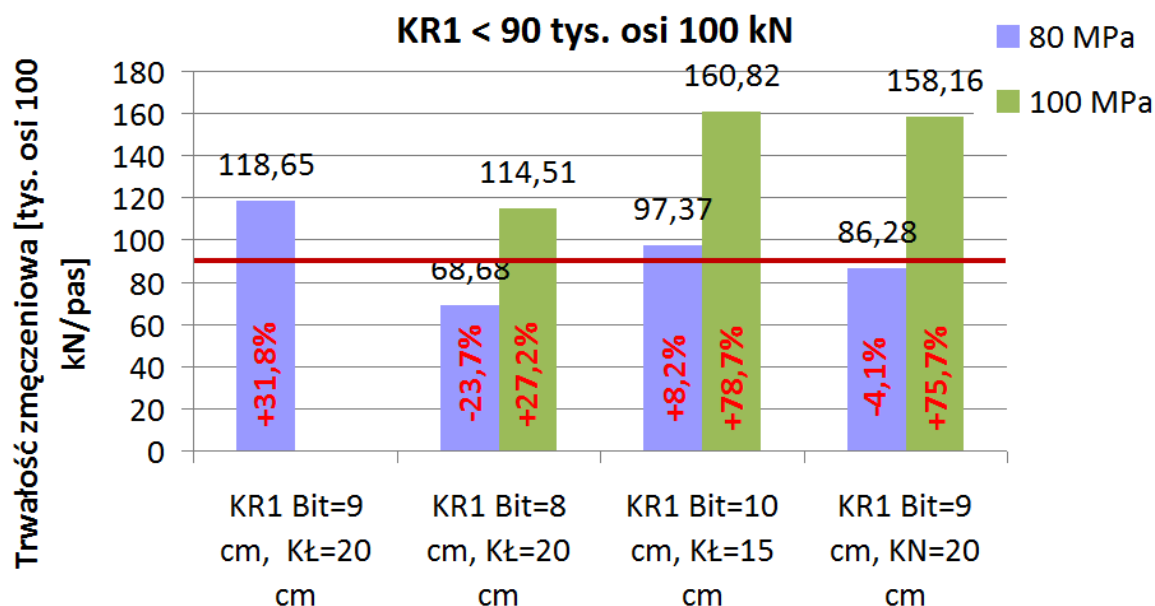
ϵ_a – odkształcenia poziome na spodzie pakietu warstw asfaltowych [μm]

ϵ_p – odkształcenia ściskające w podłożu [μm]

Dane dotyczące trwałości zmęczeniowej zostały naniesione na wykresy z wyznaczonymi górnymi granicami trwałości dla poszczególnych kategorii ruchu.

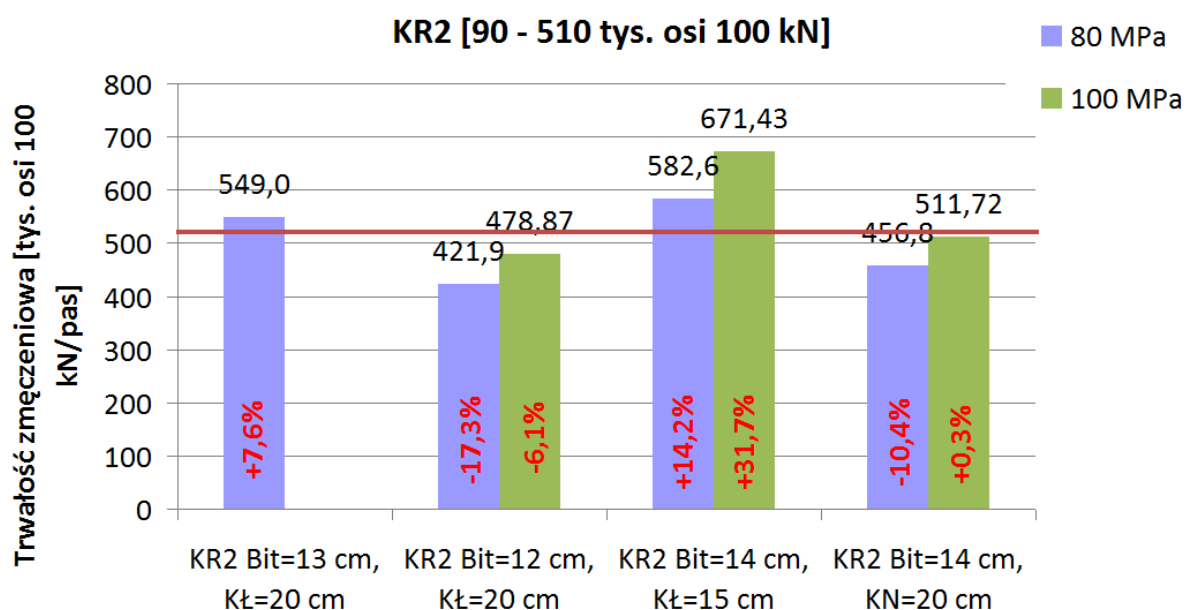
W przypadku kategorii ruchu KR1 i modułu podłoża 80 MPa można zauważyć, że w dwóch przypadkach: 8 cm bit. + 20 cm KŁSM oraz 9 cm bit. + 20 cm KNSM nie jest spełniony cały przedział, przy czym w przypadku podbudowy KNSM jest to tylko 4,1% mniej w stosunku do granicy przedziału KR1. Większy niedobór wypełnienia całego przedziału kategorii ruchu KR1 występuje w przypadku wariantu z podbudową z KŁSM jednak dość łatwo daje się to zrekompensować dodając 1 cm grubości do

warstw bitumicznych. Pokazuje to pierwszy ze słupków na wykresie poniżej. W jednym przypadku (8 cm bit. + 15 cm KŁSM) zmniejszenie modułu podłoża do 80 MPa nie powoduje spadku trwałości zmęczeniowej poniżej granicy wyznaczonej przez kategorię ruchu. Sytuacja ta potwierdza możliwość przyjmowania obniżonej wartości modułu podłoża do 80 MPa. Została ona przedstawiona na rysunku 3.23.



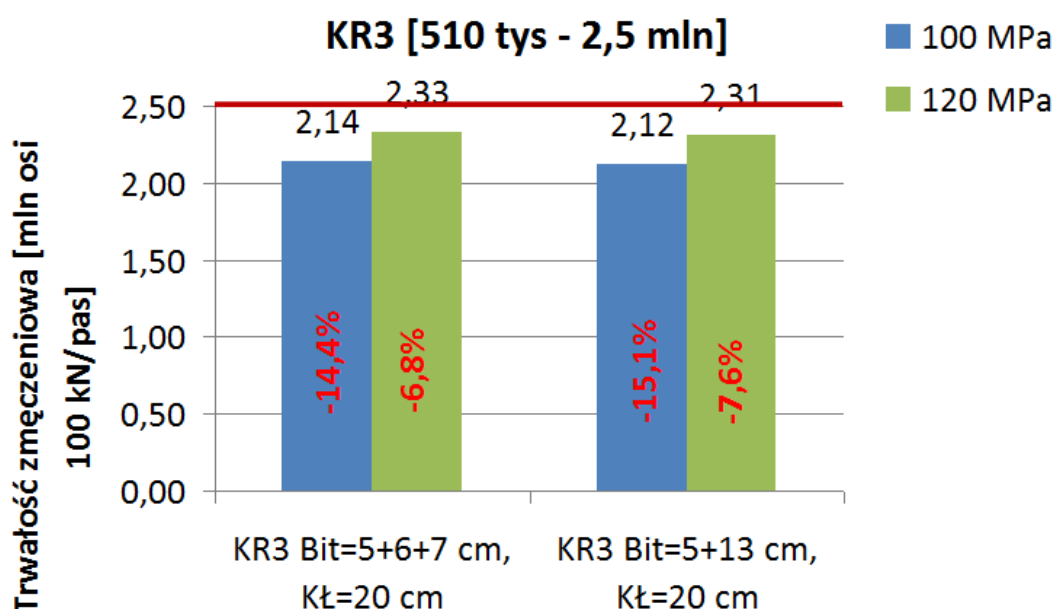
Rysunek 3.23. Porównanie obliczonej trwałości zmęczeniowej dla kategorii ruchu KR1 z wymaganą górną granicą kategorii w zależności od modułu podłoża 80 MPa i 100 MPa

W przypadku kategorii ruchu KR 2 mamy analogiczną sytuację. Zmniejszenie modułu podłoża powoduje niewielki spadek trwałości zmęczeniowej, który można zniwelować dodając 1 cm grubości do warstw bitumicznych. Na uwagę zasługuje także fakt, iż spadek trwałości zmęczeniowej znajduje się w granicy 20% niedoboru trwałości dla analizowanej Kategorii Ruchu. Sytuację ilustruje rysunek .3.24.



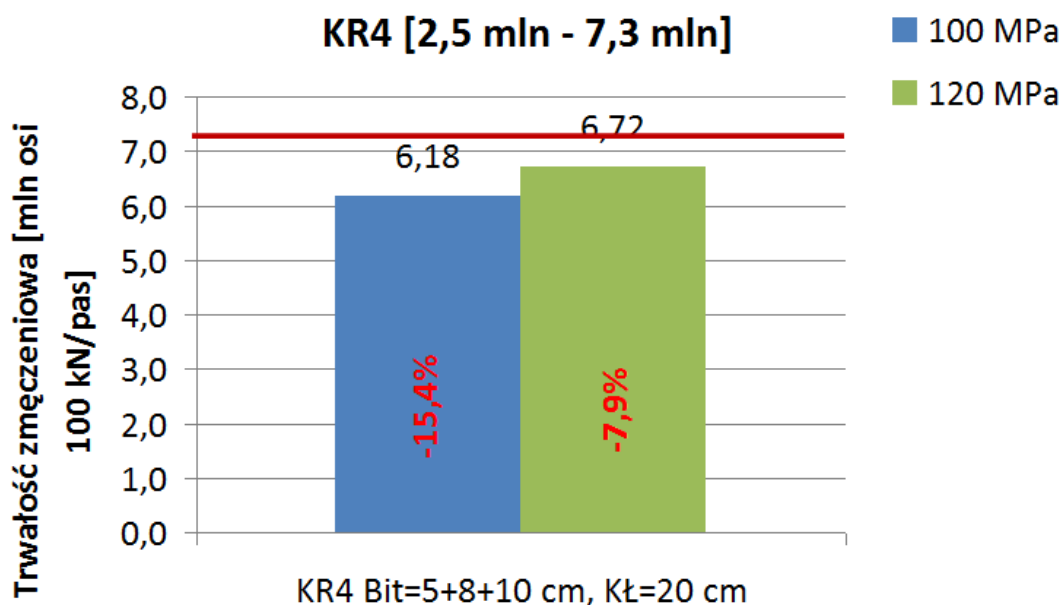
Rysunek 3.24. Porównanie obliczonej trwałości zmęczeniowej dla kategorii ruchu KR2 z wymaganą górną granicą kategorii w zależności od modułu podłoża 80 MPa i 100 MPa

W przypadku Kategorii Ruchu KR3 zwiększenie modułu podłoża do 120 MPa nie jest obowiązkowe. Katalog TKNPiP z roku 1997 projektowany był z założeniem modułu podłoża na poziomie 100 MPa. Wyznaczone trwałości zmęczeniowe mieszczą się w dopuszczalnym 20% niedoborze trwałości dla analizowanej kategorii ruchu. Sytuację ilustruje rysunek 3.25



Rysunek 3.25. Porównanie trwałości zmęczeniowej dla Kategorii Ruchu KR 3 dla konstrukcji z podbudową z KŁSM

Analogiczną sytuację mamy w przypadku Kategorii Ruchu KR 4 co przedstawia Rysunek 3.26.



Rysunek 3.26. Porównanie trwałości zmęczeniowej dla Kategorii Ruchu KR 4 dla konstrukcji z podbudową z KŁSM

Podsumowując przeprowadzoną analizę należy stwierdzić, że obniżenie modułu podłoża do poziomu 80 MPa dla kategorii ruchu KR1 oraz KR2 nie powoduje znacznego wzrostu grubości warstw bitumicznych. Wykazano, że wzrost grubości warstw bitumicznych o 1 cm powoduje wypełnienie z zapasem wymaganych trwałości zmęczeniowych zarówno dla ruchu KR1 jak i KR2. Jednocześnie przyjęcie modułu podłoża na poziomie 80 MPa będzie skutkowało obniżeniem kosztów budowy dróg niższych klas, dla których obecnie stosowane grubości warstw wzmocnienia podłoża gruntowego są relatywnie duże w porównaniu ze stosunkowo małym ruchem jaki się na nich odbywa.

3.3.3. Obliczenia nowych układów warstw wzmacniających

3.3.3.1. Wprowadzenie

Obliczenia proponowanych układów wzmocnień przeprowadzono według metody mechanistyczno-empirycznej przyjmując model wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej z wykorzystaniem programu BISAR. Dla każdej z warstw oraz podłoża przyjmowano odpowiednie wartości modułów oraz współczynników Poissona.

Podłoże gruntowe

W obliczeniach przyjęto takie same, jak w starym Katalogu podziały gruntów dla 4 grup nośności podłoża gruntowego od G1 do G4. Utrzymano także granice pomiędzy grupami wyznaczone poprzez wskaźnik nośności CBR. Jednak moduły E dla każdej grupy nośności wyznaczono na podstawie wzoru Powella, przeliczającego wskaźnik CBR na moduł E.

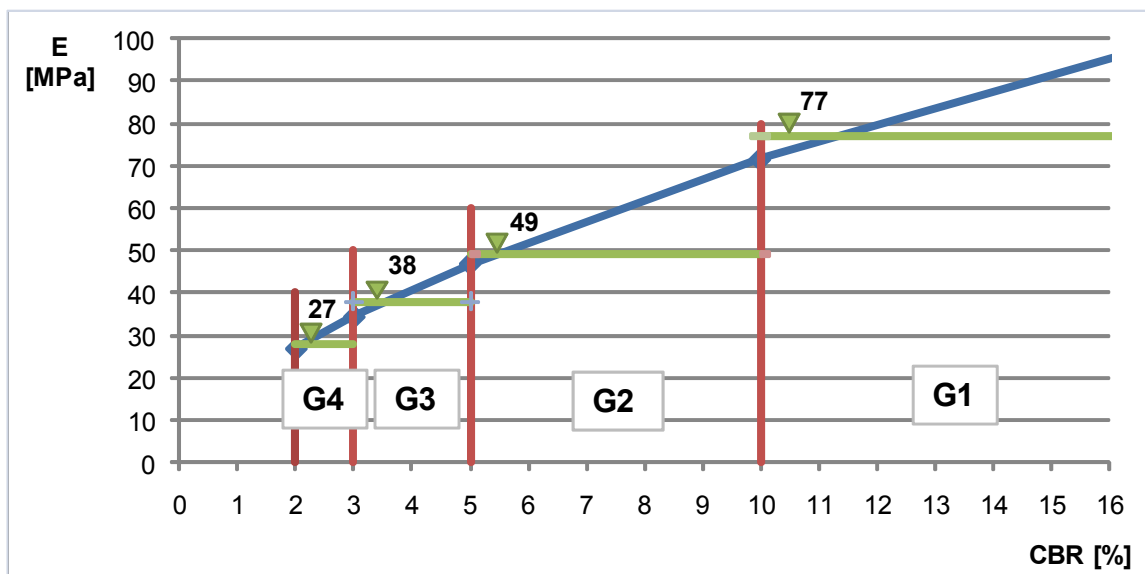
$$E = 17,6 \times (CBR)^{0,64}$$

W tabelicy 3.33 i na rysunku 3.26 podano przeliczone wartości modułów E dla odpowiedniej grupy nośności oraz przyjęte wartości modułu E do obliczeń wzmocnień podłoża, które w 85% pokrywają przedziały nośności w grupie.

Tablica 3.33. Wartości CBR i modułu E dla grup nośności podłoża gruntowego, przyjęte do obliczeń

Grupa nośności podłoża	G1	G2	G3	G4
Wskaźnik nośności CBR [%]	>10	10-5	5-3	3-2
Moduł E [MPa]	>77	76-49	48-36	35-27
Przyjęty do obliczeń moduł E, odpowiadający poziomowi P=85% [MPa]	77	49	38	27

Przyjęty do obliczeń wskaźnik Poissona dla wszystkich grup podłoża gruntowego wynosił 0,3.



Rysunek 3.26. Zależność wskaźnika nośności CBR od modułu dla odpowiednich grup nośności oraz przyjęte do obliczeń wartości reprezentatywne modułu E dla każdej grupy nośności podłoża

Warstwy wzmocnienia

Zastosowane wartości modułów dla poszczególnych warstw wzmocnienia były następujące:

- dla stabilizacji spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5 \text{ MPa}$ - 300 MPa, 350 MPa oraz 600 MPa, współczynnik Poissona $\nu=0,3$,

Uzasadnienie

Wartości modułów sprężystości warstw stabilizacji przyjęto po przeprowadzenia analizy tych wartości podawanych w literaturze. Przyjęto, że wartością charakterystyczną będzie wartość reprezentująca warstwę podczas eksploatacji całej konstrukcji nawierzchni, czyli już w drugim etapie pracy po spękaniu.

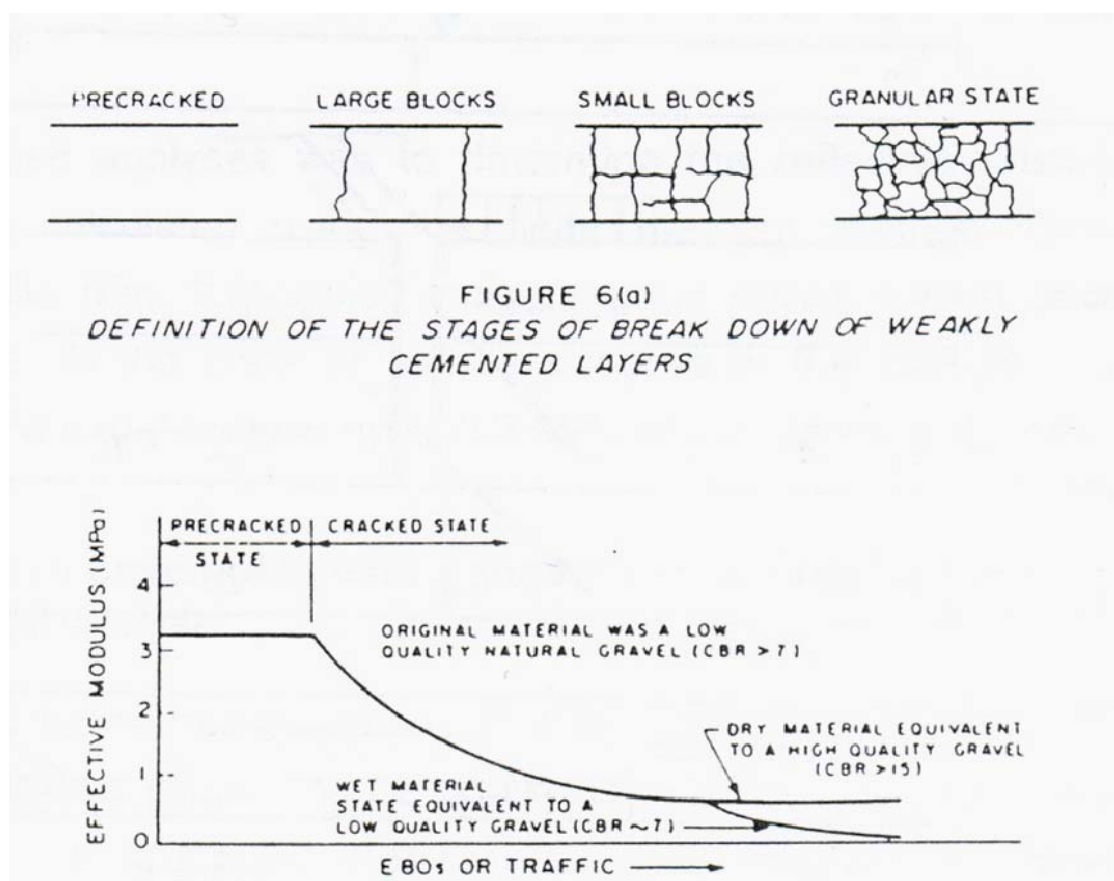
Zgodnie z dotychczas obowiązującą normą PN-S-96012:1997 „Drogi samochodowe. Podbudowa i ulepszone podłoże z gruntu stabilizowanego cementem” wytrzymałość na ściskanie R28 gruntu stabilizowanego jest w przedziale od 1,5 do 2,5 MP.

Moduł sprężystości warstw związanych cementem w dużej mierze zależy od rodzaju zastosowanego materiału, ilości i rodzaju spoiwa, czasu wiązania oraz etapu pracy warstwy. Warstwy związane cementem pracują zasadniczo w dwóch umownych etapach pracy. Pierwszy etap pracy to czas przed wystąpieniem spękań warstwy, drugi etap pracy to etap po wystąpieniu spękań warstwy. O ile charakterystyka materiału związanego spoiwem hydraulicznym podczas pracy w pierwszym etapie jest w miarę prosta, to już opisanie materiału w drugim etapie pracy jest dużo bardziej złożone. Wynika to przede wszystkim z postępującego obniżenia się

parametrów warstwy w miarę postępującego rozdrabniania się na coraz mniejsze fragmenty. Wpływ postępującej degradacji warstwy na wartość modułu opisującego warstwę przedstawiono na rysunku 3.24 i w tabelicy 3.32.

Tablica 3.34. Moduły sztywności dla warstw z materiałów związanych cementem
[Judycki 1991]

Wytrzymałość [MPa]	Rodzaj kruszywa	Faza przed spękaniami [GPa]	Faza po spękaniu [MPa]	
			Duże bloki	Małe bloki - kruszywo
6 – 12	Kruszywo łamane	14 (7-30)	3 000	500 -600
3 – 6	Kruszywo łamane	10 (4–14)	2 500	300 – 500
1,5 - 3	Kruszywo CBR > 45	4,5 (3-9)	2 000	160 – 350
1,5 -3	Kruszywo CBR > 7	3 (2-6)	1 200	90 – 200
0,075 – 1,5	Żwir dobrej jakości	3,5 (2-6)	2 000	160 – 300
0,75 – 1,5	Żwir złej jakości	1,5 (0,5-3)	500	70 – 150



Rysunek 3.27. Etapy pracy podbudowy związanej spoiwem hydraulicznym
[Judycki 1991]

Ostatecznie do obliczeń przyjęto wartości odpowiadające stanowi w II etapie pracy (faza po spękaniu) warstwy stabilizowanej, gdzieś pomiędzy stanem w dużych i małych blokach. Obliczenia przeprowadzono dla 3 wartości modułu

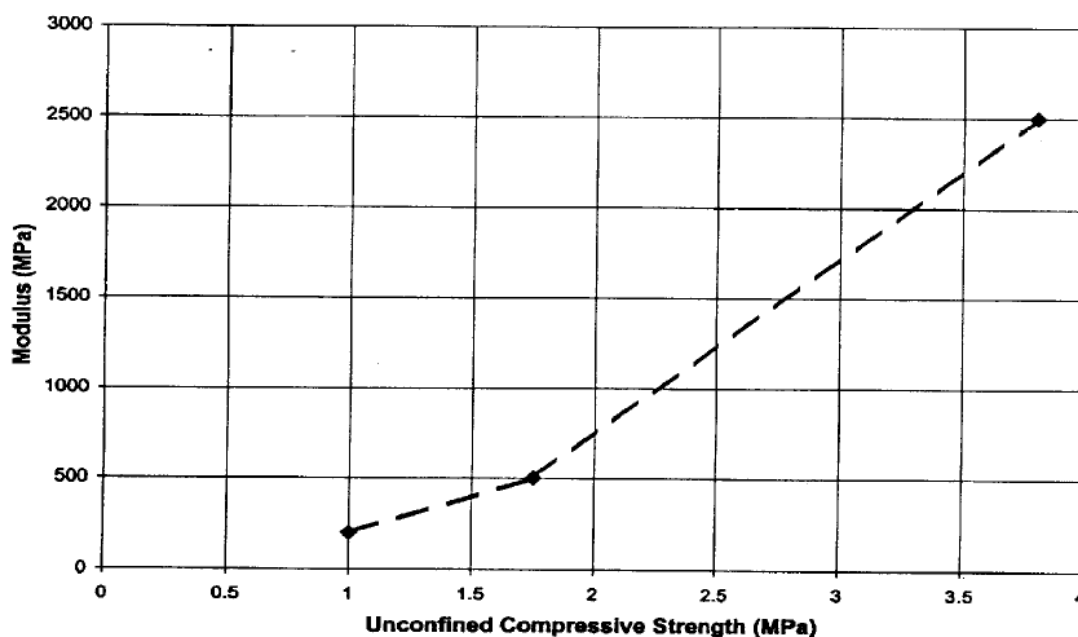
sprężystości gruntu stabilizowanego o marce $R_m=2,5$ MPa: 300, 350 i 600 MPa. Przyjęty do obliczeń współczynnik Poissona dla takiej warstwy wynosił 0,3.

- dla stabilizacji spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 1,5$ MPa - 150 MPa, współczynnik Poissona $\nu=0,3$,

Uzasadnienie

Zgodnie z dotychczas obowiązującą normą PN-S-9601:1998 „Drogi samochodowe. Grunt stabilizowany wapnem” wytrzymałość na ściskanie R_{28} gruntu stabilizowanego jest w przedziale od 0,4 do 1,5 MPa.

Moduł sprężystości warstw związanych wapnem w dużej mierze zależy od rodzaju zastosowanego materiału, ilości i rodzaju spoiwa, czasu reakcji i wiązania. Na rysunku 3.28 przedstawione wyniki modułu sprężystości gruntu stabilizowanego wapnem.



Rysunek 3.28. Zależność modułu gruntu stabilizowanego wapnem od wytrzymałości na ściskanie

- dla kruszywa naturalnego o wymaganej wartości wskaźnika nośności $CBR>20\%$ ułożonego na warstwie stabilizacji do wyznaczenia modułu warstwy wykorzystano następujący wzór Powella:

$$E=17,6 \times CBR^{0,64}$$

Uzyskana wartość modułu dla takiego przypadku wynosiła 120 MPa, natomiast współczynnik Poissona $\nu=0,3$,

- dla kruszywa naturalnego o wymaganej wartości wskaźnika nośności $CBR > 20\%$ ułożonego na słabym podłożu gruntowym uwzględniano nieliniowość modułu na grubości całej warstwy kruszywa. Do wyznaczenia modułu warstwy kruszywa ułożonego na słabym podłożu G4, G3, wykorzystano następujący wzór:

$$E_1 = k \times E_0$$

gdzie: $k = 0,2 \times h^{0,45}$

h - przyjmuje się do obliczeń w [mm],

k - przyjmuje wartość w zakresie od 2 do 4.

Uzyskana wartość modułu dla takiego przypadku była zmienna w zależności od grubości warstwy, a także modułu występującego w podłożu gruntowym. Wartość przyjmowanego współczynnika wynosiła Poissona $\nu = 0,3$.

Obliczenia przeprowadzono dla następujących układów warstw wzmacniających:

- pojedyncza warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa – dla modułów podłoża: 80, 100 i 120 MPa,
- warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 1,5$ MPa, na której wykonana jest warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa – dla modułów podłoża: 80, 100 i 120 MPa,
- warstwa z kruszywa o wymaganym wskaźniku nośności $CBR > 20\%$, na której wykonana jest warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa – dla modułów podłoża: 80, 100 i 120 MPa,
- warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 1,5$ MPa, na której wykonana jest warstwa z kruszywa o wymaganym wskaźniku nośności $CBR > 20\%$. Na tak przygotowaną warstwę układa się warstwę gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa - dla modułów podłoża: 100 i 120 MPa,
- wymiana istniejącego słabego gruntu na warstwę z kruszywa o wymaganym wskaźniku nośności $CBR > 20\%$, na której wykonana jest warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa i grubości 15 cm - dla modułów podłoża: 100 i 120 MPa,
- warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 1,5$ MPa - dla modułu podłoża: 80 MPa.

Dla każdego z analizowanych układów wzmocnień przy zastosowaniu programu BISAR wyznaczano wartości ugięć sprężystych „w” na powierzchni górnej warstwy

każdego z układów. Wykorzystując wzór Boussinesq'a i uzyskaną wartość ugięcia „w” obliczano moduł zastępczy E_{zast} :

$$E_{zast} = \frac{q \cdot D \cdot (1 - \nu^2)}{w}$$

gdzie:

- E_{zast} - moduł zastępczy wyznaczany na górze warstw podbudowy i warstw wzmacniających, MPa
- q - ciśnienie kontaktowe koła, q=650 kPa,
- D - średnica zastępcza koła, D=0,313 m,
- ν - współczynnik Poissona, $\nu=0,3$,
- w - ugięcie projektowanego wzmocnienia i podłoża gruntowego, m,

W obliczeniach zakładano 3 poziomy modułów dla warstwy stabilizacji $R_m = 2,5$ MPa na poziomie 300 MPa, 350 MPa oraz 600 MPa. Przyjęto, że założone grubości poszczególnych warstw wzmacniających powinny być wystarczające do uzyskania modułu zastępczego na powierzchni każdego z układów większego od wymaganych wartości 80, 100 i 120 MPa. Jednocześnie wartość modułu stabilizacji $R_m = 2,5$ MPa nie powinna być mniejsza od 350 MPa.

3.3.3.2. Wyniki obliczeń układów warstw wzmacniających

Szczegółowe wyniki obliczeń nowych warstw wzmacniających w zależności od proponowanego układu przedstawiono w tablicach od 3.35 do 3.48 oraz na rysunkach od 3.29 do 3.42.

Wymagana wartość modułu E na powierzchni wzmacnianego podłoża
gruntowego równa 120 MPa.

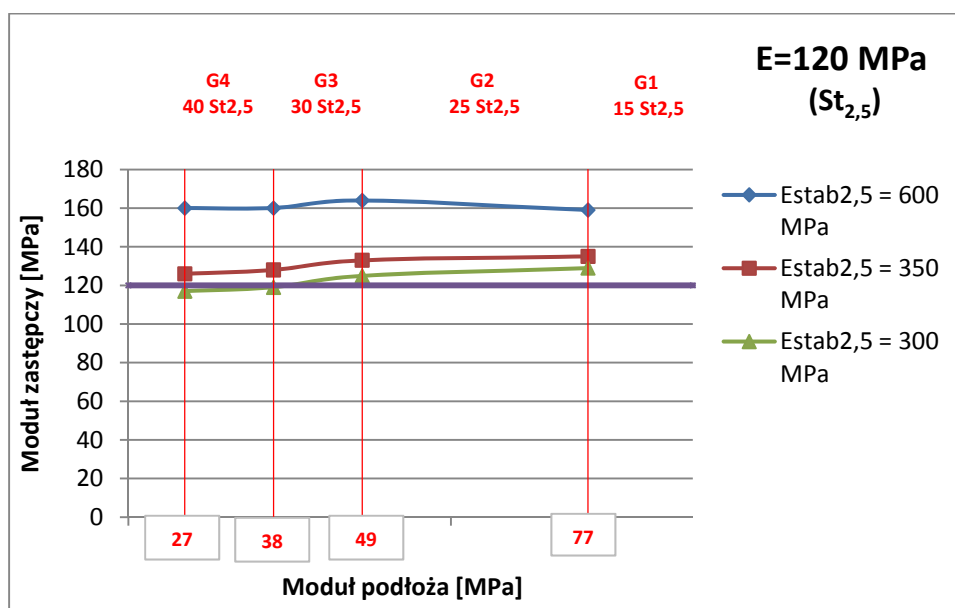
Rozwiązanie 1 – pojedyncza warstwa stabilizacji $R_m=2,5$ MPa ($St_{2,5}$)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest pojedyncza warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa.

