

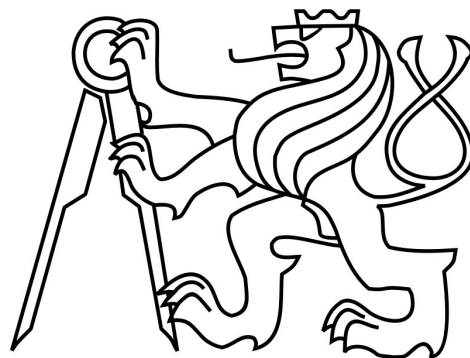
ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra silničních staveb

Přístupy k rozvoji a uplatňování konceptu 3E asfaltových směsí a vozovkových vrstev v dopravním stavitelství

Approaches to the development and usage of the 3E asphalt mixtures and
pavement structures concept in transport engineering



HABILITAČNÍ PRÁCE

Ing. Jan Valentin, Ph.D.

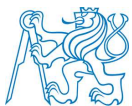
Praha 2022





Předmluva s poděkováním

Uplynulých dvanáct let představuje etapu v životě, kterou jsem se vedle výchovy studentů bakalářského a magisterského studia, stejně jako i vedení několika doktorandů, snažil zasvětit vědecké práci, která by identifikovala, vymezovala a rozvíjela nové nebo inženýrsky vhodné přístupy, jež by napomohly v oblasti technologií a technických řešení silničního stavitelství uplatit a rozšířit principy udržitelnosti a přibližovaly nás více k prosazení postupného přechodu k oběhovému hospodářství. Každé období lidského života i epochy, ve které se odehrává, jsou něčím ojedinělé. V současné době se kloubí několik rysů, které pravděpodobně jsou velkou výzvou a pro další desetiletí či století možná i předělem. Poslední století a přelom mezi ním a stávajícím 21. stoletím nám umožnil historicky vzato pozoruhodný vývoj, který jsme dokázali postupně urychlovat a využít pro velký rozvoj znalostí a zvýšení úrovně blahobytu, jakkoli si současně je třeba připustit i hluboké disproporce, které nadále na naší planetě existují. Rozvíjející se průmyslová společnost postupně umožnila objevit a vyvinout řadu technologií, které před 100 či 50 lety byly jen těžko představitelné, současně s tím jsme však mnohdy nedokázali uchovat a pěstovat vlastní pokoru a uvědomění si, že nežijeme sami pro sebe a že nelze ztratit povědomí o existenci hranic. Vždyť každé vědění má ve své epoše hranice poznání, kterých si je třeba být vědom, protože jedině díky tomu je možné uchovat přirozeně zdravý a rovnovážný vývoj, je možné zachovat si jistou míru respektu a uvědomění si, že čím více znalostí objevujeme, tím více otázek se před námi bude objevovat. Nejpozději v posledních dvou desetiletích postupně zjišťujeme nebo si uvědomujeme, že zvolenou vývojovou trajektorii bude potřebné upravit nebo pozměnit, pokud chceme s dosažených výsledků dosavadní cesty nadále čerpat a úroveň našich životů neohrozit. Příští dvě desetiletí pro nás v tomto ohledu mohou být na delší dobu zlomová a určující. Tedy určující ve smyslu, zda si nadále uchováme životní standard, na který jsme si zvykli, a zda stávající životní úroveň budeme schopni předat i dalším generacím. Ukazuje se totiž, že zvolená lineární vývojová linie, která mnohdy přecházela až v exponenciální růst, nemůže v systému, který má konečný rozměr (planeta Země a život na ní) trvale fungovat. Logicky. Bohužel, tuto logiku jsme si velmi dlouho snažili nepřipouštět, možná jsme na ni pozapomněli a možná si jen mysleli, že s rozvojem svých znalostí ji dokážeme ošálit. To se stalo jistým znakem ztráty části pokory, což ještě nikdy v dlouhé historii a mnoha analogiích naší existence nevedlo k dobrému konci. Nebo je to možná věčná potřeba pokoušet hranici mezi pýchou a vědomou pokorou. Kdo může vyhrát? Kde existují meze, jež není radno překračovat? Pokud převáží pýcha, následuje zpravidla vždy pád, pokud nás dostihne včasné uvědomění a pochopení, potom existuje vždy šance na poučení, opuštění slepé uličky a snaha nalézt příhodnější cestu a řešení. Takový moment je dnes pravděpodobně blízko a nejspíše charakterizuje naši dobu, ačkoli míváme tendenci takové skutečnosti vzdorovat nebo ji vědomě chtít oddálit. Získat však více času na dosavadní cestu pravděpodobně nebude možné. Proto dnes stále častěji slyšíme, že budeme muset projít různými transformacemi nebo si připustit potřebnost změny. Zatím tomu říkáme udržitelnost nebo v pojetí ekonomické teorie oběhové hospodářství. Rozkošné přitom je, že naše růstová trajektorie založená na lineárním přístupu nás podvědomě nakonec vrátí ke kruhu či kružnici, a tedy k jedné z forem koloběhu. Přirozeností života přeci je koloběh – larva se stává postupně motýlem, který pomáhá koloběhu života rostlin a současně se stává součástí potravního koloběhu, kdy je potravou pro další organismy, až se nakonec vrcholový článek řetězce stane po svém konci života zdrojem potravy pro další larvy. Obdobně se voda mění v páru, která se kumuluje oblaka, aby z nich voda „zkondenzovala“ a stala se vodou jak pro život tam pro další přeměnu v páru. Pokud tyto koloběhy po tisíciletí přirozeně fungují, nemusí být sice ideálně dokonalé, ale vpravdě budou fungovat lépe a déle než náš přechodný pokus narovnat běh věcí do přímky. Bez ohledu na to, zda princip fungování v kružnicích bude efektivnější či nikoli, je rozumné jej vyzkoušet a rozvinout. Ona se ve skutečnosti neuzavře vývojová linie do nekonečného kruhu, ale postupně nás nejspíše dovede k formám spirály.