Tablica 3.35. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wzmacnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 1 - ($St_{2,5}$)

Kategoria gruntu	Grubości [cm]	Moduł podłoża [MPa]	$E_{stab2,5} = 600$ MPa	$E_{stab2,5} = 350$ MPa	$E_{stab2,5} = 300$ MPa
G4	40 $St_{2,5}$	27	160	126	117
G3	30 $St_{2,5}$	38	160	128	119
G2	25 $St_{2,5}$	49	164	133	125
G1	15 $St_{2,5}$	77	159	135	129



Rys. 3.29. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wzmacnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 120 MPa

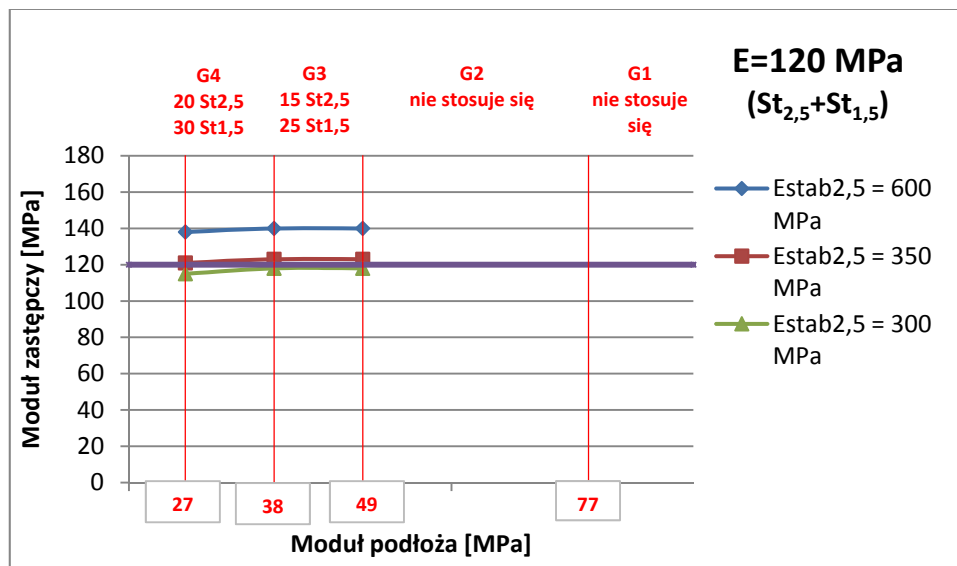
Rozwiązanie 2 – warstwa stabilizacji $R_m=2,5$ MPa + warstwa stabilizacji $R_m=1,5$ MPa ($St_{2,5} + St_{1,5}$)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest w pierwszej kolejności warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 1,5$ MPa. Na tak przygotowaną warstwę układa się drugą warstwę gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa.

Tablica 3.36. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 2 - ($St_{2,5} + St_{1,5}$)

Kategoria gruntu	Grubości [cm]	Moduł podłoża [MPa]	$E_{stab1,5}$	$E_{stab2,5} = 600$ MPa	$E_{stab2,5} = 350$ MPa	$E_{stab2,5} = 300$ MPa
G4	20 $St_{2,5}$ + 30 $St_{1,5}$	27	150	138	121	115
G3	15 $St_{2,5}$ + 25 $St_{1,5}$	38	150	140	123	118
G2	nie stosuje się	-	-	-	-	-
G1	nie stosuje się	-	-	-	-	-



Rys. 3.30. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 120 MPa

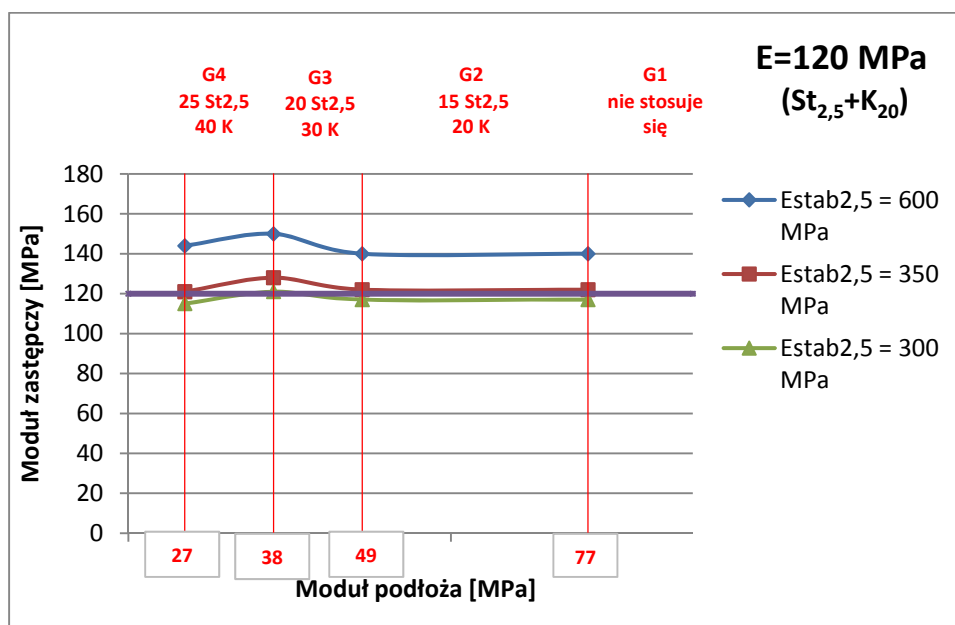
Rozwiązanie 3 – warstwa stabilizacji $R_m=2,5$ MPa + kruszywo o wskaźniku nośności $CBR>20$ ($St_{2,5}+K_{20}$)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest w pierwszej kolejności warstwa z kruszywa o wymaganym wskaźniku nośności $CBR>20\%$. Na tak przygotowaną warstwę układa się warstwę gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa.

Tablica 3.37. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 3 - ($St_{2,5}+K_{20}$)

Kategoria gruntu	Grubości [cm]	Moduł podłoża [MPa]	E_{K20}	$E_{stab2,5} = 600$ MPa	$E_{stab2,5} = 350$ MPa	$E_{stab2,5} = 300$ MPa
G4	25 $St_{2,5}$ + 40 K_{20}	27	80	144	121	115
G3	20 $St_{2,5}$ + 30 K_{20}	38	99	150	128	121
G2	15 $St_{2,5}$ + 20 K_{20}	49	106	140	122	117
G1	nie stosuje się	-	-	-	-	-



Rys. 3.31. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 120 MPa

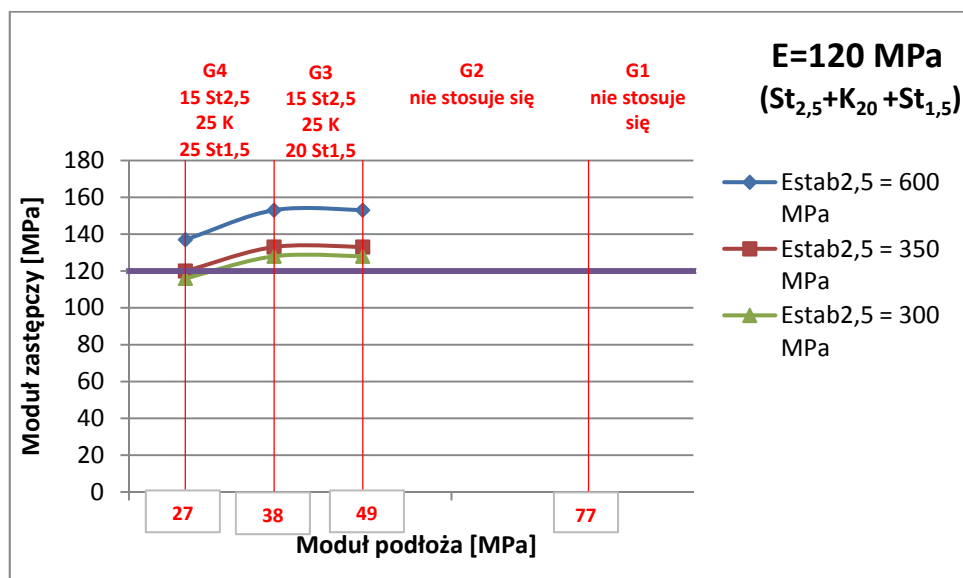
Rozwiązanie 4 – warstwa stabilizacji $R_m=2,5$ MPa + kruszywo o wskaźniku nośności $CBR>20$ + stabilizacja $R_m=1,5$ MPa (**$St_{2,5}+K_{20}+St_{1,5}$**)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest w pierwszej kolejności warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 1,5$ MPa. Następnie wykonywana jest warstwa z kruszywa o wymaganym wskaźniku nośności $CBR>20\%$. Na tak przygotowaną warstwę układa się warstwę gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa.

Tablica 3.38. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 4 - (**$St_{2,5}+K_{20}+St_{1,5}$**)

Kategoria gruntu	Grubości [cm]	Moduł podłoża [MPa]	$E_{stab1,5}$	E_{K20}	$E_{stab2,5} = 600$ MPa	$E_{stab2,5} = 350$ MPa	$E_{stab2,5} = 300$ MPa
G4	15 $St_{2,5}$ + 25 K_{20} + 25 $St_{1,5}$	27	150	120	137	120	116
G3	15 $St_{2,5}$ + 25 K_{20} + 20 $St_{1,5}$	38	150	120	153	133	128
G2	nie stosuje się	-	-	-	-	-	-
G1	nie stosuje się	-	-	-	-	-	-



Rys. 3.32. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 120 MPa

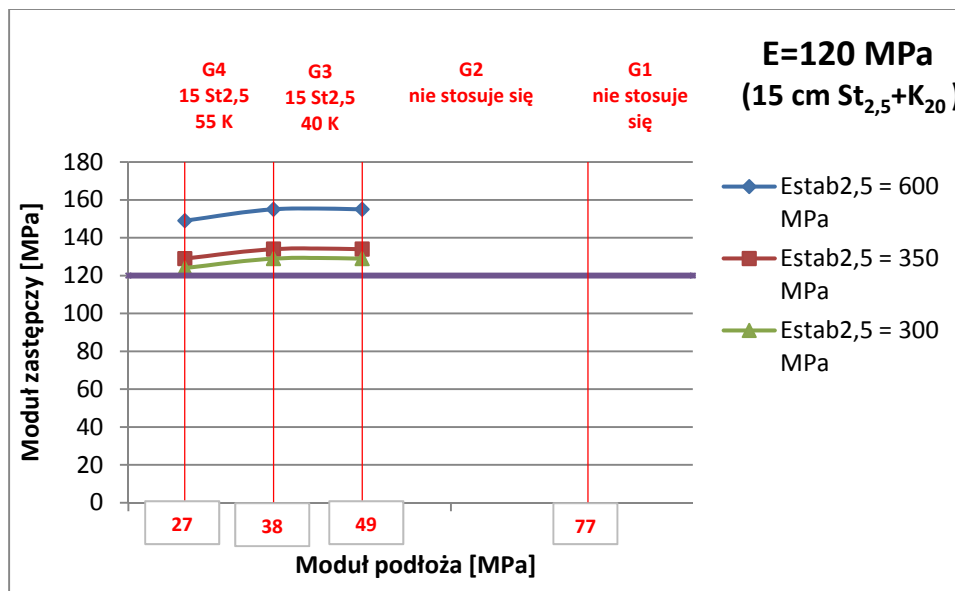
Rozwiązanie 5 – warstwa stabilizacji $R_m=2,5$ MPa + wymiana gruntu na kruszywo o wskaźniku nośności $CBR>20$ (**15 cm $St_{2,5}+K_{20}$**)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest wymiana istniejącego gruntu na warstwę z kruszywa o wymaganym wskaźniku nośności $CBR>20\%$. Na tak przygotowaną warstwę kruszywa układa się warstwę gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa i grubości 15 cm.

Tablica 3.39. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 5 - (**15 cm $St_{2,5}+K_{20}$**)

Kategoria gruntu	Grubości [cm]	Moduł podłoża [MPa]	E_{K20} (1 w-wa)	$E_{stab2,5} = 600$ MPa	$E_{stab2,5} = 350$ MPa	$E_{stab2,5} = 300$ MPa
G4	15 $St_{2,5}$ + 55 K_{20}	27	49	149	129	124
G3	15 $St_{2,5}$ + 40 K_{20}	38	56	155	134	129
G2	nie stosuje się	-	-	-	-	-
G1	nie stosuje się	-	-	-	-	-



Rys. 3.33. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 120 MPa

**Wymagana wartość modułu E na powierzchni wzmacnianego podłoża
gruntowego równa **100 MPa**.**

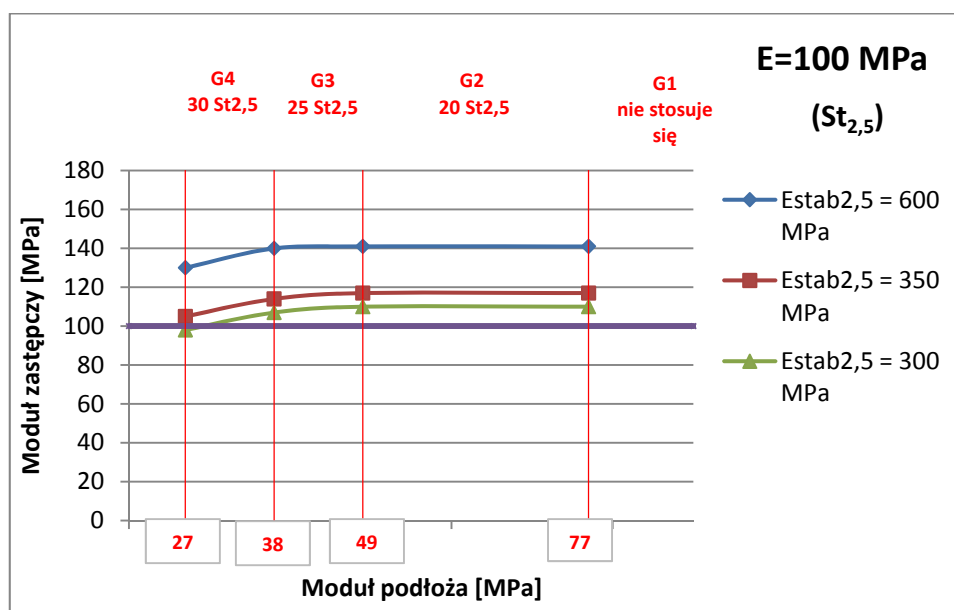
Rozwiązanie 6 – pojedyncza warstwa stabilizacji $R_m=2,5$ MPa (**St_{2,5}**)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest pojedyncza warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa.

Tablica 3.40. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wzmacnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 6 - (**St_{2,5}**)

Kategoria gruntu	Grubości [cm]	Moduł podłoża [MPa]	$E_{stab2,5} = 600$ MPa	$E_{stab2,5} = 350$ MPa	$E_{stab2,5} = 300$ MPa
G4	30 St_{2,5}	27	130	105	98
G3	25 St_{2,5}	38	140	114	107
G2	20 St_{2,5}	49	141	117	110
G1	nie stosuje się	-	-	-	-



Rys. 3.34. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wzmacnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 100 MPa

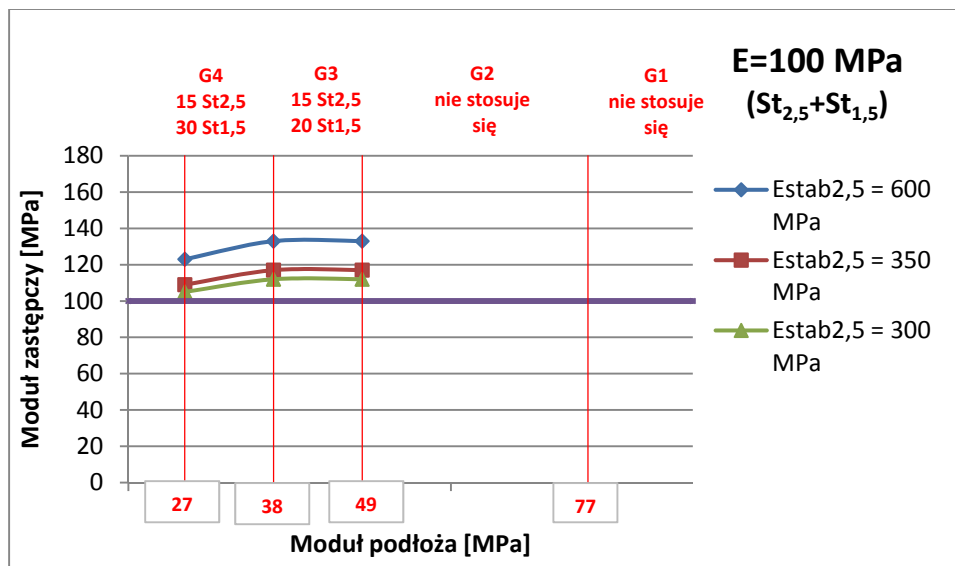
Rozwiązanie 7 – warstwa stabilizacji $R_m=2,5$ MPa + warstwa stabilizacji $R_m=1,5$ MPa (**St_{2,5} + St_{1,5}**)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest w pierwszej kolejności warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 1,5$ MPa. Na tak przygotowaną warstwę układa się drugą warstwę gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa.

Tablica 3.41. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 7 - (**St_{2,5} + St_{1,5}**)

Kategoria gruntu	Grubości [cm]	Moduł podłoża [MPa]	$E_{stab1,5}$	$E_{stab2,5} = 600$ MPa	$E_{stab2,5} = 350$ MPa	$E_{stab2,5} = 300$ MPa
G4	15 St_{2,5} + 30 St_{1,5}	27	150	123	109	105
G3	15 St_{2,5} + 20 St_{1,5}	38	150	133	117	112
G2	nie stosuje się	-	-	-	-	-
G1	nie stosuje się	-	-	-	-	-



Rys. 3.35. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 100 MPa

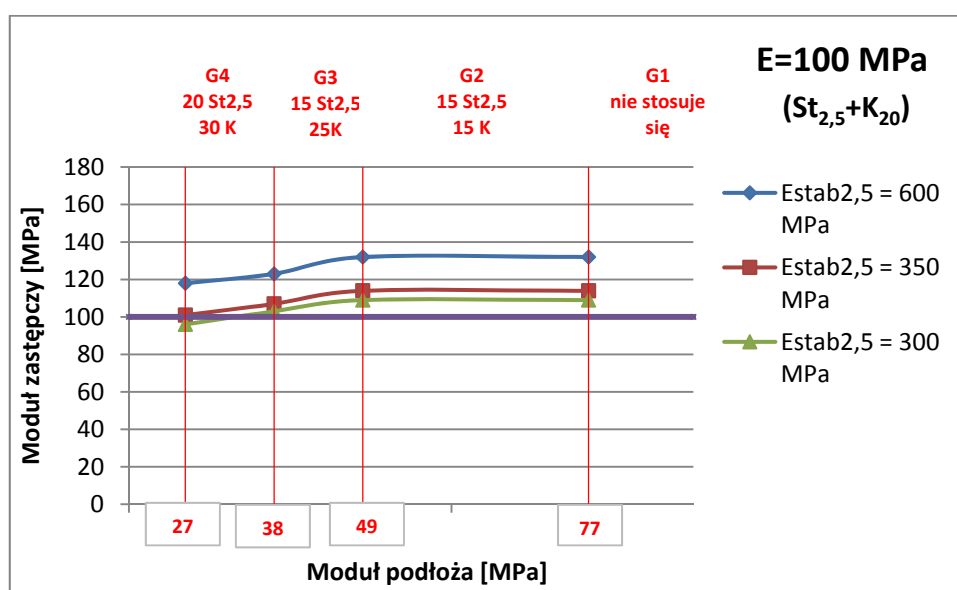
Rozwiązanie 8 – warstwa stabilizacji $R_m=2,5$ MPa + kruszywo o wskaźniku nośności $CBR>20$ ($St_{2,5}+K_{20}$)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest w pierwszej kolejności warstwa z kruszywa o wymaganym wskaźniku nośności $CBR>20\%$. Na tak przygotowaną warstwę układa się warstwę gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa.

Tablica 3.42. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wzmocnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 8 - ($St_{2,5}+K_{20}$)

Kategoria gruntu	Grubości [cm]	Moduł podłoża [MPa]	E_{K20}	$E_{stab2,5} = 600$ MPa	$E_{stab2,5} = 350$ MPa	$E_{stab2,5} = 300$ MPa
G4	20 $St_{2,5}$ + 30 K_{20}	27	70	118	101	96
G3	15 $St_{2,5}$ + 25 K_{20}	38	91	123	107	103
G2	15 $St_{2,5}$ + 15 K_{20}	49	93	132	114	109
G1	nie stosuje się	-	-	-	-	-



Rys.3.36. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wzmocnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 100 MPa

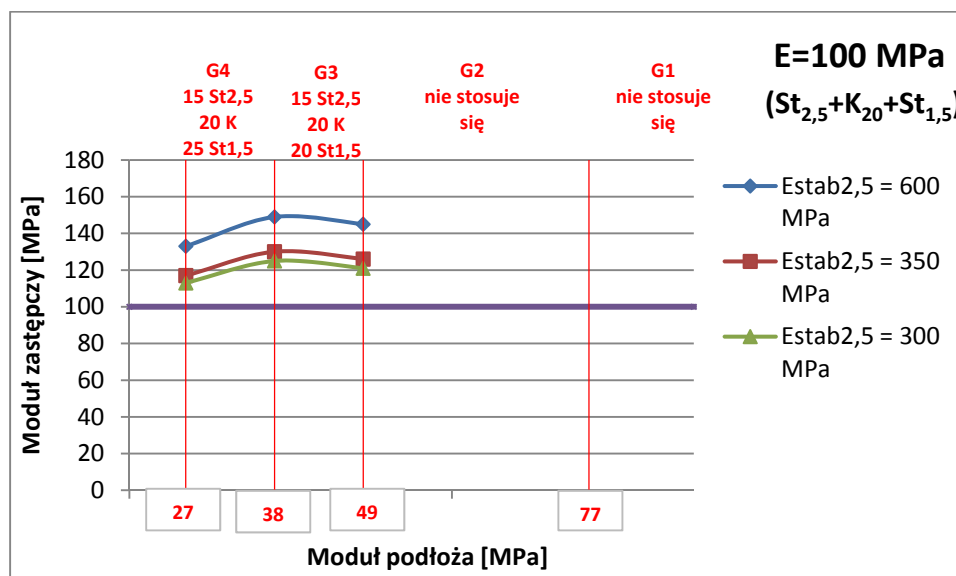
Rozwiązanie 9 – warstwa stabilizacji $R_m=2,5$ MPa + kruszywo o wskaźniku nośności $CBR>20$ + stabilizacja $R_m=1,5$ MPa (**$St_{2,5}+K_{20}+St_{1,5}$**)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest w pierwszej kolejności warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 1,5$ MPa. Następnie wykonywana jest warstwa z kruszywa o wymaganym wskaźniku nośności $CBR>20\%$. Na tak przygotowaną warstwę układa się warstwę gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa.

Tablica 3.43. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wzmacnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 9 - (**$St_{2,5}+K_{20}+St_{1,5}$**)

Kategoria gruntu	Grubości [cm]	Moduł podłoża [MPa]	$E_{stab1,5}$	E_{K20}	$E_{stab2,5} = 600$ MPa	$E_{stab2,5} = 350$ MPa	$E_{stab2,5} = 300$ MPa
G4	15 $St_{2,5}$ + 20 K_{20} + 25 $St_{1,5}$	27	150	120	133	117	113
G3	15 $St_{2,5}$ + 20 K_{20} + 20 $St_{1,5}$	38	150	120	149	130	125
G2	nie stosuje się	-	-	-	-	-	-
G1	nie stosuje się	-	-	-	-	-	-



Rys. 3.37. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wzmacnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 100 MPa

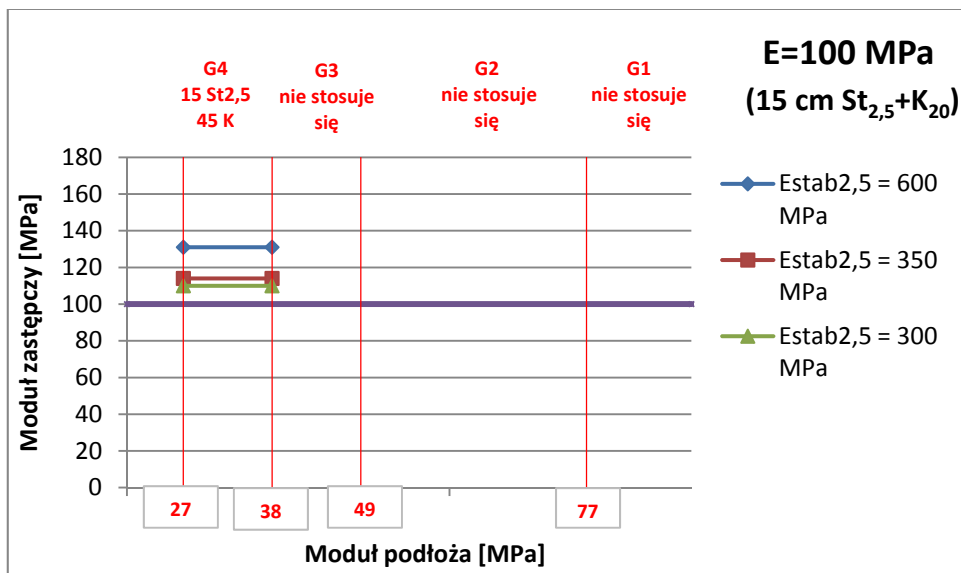
Rozwiązanie 10 – warstwa stabilizacji $R_m=2,5$ MPa + wymiana gruntu na kruszywo o wskaźniku nośności $CBR>20$ (**15 cm $St_{2,5}+K_{20}$**)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest wymiana istniejącego gruntu na warstwę z kruszywa o wymaganym wskaźniku nośności $CBR>20\%$. Na tak przygotowaną warstwę kruszywa układa się warstwę gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa i grubości 15 cm.

Tablica 3.44. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 10 - (**15 cm $St_{2,5}+K_{20}$**)

Kategoria gruntu	Grubości [cm]	Moduł podłoża [MPa]	E_{K20} (1 w-wa)	$E_{stab2,5} = 600$ MPa	$E_{stab2,5} = 350$ MPa	$E_{stab2,5} = 300$ MPa
G4	15 $St_{2,5}$ + 45 K_{20}	27	45	131	114	110
G3	nie stosuje się	-	-	-	-	-
G2	nie stosuje się	-	-	-	-	-
G1	nie stosuje się	-	-	-	-	-



Rys. 3.38. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 100 MPa

Wymagana wartość modułu E na powierzchni wzmacnianego podłoża
gruntowego równa 80 MPa .

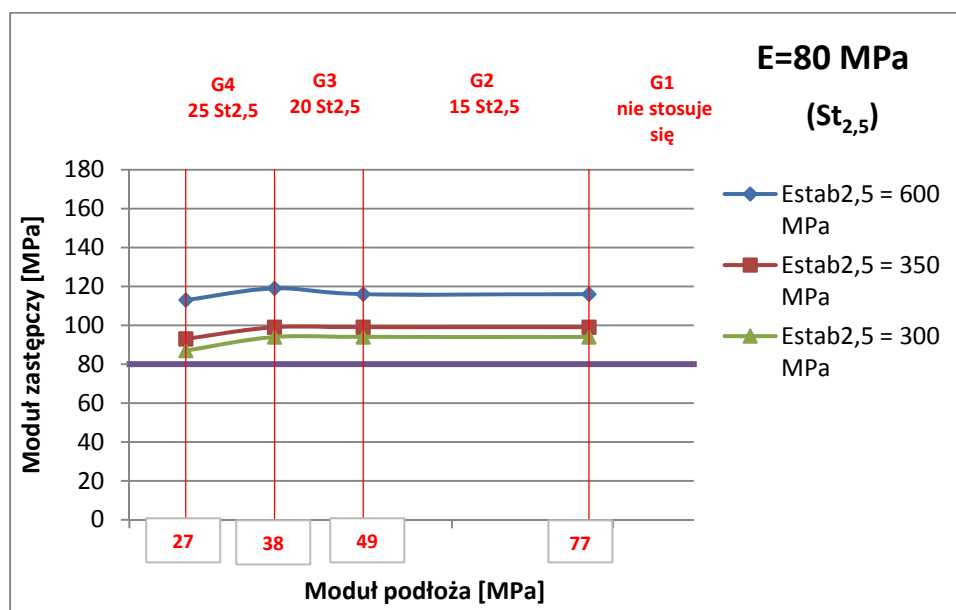
Rozwiązanie 11 – pojedyncza warstwa stabilizacji $R_m=2,5 \text{ MPa}$ ($St_{2,5}$)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest pojedyncza warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5 \text{ MPa}$.

Tablica 3.45. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wzmacnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 11 - ($St_{2,5}$)

Kategoria gruntu	Grubości [cm]	Moduł podłoża [MPa]	$E_{stab2,5} = 600 \text{ MPa}$	$E_{stab2,5} = 350 \text{ MPa}$	$E_{stab2,5} = 300 \text{ MPa}$
G4	25 $St_{2,5}$	27	113	93	87
G3	20 $St_{2,5}$	38	119	99	94
G2	15 $St_{2,5}$	49	116	99	94
G1	nie stosuje się	-	-	-	-



Rys. 3.39. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wzmacnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 80 MPa

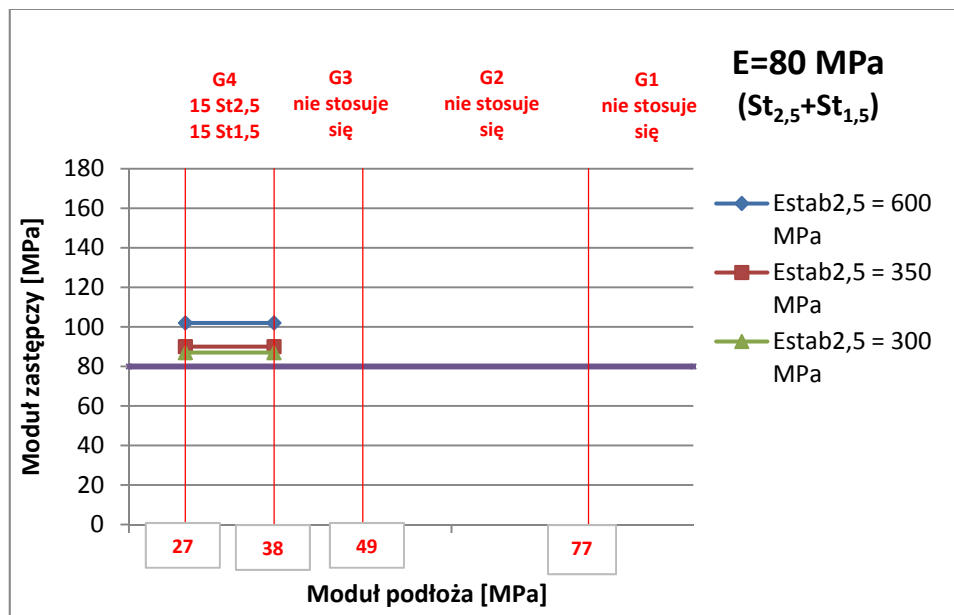
Rozwiązanie 12 – warstwa stabilizacji $R_m=2,5$ MPa + warstwa stabilizacji $R_m=1,5$ MPa (**St_{2,5} + St_{1,5}**)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest w pierwszej kolejności warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 1,5$ MPa. Na tak przygotowaną warstwę układa się drugą warstwę gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa.