Z inženýrského pohledu omezujícího se na dopravní stavby se může jevit, že zde je jen malá souvislost mezi přechodem od lineárního k oběhovému přístupu a tím, jak infrastrukturu utváříme a rozvíjíme. Ve skutečnosti jsem postupem věku přesvědčen, že tato vzájemná souvislosti a význam, který tzv. cirkulární přístup má, jsou pro dopravní infrastrukturu a její udržitelnost v čase do značné míry zásadní. Dopravní infrastruktura nám ve svých různých podobách pomáhá zajistit náš rozvoj, vytváří nervová propojení i „krevní oběh“, který zajišťuje naši životaschopnost, umožňuje rozvoj naší volnosti definované přes mobilitu a dostupnost. Aby všechny tyto atributy byly možné, musíme do jejího vytváření a udržování vkládat nemalé množství energie a zdrojů (materiálových a finančních). Ani v případě infrastruktury přitom nemáme schopnost udržet ji nekonečně dlouho ve stejném stavu a výkonnosti. Postupem času se potřebovává, kapacitně vyčerpává nebo stárne. Tím se může stát v jednotlivých částech nepotřebnou či nefunkční, což v zásadě předurčuje konec jednoho cyklu. To představuje podstatu vědecké cesty, kterou se snažím oněch více jak 12 let sledovat a porozumět ji. Alespoň pro malou oblast, kterou představují technická a technologická řešení asfaltových vozovek. Cílem je přitom hledání odpovědí na otázky, kterými jsou možnosti zvyšování efektivity daného cyklu, aby na jedné straně zachovával svoji funkčnost, ale současně umožnil na jedné straně zvětšovat svoji celkovou délku, snižovat svoji energetickou náročnost a využíváním principů přeměny starého v nové (recyklace nebo opětovné využití) vytvářet cykly nové. Zjednodušeně je pak komplex řady dílčích úloh vedoucích k udržitelné formě vozovky ukotven do principu 3E-D asfaltové směsi, vrstvy či souvrství.

Hledání řešení pro takovou úlohu není v možnostech a schopnostech jednoho člověka. Proto je třeba poděkovat řadě kolegů, včetně studentů a doktorandů, kteří mi vždy pomáhali s nalézáním dílčích odpovědí nebo rozvojem jednotlivých řešení. Katedra silničních staveb FSv ČVUT v Praze dlouhodobě vytváří prostředí, ve kterém mohu své nápady, myšlenky a dílčí výzkumné projekty realizovat. Jsem tomu hluboce rád a vděčný. Studenti a doktorandi, kteří se rozhodnou část své cesty spojit s naší katedrou a vstoupí do řešení řady těchto projektů nebo hledání odpovědí jsou vždy čerstvou energií a inspirací. Mnohdy díky jiným pohledům a invenci, kterou s sebou dokáží přinést. Fakulta stavební především v podobě dvou děkanů (prof. Z. Bittnara a prof. J. Máci) a paní děkanky (prof. A. Kohoutkové) poskytovala a poskytuje trpělivost nad jistou svéhlavostí, kdy moje cesta k této práci trvala vpravdě delší dobu, než by se slušelo. Společně s nimi se sluší poděkovat řadě dalších kolegů a kolegů, kteří mne na cestě provázejí. Někteří z nich byli nejprve učiteli, jiní spolužáky nebo studenty, kterým jsem měl možnost předat alespoň část svého poznání. Ze všech se postupem času stali ceněni spolupracovníci nebo pracovní kamarádi. Obdobně by bylo sobecké, pokud bych své poděkování nevyjádřil i kolegům a společnosti HOCHTIEF CZ, zejména pak oběma posledním generálním ředitelům – Tomáši Bílkovi a Tomáši Korandovi. Tato společnost mi 20 let poskytuje zázemí a možnost se profesně rozvíjet s tolik potřebným přesahem do reálné stavební praxe. Umožnila mi skloubit akademickou dráhu se získáváním praktické zkušenosti. A zpětným pohledem na tuto poměrně dlouhou dobu jsem přesvědčen, že pro stavební inženýry, kteří se rozhodnou svou energii zasvětit i vědě, výzkumu, inovacím a vzdělávání, je příležitost poznávání reálného světa stavebního oboru nezastupitelná.

V neposlední řadě pak poděkování patří mým blízkým. Prarodičům, kdy každý jednotlivě vždy svým dílem inspiroval a od dětství předával řadu báječných momentů, rad i životních příkladů – byl by to jistě dlouhý výčet. Mým rodičům, kteří mě a mou sestru skvěle připravili a mentálně vybavili na život, podporovali mé kroky a umožnili mou cestu, respektovali mé volby a někdy i pro ně jistě nelehká rozhodnutí, byli a jsou vzory slušného a svébytného života. Pokud platí, že první důležitou volbou, kterou činíme, je výběr rodičů, potom má volba byla bezesporu správná a jedna z nejlepších, kterou jsem dosud v tomto životě učinil. Mé partnerce Pavle, která je oporou, věnuje mi čas i prostor, se všemi mými vrtochy a mnohdy až zarputilým zanícením neustále se hnát k hledání za dalšími odpověďmi na otázky mých badatelských projektů, myšlenek a potřeb být stále v myšlenkovém pohybu. Je to vzácné porozumění, jemuž jsem opravdu vděčný i z důvodu, že mnoho společných hodin padlo na úkor aktivit spojených s poznatky shrnutými v této práci. V neposlední řadě potom



mému synovi Františkovi, který jako každé dítě pro své rodiče vždy byl a zůstává hnací silou, jež nám určuje, proč má smysl hledat a rozvíjet nové cesty, a současně nám pomáhá objasnit smysl našeho bytí. Současně je otiskem i zrcadlem pro naši sebereflexi. Můj a jeho společný čas je o to vzácnější, že důsledkem mé životní cesty a rozhodnutí, která jsem učinil, nemůžeme být spolu tak často, jak bychom si jistě oba přáli. Všem jim velice děkuji a jsem zavázán.