Tablica 3.46. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 12 - (**St_{2,5} + St_{1,5}**)

Kategoria gruntu	Grubośći [cm]	Moduł podłoża [MPa]	$E_{stab1,5}$	$E_{stab2,5} = 600$ MPa	$E_{stab2,5} = 350$ MPa	$E_{stab2,5} = 300$ MPa
G4	15 St_{2,5} + 15 St_{1,5}	27	150	102	90	87
G3	nie stosuje się	38	-	-	-	-
G2	nie stosuje się	-	-	-	-	-
G1	nie stosuje się	-	-	-	-	-



Rys. 3.40. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 80 MPa

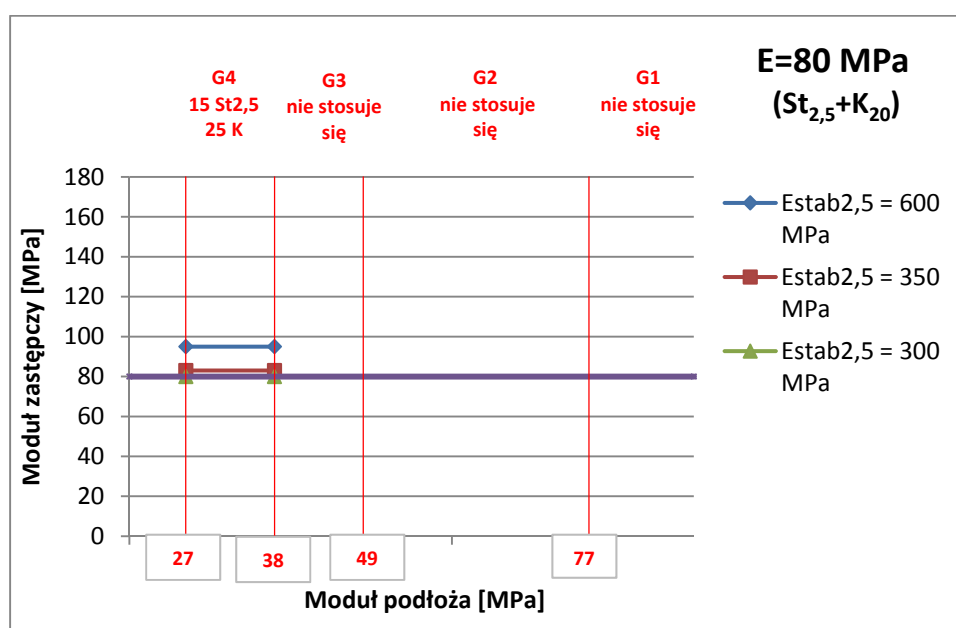
Rozwiązanie 13 – warstwa stabilizacji $R_m=2,5$ MPa + kruszywo o wskaźniku nośności $CBR>20$ (**$St_{2,5}+K_{20}$**)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest w pierwszej kolejności warstwa z kruszywa o wymaganym wskaźniku nośności $CBR>20\%$. Na tak przygotowaną warstwę układa się warstwę gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym o wytrzymałości na ściskanie $R_m = 2,5$ MPa.

Tablica 3.47. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 13 - (**$St_{2,5}+K_{20}$**)

Kategoria gruntu	Grubości [cm]	Moduł podłoża [MPa]	E_{K20}	$E_{stab2,5} = 600$ MPa	$E_{stab2,5} = 350$ MPa	$E_{stab2,5} = 300$ MPa
G4	15 $St_{2,5}$ + 25 K_{20}	27	65	95	83	80
G3	nie stosuje się	-	-	-	-	-
G2	nie stosuje się					
G1	nie stosuje się					



Rys.3.41. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wmacnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 80 MPa

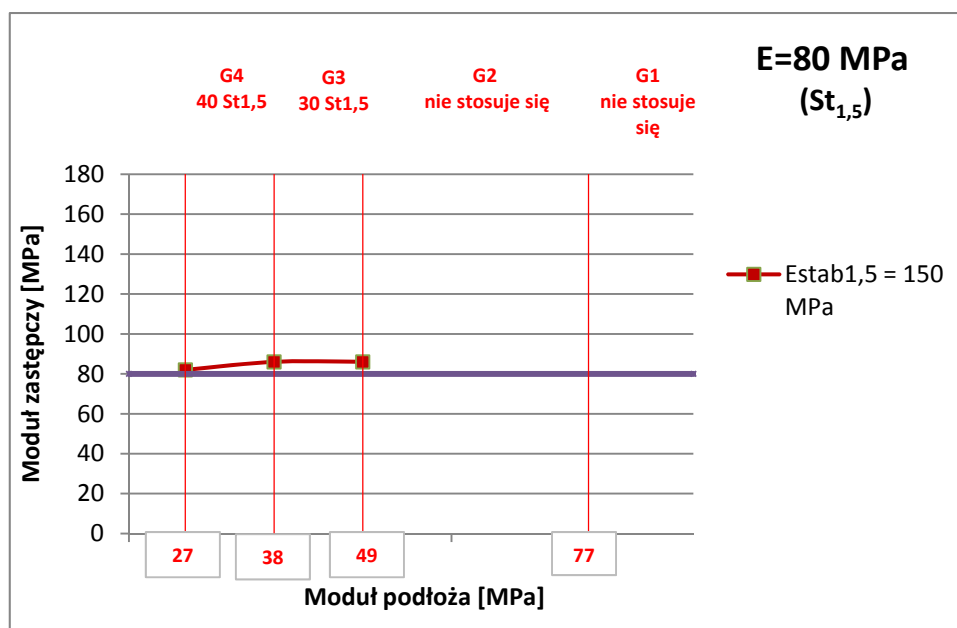
Rozwiązanie 14 – pojedyncza warstwa stabilizacji $R_m=1,5$ MPa (**St_{1,5}**)

Opis wzmocnienia podłoża:

Na podłożu gruntowym charakteryzującym się określonym modułem podłoża w zależności od grupy nośności (G4 – G1) wykonywana jest pojedyncza warstwa gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 1,5$ MPa.

Tablica 3.48. Szczegółowe wyniki obliczeń modułów zastępczych na powierzchni wzmocnianego podłoża gruntowego – rozwiązanie 14 - (**St_{1,5}**)

Kategoria gruntu	Grubości [cm]	Moduł podłoża [MPa]	$E_{stab1,5} = 150$ MPa
G4	40 St_{1,5}	27	82
G3	30 St_{1,5}	38	86
G2	nie stosuje się	-	-
G1	nie stosuje się	-	-



Rys. 3.42. Wyznaczone modułów zastępczych na powierzchni wzmocnianego podłoża w zależności od wymaganej wartości modułu równej 80 MPa

3.3.4. Proponowane nowe układy warstw wzmacniających

Proponowane nowe układy warstw wzmacniających przedstawiono w tablicach od 3.49 do 3.51 oraz na rysunku 3.43.

Tablica 3.49. Zestaw proponowanych układów warstw wzmacniających dla wymaganej wartości modułu podłoża równej 120 MPa

Kategoria podłoża gruntowego	Rodzaj i grubości układu warstw wzmacniających, cm:				
	St _{2,5}	St _{2,5} + St _{1,5}	St _{2,5} +K ₂₀	St _{2,5} +K ₂₀ +St _{1,5}	St _{2,5} +Wym. K ₂₀
G4	40 St_{2,5}	20 St_{2,5} 30 St_{1,5}	25 St_{2,5} 40 K₂₀	15 St_{2,5} 25 K₂₀ 25 St_{1,5}	15 St_{2,5} 55 K₂₀
G3	30 St_{2,5}	15 St_{2,5} 25 St_{1,5}	20 St_{2,5} 30 K₂₀	15 St_{2,5} 25 K₂₀ 20 St_{1,5}	15 St_{2,5} 40 K₂₀
G2	25 St_{2,5}	nie stosuje się	15 St_{2,5} 20 K₂₀	nie stosuje się	nie stosuje się
G1	15 St_{2,5}	nie stosuje się	nie stosuje się	nie stosuje się	nie stosuje się

Tablica 3.50. Zestaw proponowanych układów warstw wzmacniających dla wymaganej wartości modułu podłoża równej 100 MPa

Kategoria podłoża gruntowego	Rodzaj i grubości układu warstw wzmacniających, cm:				
	St _{2,5}	St _{2,5} + St _{1,5}	St _{2,5} +K ₂₀	St _{2,5} +K ₂₀ +St _{1,5}	St _{2,5} +Wym. K ₂₀
G4	30 St_{2,5}	15 St_{2,5} 30 St_{1,5}	20 St_{2,5} 30 K₂₀	15 St_{2,5} 20 K₂₀ 25 St_{1,5}	15 St_{2,5} 45 K₂₀
G3	25 St_{2,5}	15 St_{2,5} 20 St_{1,5}	15 St_{2,5} 25 K₂₀	15 St_{2,5} 20 K₂₀ 20 St_{1,5}	nie stosuje się
G2	20 St_{2,5}	nie stosuje się	15 St_{2,5} 15 K₂₀	nie stosuje się	nie stosuje się
G1	nie stosuje się	nie stosuje się	nie stosuje się	nie stosuje się	nie stosuje się

Tablica 3.51. Zestaw proponowanych układów warstw wzmacniających dla wymaganej wartości modułu podłoża równej 80 MPa

Kategoria podłoża gruntowego	Rodzaj i grubości układu warstw wzmacniających, cm:			
	$St_{2,5}$	$St_{2,5} + St_{1,5}$	$St_{2,5}+K_{20}$	$St_{1,5}$
G4	25 $St_{2,5}$	15 $St_{2,5}$ 15 $St_{1,5}$	15 $St_{2,5}$ 25 K_{20}	40 $St_{1,5}$
G3	20 $St_{2,5}$	nie stosuje się	nie stosuje się	30 $St_{1,5}$
G2	15 $St_{2,5}$	nie stosuje się	nie stosuje się	nie stosuje się
G1	nie stosuje się	nie stosuje się	nie stosuje się	nie stosuje się

Oznaczenia zastosowanych skrótów:

- $St_{2,5}$** - stabilizacja spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 1,5$ MPa,
 $St_{1,5}$ - stabilizacja spoiwem hydraulicznym lub innym spoiwem zapewniającym wymaganą wartość wytrzymałości na ściskanie $R_m = 1,5$ MPa,
 K_{20} - kruszywo naturalne o wskaźniku nośności $CBR > 20\%$

Wymagany poziom wzrostu modułu odkształcenia E_2 Grupa nośności podłoża gruntowego	120 MPa	100 MPa	80 MPa
G4	40 St 2,5 20 St 2,5 30 St 1,5 25 St 2,5 40 K₂₀ 15 St 2,5 25 K₂₀ 25 St 1,5 15 St 2,5 55 K₂₀	30 St 2,5 15 St 2,5 30 St 1,5 20 St 2,5 30 K₂₀ 15 St 2,5 20 K₂₀ 25 St 1,5 15 St 2,5 45 K₂₀	25 St 2,5 15 St 2,5 15 St 1,5 15 St 2,5 25 K₂₀ 40 St 1,5
G3	30 St 2,5 15 St 2,5 25 St 1,5 20 St 2,5 30 K₂₀ 15 St 2,5 25 K₂₀ 20 St 1,5 15 St 2,5 40 K₂₀	25 St 2,5 15 St 2,5 20 St 1,5 15 St 2,5 25 K₂₀ 15 St 2,5 20 K₂₀ 20 St 1,5	20 St 2,5 30 St 1,5
G2	25 St 2,5 15 St 2,5 20 K₂₀	20 St 2,5 15 St 2,5 15 K₂₀	15 St 2,5
G1	15 St 2,5		

Rys. 3.43. Zestawienie proponowanych nowych układów warstw wzmacniających

3.3.5. Platforma robocza z kruszywa naturalnego o CBR>60%

Zamiana platformy roboczej z gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym marki $R_m=2,5$ MPa na warstwę z kruszywa o CBR>60% jest możliwa. Przeprowadzone dotychczasowe analizy obliczeniowe (nie załączone do opracowania) pozwalają na taką zamianę, lecz nie w każdym przypadku jest to jednoznaczne. Duży wpływ ma nieliniowość materiałów niezwiązanych, zatem niezbędne są dodatkowe analizy, które zostaną przeprowadzone w kolejnym III etapie pracy.

3.3.5. Aktualizacja podziałów gruntów w obecnym Katalogu pod kątem nowej europejskiej normy gruntowej

Zgodnie z nową normą europejską PN-EN ISO 14688-1, 2 „Badania geotechniczne. Oznaczenie i klasyfikowanie gruntów. Część 1: Oznaczenie i opis; Część 2: Zasady klasyfikowania” z czerwca 2006r. nastąpiła zmiana oznaczeń i klasyfikacji gruntów. W normie podano nowe, ustalone symbole klasyfikacji i odpowiadające im nazwy gruntów w zależności od zawartości poszczególnych frakcji. Nowa klasyfikację gruntów przedstawiono w tablicy 3.52.

Tablica 3.52. Nowa klasyfikacja gruntów zgodnie z normą europejską PN-EN ISO 14688-część 1 i 2

Lp.	Rodzaj gruntu	Symbol	Zawartość frakcji [%]			
			Cl (fi)	Si (fiI)	Sa (fp)	Gr (fz)
1	Żwir	Gr	do 3	0 - 15	0 – 20	80 – 100
2	Żwir piaszczysty	saGr	do 3	0 - 15	20 – 50	50 – 80
3	Piasek ze żwirem (pospółka)	grSa	do 3	0 - 15	50 - 80	20 – 50
4	Piasek drobny Piasek średni Piasek gruby	F M Sa C	do 3	0 - 15	85 – 100	0 – 20
5	Żwir pylasty Żwir ilasty (pospółka ilasta)	siGr clGr	do 3	15 – 40	0 – 20	40 – 85
6	Żwir pylasto-piaszczysty Żwir piaszczysto-pylasty (pospółka ilasta)	sasiGr sisaGr	do 3	15 – 40	20 – 45	40 – 65
7	Piasek pylasty ze żwirem	grsiSa grclSa	do 3	15 – 40	40 – 65	20 – 40
8	Piasek zapyłony (zasilony)	siSa clSa	do 3	15 – 40	40 – 85	0 – 20
9	Żwir ilasty pył ze żwirem	grSi grclSi siGr	0 – 8	40 – 80	0 – 20	20 – 60

Cd tab. 3.52

10	Glina	Glina pylasta	sacI Si	8 – 17	33 – 72	20 – 60	
		Glina ilasta	sasi Cl	8 – 31	25 – 65	20 – 60	
11	Pył		Si	0 – 10	72 – 100	0 – 20	
12	Pył ilasty		cl Si	8 – 20	65 – 90	0 – 20	
13	Ił		Cl	25 – 60	0 – 60	0 – 40	
14	Ił pylasty		si Cl	20 – 40	48 – 80	0 – 20	
15	Grunty różne Symbole zwietrzelin dla			10 – 30	20 – 40	30 – 40	20 – 40
16					20 – 40	20 – 40	30 – 40
17						10 – 30	40 – 60
		Grunty organiczne	Or				

W odniesieniu do tablicy 5 z obecnego KTKNPiP 1997 zatytułowanej: „Podział gruntów pod względem wysadzinowości” (str. 16) w tablicy 3.53 podano nowe nazwy i symbole gruntów odpowiadające starym określeniom.

Tablica 3.53. Propozycja aktualizacji tablicy 5 KTKPiP 1997 w oparciu o nowe nazwy i symbole gruntów według PN-EN ISO 14688-część 1 i 2

Lp	Wyszczególnienie właściwości	Jednostki	Grupy gruntów		
			Niewysadzinowe	Wątpliwe	Wysadzinowe
1	Rodzaj gruntu		-żwir [Gr] -żwir piaszczysty [saGr] -piasek ze żwirem (pospółka) [grSa] -piasek drobny [FSa] -piasek średni [MSa] -piasek gruby [CSa]	-żwir pylasty [siGr] -żwir ilasty (pospółka ilasta) [siGr] -żwir pylasto-piaszczysty [sasiGr] -żwir piaszczysto-pylasty (pospółka ilasta) [sisaGr] -piasek pylasty ze żwirem [grsiSa] -piasek zapyłony [siSa]	-pył ze żwirem [grclSi] -ił [Cl] -ił pylasty [siCl] -glina pylasta [sacI Si] -glina ilasta [sasi Cl] -pył [Si] -pył ilasty [cl Si]
2	Zawartość cząstek ≤0,075 mm ≤0,02 mm	%	< 15 < 3	od 15 do 30 od 3 do 10	> 30 > 10
3	Wskaźnik piaszkowy WP		> 35	od 25 do 35	< 25

Analogicznie w odniesieniu do tablicy 6 KTKNPiP 1997 pt. „Grupy nośności podłoża nawierzchni G_i w zależności od warunków wodnych” proponuje się aktualizację nazw i symboli gruntów. Aktualizację tą przedstawiono w tablicy 3.54.

Tablica 3.54. Propozycja aktualizacji tablicy 6 KTKPiP 1997 w oparciu o nowe nazwy i symbole gruntów według PN-EN ISO 14688-część 1 i 2

Lp.	Rodzaj gruntów podłoża	Grupa nośności podłoża nawierzchni G_i , gdy warunki wodne są		
		dobrze	przeciętne	złe
1	<u>Grunty niewysadzinowe:</u> • żwir [Gr] , żwir piaszczysty [saGr] • piasek ze żwirem (pospółka) [grSa] • piaski grube [CSa], średni [MSa] i drobny [FSa]	G1	G1	G1
2	<u>Grunty wątpliwe:</u> • piasek pylasty ze żwirem [grsiSa] • piasek zapylony [siSa], żwir pylasty [siGr], żwir ilasty [siGr] • żwir piaszczysto- pylasty [sisaGr], żwir pylasto piaszczysty [sasiGr]	G2	G2	G3
3	<u>Grunty wysadzinowe:</u> • pył ze żwirem • ił, ił pylasty • glina pylasta, glina ilasta • pył, pył ilasty	G3	G4	G4
* w stanie bardzo zwartym, zwartym lub twardoplastycznym ($IL \leq 0,25$ lub $I_c \geq 0,75$); grunty w stanie miękkooplastycznym lub plastycznym wymagają indywidualnej oceny				

4. Analiza pomiarów obciążenia dróg pojazdami ciężarowymi na podstawie danych ze stacji automatycznego ważenia pojazdów

4.1. Wprowadzenie

4.1.1. Przedmiot analizy

Przedmiotem opracowania jest analiza pomiarów z ważenia pojazdów na drodze krajowej nr 4 w miejscowości Wola Dębińska w obu kierunkach: do Krakowa i Tarnowa oraz na drodze krajowej nr 11 w miejscowości Gołkowice (koło Byczyny) tylko w jednym kierunku do Bytomia. Analizę przeprowadzono dla danych z dni roboczych września 2010 r.

4.2. Opis analizy danych

Na podstawie rozpoznania pojazdu oraz informacji o ciężarach poszczególnych osi, odległości między nimi jak również masie całego pojazdu wykonano dla każdej ze stacji następujące obliczenia i analizy:

- rozpoznania typów pojazdów (sylwetek),
- struktury rodzajowej ruchu,
- procentowego udziału poszczególnych typów pojazdów w danej grupie,
- rozkładu masy każdej typu pojazdów,
- udziału pojazdów przeciążonych,
- średniego współczynnika równoważności osi, obliczonego według wzoru „czwartej potęgi” dla każdego typu pojazdu oraz dla całej grupy,
- wpływu oddziaływania pojazdów o danego typu w całkowitej szkodzie zmęczeniowej nawierzchni,

Obliczeń i analizy dokonywano dla każdego dnia z osobna, następnie zbierając informacje z poszczególnych dni, otrzymano wynik dla całego miesiąca. Obliczenia wykonano tylko dla dni roboczych.

4.2.1. Struktura plików wejściowych

Dane zostały dostarczone w formie elektronicznej - pliki tekstowe (.txt). W plikach zamieszczono w postaci tabelarycznej informacje m.in. o:

- liczbie osi,
- masie całkowitej pojazdu,
- ciężarze poszczególnych osi i odległości między nimi,
- rodzaju pojazdu,
- prędkości,
- czasie dokonania pomiaru,

- kierunku, w którym poruszał się pojazd.

Rozpoznanie pojazdów odbywa się automatycznie, za pomocą zebrania danych z pętli indukcyjnych i przetworzeniu ich według specjalnych algorytmów. W wyniku przeprowadzonej analizy rozpoznania każdy pojazd otrzymuje kod, który kwalifikuje go do jednej z grup pojazdów:

- samochody osobowe,
- samochody dostawcze,
- samochody ciężarowe,
- samochody z przyczepą,
- ciągniki siodłowe z naczepą,
- autobusy,
- inne.

Urządzenia pomiarowe stacji w Woli Dębińskiej klasyfikują pojazdy jedynie na grupy (nie są rozpoznawane typy pojazdów), natomiast stacja w Byczynie przypisuje kod każdemu typowi pojazdu, lecz nie rozróżnia grupy samochodów osobowych od grupy pojazdów dostawczych.

4.2.2. Kwalifikacja pojazdów do poszczególnych grup oraz rozpoznanie typów pojazdów

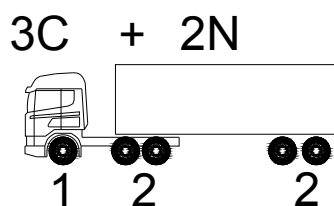
Pojazdy zostały przypisane do poszczególnych grup na podstawie rozpoznania na stacjach pomiarowych. Wyodrębniono pięć grup pojazdów:

- samochody osobowe
- samochody dostawcze
- samochody ciężarowe oraz ciągniki siodłowe bez naczepy
- samochody ciężarowe z przyczepą oraz ciągniki siodłowe z naczepą
- autobusy

Rozpoznanie typów pojazdów (sylwetek) przeprowadzono dla obu stacji na podstawie informacji o odległości pomiędzy poszczególnymi osiami. Za oś pojedynczą uznano taką, której odległość do sąsiadującej osi wynosi ponad 1,8 metra. Osie, między którymi dystans nie przekracza 1,8 metra sklasyfikowano jako osie wielokrotne. Każdemu pojazdowi przypisany został kod sylwetki, powstały z połączenia cyfr, opisujących rodzaj kolejnej osi w pojeździe. Cyfry oznaczają odpowiednio:

1. oś pojedyncza,
2. oś podwójna,
3. oś potrójna,
4. oś poczwórna.

Dla przykładu 3C + 2N – trzyosiowy ciągnik siodłowy i dwuosiowa naczepa określone zostały kodem 122, bo kolejne osie w tym pojeździe to:



Rysunek 4.1. Oś pojedyncza 1, oś podwójna 2, oś podwójna 2

4.2.3. Sposób wyznaczenia struktury rodzajowej ruchu oraz procentowego udziału poszczególnych typów pojazdów w grupie

Strukturę rodzajową przedstawiono jako procentowy udział danej grupy pojazdów rozpoznanych na stacji w stosunku do wszystkich pojazdów zarejestrowanych na danej stacji. Podobnie procentowy udział poszczególnych typów pojazdów wyraża stosunek ilości pojazdów o danym kodzie sylwetki w stosunku do wszystkich pojazdów w grupie. Sylwetkom niesklasyfikowanym bądź występującym bardzo rzadko przypisano oznaczenie „inne” i nie uwzględniono ich w kolejnych obliczeniach. Ich wpływ na wynik jest pomijalnie mały. Strukturę rodzajową oraz udział poszczególnych typów pojazdów w grupie przedstawiono w formie wykresu kołowego.

4.2.4. Sposób wyznaczenia rozkładu ciężarów poszczególnych typów

Każdy pojazd został przypisany według masy całkowitej do odpowiedniego przedziału. Przedział wynosi 2 tony (20kN), sporządzono 25 przedziałów: 0-2, 2-4... 48-50 oraz przedział >50. Następnie obliczono udział pojazdów zakwalifikowanych do danego przedziału w stosunku do wszystkich pojazdów danego typu. Wynik przedstawiono w formie wykresu kolumnowego, gdzie na osi poziomej zaznaczono przedziały ciężarów, a na osi pionowej udział procentowy pojazdów o danym ciężarze.

4.2.5. Wyznaczenie udziału pojazdów przeciążonych

Pojazdy przeciążone sklasyfikowano według dwóch grup, o przekroczonej dopuszczalnej masie (Tablica 4.1.) i o przekroczonym dopuszczalnym nacisku na oś (Tablica 4.2 i Tablica 4.3.). Podstawą do sklasyfikowania pojazdu jako przeciążony było Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 31 grudnia 2002r, w sprawie warunków technicznych pojazdów oraz zakresu ich niezbędnego wyposażenia (Dz.U. nr 32 z 26 lutego 2003r.). Wyniki przedstawiono w formie tabeli, z wyszczególnionymi najczęściej występującymi typami pojazdów.

Tablica 4.1. Dopuszczalne masy pojazdów ciężarowych o danej sylwetce

Grupa pojazdów	Dopuszczalna masa [t]	Typ pojazdu	Grupa pojazdów	Dopuszczalna masa [t]	Typ pojazdu
Ciężarowe	18	11	Autobusy	18	11
	26	12		26	12
	32	22		28	111
Ciężarowe z przyczepą	28	111	Ciągniki siodłowe z naczepą	18	11
	36	112		26	12
	40	113		28	111
	36	1111		36	112
	40	1112		40	113
	40	1122		36	121
	36	121		40	122
	40	122		40	123
	40	1211		40	124
	40	1212		40	114
	40	2211			
	40	2212			

Ponieważ masa dopuszczalna może zależeć od rodzaju przewożonego ładunku (dla ciągników siodłowych z naczepą o sylwetce 113 lub 123 wynosi 40 ton lub 44 tony dla ładunków przewożonych w transporcie kombinowanym – kontener ISO 40ft), czego nie jesteśmy w stanie stwierdzić na podstawie danych z ważenia, przyjęto niższą wartość dopuszczalnej masy, przez co udział pojazdów przeciążonych może nieznacznie odbiegać od stanu rzeczywistego.

Tablica 4.2. Dopuszczalne naciski na oś pojazdu silnikowego

Pojazd silnikowy	Nacisk oś pojedynczej nienapędowej [kN]			
	100			
	Osie podwójne nienapędowe			
	Całkowity nacisk zespołu osi [kN]	Nacisk osi 1 [kN]	Odległość między osiami [dm]	Nacisk osi 2 [kN]
	110	55	10	55
	160	80	13	80
	180	90	18	90
	Nacisk osi pojedynczej napędowej [kN]			
	115			
	Osie podwójne napędowe			
	Całkowity nacisk zespołu osi [kN]	Nacisk osi 1 [kN]	Odległość między osiami [dm]	Nacisk osi 2 [kN]
	115	57,5	10	57,5
	160	80	13	80
	190	95	18	95

Tablica 4.3. Dopuszczalne naciski na oś przyczepy/naczepy

Przyczepa / naczepa	Nacisk osi pojedynczej [kN]					
	100					
	Osie podwójne					
	Całkowity nacisk zespołu osi [kN]	Nacisk osi 1 [kN]	Odległość między osiami [dm]	Nacisk osi 2 [kN]		
	110	55	10	55		
	160	80	13	80		
	180	90	18	90		
	Osie potrójne					
	Całkowity nacisk zespołu osi [kN]	Nacisk osi 1 [kN]	Odległość między osiami [dm]	Nacisk osi 2 [kN]	Odległość między osiami [dm]	Nacisk osi 3 [kN]
	210	70	13	70	13	70
	240	80	14	80	14	80

Dopuszczalny ciężar osi napędowych zależy od zawieszenia (klasyczne lub pneumatyczne) jak również od rodzaju kół (pojedyncze lub bliźniacze), czego nie

jesteśmy w stanie stwierdzić bazując na danych ze stacji pomiarowej, dlatego bazując na ogólnym rozeznaniu przyjęto, że wszystkie pojazdy posiadają zawieszenie pneumatyczne, a osie napędowe są wyposażone w koła bliźniacze.

4.2.6. Proces obliczeń średniego współczynnika równoważności osi dla grup pojazdów

Współczynnik równoważności osi jest to stosunek niszczącego wpływu, jaki wywiera na nawierzchnię pojedyncze przejście rozpatrywanej osi rzeczywistej, do niszczącego wpływu, jaki na tę samą nawierzchnię wywiera pojedyncze przejście wybranej standartowej osi porównawczej.

$$F_j = \frac{d_j}{d_s} \quad (4-1)$$

gdzie:

d_j – jednostkowa szkoda zmęczeniowa nawierzchni spowodowana przejściem osi rzeczywistej,

d_s – jednostkowa szkoda zmęczeniowa nawierzchni spowodowana przejściem osi standartowej.

Bazując na danych o obciążeniu osi i kodzie sylwetki, dla każdego pojazdu obliczono współczynnik równoważności osi zgodnie ze wzorem 4-tej potęgi:

$$F_j = \left(\frac{Q_j}{Q_s} \right)^4 \quad (4-2)$$

gdzie:

Q_j – obciążenie osi rzeczywistej,

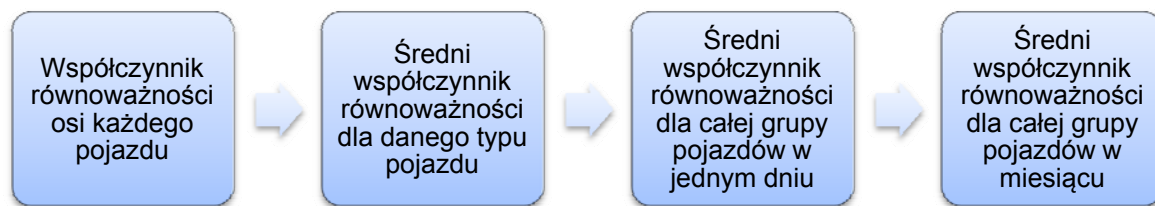
Q_s – obciążenie osi standartowej.

Obliczenia wykonano dla dwóch osi standardowych: 100 kN oraz 115 kN. Obciążenie Q_s przyjmuje wartości podane w tablicy, w zależności od krotności osi oraz od osi porównawczej. Przeprowadzono dwa warianty obliczeń: dla pojazdów o masie powyżej 3,5tony oraz dla wszystkich pojazdów (również tych o masie nie przekraczającej 3,5tony).

Tablica 4.4 Wartości obciążenia osi standartowej Q_s

Nacisk osi standardowych [kN]		
Pojedyncza	Podwójna	Potrójna
100	184	263
115	211	302

Dla każdego typu w danej grupie pojazdów obliczono średni współczynnik równoważności osi (średnia arytmetyczna) dla całej doby. Średni współczynnik równoważności całej grupy pojazdów, np.: grupy pojazdów ciężarowych pojedynczych, obliczono uwzględniając udział poszczególnych typów pojazdów w takiej grupie w danym dniu (średnia ważona). Z obliczonych współczynników w poszczególnych dniach wyznaczono średnią dla całego miesiąca, uwzględniając ilość pojazdów w danym dniu (średnia ważona). Wyniki przedstawiono w formie tabelarycznej, jak również wykresu.



Rysunek 4.2 Proces obliczania średniego współczynnika równoważności osi

4.2.7. Proces obliczania udziału poszczególnych typów pojazdów w całkowitej szkodzie zmęczeniowej nawierzchni - współczynnik agresywności ruchu

Współczynnik agresywności opisuje udział danego typu pojazdu w całkowitej szkodzie zmęczeniowej nawierzchni, wywołanej przez wszystkie rozpatrywane pojazdy ciężarowe. Jest on wyrażony iloczynem średniego współczynnika równoważności osi danego typu pojazdu i jego udziału w całym potoku rozpatrywanych pojazdów.

$$A = \frac{F_i \cdot n_i}{\sum n_i} \quad (4-3)$$

Wyniki przedstawiono w formie wykresu kolumnowego, gdzie na osi poziomej wyszczególniono najczęściej występujące w ruchu drogowym typy pojazdów ciężarowych, natomiast na osi pionowej współczynnik agresywności każdego z nich. Suma wszystkich współczynników agresywności wynosi 100% (całkowita szkoda zmęczeniowa nawierzchni).

4.3. Stacja w Woli Dębińskiej, w ciągu drogi DK4

4.3.1. Lokalizacja i opis stacji

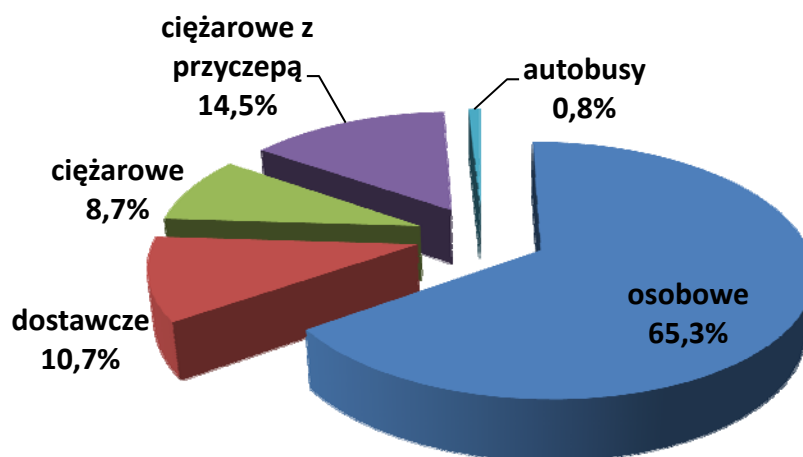
Stacja preselekcyjnego ważenia pojazdów znajduje się w województwie małopolskim, w ciągu drogi krajowej nr 4 na 483 kilometrze koło miejscowości Wola Dębińska. Stacja rejestruje wszystkie pojazdy na bieżąco, 24 godziny na dobę w obu kierunkach (dwa stanowiska preselekcyjne). Stanowiska wyposażone są w zespół czujników wagowych (kvarcowe czujniki nacisku), zespół czujników pętlowych (dla modułu klasyfikacji pojazdów), moduł pomiaru ciężaru, prędkości i typu pojazdu oraz zespół specjalnie wyposażonych kamer CCTV wraz z systemem do wizualnej identyfikacji pojazdów.