V Praze, 30.11.2022

Jan Valentin



Abstrakt

Předložená habilitační práce se věnuje technické oblasti výzkumu, vývoje a souvisejícímu studiu chování asfaltových směsí s důrazem na v současné době důležité trendy technického rozvoje, mezi které vedle průběžného prohlubování porozumění mechanickému či reologickému chování těchto kompozitů patří především reálná potřeba identifikovat a rozvinout nebo prohloubit řešení s vyšším zaměřením na udržitelnost ve smyslu propojení technických požadavků, ekonomických možností a environmentálních potřeb. Uveden nezbytnost lze spatřovat jak v oblasti hospodárného využívání neobnovitelných přírodních zdrojů, tak i ve snižování emisí nebo energetické náročnosti infrastrukturních staveb. Oblast efektivního nakládání s přírodními zdroji je bezesporu prvním logickým cílem, neboť liniové stavby zabudovávají velká množství těchto materiálů. Rozvíjení vhodných řešení a prohloubení znalostní báze, která umožní při dosažení konce života konstrukce vozovky materiály v ní obsažené efektivně opětovně využít – a to ideálně pro stejný účel – představuje přirozenou technickou potřebu. Obdobně lze na tuto problematiku nahlížet i úlohami, při kterých je cílem okamžitě dosažení konce života konstrukce účinně oddálit díky zlepšené trvanlivosti nebo prodloužené životnosti kompozitu asfaltové směsi. To samozřejmě vyžaduje zpřesňování poznání o dlouhodobém chování viskoelastického materiálu, který není díky své podstatě zcela jednoduchý na predikci užitého chování, které ovlivňuje řada působících faktorů – typ a intenzita zatížení, teplotní účinky, citlivost k degradaci v podobě stárnutí především asfaltového pojiva a další. Dalším hlediskem je rozvoj nových řešení, která budou přispívat ke snižování produkce emisí. Specifikem asfaltových směsí je, že pro svoji výrobu zpravidla vždy vyžadují vyšší teploty významně přesahující 100 °C. Tato skutečnost je dána viskoelastickým charakterem asfaltového pojiva, které pro potřebnou zpracovatelnost vyžaduje snížení viskozity, kterého je dosaženo postupným ohřevem této organické látky. Z důvodu zachování tepelné rovnováhy v celém kompozitu asfaltové směsi – asfaltové pojivo vytváří na zrnech plniva tenký film a povrchy obou látek je třeba udržovat na obdobné teplotě, aby nedocházelo například k příliš rychlému ochlazení asfaltového filmu – je třeba energii vkládat jak do pojiva, tak i do použitého kameniva. Díky tomu se generuje nemalá spotřeba energie, jejíž využití znamená vytváření uhlíkové stopy. Současně s tím dochází při ohřívání pojiva též k uvolňování dalších organických výparů, přičemž z pohledu snižování dopadů na životní prostředí je potřebné řešit omezování obou těchto vlivů. Toho je dosaženo pomocí kombinace asfaltového kompozitu buď s látkami snižujícími viskozitu nebo upravující povrchovou aktivitu.

V rámci souboru výzkumných aktivit, které byly realizovány v posledních více jak 10 letech se habilitační práce proto zaměřuje na všechny tři aspekty: (i) trvanlivost a prodloužená životnost asfaltových směsí, včetně prohloubení poznání v oblasti charakteristik důležitých pro porozumění užitému chování, které k cílenému zlepšení trvanlivosti bude napomáhat, (ii) rozvoj řešení recyklace asfaltových směsí s docílením vysoké technické i ekonomické přidané hodnoty, včetně porozumění účinkům recyklovaných materiálů na výkonnost asfaltové směsi a (iii) zpřesnění znalostní báze v oblasti nízkoteplotních asfaltových směsí, díky kterým lze přispívat ke snižování negativních účinků přímo uvolňovaných organických emisí a přeneseně i k omezování uhlíkové stopy výroby a zpracování asfaltové směsi. I v tomto případě s nezbytnou potřebou porozumět možným vlivům na užité chování. Práce je členěna do 5 logických částí, přičemž výše uvedeným oblastem jsou vyhrazeny kapitoly 3 až 5. Ty jsou tvořeny vždy odborným shrnutím k dané problematice, na kterou navazují vybrané vědecké nebo aplikační výsledky realizované v uplynulém desetiletém období. V závěru jsou následně shrnuta východiska a doporučení pro další směřování výzkumu a vývoje při rozvíjení konceptu 3E asfaltových směsí.

Klíčová slova: asfaltová směs, trvanlivost, prodloužená životnost, funkční zkoušky, reologie, udržitelnost, recyklace za horka, recyklace za studena, nízkoteplotní asfaltová směs



Abstract

The submitted habilitation thesis is devoted to the technical field of research, development and related study of the asphalt mixture behavior with emphasis on currently important trends in technical development, which include, in addition to the continuous deepening of understanding of the mechanical or rheological behavior of these composites, especially the real need to identify and develop or expand solutions with a greater focus on sustainability in the sense of linking technical requirements, economic opportunities and environmental needs. This necessity can be seen both in the field of effective use of non-renewable natural resources and in the reduction of the emission or energy intensity of infrastructure works. The efficient use of natural resources is undoubtedly the first logical objective, as linear structures incorporate large quantities of these materials. Developing appropriate solutions and expanding the knowledge base to enable the materials contained in the pavements to be effectively reused - ideally for the same purpose - when end-of-life stage is reached represents a technical need. Similarly, it can be addressed also by tasks where the aim is to effectively delay the structural end-of-life by improving the durability or extending the service life of the asphalt mix composite. This requires refining the knowledge of the long-term behavior of viscoelastic material, which is not, due to its nature, completely simple in performance prediction, which is influenced by a number of factors - type and intensity of loading, temperature effects, degradation in the form of bitumen ageing, etc. Another aspect is the development of new solutions that will contribute to reducing emissions. A specific feature of asphalt mixtures is that they always require for their production temperatures significantly above 100 °C. This is due to the viscoelastic nature of the bitumen, which requires reduced viscosity to reach necessary workability. This is achieved by gradually heating the organic substance. In order to maintain thermal equilibrium throughout the asphalt mix - the bitumen forms a thin film on the aggregate and the surfaces of both substances must be kept at a similar temperature to prevent, e.g., the bitumen film from cooling too quickly - energy must be put into both the binder and the aggregate used. This generates considerable energy demands, the use of which means creating a carbon footprint. At the same time, the heating of the binder also releases additional organic fumes, and from the perspective of reducing environmental impacts, it is necessary to address the reduction of both of these impacts. This is achieved by combining the asphalt composite with either viscosity reducing or surface active modifying agents.

Therefore, the thesis focuses on all three aspects within the set of research activities that have been carried out in the last more than 10 years: (i) the durability and extended life of asphalt mixtures, including the deepening of the knowledge in the field of characteristics relevant for performance prediction that will contribute to the improvement of durability, (ii) the development of solutions for the recycling of asphalt mixtures with the achievement of high technical and economic added value, including an understanding of the effects of recycled materials on asphalt mix performance, and (iii) refining the knowledge base on low temperature asphalt mixtures that can contribute to reducing the negative effects of directly released organic emissions and, by implication, reducing the carbon footprint of asphalt mix production and processing. Again, with the necessary need to understand the potential effects on performance behavior. The thesis is divided into 5 chapters, with chapters 3 to 5 dedicated to the above areas. These are always composed of a technical summary of the subject, followed by selected scientific or application results carried out over the past decade. The conclusion then summarizes the starting points and recommendations for the further direction of research and development in driving forward the 3E asphalt mix concept.