4.3.2. Struktura ruchu

Identyfikacja pojazdów na stacji ważenia umożliwiła podział pojazdów na te same grupy, jaki stosuje się przy generalnym pomiarze ruchu. Strukturę rodzajową ruchu dla przekroju drogi, we wrześniu 2010r. przedstawiono w Tablicy 4.5. oraz na rysunku 4.3.

Tablica 4.5 Struktura rodzajowa ruchu w miejscowości Wola Dębińska,
we wrześniu 2010r

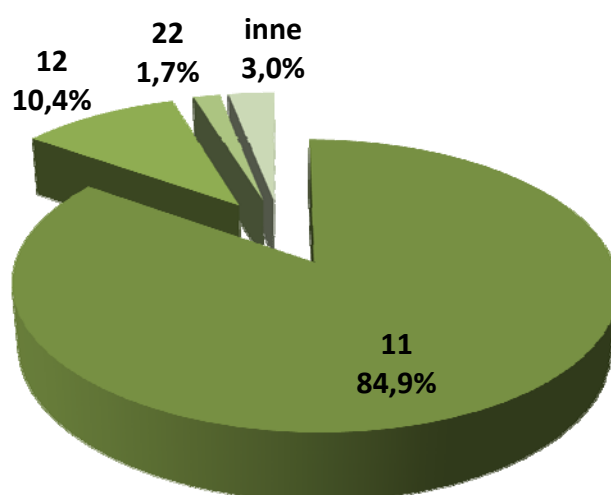
Rodzaj pojazdu	Ilość	Udział [%]
Samochody osobowe	383623	65,3%
Samochody dostawcze	63049	10,7%
Samochody ciężarowe bez przyczepy i ciągniki siodłowe bez naczepy	51365	8,7%
Samochody ciężarowe z przyczepą i ciągniki siodłowe z naczepą	84983	14,5%
autobusy	4774	0,8%
SUMA	587794	100,0%



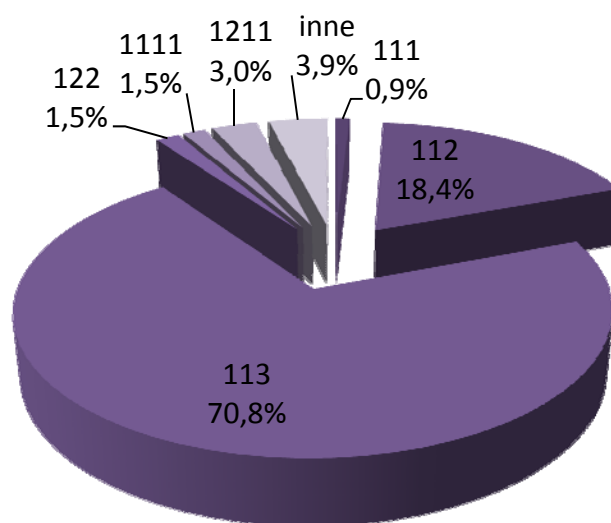
Rysunek 4.3. Struktura rodzajowa ruchu w miejscowości Wola Dębińska

4.3.3. Udział poszczególnych typów pojazdów w grupie

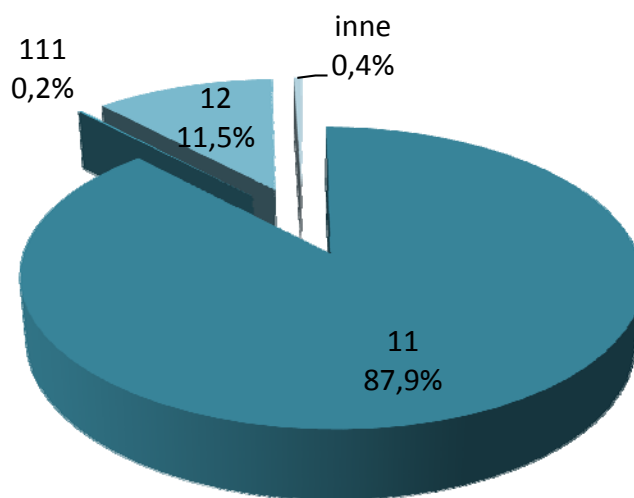
W wyniku dokonanej identyfikacji typów pojazdów obliczono ich udział dla wszystkich trzech grup pojazdów ciężarowych. Na wykresie pokazano sylwetki najczęściej występujące (o udziale powyżej 1%), pozostałe pojazdy sklasyfikowano jako „inne”.



Rysunek 4.4. Udział typów pojazdów w grupie samochodów ciężarowych bez przyczepy oraz ciągników siodłowych bez naczepy – stacja Wola Dębińska



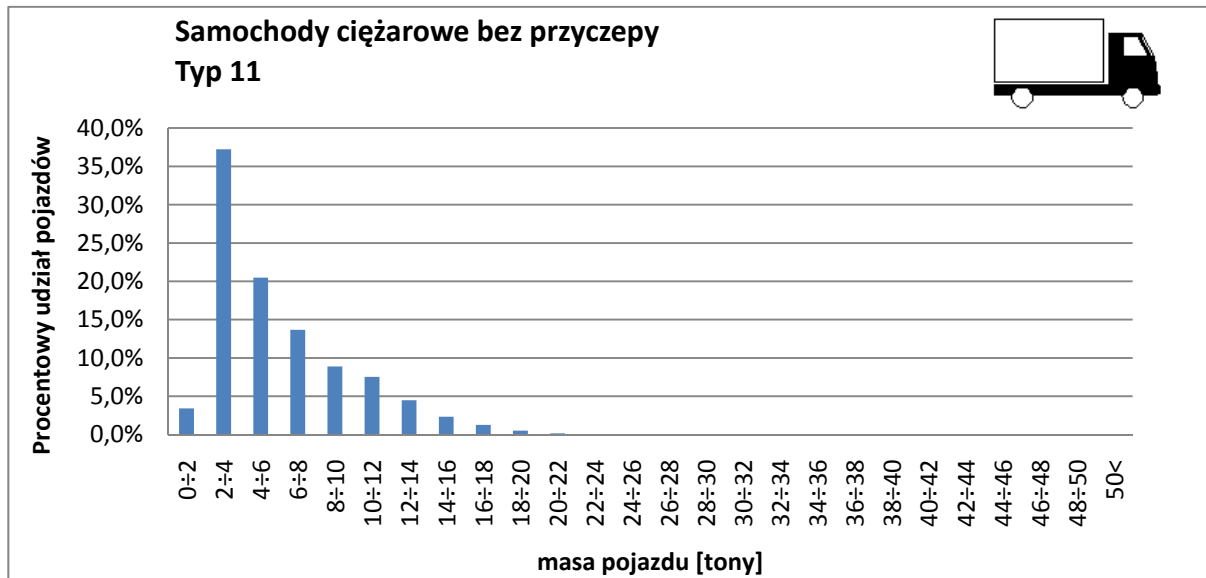
Rysunek 4.5. Udział typów pojazdów w grupie samochodów ciężarowych z przyczepą oraz ciągników siodłowych z naczepą – stacja Wola Dębńska



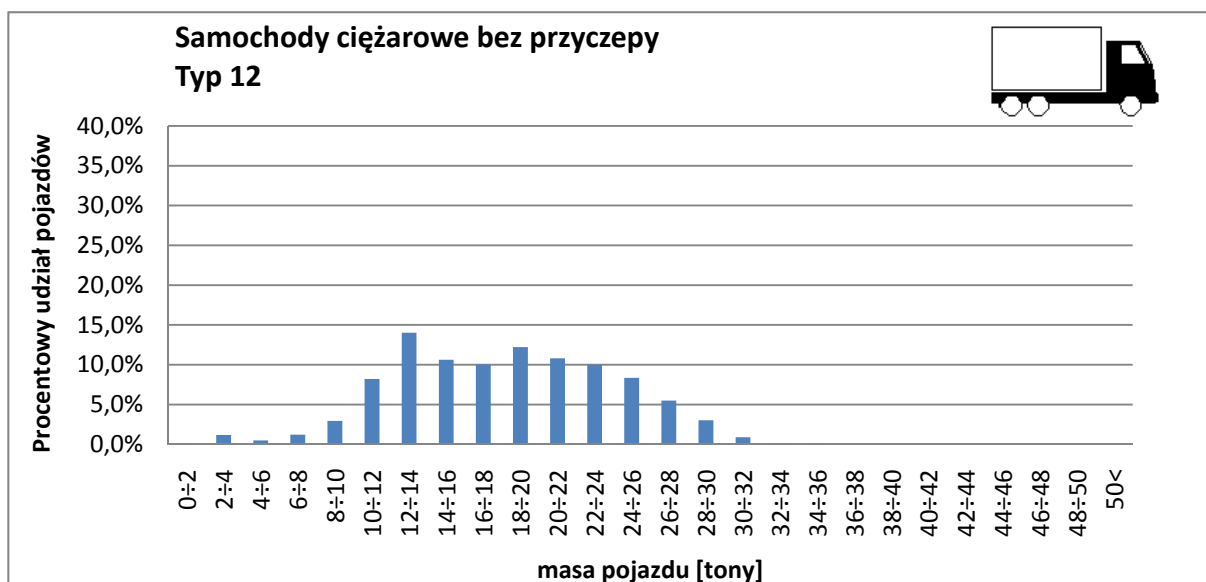
Rysunek 4.6. Udział typów pojazdów w grupie autobusów – stacja Wola Dębńska

4.3.4. Rozkłady mas wybranych typów pojazdów

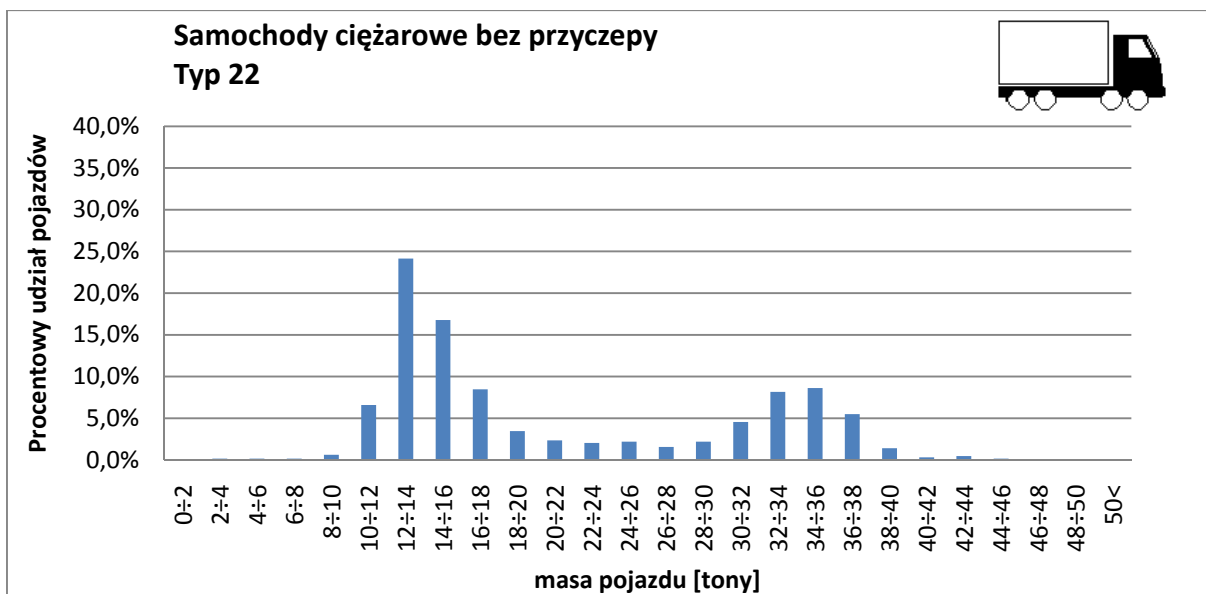
Bazując na informacji o całkowitej masie pojazdu przeprowadzono rozkład masy najczęściej występujących typów pojazdów. Poniżej przedstawiono wykresy rozkładu masy najczęściej występujących sylwetek samochodów ciężarowych bez przyczepy. Dodatkowo na rysunku 4.10. przedstawiono udział pojazdów o masie ponad 3,5 tony w grupie samochodów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy.



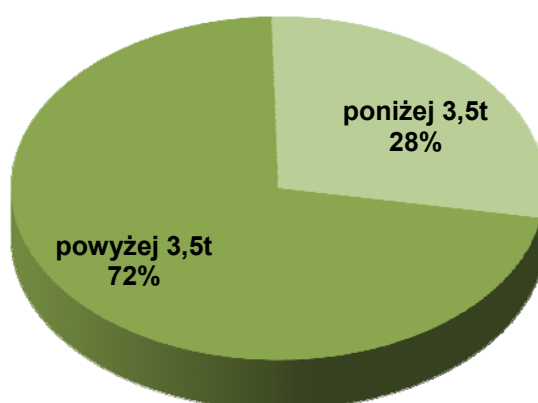
Rysunek 4.7. Rozkład masy samochodów ciężarowych bez przyczepy typu 11 – stacja Wola Dębińska



Rysunek 4.8. Rozkład masy samochodów ciężarowych bez przyczepy typu 12 – stacja Wola Dębińska

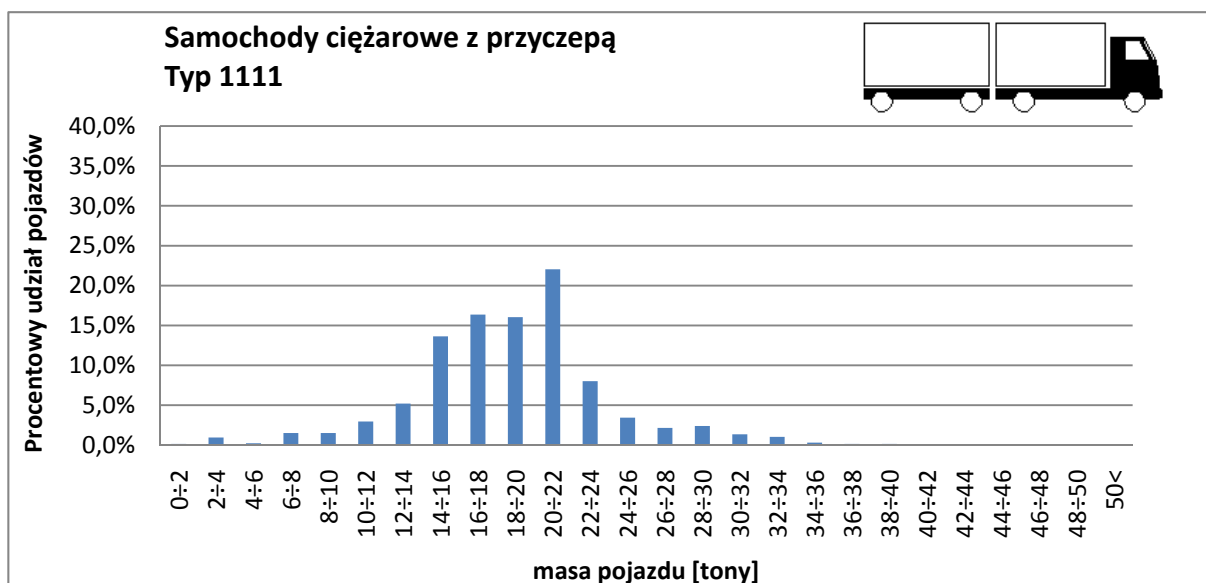


Rysunek 4.9. Rozkład masy samochodów ciężarowych bez przyczepy typu 22 – stacja Wola Dębińska

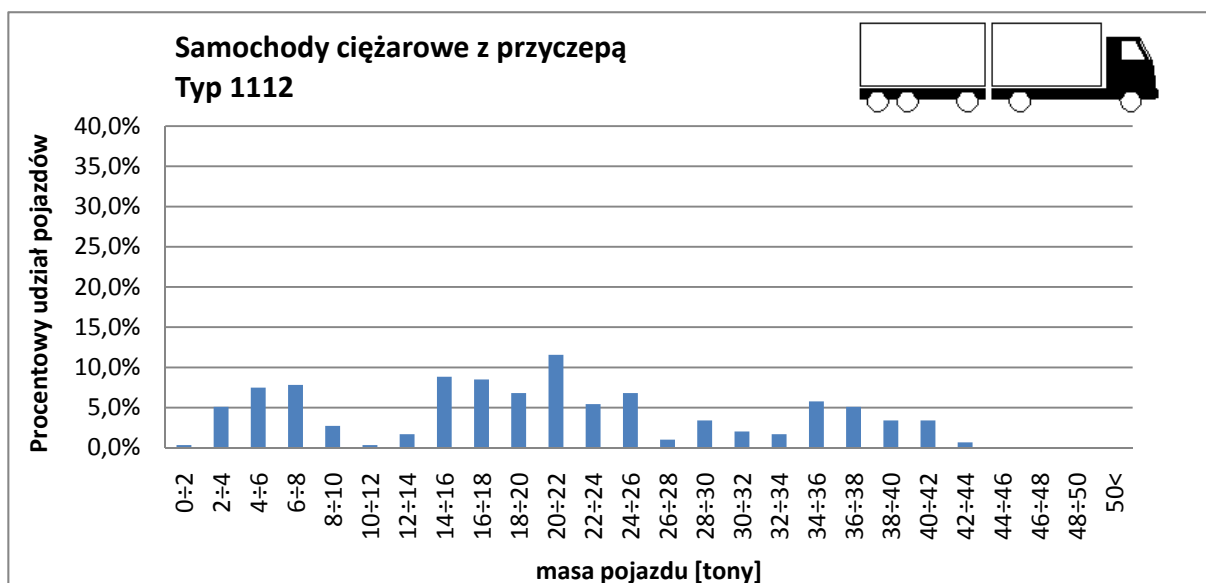


Rysunek 4.10. Udział pojazdów o masie przekraczającej 3,5 tony w grupie Samochodów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy – stacja Wola Dębińska

Na rysunkach 4.11. do 4.20. przedstawiono rozkłady masy najczęściej występujących typów samochodów ciężarowych z przyczepami. Udział pojazdów o masie przekraczającej 3,5 tony stanowi ponad 99% wszystkich pojazdów.



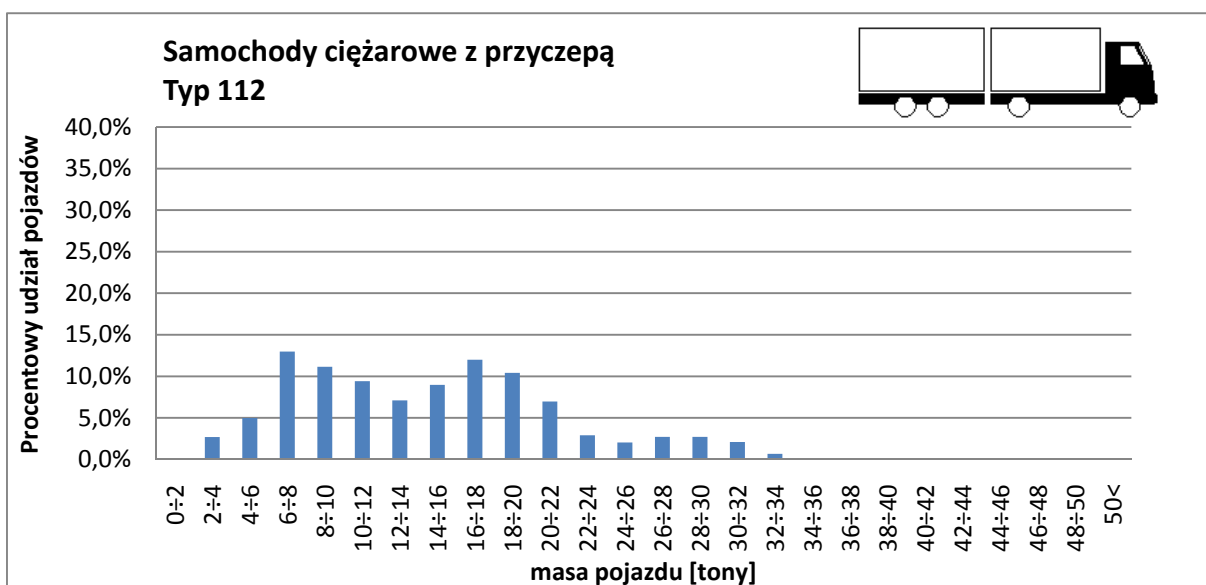
Rysunek 4.114. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 1111 – stacja Wola Dębińska



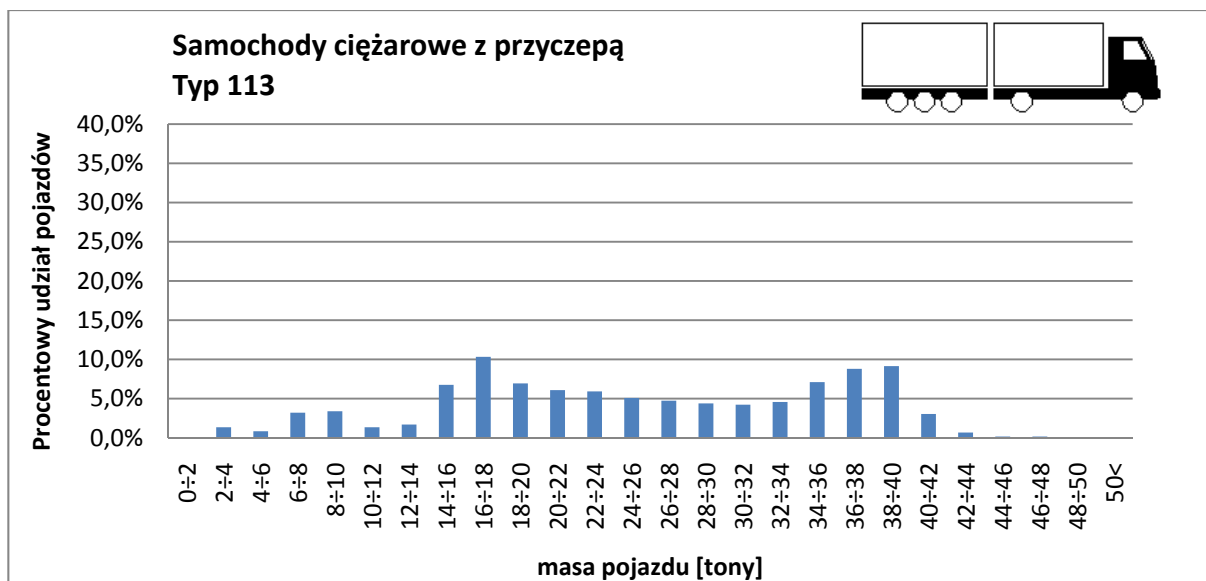
Rysunek 4.12. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 1112 – stacja Wola Dębińska



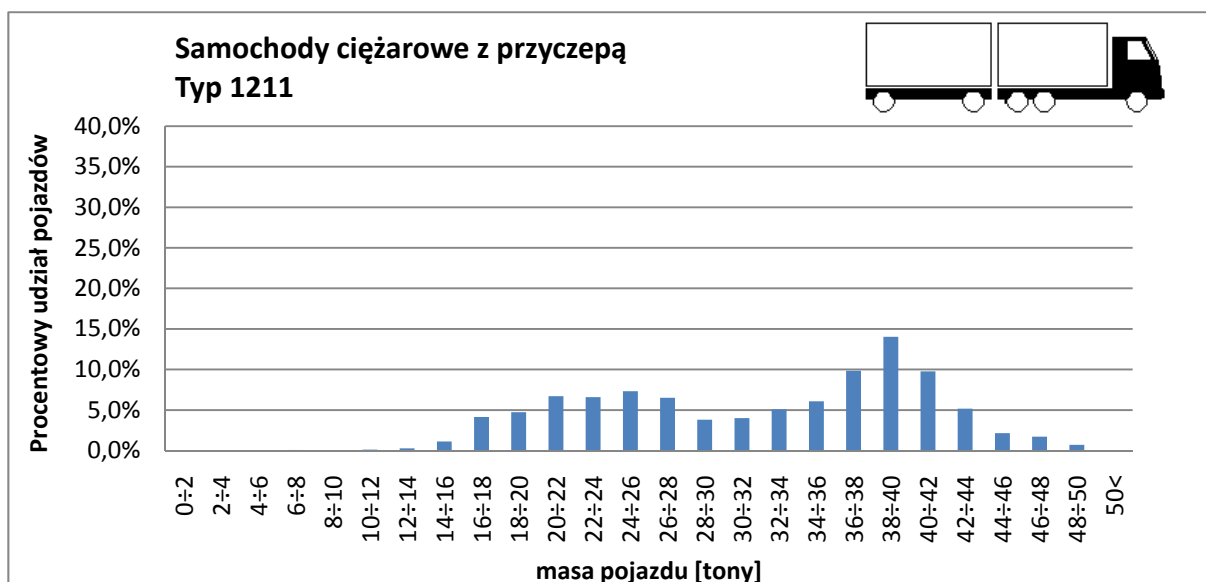
Rysunek 4.13. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 111 – stacja Wola Dębińska



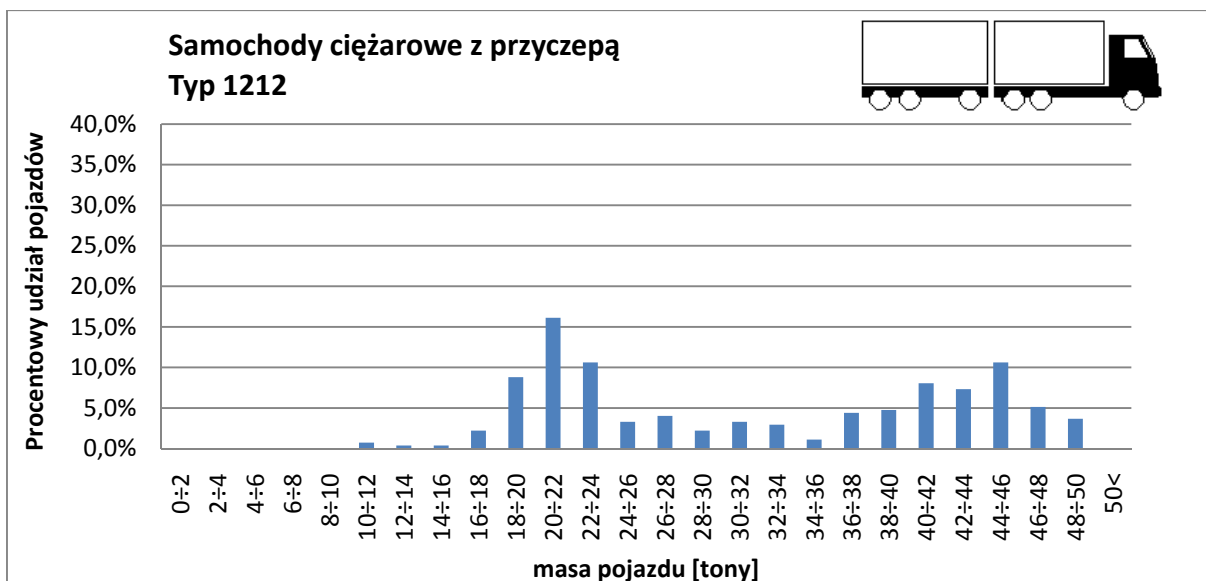
Rysunek 4.14. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 112 – stacja Wola Dębińska



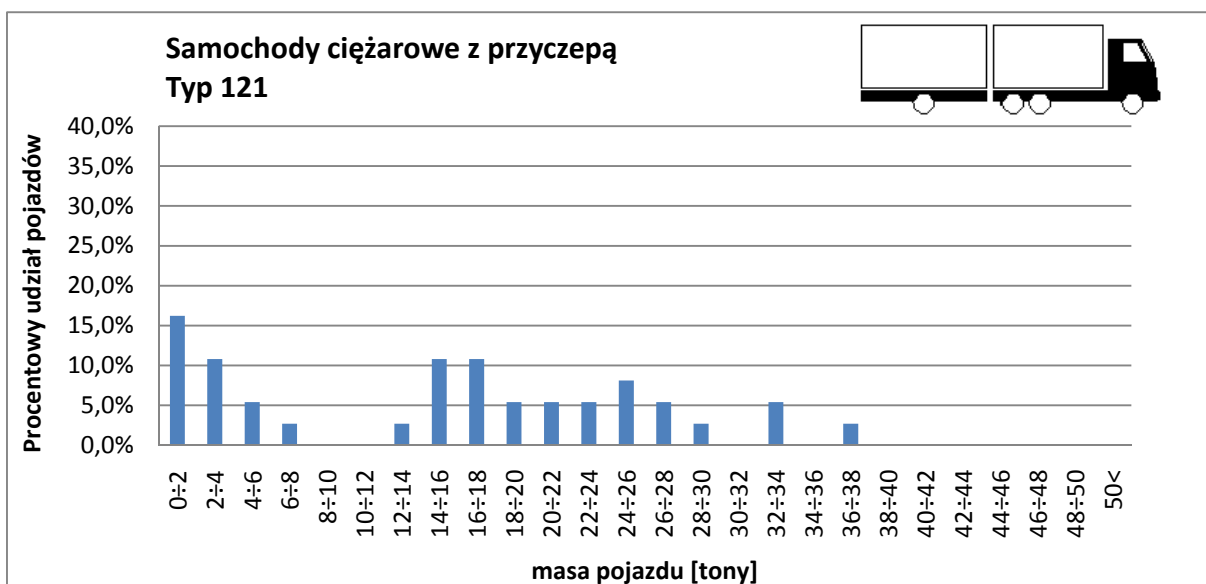
Rysunek 4.15. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 113 – stacja Wola Dębińska



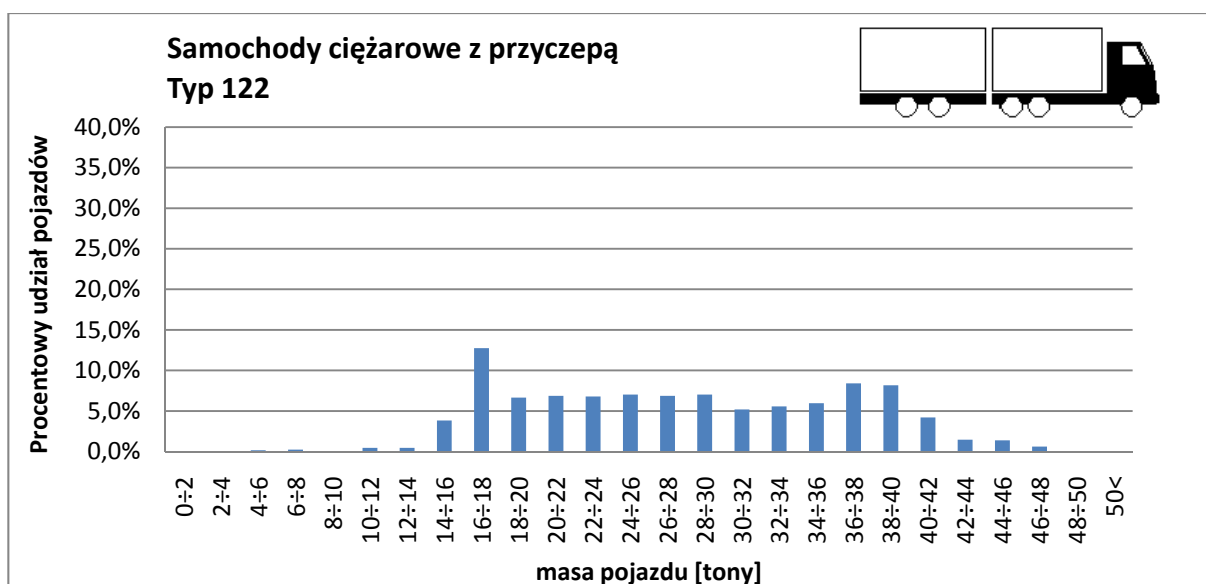
Rysunek 4.16. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 1211 – stacja Wola Dębińska