Keywords: asphalt mix, durability, extended service life, functional testing, rheology, sustainability, hot recycling, cold recycling, warm mix asphalts

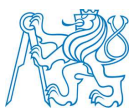


OBSAH

1. Úvod	10
2. Dopravní infrastruktura a její udržitelnost	13
2.1 Dopravní infrastruktura a její udržitelnost	13
2.2 Výzkumné potřeby vymezené touto prací	15
3. Aspekty recyklace a opětovného použití v silničním stavitelství	20
3.1 Recyklace asfaltových vrstev za horka	30
3.2 Recyklace asfaltových vrstev za studena a trendy posledního desetiletí	32
3.2.1 Navržená harmonizovaná metodika jednotného návrhu a zkoušení směsí recyklace za studena	33
3.2.2 Sledované inovace v oblasti směsí recyklace za studena	35
3.2.3 Navazující experimentální studie s mechanicky aktivovanými vedlejšími produkty	40
3.2.4 Ověřovací experimentální studie směsí recyklace za studena	46
3.A Aktuální poznatky s použitím vysokopecní strusky v MZK a v hydraulicky stmelených směsích	50
3.B Functional characteristics of bitumen modified by pulverized rubber and selected chemical catalysts and/or additives	59
3.C Performance behavior of bitumen modified by new generation of activated rubber powder	70
3.D Uplatnění asfaltového betonu s vyšším obsahem R-materiálu v ložní a obrusné vrstvě na silnici I. třídy	81
3.E Comparison of performance characteristics for asphalt concrete mixtures containing 40 % reclaimed asphalt and different binder solutions	91
3.F Influence of rejuvenator on selected characteristics of an asphalt concrete containing 50 % reclaimed asphalt	99
3.G Vybrané poznatky zkoušení funkčních charakteristik zestárnutých asfaltových pojiv s rejuvenátory	106
3.H Report on proposed harmonised test procedures for durability characterization	118
3.I Stiffness Characterization of Cold Recycled Mixtures	131
4. Asfaltové směsi s prodlouženou trvanlivostí a životností	142
4.1 Vozovky s dlouhou životností	149
4.2 Trvanlivé asfaltové vrstvy a možnosti v ČR	155
4.3 Trvanlivé asfaltové vrstvy a prováděné experimentální úlohy	161
4.A A comprehensive study on adhesion between modified bituminous binders and mineral aggregates	162
4.B Behaviour of High-Modulus Asphalt Concrete from the Perspective of Deformation Characteristics – Stiffness	184
4.C Moisture Susceptibility of Asphalt Mix and Bitumen-Aggregate Adhesion – Impact of Ageing and Adhesion Promoter Stability	195
4.D Ověřování odolnosti asfaltové směsi proti účinkům vody s uplatněním zmrazovacích cyklů a roztoku chloridu sodného	202