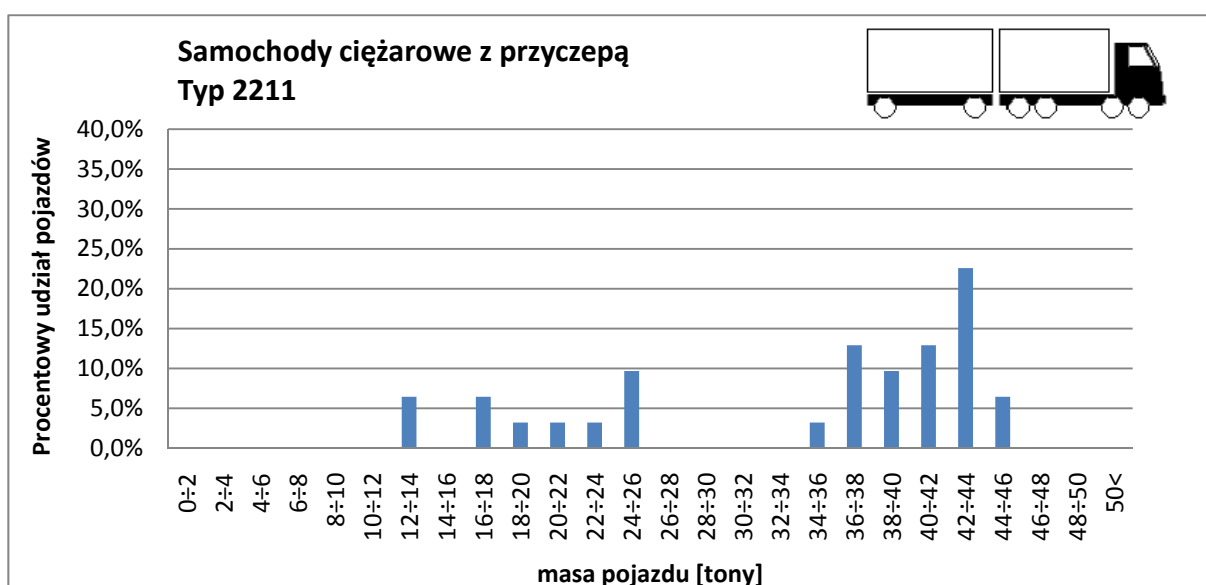
Rysunek 4.17. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 1212 – stacja Wola Dębińska



Rysunek 4.18. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 121 – stacja Wola Dębińska

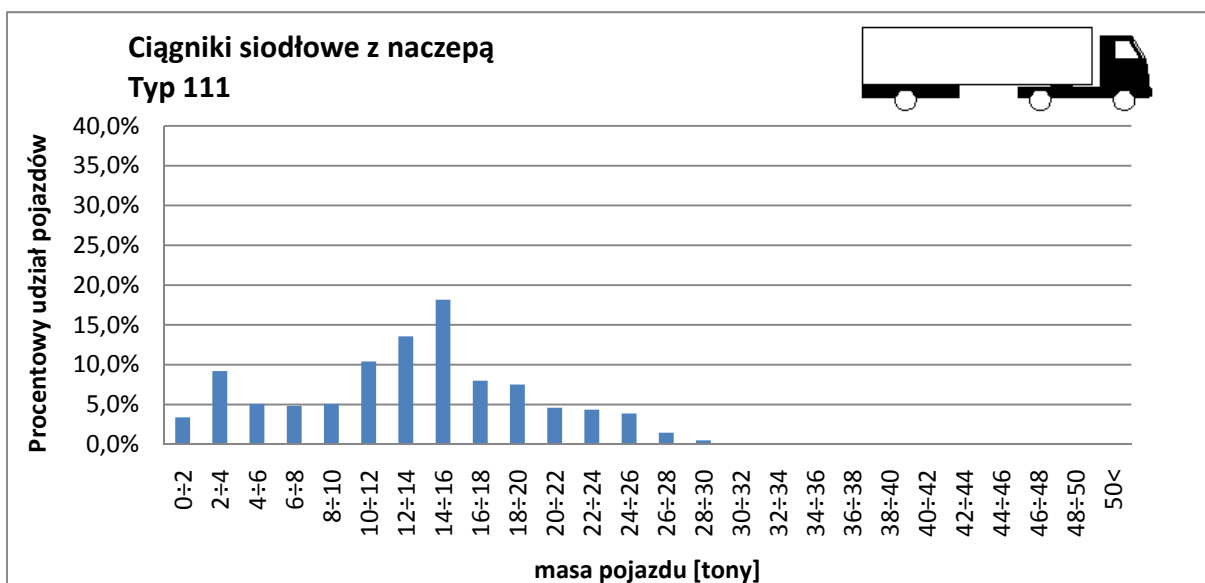


Rysunek 4.19. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 122 – stacja Wola Dębińska

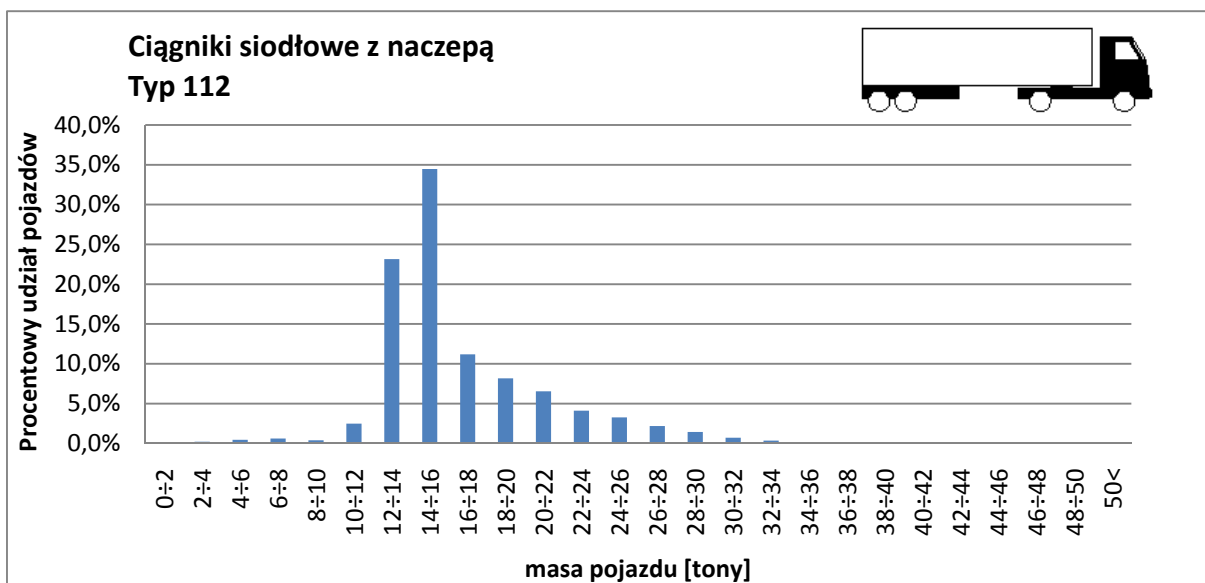


Rysunek 4.20. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 2211 – stacja Wola Dębińska

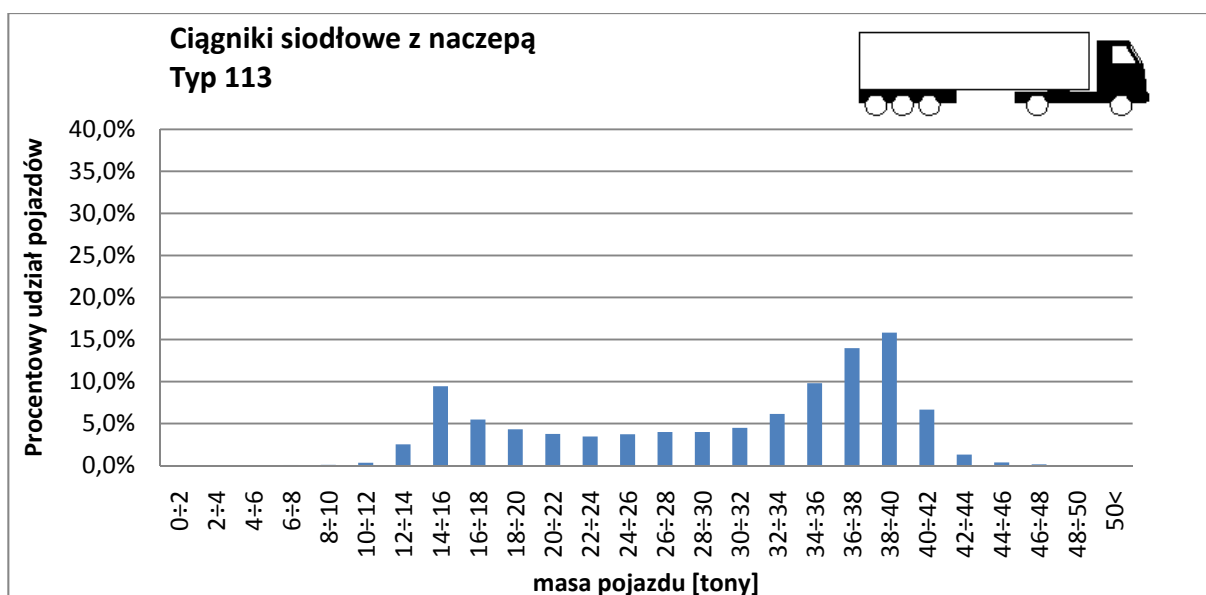
Poniżej przedstawiono wykresy rozkładu masy najczęściej występujących sylwetek ciągników siodłowych z naczepami. Udział pojazdów o masie przekraczającej 3,5 tony stanowi ponad 99% wszystkich pojazdów.



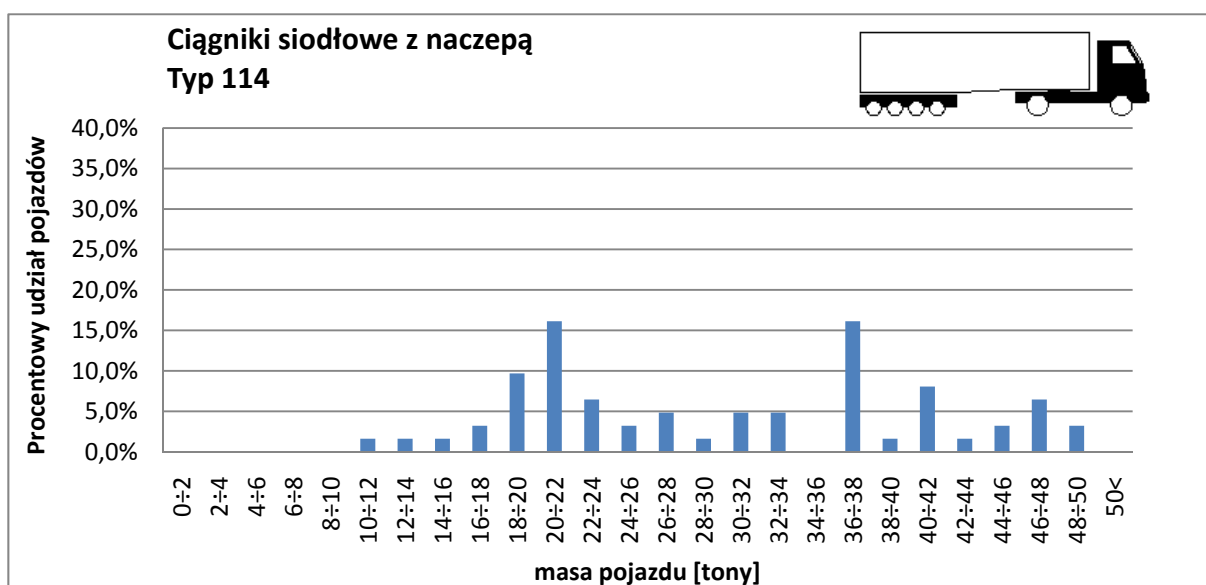
Rysunek 4.21. Rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 111 – stacja Wola Dębińska



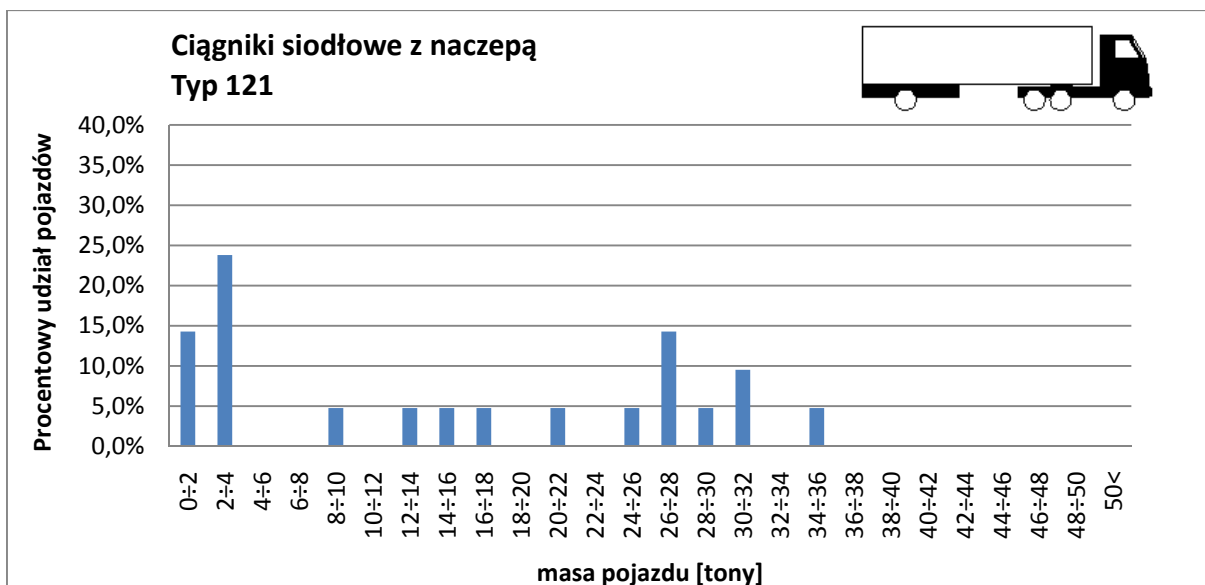
Rysunek 4.22. Rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 112 – stacja Wola Dębińska



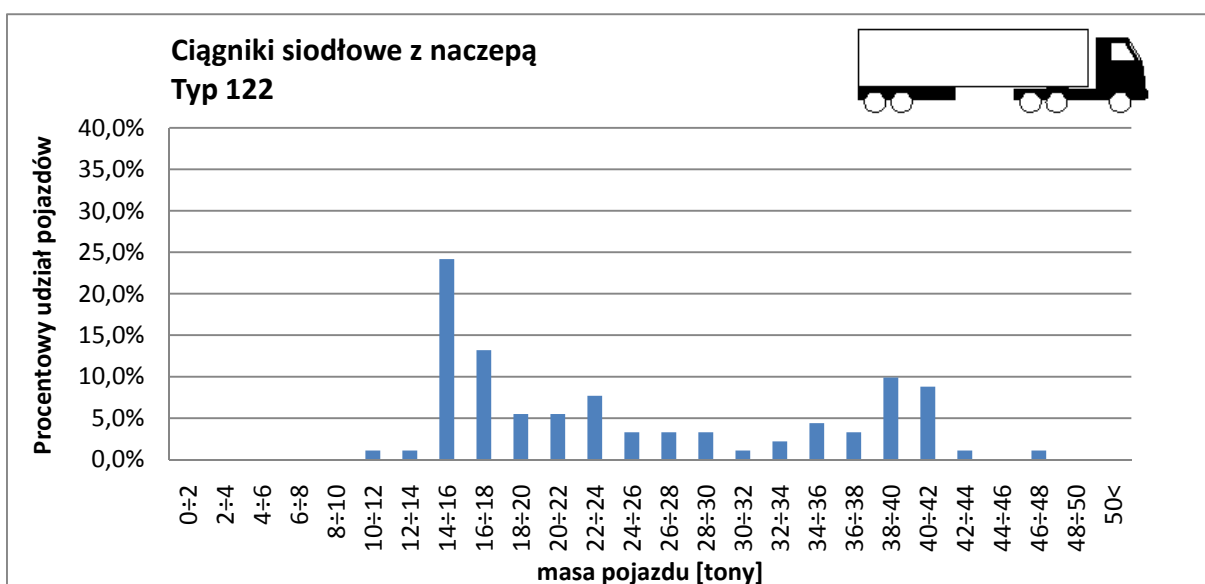
Rysunek 4.23. Rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 113 – stacja Wola Dębińska



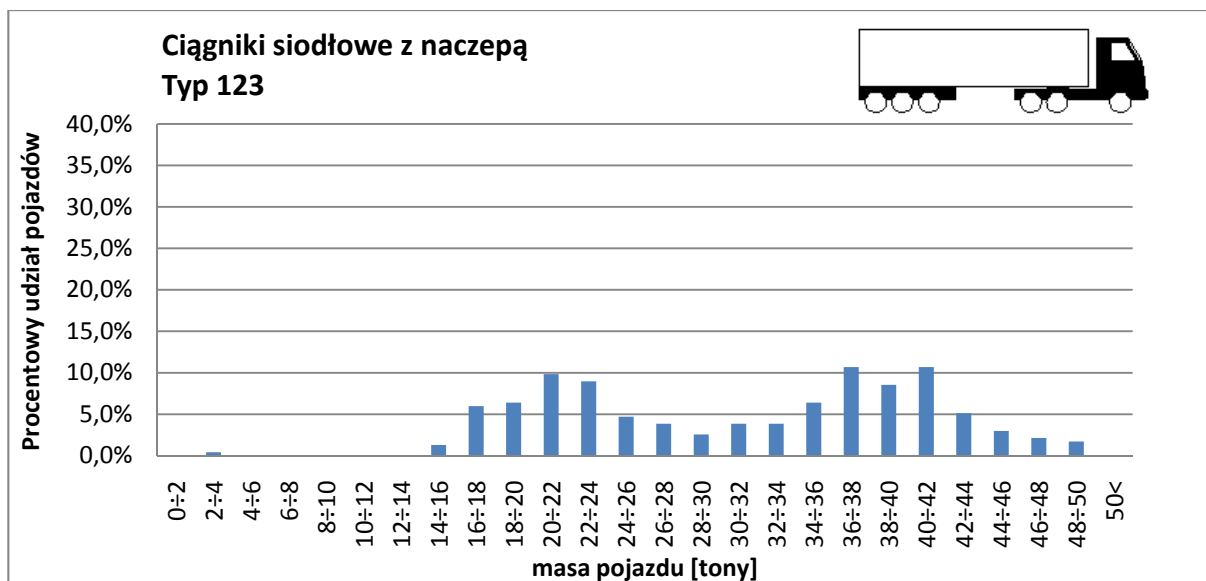
Rysunek 4.24. Rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 114 – stacja Wola Dębińska



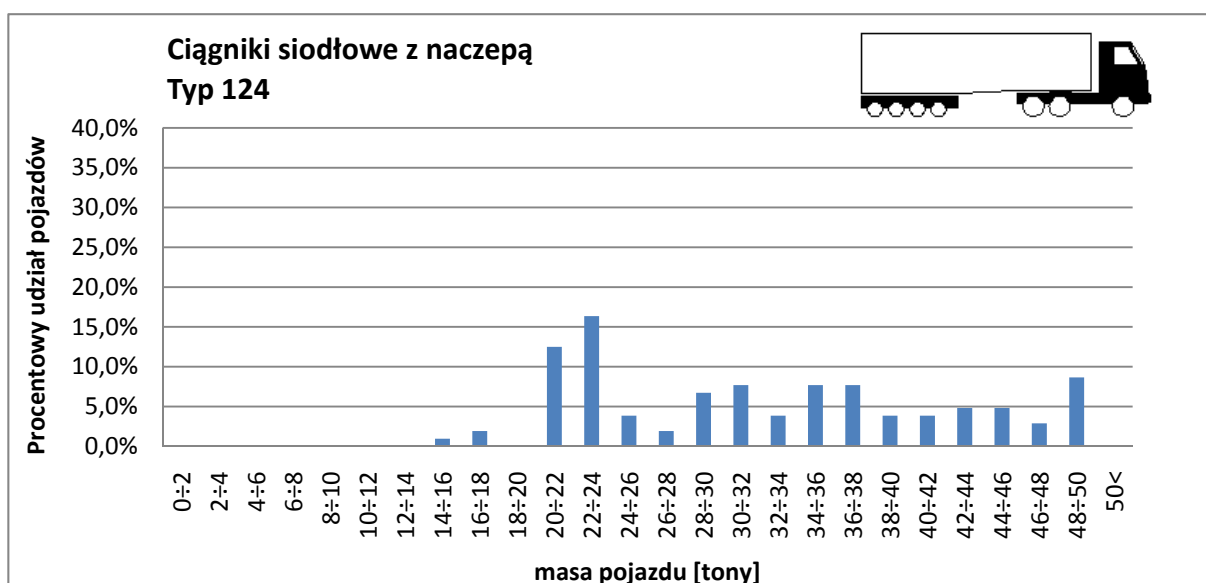
Rysunek 4.25. Rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 121 – stacja Wola Dębińska



Rysunek 4.26. Rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 122 – stacja Wola Dębińska

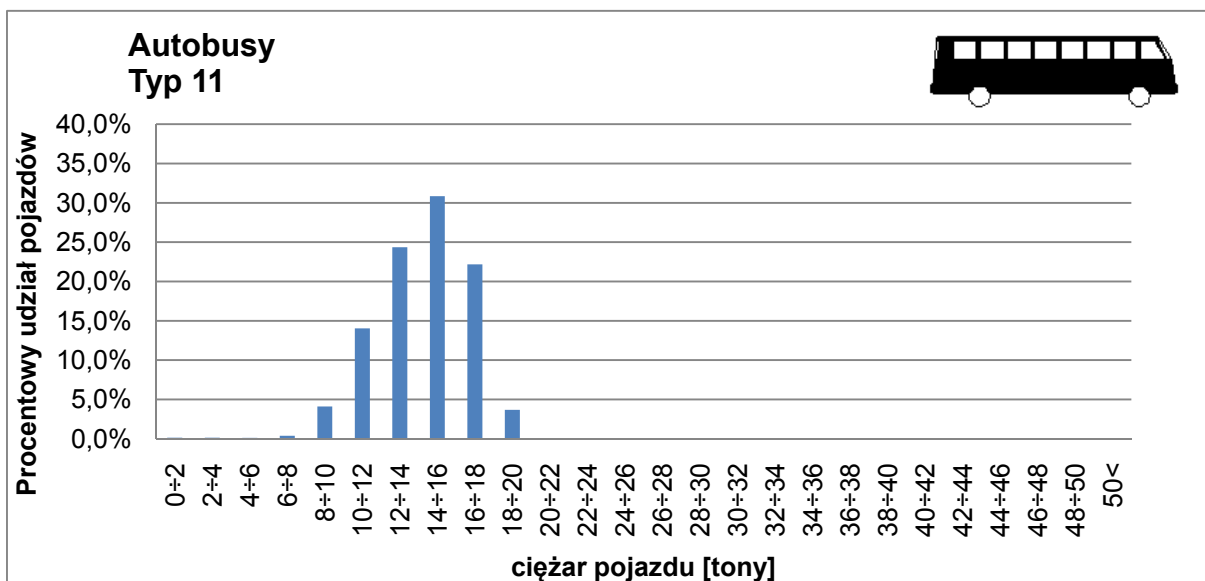


Rysunek 4.27. Rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 123 – stacja Wola Dębińska

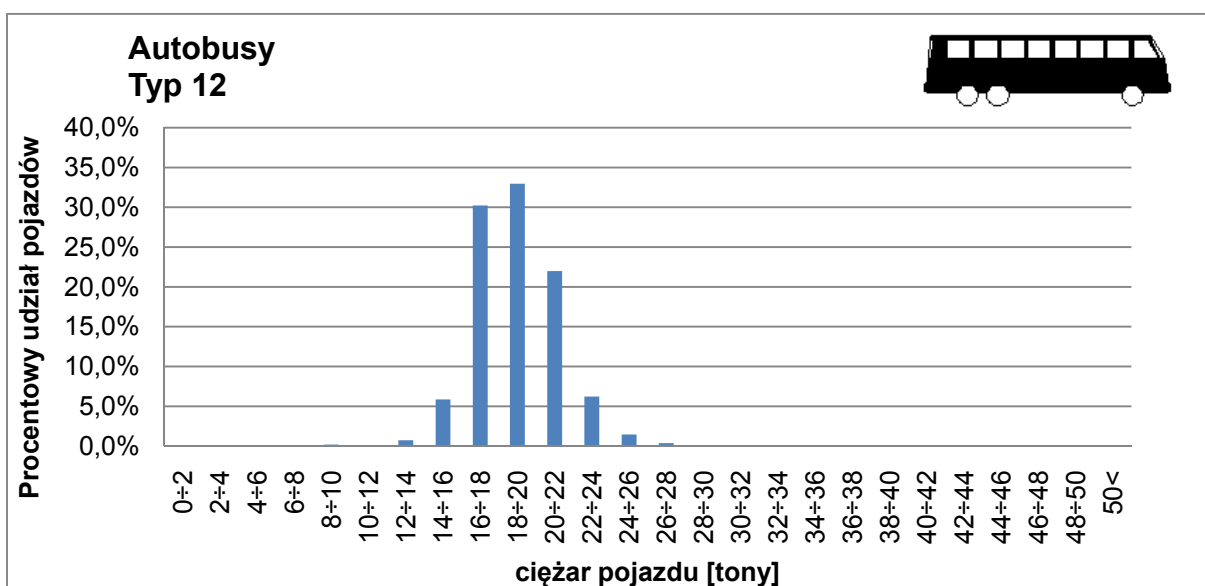


Rysunek 4.28. Rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 124 – stacja Wola Dębińska

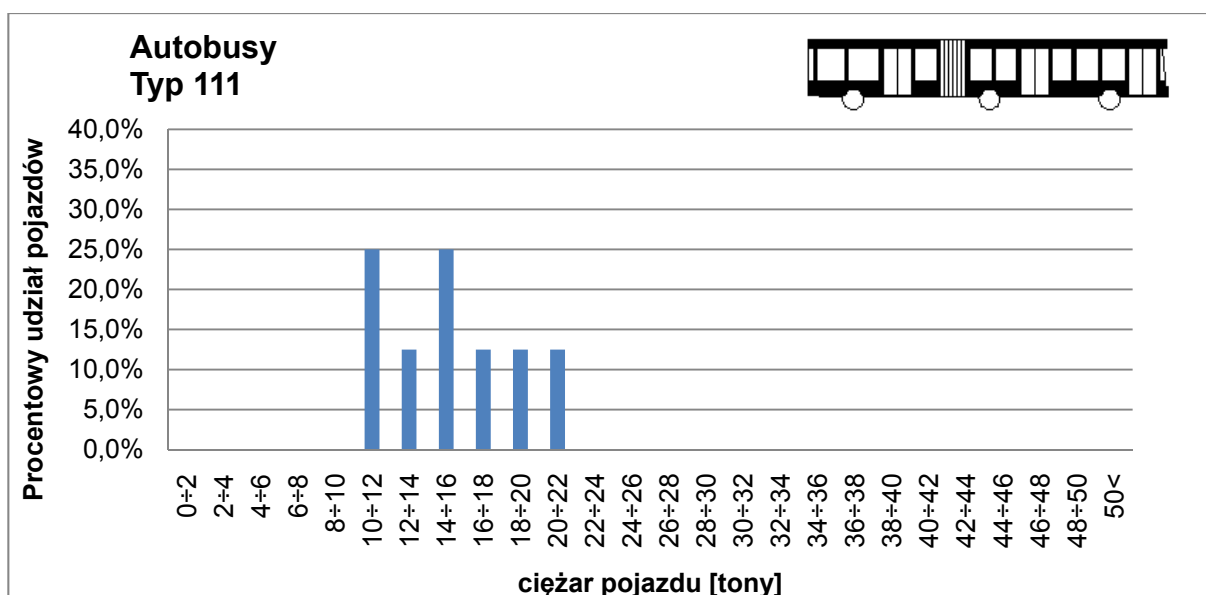
Na rysunkach 4.29, 4.30. oraz 4.31. przedstawiono rozkłady mas autobusów. Udział pojazdów o masie ponad 3,5 tony w tej grupie przekracza 98%.



Rysunek 4.29. Rozkład masy autobusów typu 11 – stacja Wola Dębińska



Rysunek 4.30. Rozkład masy autobusów typu 12 – stacja Wola Dębińska



Rysunek 4.31. Rozkład masy autobusów typu 111 – stacja Wola Dębińska

4.3.5. Udział pojazdów przeciążonych

W tablicach 4.6 do 4.8 od przedstawiono udział pojazdów o przekroczonej masie dopuszczalnej dla danej sylwetki pojazdu. W tablicach 4.9 do 4.11 pokazano udział pojazdów o przekroczonym dopuszczalnym nacisku na oś.

Tablica 4.6. Udział pojazdów o przekroczonej masie całkowitej w grupie samochodów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy – stacja Wola Dębińska

	Samochody ciężarowe oraz ciągniki siodłowe bez naczepy			
	Sylwetka			Suma
	11	12	22	
Ilość wszystkich pojazdów	45671	3862	638	50171
Ilość pojazdów przeciążonych	371	357	157	885
Udział pojazdów przeciążonych	0,8%	9,2%	24,6%	1,8%

Tablica 4.7. Udział pojazdów o przekroczonej masie całkowitej w grupie samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą – stacja Wola Dębińska

	Samochody ciężarowe z przyczepą oraz ciągniki siodłowe z naczepą						
	Sylwetka						Suma
	111	112	113	122	1111	1211	
Ilość wszystkich pojazdów	856	15638	59875	1310	1247	2541	81467
Ilość pojazdów przeciążonych	4	13	5116	192	7	515	5847
Udział pojazdów przeciążonych	0,5%	0,1%	8,5%	14,7%	0,6%	20,3%	7,2%

Tablica 4.8. Udział pojazdów o przekroczonej masie całkowitej w grupie autobusów – stacja Wola Dębińska

	Autobusy			
	Sylwetka			Suma
	11	111	12	
Ilość wszystkich pojazdów	4188	8	546	4742
Ilość pojazdów przeciążonych	0	2	0	2
Udział pojazdów przeciążonych	0,0%	25,0%	0,0%	0,0%

Tablica 4.9. Udział pojazdów o przekroczonym dopuszczalnym nacisku na co najmniej jedną z osi w grupie samochodów ciężarowych – stacja Wola Dębińska

	Samochody ciężarowe oraz ciągniki siodłowe bez naczepy			
	Sylwetka			Suma
	11	12	22	
Ilość wszystkich pojazdów	45671	3862	638	50171
Ilość pojazdów przeciążonych	365	353	176	894
Udział pojazdów przeciążonych	0,8%	9,1%	27,6%	1,8%

Tablica 4.10. Udział pojazdów o przekroczonym dopuszczalnym nacisku na co najmniej jedną z osi w grupie samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą – stacja Wola Dębińska

	Samochody ciężarowe z przyczepą oraz ciągniki siodłowe z naczepą						
	Sylwetka						Suma
	111	112	113	122	1111	1211	
Ilość wszystkich pojazdów	856	15638	59875	1310	1247	2541	81467
Ilość pojazdów przeciążonych	22	131	5097	107	34	195	5586
Udział pojazdów przeciążonych	2,6%	0,8%	8,5%	8,2%	2,7%	7,7%	6,9%

Tablica 4.11. Udział pojazdów o przekroczonym dopuszczalnym nacisku na co najmniej jedną z osi w grupie autobusów – stacja Wola Dębińska

	Autobusy			
	Sylwetka			Suma
	11	111	12	
Ilość wszystkich pojazdów	4188	8	546	4742
Ilość pojazdów przeciążonych	196	0	2	198
Udział pojazdów przeciążonych	4,7%	0,0%	0,4%	4,2%

Razem w grupie wszystkich pojazdów ciężarowych udział pojazdów o przekroczonej masie dopuszczalnej, jak również udział pojazdów o przekroczonym nacisku co najmniej jednej osi wyniósł 4,9% (próba 136380 pojazdów).

4.3.6. Współczynnik równoważności osi

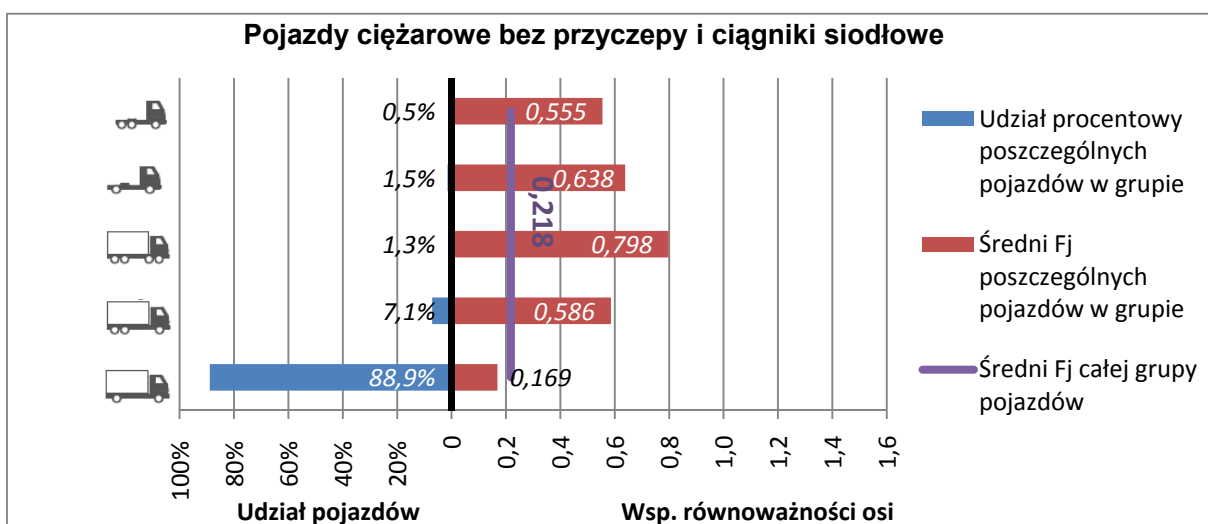
Poniżej przedstawiono tablice zbiorcze z podanymi średnimi współczynnikami równoważności osi F_j dla poszczególnych typów pojazdów, z udziałem typu w grupie pojazdów oraz ze współczynnikiem ważonym równoważności osi równym iloczynowi współczynnika F_j i udziału typu pojazdu w grupie.

Tablica 4.12. Średnie współczynniki równoważności osi dla poszczególnych grup pojazdów, oś standardowa 100kN - stacja Wola Dębińska

Grupa pojazdów	tylko >3,5t	wszystkie
Samochody ciężarowe bez przyczepy	0,218	0,171
Samochody ciężarowe z przyczepą i ciągniki siodłowe z naczepą	0,911	0,910
Autobusy	0,873	0,871

Tablica 4.13. Współczynnik równoważności osi dla samochodów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy dla osi standardowej 100kN – stacja Wola Dębińska

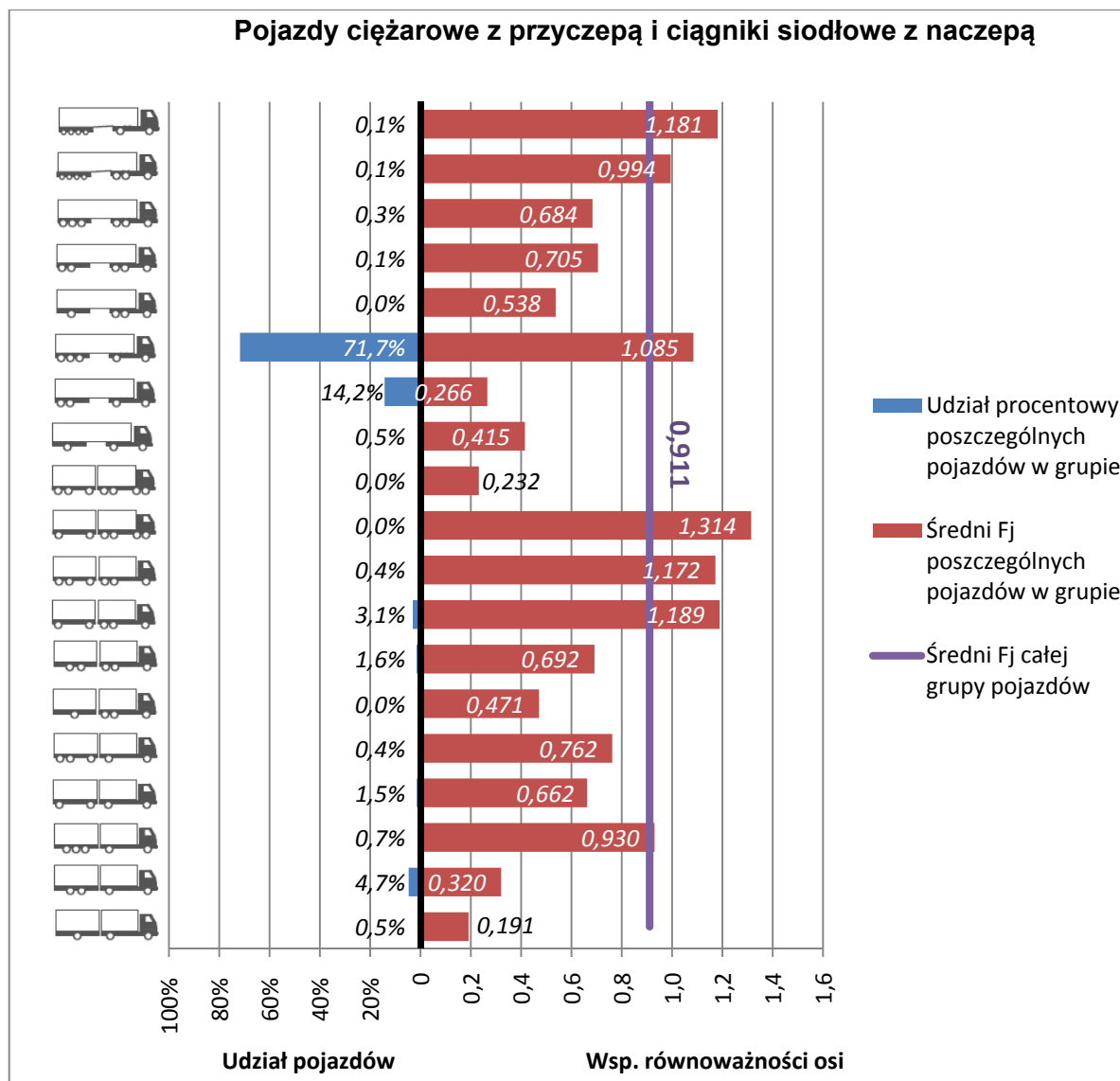
	Samochody ciężarowe bez przyczepy							Ciągniki siodłowe	
sylwetka	11	12	111	112	211	22	1111	11	12
ilość	44930	3602	62	257	6	638	62	741	260
Udział procentowy	88,9%	7,1%	0,1%	0,5%	0,0%	1,3%	0,1%	1,5%	0,5%
Średni wsp. Fj	> 3,5tony	0,169	0,586	0,396	0,580	0,000	0,798	0,379	0,638
	wszystkie	0,118	0,580	0,312	0,569	0,000	0,798	0,378	0,607
Ważony wsp. Fj	> 3,5tony	0,150	0,042	0,000	0,003	0,000	0,010	0,000	0,009
	wszystkie	0,104	0,041	0,000	0,003	0,000	0,010	0,000	0,003



Rysunek 4.32. Współczynnik równoważności osi dla grupy pojazdów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy dla osi standardowej 100kN – stacja Wola Dębińska

Tablica 4.14. Współczynnik równoważności osi dla samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą dla osi standardowej 100kN – stacja Wola Dębińska

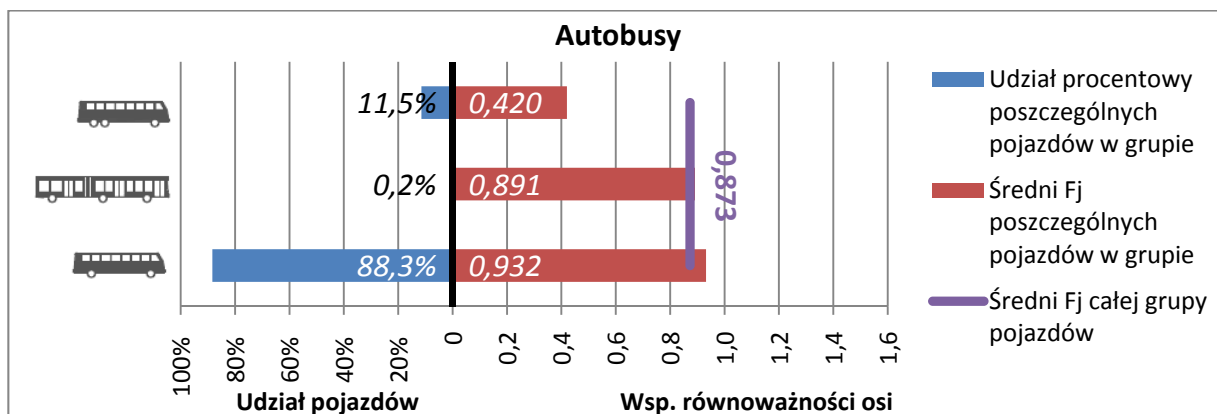
Samochody ciężarowe z przyczepą											
sylwetka	111	112	113	1111	1112	121	122	1211	1212	2211	2212
ilość	443	3858	593	1247	294	37	1310	2541	305	31	2
Udział procentowy	0,5%	4,7%	0,7%	1,5%	0,4%	0,0%	1,6%	3,1%	0,4%	0,0%	0,0%
Średni wsp. Fj	> 3,5tony	0,191	0,320	0,930	0,662	0,762	0,471	0,692	1,189	1,172	1,314
	wszystkie	0,157	0,316	0,922	0,658	0,740	0,384	0,692	1,189	1,172	1,314
Ważony wsp. Fj	> 3,5tony	0,001	0,015	0,007	0,010	0,003	0,000	0,011	0,037	0,004	0,000
	wszystkie	0,001	0,015	0,007	0,010	0,003	0,000	0,011	0,037	0,004	0,000
Ciągniki siodłowe z naczepą											
sylwetka	111	112	113	121	122	123	124	114			
ilość	413	11780	59282	21	92	241	115	64			
Udział procentowy	0,5%	14,2%	71,7%	0,0%	0,1%	0,3%	0,1%	0,1%			
Średni wsp. Fj	> 3,5tony	0,415	0,266	1,085	0,538	0,705	0,684	0,994	1,181		
	wszystkie	0,383	0,265	1,085	0,466	0,705	0,680	0,994	1,181		
Ważony wsp. Fj	> 3,5tony	0,002	0,038	0,778	0,000	0,001	0,002	0,001	0,001		
	wszystkie	0,002	0,038	0,778	0,000	0,001	0,002	0,001	0,001		



Rysunek 4.33. Współczynnik równoważności osi dla samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą dla osi standardowej 100kN – stacja Wola Dębińska

Tablica 4.15. Współczynnik równoważności osi dla autobusów dla osi standardowej 115kN – stacja Wola Dębińska

		Autobusy		
sylwetka		11	111	12
ilość		4198	8	546
Udział procentowy		88,3%	0,2%	11,5%
Średni wsp. Fj	> 3,5tony	0,932	0,891	0,420
	wszystkie	0,930	0,891	0,420
Ważony wsp. Fj	> 3,5tony	0,824	0,002	0,048
	wszystkie	0,822	0,002	0,048



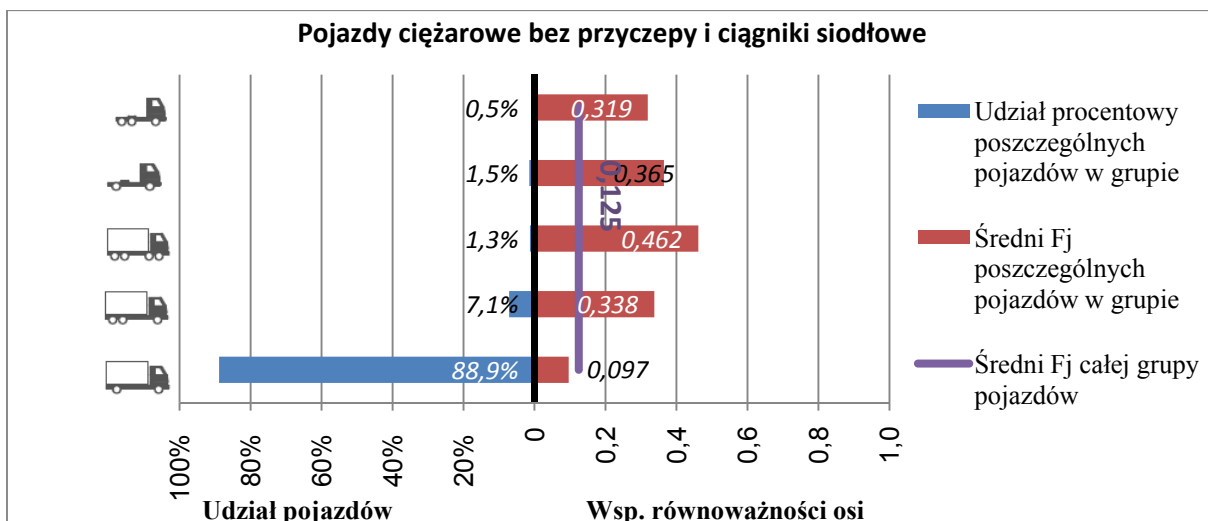
Rysunek 4.34 Współczynnik równoważności osi dla autobusów dla osi standardowej 100kN – stacja Wola Dębińska

Tablica 4.16 Średnie współczynniki równoważności osi dla poszczególnych grup pojazdów, oś standardowa 115kN - stacja Wola Dębińska

Grupa pojazdów	tylko >3,5t	wszystkie
Samochody ciężarowe bez przyczepy	0,125	0,098
Samochody ciężarowe z przyczepą i ciągniki siodłowe z naczepą	0,522	0,521
Autobusy	0,500	0,498

Tablica 4.17. Współczynnik równoważności osi dla samochodów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy dla osi standardowej 115kN – stacja Wola Dębińska

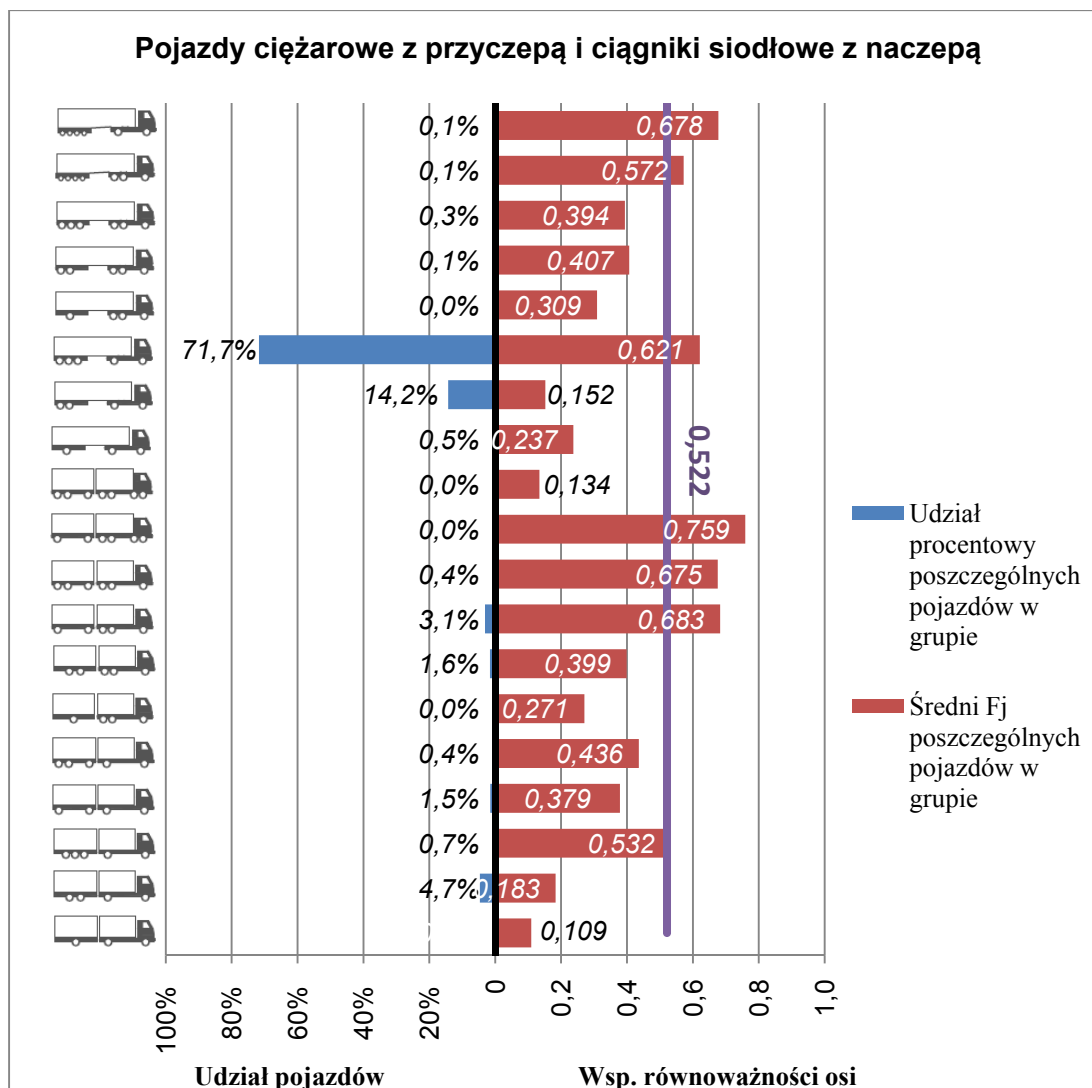
sylwetka	Samochody ciężarowe bez przyczepy							ciągniki siodłowe	
	11	12	111	112	211	22	1111	11	12
ilość	44930	3602	62	257	6	638	62	741	260
Udział procentowy	88,9%	7,1%	0,1%	0,5%	0,0%	1,3%	0,1%	1,5%	0,5%
Średni wsp. Fj	> 3,5tony	0,097	0,338	0,226	0,334	0,000	0,462	0,217	0,365
	wszystkie	0,067	0,334	0,178	0,327	0,000	0,461	0,216	0,347
Ważony wsp. Fj	> 3,5tony	0,086	0,024	0,000	0,002	0,000	0,006	0,000	0,005
	wszystkie	0,060	0,024	0,000	0,002	0,000	0,006	0,000	0,002



Rysunek 4.35 Współczynnik równoważności osi dla grupy pojazdów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy dla osi standardowej 115kN – stacja Wola Dębińska

Tablica 4.18. Współczynnik równoważności osi dla samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą dla osi standardowej 115kN – stacja Wola Dębińska

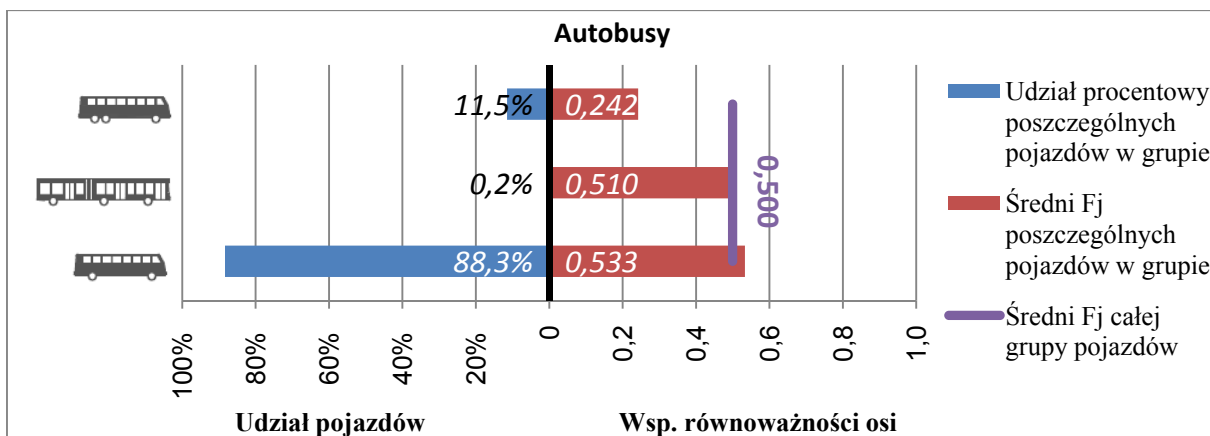
Samochody ciężarowe z przyczepą											
sylwetka	111	112	113	1111	1112	121	122	1211	1212	2211	2212
ilość	443	3858	593	1247	294	37	1310	2541	305	31	2
Udział procentowy	0,5%	4,7%	0,7%	1,5%	0,4%	0,0%	1,6%	3,1%	0,4%	0,0%	0,0%
Średni wsp. Fj	> 3,5tony	0,109	0,183	0,532	0,379	0,436	0,271	0,399	0,683	0,675	0,759
	wszystkie	0,090	0,181	0,528	0,376	0,424	0,220	0,399	0,683	0,675	0,759
Ważony wsp. Fj	> 3,5tony	0,001	0,009	0,004	0,006	0,002	0,000	0,006	0,021	0,002	0,000
	wszystkie	0,000	0,008	0,004	0,006	0,002	0,000	0,006	0,021	0,002	0,000
Ciągniki siodłowe z naczepą											
sylwetka	111	112	113	121	122	123	124	114			
ilość	413	11780	59282	21	92	241	115	64			
Udział procentowy	0,5%	14,2%	71,7%	0,0%	0,1%	0,3%	0,1%	0,1%			
Średni wsp. Fj	>3,5tony	0,237	0,152	0,621	0,309	0,407	0,394	0,572	0,678		
	wszystkie	0,219	0,152	0,621	0,268	0,407	0,392	0,572	0,678		
Ważony wsp. Fj	>3,5tony	0,001	0,022	0,445	0,000	0,000	0,001	0,001	0,001		
	wszystkie	0,001	0,022	0,445	0,000	0,000	0,001	0,001	0,001		



Rysunek 4.36. Współczynnik równoważności osi dla samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą dla osi standardowej 115kN – stacja Wola Dębińska

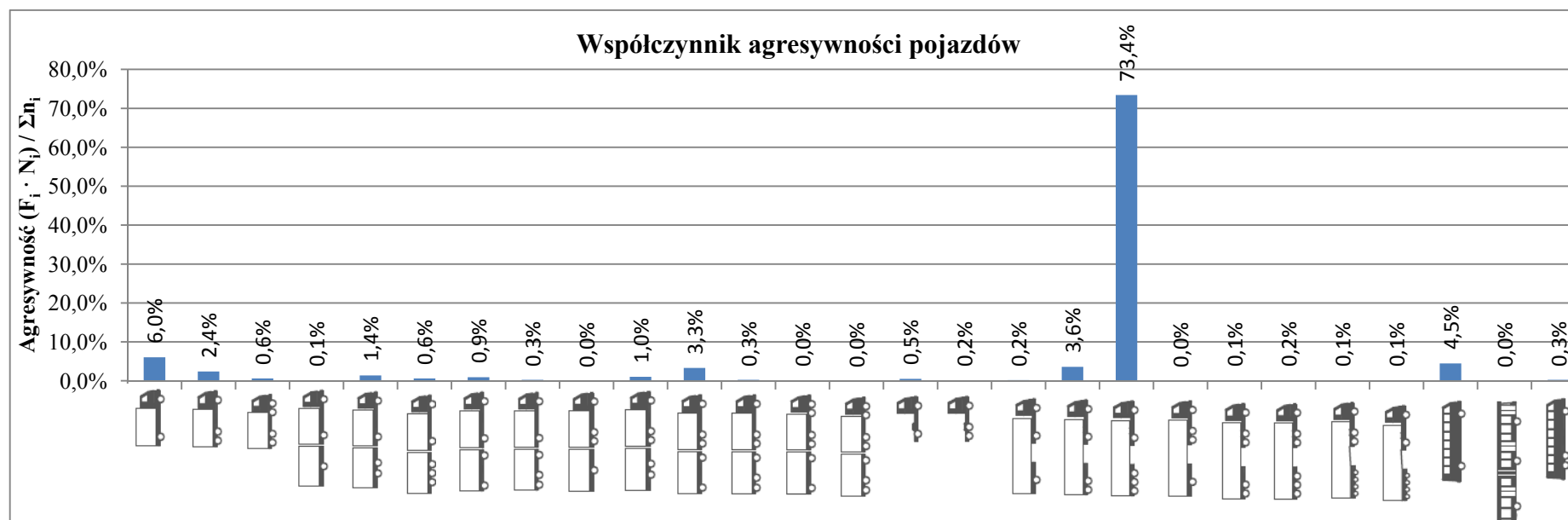
Tablica 4.19. Współczynnik równoważności osi dla autobusów dla osi standardowej 115kN – stacja Wola Dębińska

		Autobusy		
sylwetka		11	111	12
ilość		4198	8	546
Udział procentowy		88,3%	0,2%	11,5%
Średni wsp. Fj	> 3,5tony	0,533	0,510	0,242
	wszystkie	0,532	0,510	0,242
Ważony wsp. Fj	> 3,5tony	0,471	0,001	0,028
	wszystkie	0,470	0,001	0,028



Rysunek 4.37. Współczynnik równoważności osi dla autobusów dla osi standardowej 115kN – stacja Wola Dębińska

4.3.7. Wpływ oddziaływania pojazdów o danej sylwetce w całkowitej szkodzie zmęczeniowej nawierzchni - współczynnik agresywności



Rysunek 4.38. Wpływ oddziaływania pojazdów o danej sylwetce w całkowitej szkodzie zmęczeniowej nawierzchni – stacja Wola Dębińska

4.4. Stacja w Gołkowicach, w ciągu drogi DK11

4.4.1. Lokalizacja i opis stacji

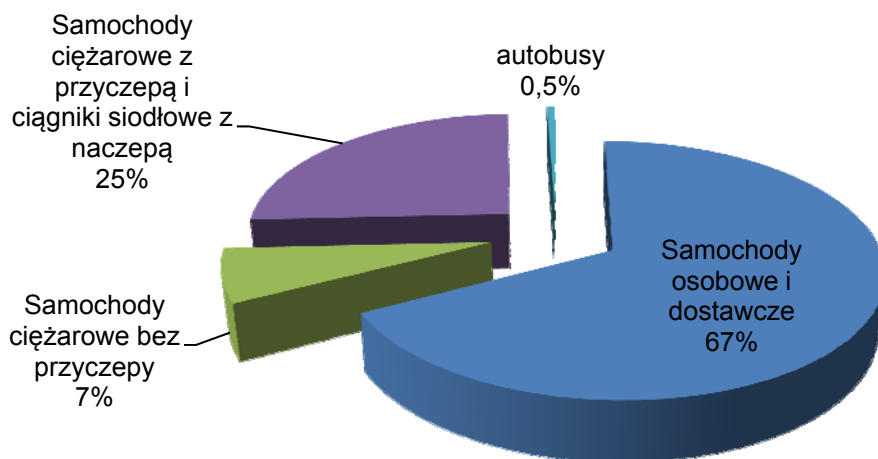
Stacja preselekcyjnego ważenia pojazdów znajduje się w województwie opolskim, w ciągu drogi krajowej nr 11 na 105 kilometrze w miejscowości Gołkowice koło Bieczyny. Stacja rejestruje wszystkie pojazdy na bieżąco, 24 godziny na dobę. Z uwagi na awarię jednego ze stanowisk, pomiary z września 2010r. obejmują tylko jeden kierunek ruchu. Stanowiska wyposażone są w zespół czujników wagowych (kvarcowe czujniki nacisku), zespół czujników pętlowych (dla modułu klasyfikacji pojazdów), moduł pomiaru ciężaru, prędkości i typu pojazdu.

4.4.2. Struktura ruchu

Identyfikacja pojazdów na stacji ważenia umożliwiła podział pojazdów na samochody osobowe i dostawcze(jedna grupa) oraz na samochody ciężarowe bez przyczepy, ciągniki siodłowe z naczepą i samochody ciężarowe z naczepą, oraz autobusy. Strukturę rodzajową ruchu dla przekroju drogi, we wrześniu 2010r. przedstawiono w tablicy oraz na wykresie

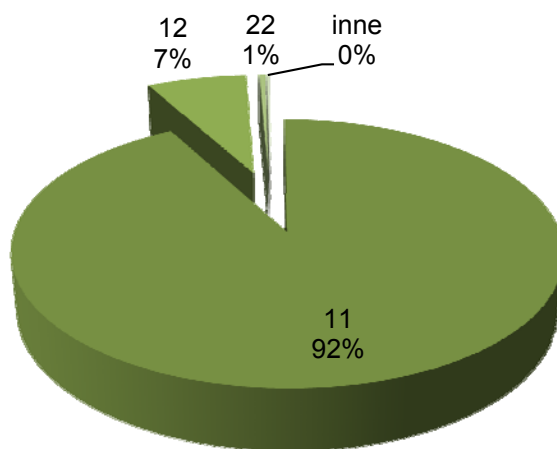
Tablica 4.20. Struktura ruchu na DK 11 km 105 w miejscowości Gołkowice, we wrześniu 2010r.

Rodzaj pojazdu	ilość	Udział
Samochody osobowe i dostawcze	41609	67,4%
Samochody ciężarowe bez przyczepy	4238	6,9%
Samochody ciężarowe z przyczepą i ciągniki siodłowe z naczepą	15554	25,2%
Autobusy	322	0,5%
SUMA	61723	100,0%

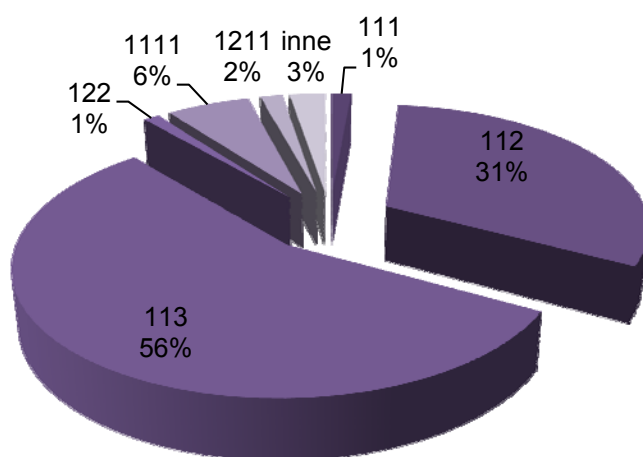


Rysunek 4.39. Struktura ruchu na DK 11 km 105 w miejscowości Gołkowie

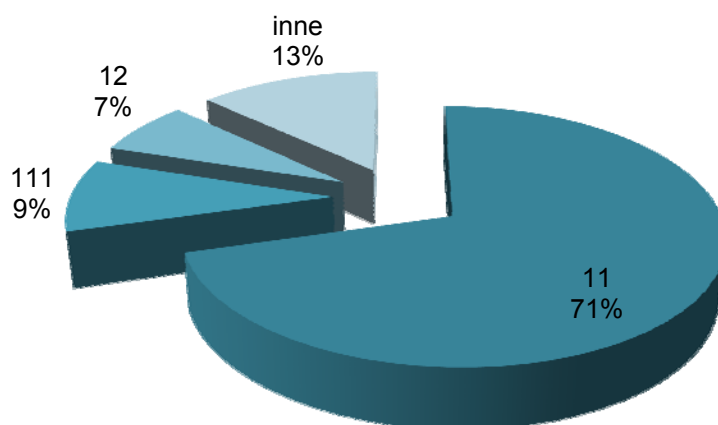
4.4.3. Struktura rodzajowa poszczególnych sylwetek w grupie



Rysunek 4.40. Udział sylwetek pojazdów w grupie samochodów ciężarowych bez przyczepy oraz ciągników siodłowych bez naczepy – stacja Byczyna



Rysunek 4.41. Udział sylwetek pojazdów w grupie samochodów ciężarowych z przyczepą oraz ciągników siodłowych z naczepą – stacja Byczyna



Rysunek 4.42. Udział sylwetek pojazdów w grupie autobusów – stacja Byczyna

4.4.4. Rozkład masy wybranych typów pojazdów

Bazując na informacji o całkowitej masie pojazdu przeprowadzono rozkład masy najczęściej występujących sylwetek pojazdów. Poniżej przedstawiono wykresy rozkładu masy najczęściej występujących sylwetek samochodów ciężarowych bez przyczepy. Dodatkowo przedstawiono udział pojazdów o masie ponad 3,5 tony w grupie samochodów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy (Rysunek 4.46.).