4.E Stiffness Data of High-Modulus Asphalt Concretes for Road Pavements: Predictive Modeling by Machine-Learning	212
4.F Performance Prediction of Fine-Grained Asphalt Concretes with Different Quarry Fillers by Machine Learning Approaches	233
4.G Asfaltové směsi mastixového typu s definovanou čarou zrnitosti pro ložní vrstvy vozovek	244
4.H Protokol o ověření a následném uplatnění technologie č. KP-DP01-002/2018 „Ověření asfaltového souvrství tenké obrusné vrstvy z asfaltového betonu typu SMA 8 NH a ložní vrstvy z mastixového koberce typu SMA 22 L s využitím výhradně vyššího podílu R-materiálu	251
4.I Variantní konstrukce vozovky pro rekonstrukce Štěřboholská spojka (A), Praha 15, č. akce 999161 a Štěřboholská spojka (G), Praha 15, č. akce 999167	270
5. Asfaltové směsi se sníženou energetickou náročností	275
5.1 Úvod do problematiky asfaltových směsí a energetické náročnosti	275
5.2 Asfaltové směsi a trendy ve snižování pracovních teplot	277
5.3 Výchozí experimentální poznatky analýz nízkoviskózních asfaltových pojiv	278
5.4 Vybraná měření a výsledky vlastností asfaltového pojiva při nízkých teplotách	295
5.5 Analýza komplexního modulu vybraných pojiv	297
5.6 Využití uměle zestárlého R-materiálu v asfaltové směsi společně s vybraným typem přísady pro snížení pracovní teploty	305
5.7 Posouzení vlivu a potenciálu nových typů syntetických vosků s uplatněním v silničním asfaltu 50/70	309
5.8 Studie a souhrnné výsledky pro varianty nízkoteplotních asfaltových směsí ACO 11+ s obsahem 30 % R-materiálu a variantami funkčních asfaltových pojiv	318
5.9 Experimentální studie k nízkoteplotní asfaltové směsi kombinující aplikaci vosků a zvýšený obsah R-materiálu společně s užitím oživovací přísady REJU 182	329
5.10 Experimentální studie k nízkoteplotní asfaltové směsi kombinující aplikaci vosků a zvýšený obsah R-materiálu společně s oživovací přísady SYLVAROAD™ RP1000	337
5.11 Shrnutí k problematice nízkoteplotní asfaltových směsí	348
Závěr	349
Použitá literatura	359



1. Úvod

Modernizace, rehabilitace, obnova a další výstavba dopravní infrastruktury patří celosvětově ke klíčovým celospolečenským výzvám stávajícího století a to hned v několika aspektech – ekonomickém (disponibilita finančních zdrojů), environmentálním (potřebnost přírodních zdrojů, rizika znečištění životního prostředí, dopady na krajinu) i technickým (zejména trvanlivost infrastrukturních staveb, která v řadě ohledech musí čelit zvyšujícím se nárokům vlivů zatížení, která na ni mohou působit). Poradenská společnost McKinsey [1] odhaduje, že na zmodernizování globální infrastruktury bude potřeba do roku 2030 vynaložit více jak 60 bil. USD. To platí především v rychle se rozvíjejících částech světa, mezi které dnes bezesporu patří primárně velké části asijského kontinentu, jenž se v nadcházejících letech stane bezesporu jedním z nejsilnějších globálních center ekonomiky. Kvůli dosud jen v malé míře zbrzděnému nárůstu počtu obyvatel a současně pokračujícímu růstu hospodářství a to i navzdory dopadům, které s sebou přineslo virové onemocnění SARS-COV-2, celý tento region dnes naráží na hranice možností existující infrastruktury a její zatížitelnosti (kapacitní práh). Díky tomu je nutně odkázán na zvýšenou výstavbu a proměnu potřebné infrastruktury a to jak co do kvality i kvantity. Existující rozvinuté ekonomiky euroatlantického regionu vedle zpomalení své vlastní výkonnosti naopak řeší otázky, jak efektivně udržet v co nejlepším funkčním stavu existující infrastrukturu, která byla budována a rozvíjena v posledních 50 letech a vyžaduje nemalé nároky na údržbu, plošné opravy, obnovu a modernizaci.