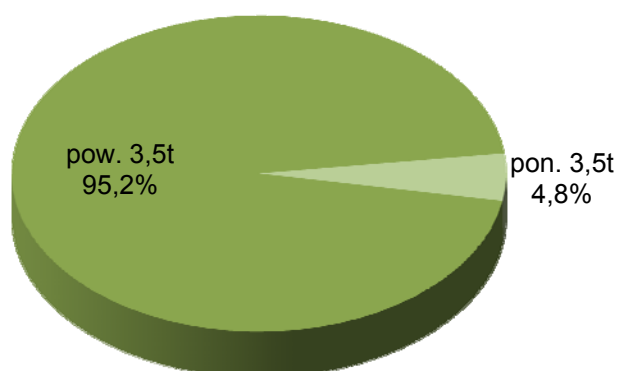
Rysunek 4.43. Rozkład masy samochodów ciężarowych bez przyczepy typu 11
stacja Byczyna



Rysunek 4.44. Rozkład masy samochodów ciężarowych bez przyczepy typu 12
stacja Byczyna



Rysunek 4.45. Rozkład masy samochodów ciężarowych bez przyczepy typu 22
stacja Byszyna



Rysunek 4.46. Udział pojazdów o masie przekraczającej 3,5 tony w grupie
samochodów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy

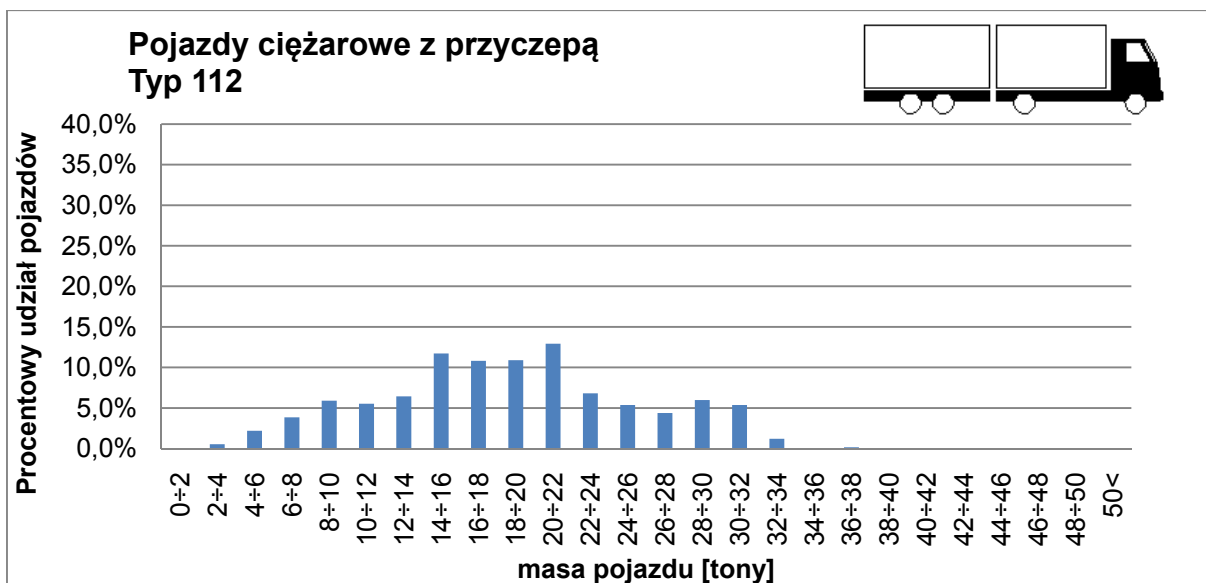
Na rysunkach 4.47. do 4.51. przedstawiono rozkłady masy najczęściej występujących sylwetek samochodów ciężarowych z przyczepami. Udział pojazdów o masie przekraczającej 3,5 tony stanowi ponad 99% wszystkich pojazdów.



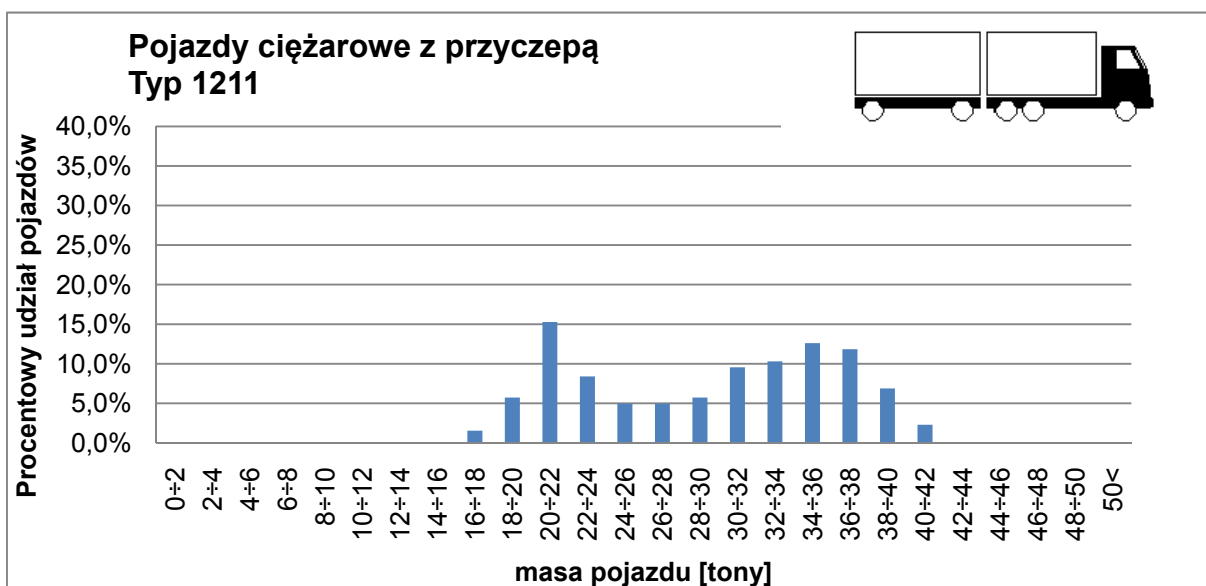
Rysunek 4.47. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 1111
stacja Buczyna



Rysunek 4.48. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 111
stacja Buczyna



Rysunek 4.49. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 112
stacja Buczyna

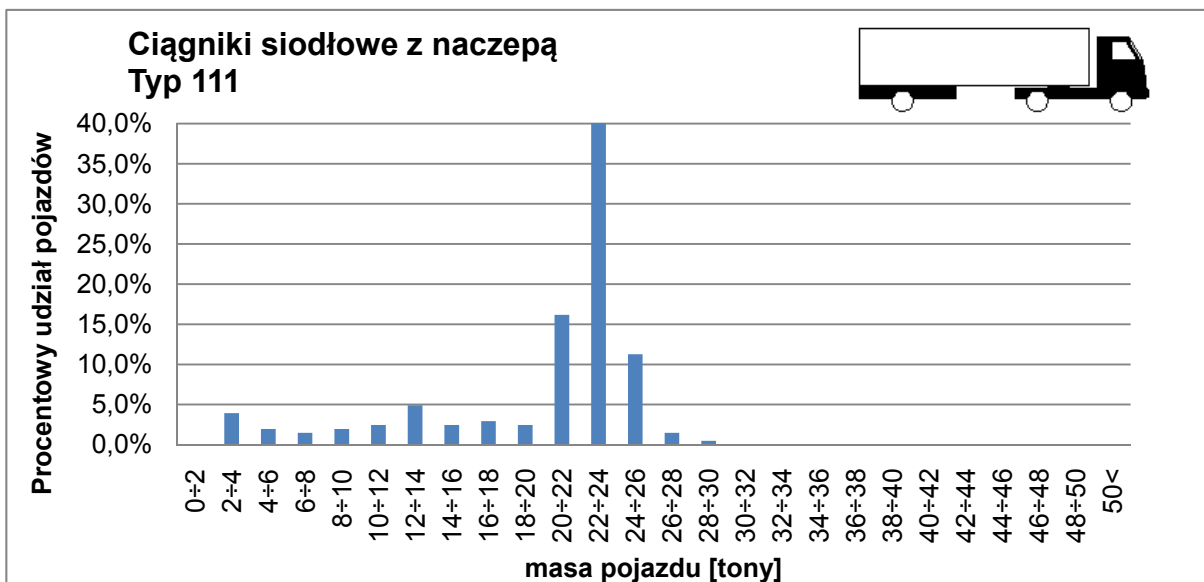


Rysunek 4.50. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 1211
stacja Buczyna

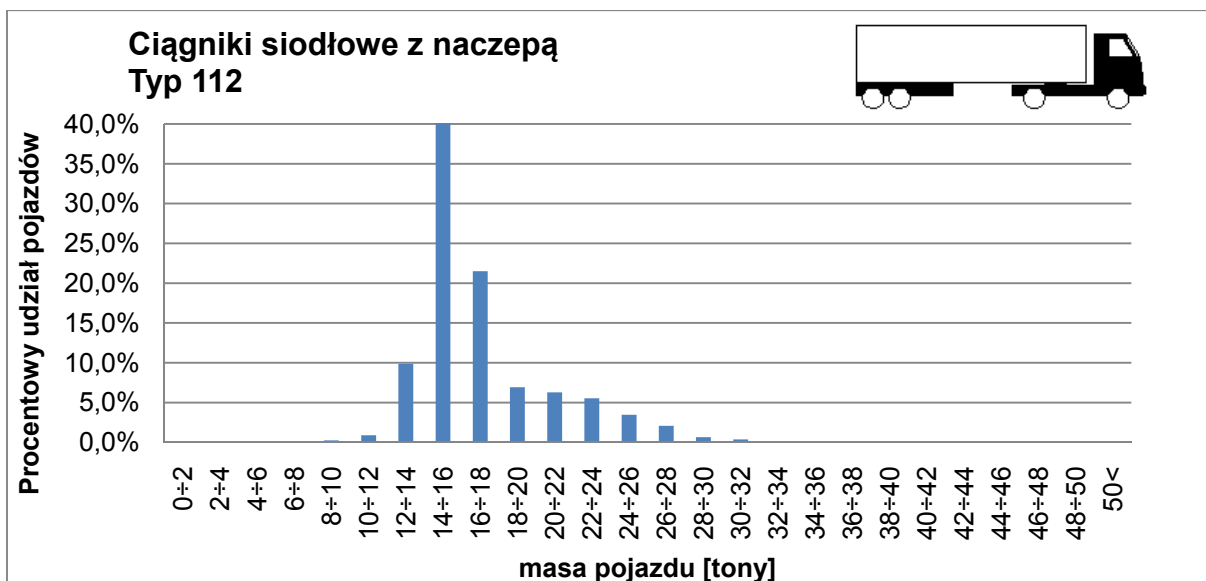


Rysunek 4.51. Rozkład masy samochodów ciężarowych z przyczepą typu 122
stacja Byczyna

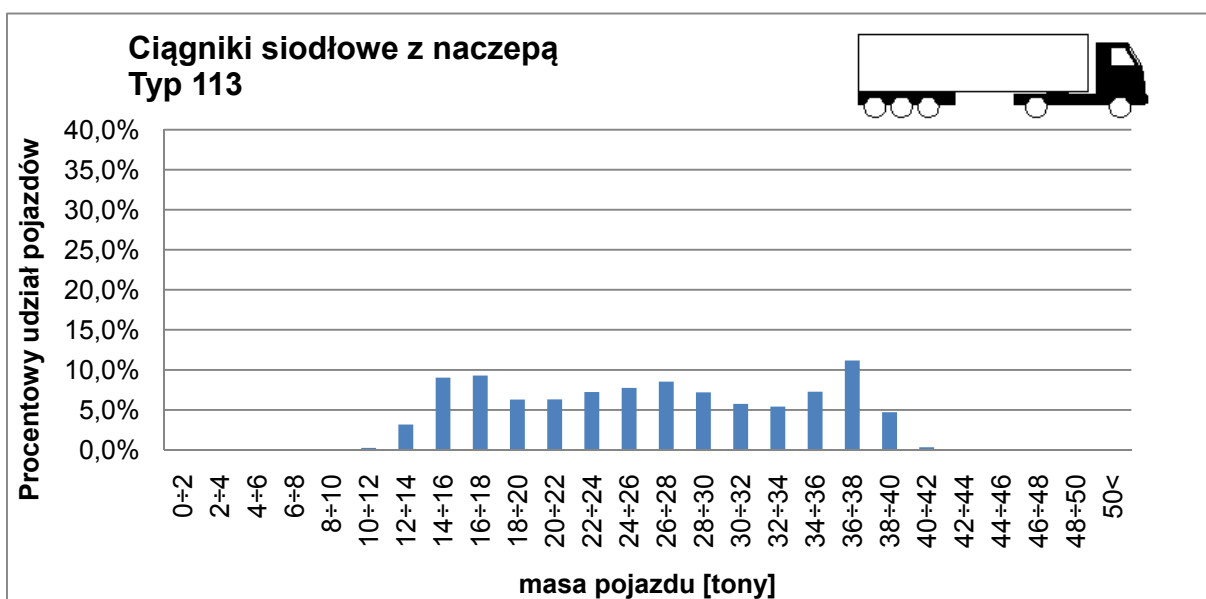
Poniżej przedstawiono wykresy rozkładu masy najczęściej występujących typów ciągników siodłowych z naczepami. Udział pojazdów o masie przekraczającej 3,5 tony stanowi ponad 99% wszystkich pojazdów.



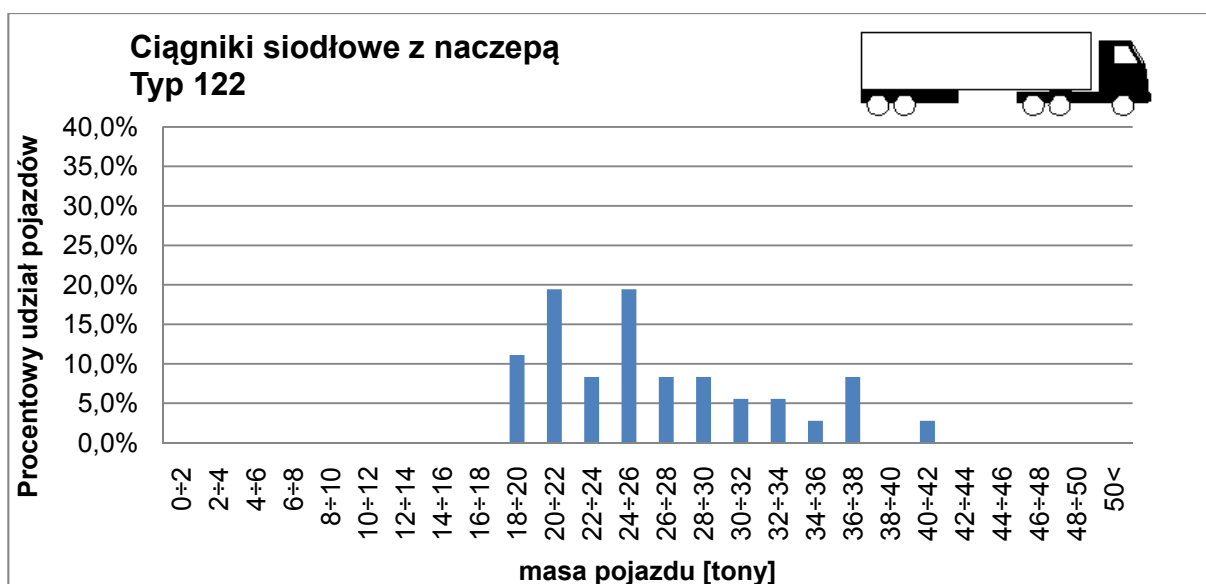
Rysunek 4.52. Rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 111
stacja Byczyna



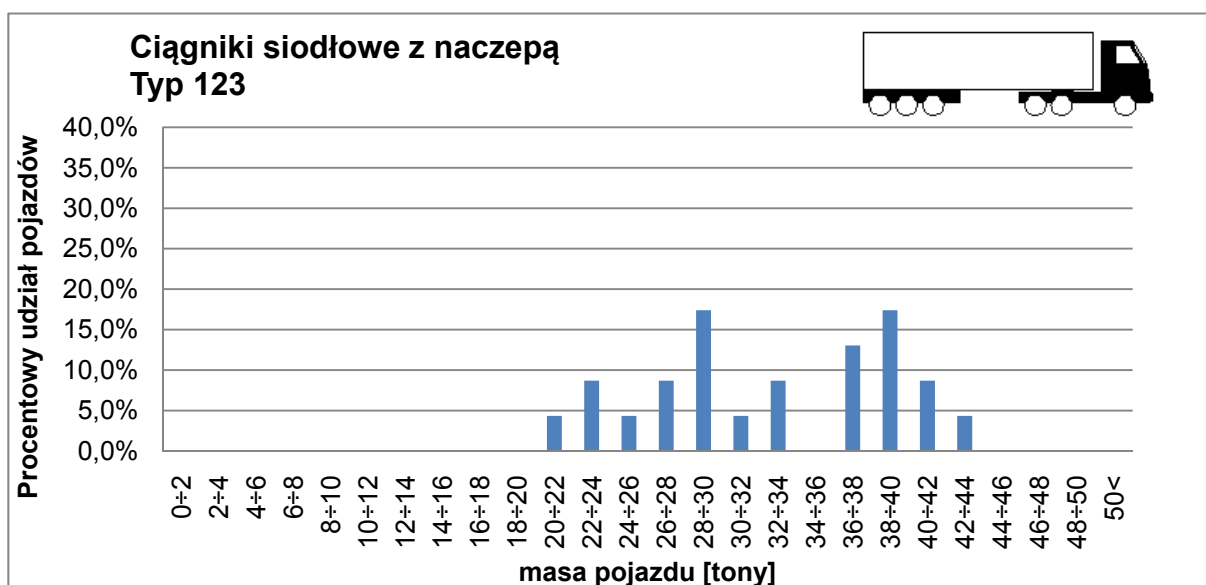
Rysunek 4.53. Rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 112
stacja Byczyna



Rysunek 4.54. Rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 113
stacja Byczyna

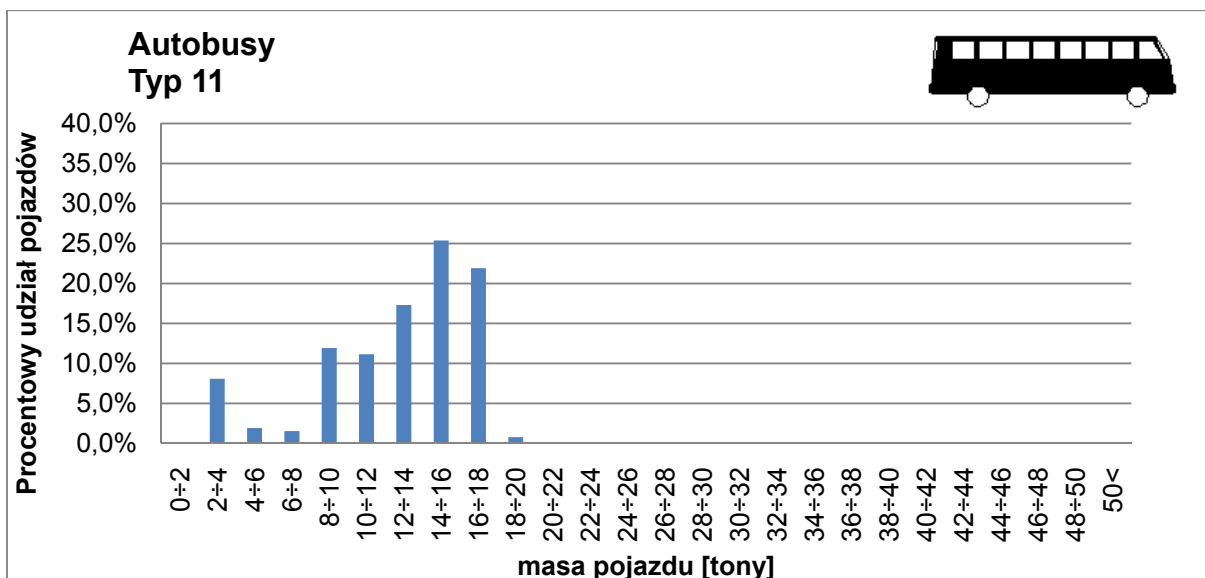


Rysunek 4.55. Rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 122
stacja Byczyna

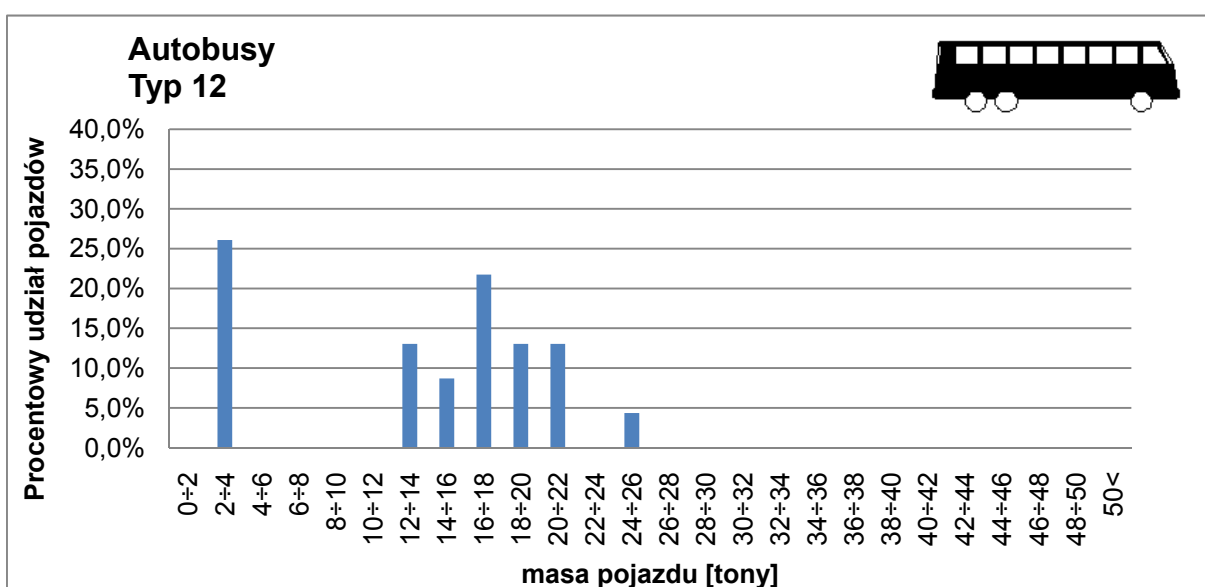


Rysunek 4.56. Rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 123
stacja Byczyna

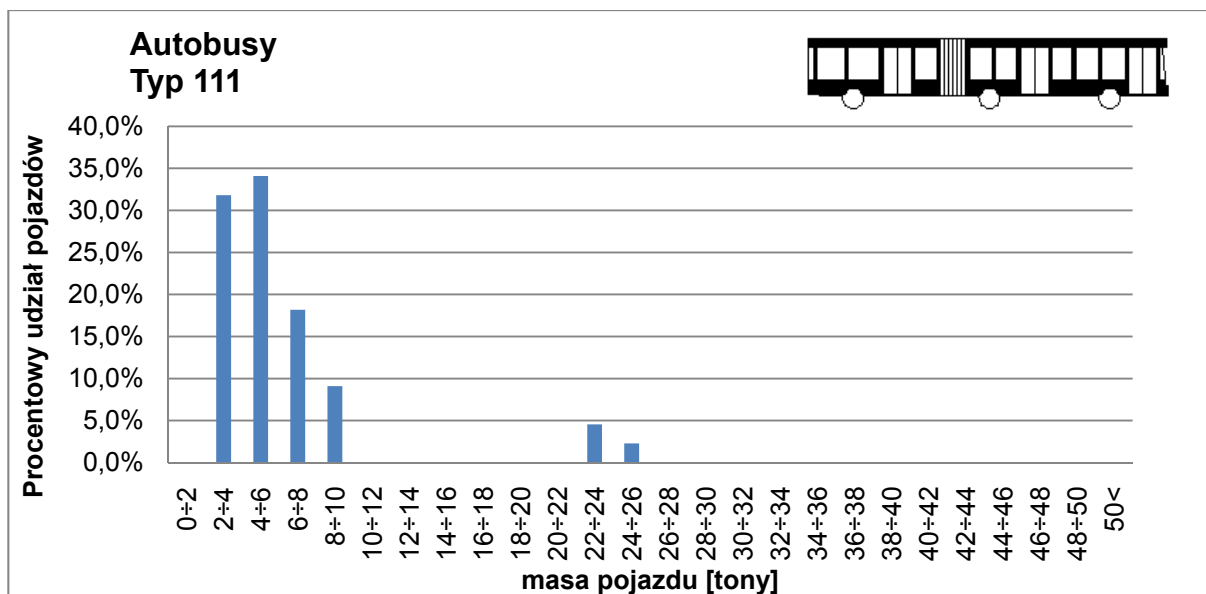
Na rysunkach 4.57. do 4.59. przedstawiono rozkłady mas autobusów. Udział pojazdów o masie ponad 3,5 tony w tej grupie przekracza 99%.



Rysunek 4.57. Rozkład masy autobusów typu 11, stacja Byczyna



Rysunek 4.58. Rozkład masy autobusów typu 12, stacja Byczyna



Rysunek 4.59. Rozkład masy autobusów typu 111, stacja Byczyna

Ponieważ próba zważonych pojazdów na stacji w Byczynie była mniejsza niż na stacji w Woli Dębińskiej, dla niektórych sylwetek rozkład masy był niemożliwy.

4.4.6. Udział pojazdów przeciążonych

W tablicach od przedstawiono udział pojazdów o przekroczonej masie dopuszczalnej dla danej sylwetki pojazdu. W tablicach wykazano udział pojazdów o przekroczonym dopuszczalnym nacisku na oś.

Tablica 4.21. Udział pojazdów o przekroczonej masie całkowitej w grupie samochodów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy, stacja Byczyna

	Samochody ciężarowe oraz ciągniki siodłowe bez naczepy			
	Sylwetka			Suma
	11	12	22	
Ilość wszystkich pojazdów	3919	291	18	4228
Ilość pojazdów przeciążonych	44	1	0	45
Udział pojazdów przeciążonych	1,1%	0,3%	0,0%	1,1%

Tablica 4.22. Udział pojazdów o przekroczonej masie całkowitej w grupie samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą, stacja Byczyna

	Samochody ciężarowe z przyczepą oraz ciągniki siodłowe z naczepą						
	Sylwetka						Suma
	111	112	113	122	1111	1211	
Ilość wszystkich pojazdów	224	4902	8670	172	935	248	15151
Ilość pojazdów przeciążonych	1	3	39	37	7	6	93
Udział pojazdów przeciążonych	0,4%	0,1%	0,4%	21,5%	0,7%	2,4%	0,6%

Tablica 4.23. Udział pojazdów o przekroczonej masie całkowitej w grupie autobusów, stacja Byczyna

	Autobusy			
	Sylwetka			Suma
	11	111	12	
Ilość wszystkich pojazdów	211	28	21	260
Ilość pojazdów przeciążonych	0	0	0	0
Udział pojazdów przeciążonych	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

Tablica 4.24. Udział pojazdów o przekroczonym dopuszczalnym nacisku na co najmniej jedną z osi w grupie samochodów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy, stacja Byczyna

	Samochody ciężarowe oraz ciągniki siodłowe bez naczepy			
	Sylwetka			Suma
	11	12	22	
Ilość wszystkich pojazdów	3919	291	18	4228
Ilość pojazdów przeciążonych	39	15	0	54
Udział pojazdów przeciążonych	1,0%	5,2%	0,0%	1,3%

Tablica 4.25. Udział pojazdów o przekroczonym dopuszczalnym nacisku na co najmniej jedną z osi w grupie samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą, stacja Byczyna

	Samochody ciężarowe z przyczepą oraz ciągniki siodłowe z naczepą						
	Sylwetka						Suma
	111	112	113	122	1111	1211	
Ilość wszystkich pojazdów	224	4902	8670	172	935	248	15151
Ilość pojazdów przeciążonych	6	35	593	9	35	13	691
Udział pojazdów przeciążonych	2,7%	0,7%	6,8%	5,2%	3,7%	5,2%	4,6%

Tablica 4.26. Udział pojazdów o przekroczonym dopuszczalnym nacisku na co najmniej jedną z osi w grupie autobusów, stacja Byczyna

	Autobusy			
	Sylwetka			Suma
	11	111	12	
Ilość wszystkich pojazdów	211	28	21	260
Ilość pojazdów przeciążonych	1	0	0	1
Udział pojazdów przeciążonych	0,5%	0,0%	0,0%	0,4%

Razem w grupie wszystkich pojazdów ciężarowych udział pojazdów o przekroczonej masie dopuszczalnej wyniósł 0,7%, natomiast udział pojazdów o przekroczonym nacisku co najmniej jednej osi 3,8% (próba 19639 pojazdów).

4.4.7. Współczynnik równoważności osi

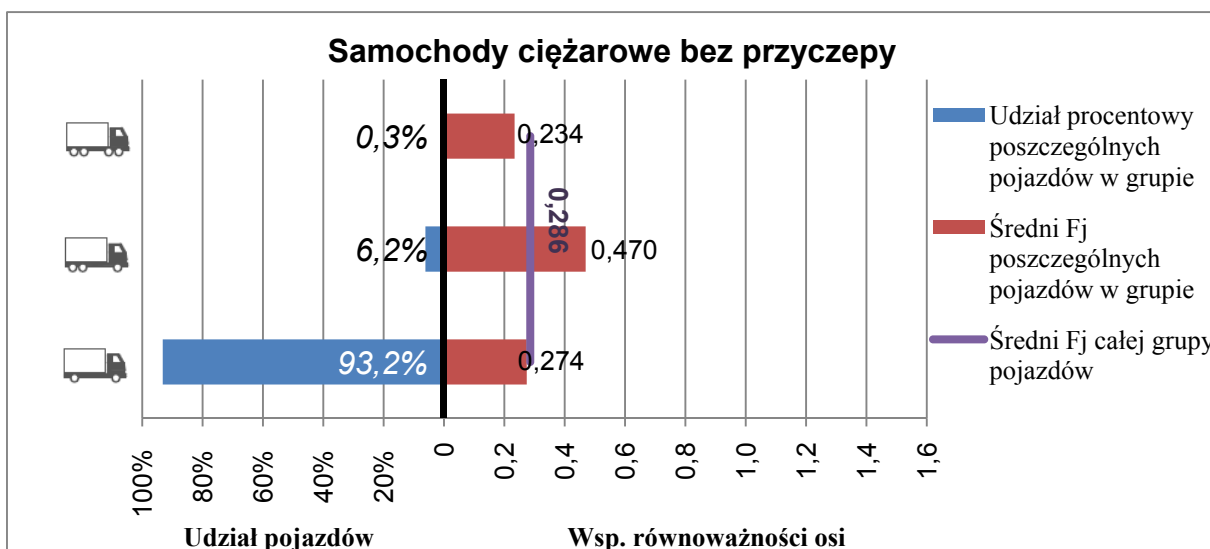
Poniżej przedstawiono tabele zbiorcze z podanymi współczynnikami równoważności osi F_j dla poszczególnych sylwetek, z udziałem danej sylwetki w grupie pojazdów oraz ze współczynnikiem ważonym równoważności osi równym iloczynowi współczynnika F_j i udziału procentowego sylwetki w grupie.

Tablica 4.27. Średnie współczynniki równoważności osi dla poszczególnych grup pojazdów, oś standardowa 100kN, stacja Byczyna

Grupa pojazdów	tylko >3,5t	wszystkie
Samochody ciężarowe bez przyczepy	0,286	0,273
Samochody ciężarowe z przyczepą i ciągniki siodłowe z naczepą	0,615	0,614
Autobusy	0,657	0,608

Tablica 4.28. Współczynnik równoważności osi dla samochodów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy dla osi standardowej 100kN, stacja Byczyna

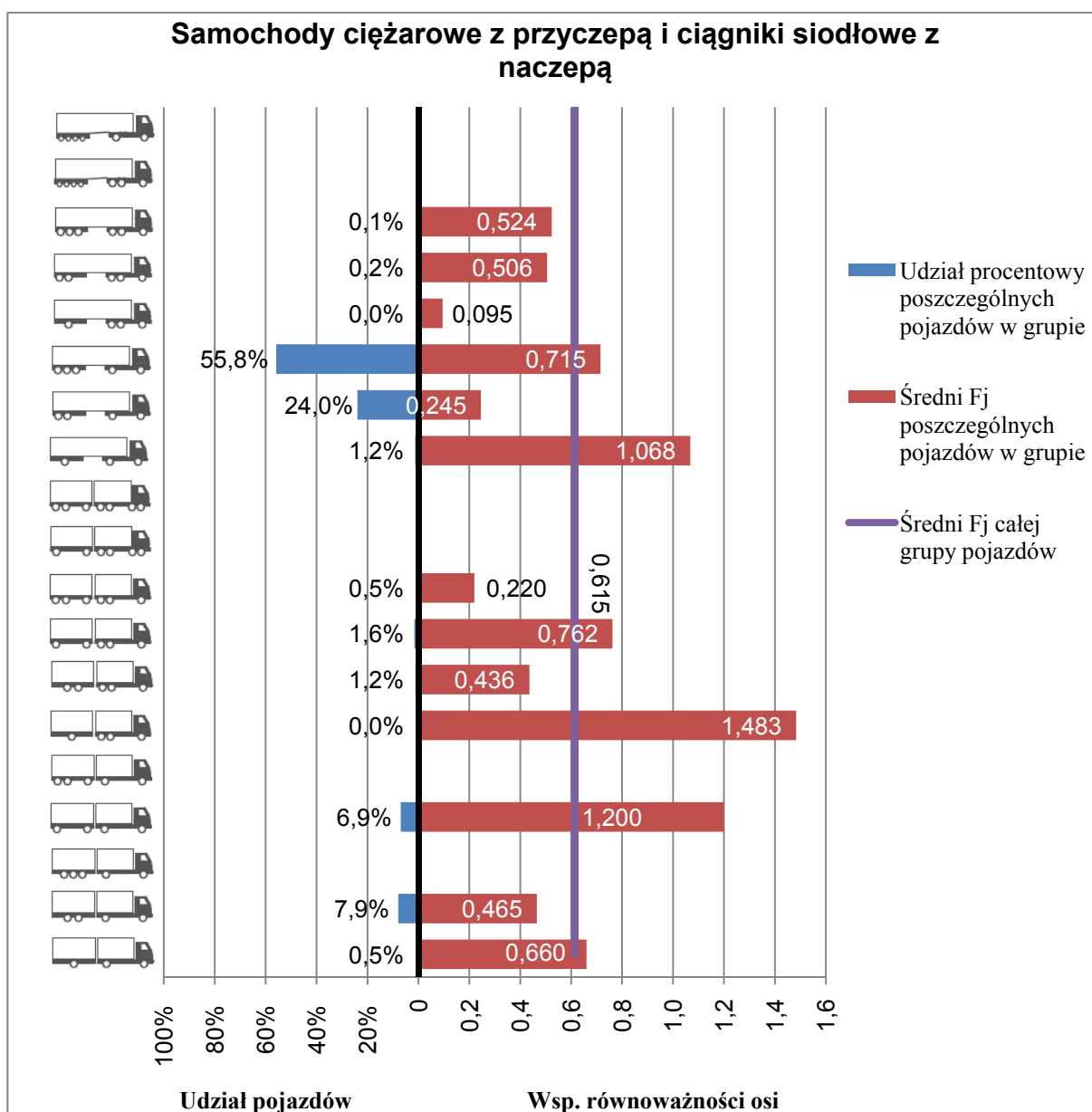
		Samochody ciężarowe bez przyczepy		
sylwetka		11	12	22
ilość		4306	285	0,3%
Udział procentowy		93,2%	6,2%	15
Średni wsp. Fj	> 3,5tony	0,274	0,470	0,234
	wszystkie	0,260	0,470	0,234
Ważony wsp. Fj	> 3,5tony	0,256	0,029	0,001
	wszystkie	0,243	0,029	0,001



Rysunek 4.60. Współczynnik równoważności osi dla grupy pojazdów ciężarowych bez przyczepy dla osi standardowej 100kN, stacja Byczyna

Tablica 4.29. Współczynnik równoważności osi dla samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą dla osi standardowej 100kN, Byczyna

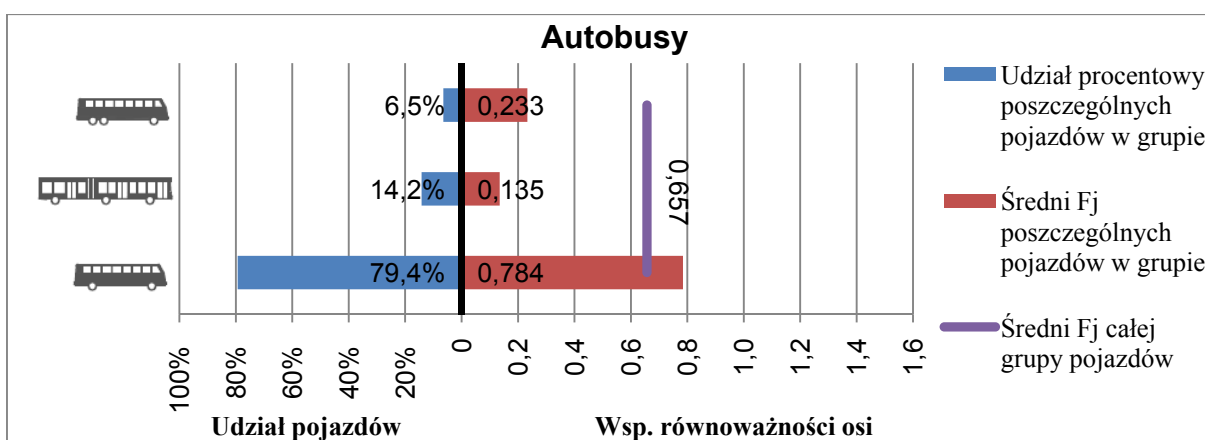
grupa		Samochody ciężarowe z przyczepą						Ciągniki siodłowe z naczepą				
sylwetka		111	112	1111	122	1211	1212	111	112	113	122	123
ilość		92	1344	1176	200	269	78	209	4070	9476	37	22
Udział procentowy		0,5%	7,9%	6,9%	1,2%	1,6%	0,5%	1,2%	24,0%	55,8%	0,2%	0,1%
Średni Fj wsp.	> 3,5tony	0,660	0,465	1,200	0,436	0,762	0,220	1,068	0,245	0,715	0,506	0,524
	wszystkie	0,630	0,465	1,198	0,436	0,762	0,220	1,044	0,245	0,715	0,506	0,524
Ważony Fj	> 3,5tony	0,004	0,037	0,083	0,005	0,012	0,001	0,013	0,059	0,399	0,001	0,001
	wszystkie	0,003	0,037	0,083	0,005	0,012	0,001	0,013	0,059	0,399	0,001	0,001



Rysunek 4.61. Współczynnik równoważności osi dla samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą dla osi standardowej 100kN, stacja Byczyna

Tablica 4.30. Współczynnik równoważności osi dla autobusów dla osi standardowej 100kN, stacja Byczyna

		Autobusy		
sylwetka		11	111	12
ilość		258	46	21
Udział procentowy		79,4%	14,2%	6,5%
Średni wsp. Fj	> 3,5tony	0,784	0,135	0,233
	wszystkie	0,730	0,102	0,222
Ważony wsp. Fj	> 3,5tony	0,623	0,019	0,015
	wszystkie	0,579	0,014	0,014



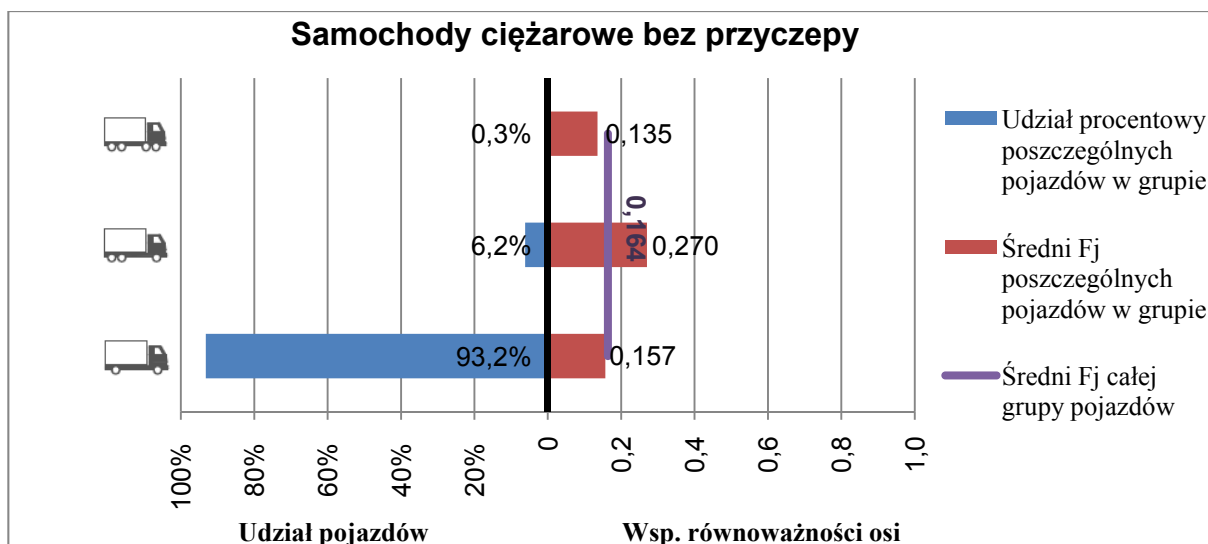
Rysunek 4.62. Współczynnik równoważności osi dla autobusów dla osi standardowej 100kN, stacja Byczyna

Tablica 4.31. Średnie współczynniki równoważności osi dla poszczególnych grup pojazdów, oś standardowa 115kN, stacja Byczyna

Grupa pojazdów	tylko >3,5t	wszystkie
Samochody ciężarowe bez przyczepy	0,164	0,156
Samochody ciężarowe z przyczepą i ciągniki siodłowe z naczepą	0,352	0,352
Autobusy	0,376	0,348

Tablica 4.32. Współczynnik równoważności osi dla samochodów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy dla osi standardowej 115kN, stacja Byczyna

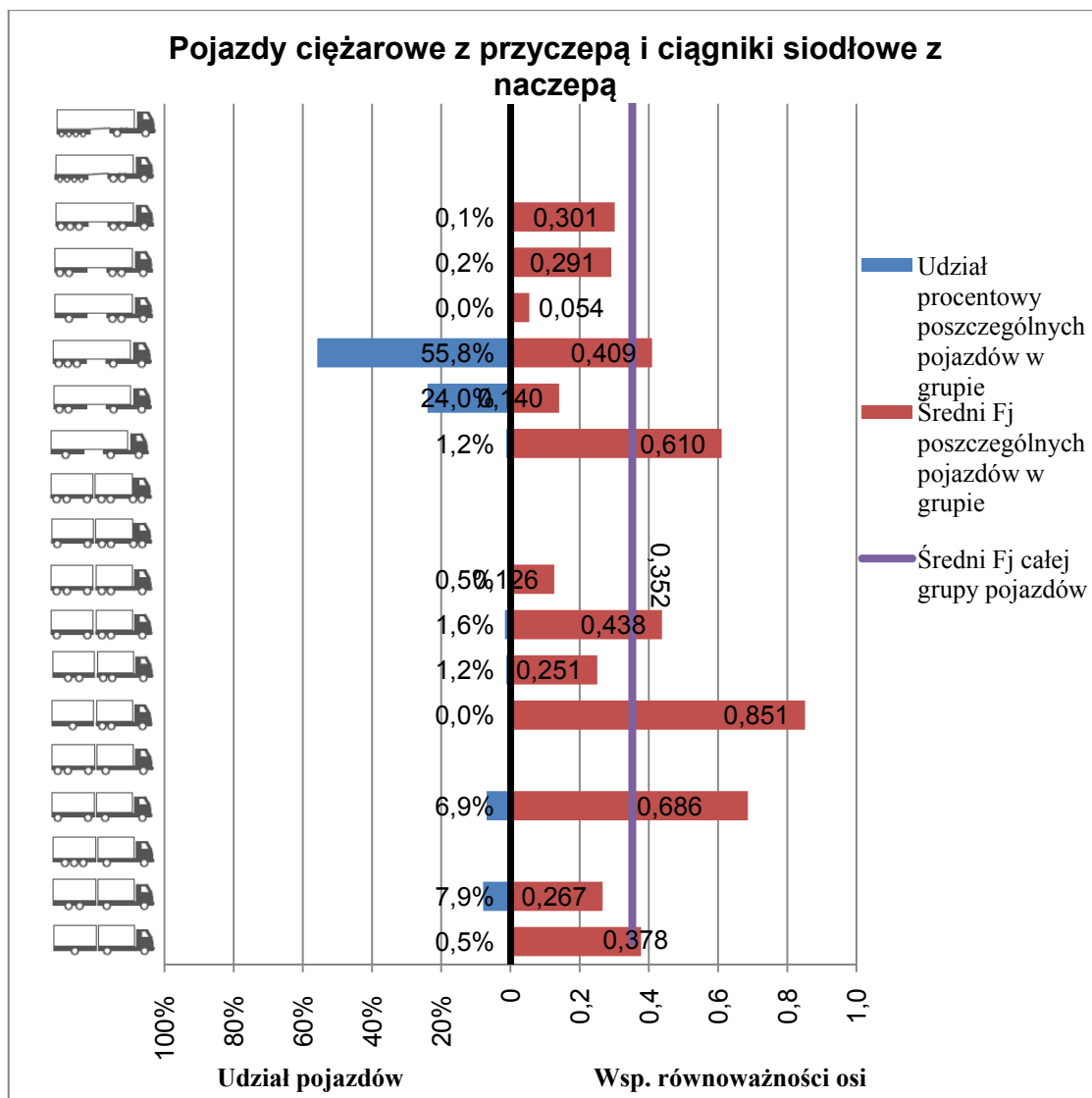
		Samochody ciężarowe bez przyczepy		
sylwetka		11	12	22
ilość		4306	285	0,3%
Udział procentowy		93,2%	6,2%	15
Średni wsp. Fj	> 3,5tony	0,157	0,270	0,135
	wszystkie	0,149	0,270	0,135
Ważony wsp. Fj	> 3,5tony	0,146	0,017	0,000
	wszystkie	0,139	0,017	0,000



Rysunek 4.63 Współczynnik równoważności osi dla grupy pojazdów ciężarowych bez przyczepy i ciągników siodłowych bez naczepy dla osi standardowej 115kN, stacja Byczyna

Tablica 4.33. Współczynnik równoważności osi dla samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą dla osi standardowej 115kN, stacja Byczyna

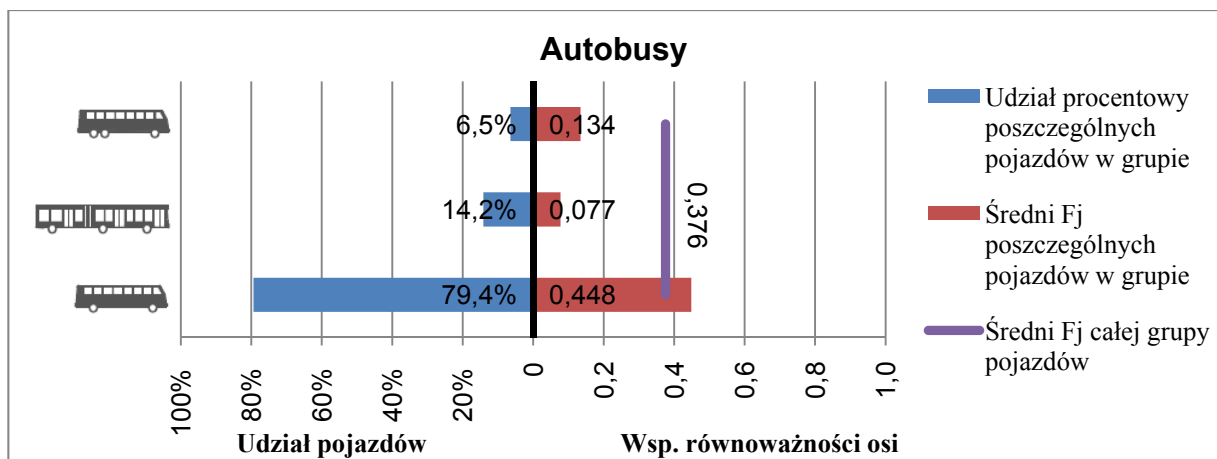
grupa	Samochody ciężarowe z przyczepą						Ciągniki siodłowe z naczepą				
sylwetka	111	112	1111	122	1211	1212	111	112	113	122	123
ilość	92	1344	1176	200	269	78	209	4070	9476	37	22
Udział procentowy	0,5%	7,9%	6,9%	1,2%	1,6%	0,5%	1,2%	24,0 %	55,8 %	0,2%	0,1%
Średni wsp. Fj	> 3,5tony	0,378	0,267	0,686	0,251	0,438	0,126	0,610	0,140	0,409	0,291
	wszystkie	0,360	0,266	0,685	0,251	0,438	0,126	0,597	0,140	0,409	0,291
Ważony wsp. Fj	> 3,5tony	0,002	0,021	0,048	0,003	0,007	0,001	0,008	0,034	0,228	0,001
	wszystkie	0,002	0,021	0,047	0,003	0,007	0,001	0,007	0,034	0,228	0,001



Rysunek 4.64. Współczynnik równoważności osi dla samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą dla osi standardowej 115kN, stacja Byczyna

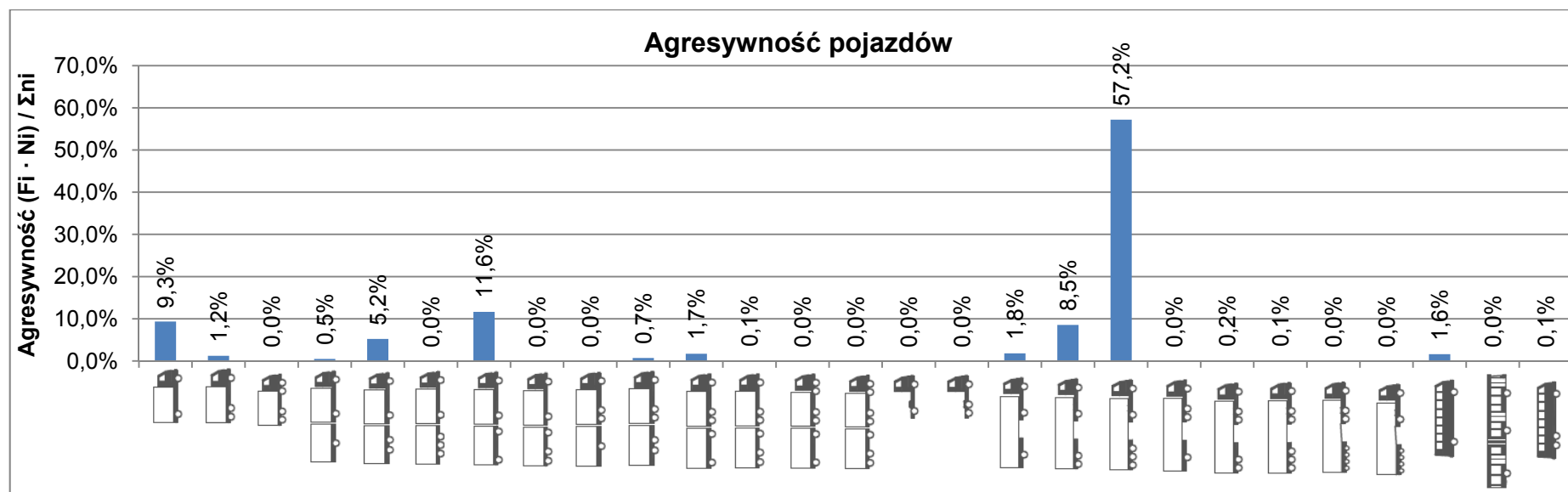
Tablica 4.34. Współczynnik równoważności osi dla autobusów dla osi standardowej 115kN, stacja Byczyna

		Autobusy		
sylwetka		11	111	12
ilość		258	46	21
Udział procentowy poszczególnych pojazdów w grupie		79,4%	14,2%	6,5%
Średni Fj	> 3,5tony	0,448	0,077	0,134
	wszystkie	0,417	0,058	0,128
Ważony Fj	> 3,5tony	0,356	0,011	0,009
	wszystkie	0,331	0,008	0,008



Rysunek 4.65. Współczynnik równoważności osi dla autobusów dla osi standardowej 115kN, stacja Buczyna

4.4.8. Wpływ oddziaływania pojazdów o danej sylwetce w całkowitej szkodzie zmęczeniowej nawierzchni - współczynnik agresywności



Rysunek 4.66. Wpływ oddziaływania pojazdów o danej sylwetce w całkowitej szkodzie zmęczeniowej nawierzchni – stacja Byczyna

4.5. Podsumowanie analiz obciążenia dróg

4.5.1. Struktura ruchu drogowego

Średni dobowy ruch (SDR) na stacji Byczyna (DK11) wynosi 6 000 pojazdów (zakładając, że ruch w obu kierunkach jest zbliżony), natomiast SDR na stacji Wola Dębińska (DK4) jest znacznie większy i wynosi 25 000 pojazdów. W miejscowości Byczyna zanotowano większy udział pojazdów ciężarowych w ruchu - 32,6%, niż na stacji w Woli Dębińskiej - 24,0%, jednak ze względu na większy ruch to właśnie stacja w Woli Dębińskiej jest mocniej obciążona.

Analizując udział poszczególnych typów pojazdów w grupie można stwierdzić, że ruch pojazdów ciężarowych na obu stacjach ma nieco inny charakter. W grupie samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą w obu punktach pomiarowych dominują ciągniki siodłowe z naczepą – ok. 90%, można jednak dostrzec pewną różnicę. Według danych ze stacji w Woli Dębińskiej, ciągniki siodłowe typu 113 mają 71% udział w grupie pojazdów ciężarowych z przyczepą lub naczepą, podczas gdy w Byczynie udział tych pojazdów wynosi 56%. Dla drugiej, co do częstości pojawiania się, sylwetki 112 zauważyć można odwrotną zależność, otóż na stacji Wola Dębińska odnotowano 18% udział pojazdów w grupie, podczas gdy w Byczynie udział wynosił 31%. W grupie samochodów ciężarowych na DK4 85% pojazdów ciężarowych to samochody ciężarowe o sylwetce 11, na DK11 udział tych pojazdów wynosi aż 92%. W przypadku autobusów na obu stacjach dominują pojazdy o sylwetce 11.

4.5.2. Masa pojazdów

W grupie pojazdów ciężarowych bez przyczepy wyszczególniono trzy typy pojazdów: 11, 12 oraz 22. Jak wynika z rozkładu masy najlżejszymi pojazdami są te, o kodzie 11. Należy zwrócić również uwagę na fakt, że jest ich w tej grupie najwięcej. Rozkłady mas w tej grupie dla obu stacji różnią się nieznacznie od siebie ze wskazaniem, że na stacji w Byczynie rejestrowane pojazdy były cięższe.

Podobnie samochody ciężarowe z przyczepą mają większą masę na stacji w Byczynie, niż na stacji w Woli Dębińskiej.

W przypadku ciągników siodłowych z naczepą pojazdy o sylwetkach 111 i 112 stanowią grupę pojazdów lżejszych, natomiast pojazdy o sylwetkach 113 i 123 są cięższe. Można również zaobserwować, że rozkład masy ciągników siodłowych z naczepą typu 113 jest bardziej równomierny na stacji w Byczynie, na stacji w Woli Dębińskiej występują dwa szczyty, dla przedziału mas 14 – 18 ton oraz 34 - 42 tony.

4.5.3. Udział pojazdów przeciążonych

Na stacji Wola Dębińska (DK4) całkowity udział pojazdów ciężarowych, przeciążonych z uwagi na dopuszczalny ciężar osi i całkowitą masę pojazdu jest zbliżony i wynosi 4,9%. Można jednak dostrzec pewne różnice dla poszczególnych typów. Dla przykładu większy odsetek pojazdów o przeciążonej osi można zaobserwować np. dla typu 1111 (w grupie samochodów ciężarowych z przyczepą), z kolei pojazdy o kodzie 122 i 1211 wykazują odwrotną tendencję. Największy udział pojazdów przeciążonych zanotowano dla samochodów ciężarowych typu 22 (ok. 25%).

Według danych ze stacji w Byczynie (DK11) udział pojazdów o przekroczonym nacisku dopuszczalnym na jedną z osi wynosi 3,8%, podczas gdy udział pojazdów o przekroczonej masie całkowitej równy jest 0,7%.

4.5.4. Średni współczynnik równoważności osi

Analiza danych ze stacji ważenia pojazdów wykazała, że średnie współczynniki równoważności osie obliczona dla obu stacji są inne niż współczynnik przeliczeniowy przyjęty w obecnym katalogu (Tablica 4.35). Można zaobserwować, że dla grup samochodów ciężarowych bez przyczepy oraz autobusów jest on wyższy, natomiast dla grupy samochodów ciężarowych z przyczepą i ciągników siodłowych z naczepą jest niższy. Z porównania współczynników otrzymanych dla stacji Wola Dębińska i Byczyna wynika, że są one od siebie różne. Różnice te powiązane są z obciążeniem osi poszczególnych typów pojazdów i ich udziałem w danej grupie. Pomimo dużego udziału pojazdów ciężarowych w ruchu na obu punktach pomiarowych (24% w Woli Dębińskiej i 32% w Byczynie), obciążenie drogi ruchem ciężkim jest inne, co potwierdzają rozkłady mas poszczególnych typów pojazdów oraz ich udziały w grupach. Średni współczynnik równoważności osi grupy pojazdów będzie zatem zależeć od pewnych cech drogi, takich jak lokalizacja czy przeznaczenie, które to będą miały wpływ na ruch pojazdów ciężarowych.

Tablica 4.35. Zestawienie współczynników przeliczeniowych grup pojazdów na osie obliczeniowe 100 kN dla Katalogu z średnimi współczynnikami grup pojazdów zarejestrowanych na stacjach w Woli Dębińskiej i w Byczynie ze wstępnej próby

	Współczynnik przeliczeniowy z katalogu	Średni współczynnik obliczony dla stacji Wola Dębińska	Średni współczynnik obliczony dla stacji Byczyna
Samochody ciężarowe bez przyczepy	0,109	0,218	0,286
Samochody ciężarowe z przyczepą i ciągniki siodłowe z naczepą	1,245 1,950	0,911	0,615
Autobusy	0,594	0,873	0,657

Podane wyniki mają charakter wstępny, pochodzą ze wstępnej próby i mogą ulec zmianie po przeprowadzeniu całej analizy. Należy również pamiętać, że średnie współczynniki równoważności osi zostały obliczone ze wzoru 4-tej potęgi. Jest to metoda uproszczona i nie uwzględnia wielu czynników, które wpływają na destrukcję nawierzchni.

4.5.5 Udział poszczególnych typów pojazdów w całkowitej szkodzie zmęczeniowej nawierzchni - współczynnik agresywności ruchu

Z rysunków 4.38. i 4.66. można odczytać, że zdecydowanie największy współczynnik agresywności ruchu wykazują ciągniki siodłowe z naczepą typu 113. Warto zwrócić uwagę na fakt, że udział tych pojazdów w całkowitej szkodzie zmęczeniowej nawierzchni jest mniejszy dla stacji Byczyna. Z kolei udział samochodów ciężarowych z przyczepą typu 1111, czy też 112 jest większy na stacji w Byczynie niż na stacji w Woli Dębińskiej. Świadczy to o różnym sposobie oddziaływania pojazdów ciężarowych na obu stacjach.

Literatura

- [1] Arbeitsgruppe Mineralstoffe im Straßenbau - Arbeitsausschuss: Industrielle Nebenprodukte und Recycling-Baustoffe - Arbeitskreis: Kaltrecycling In situ - „Merkblatt für Kaltrecycling in situ im Straßenoberbau” - 2005
- [2] Catalogue des structures types de chaussées neuves. Notice d'utilisation. Service d'Études des Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), Edition 1998,
- [3] D.Merrill, M.Nunn, I.Carswell – “A guide to the use and specification of cold recycled materials for maintenance of road pavements” – TRL report no.611, 2004
- [4] *Design Manual for Road & Bridges, Highways Agency DMRB* 2006
- [5] DIN 18196
- [6] Dyrektywa Rady UE nr 96/53/WE z dnia 25 lipca 1996r. ustanawiająca dla niektórych pojazdów drogowych poruszających się na terytorium Wspólnoty maksymalne dopuszczalne wymiary w ruchu krajowym i międzynarodowym oraz maksymalne dopuszczalne obciążenia w ruchu międzynarodowym (Dz.U. L235 z 17.9.1996, str. 59).
- [7] Elliott R., Implementing high modulus asphalt technology In the UK, Scott Wilson, 2008
- [8] French Design Manual for pavement structures. Guide technique. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). May 1997
- [9] Guide technique: Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule I – Principes généraux. Service d'Études des Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), 2^{ème} Edition 2000,
 - a. HD 24/06 – *Traffic Assessment*
 - b. HD 26/06 – *Pavement Design*
 - c. HD 27/04 – *Pavement Construction Methods*
 - d. HD 39/01 – *Footway Design*
- [10] IAN 73/06 Rev 1 *Design Guidance For Road Pavement Foundations*
- [11] Jabłoński K., Rybczyński M., Szydło A. – „Recykling głęboki nawierzchni autostrady A-4. Podbudowa pomocnicza z mieszanki destruktu z cementem i emulsją” – magazyn „Drogownictwo”, nr 8/1999
- [12] Judycki J. Structural characterization of road base materials treated with hydraulic binders. Oulu 1991
- [13] *Manual of Contract Documents for Highway Works*, MCHW, specification for Highway Works
- [14] Mieszanki związane spoiwem hydraulicznym do dróg krajowych WT-5 2010. Wymagania Techniczne
- [15] Norma 6.1 IC, Secciones de firme, Direccion General de Carreteras, Ministerio de Fomento, 2003
- [16] Nunn M.E., Smith T., Road Trials of high modulus base for heavily trafficked roads, TRL Project Report PR231, 1997
- [17] Perret J., Ould-Henia M., Dumont A-G., High modulus pavement design using accelerated loading testing (ALT), 3rd Euroasphalt&Eurobitume Congress Vienna 2004
- [18] Powell W.D, Potter J.F, Mayhew H.C i Nunn M.E., „*The Structural Design of Bituminous Roads*”. Report LR1132; TRRL
- [19] Recomendaciones de proyecto y construccion de firmes y pavimentos, Consejeria de Fomento, Junta de Castilla y Leon, 2004
- [20] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 31 grudnia 2002r. w sprawie warunków technicznych pojazdów oraz zakresu ich niezbędnego wyposażenia (Dz.U. RP nr 32 z 26 lutego 2003 r.)
- [21] RStO 01 - Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen, 2001
- [22] Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) – “Retraitement en place a froid des anciennes chaussees” – Przewodnik techniczny, Bagneux Cedex (Francja), lipiec 2003
- [23] Snaders P.J., Nunn M., The application of Enrobe a Module Eleve in flexible pavements, TRL Report TRL636
- [24] Wirtgen Group – „Wirtgen Cold Recycling Manual” – II edycja, listopad 2004
- [25] WT-2 2010, Nawierzchnie mineralno-asfaltowe. Wymagania techniczne, (w czasie weryfikacji), Warszawa 2010
- [26] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau ZTVE-StB 94, wydanie 1994 / redakcja 1997
- [27] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau, wydanie 1995 / redakcja 2002