Ačkoliv v rámci Evropské unie a na národní úrovni potom u jednotlivých členských států probíhají s různou intenzitou snahy množství stavebních a demoličních odpadů snižovat, jejich celkové objem průběžně narůstá. Dle aktuálních statistik tak roční produkce veškerého odpadu všech ekonomických aktivit v EU dosahuje 2,5 mld. tun, což při hrubém přepočtu činí 5 tun na obyvatele a rok. Současně platí, že každý obyvatele EU produkuje ročně přibližně půl tuny směsného komunálního odpadu. Na druhé straně samozřejmě platí, že Evropská unie činila již v podobě Evropského hospodářského společenství od sedmdesátých let minulého století postupná opatření k omezování produkce odpadů nebo k nastartování aktivit vedoucích k recyklaci a opětovnému použití řady materiálů. Dnešní doba nicméně bude vyžadovat stávající technické regulativy a právní normy dále upravit a postupně transformovat naše přístupy z lineární ekonomiky na oběhové hospodářství, ve kterém aspekty efektivního využívání energií, maximalizace využívání jednou zabudovaných přírodních zdrojů a recyklace s vysokou přidanou hodnotou budou představovat klíčové aspekty, při současném akcentování snižování míry znečištění, které lidskou činností v životním prostředí narůstá a může vést k nastartování nezvratných procesů, jež mohou mít pro další existenci lidské společnosti fatální důsledky. V této souvislosti lze upozornit především na koncept planetárních mezí (hranic), které v roce 2010 představil prof. J. Rockström. Celkově bylo definováno 9 těchto základních mezí, které vymezují globální stabilitu Země z pohledu zachování života ve smyslu, jak jej vnímáme a považujeme za daný. Mezi klíčové planetární meze lze počítat tendence vývoje klimatu, úbytek ozonu nebo úroveň biodiverzity. Tyto globální meze koexistují společně a vychýlení jednoho aspektu postupně může spouštět řetězovou reakci, kdy dochází k postupné destabilizaci i dalších mezních aspektů. Pokud při těchto procesech jsou překročeny jisté hranice systému (tzv. *tipping points*), mohou se způsobené změny stát nevratnými. Jedním z pravděpodobně nejzásadnějších příkladů je vývoj a stabilita teploty na planetě Zemi, která v uplynulých 10 000 letech kolísala v rozmezí ± 1 °C a vytvořila tak příhodné podmínky pro rozvoj dnešní civilizace. Tento rozvoj však s sebou přinesl jako „vedlejší efekty“ takové antropogenní vlivy, jež v současnosti bezprostředně ohrožují tuto teplotní a klimatickou stabilitu s reálným rizikem, že průměrná teplota překročí tento úzký interval a bude atakovat 2°C, případně více. Díky dopadům těchto vlivů, které jsme nedokázali předpovědět a neuvědomili jsme si v dostatečném předstihu potřebu přizpůsobení naší činnosti přirozeným možnostem planety z hlediska zachování stability jednotlivých systémů a tedy i vymezených planetárních mezí, dnes stojíme před zásadním rozhodnutím, jak své přístupy změnit a jak se přizpůsobit, abychom vlastní existenci neohrozili. Projevy rozkolísanosti



klimatických jevů, které přitom v posledních letech vnímáme a prožíváme, jsou indikací dalšího vývoje, který pravděpodobně nastane, pokud k uzpůsobení antropogenních vlivů nepřistoupíme.

Souvislost aspektů globálních změn a vývoje planetárních mezí s rozvojem dopravní infrastruktury a inženýrského stavitelství se může jevit jako příliš abstraktní nebo nevýznamná, ve skutečnosti lze stavitelství počítat mezi antropogenní vlivy, které mají na řadu planetárních systémů poměrně velký vliv. Abychom mohli stavební díla realizovat, potřebujeme nemalá množství přírodních zdrojů. Tyto zdroje musíme získat a přeměnit na potřebné výrobky. V důsledku těchto činností provádíme zásahy do přírody a v menší či větší míře ovlivňujeme biodiverzitu – jak při vlastním získávání přírodních zdrojů, tak i budováním stavebních děl. Pro vytvoření řady produktů je potřebné využít nemalé množství energie, kterou je třeba jednak získat a jednak její produkcí vznikají emise, jež mnohdy nedokážeme spotřebovat a tak je jako vedlejší produkty naší aktivity vypouštíme do životního prostředí. Obdobně je žádoucí využívat v řadě procesech výroby a zpracování vodní zdroje, které se těmito vlivy opět mění, znečišťují nebo zmenšují. Proto je i z pohledu rozvoje dopravní infrastruktury nezbytné hlediskům globálních změn a negativním dopadům na životní prostředí pozornost věnovat a identifikovat taková řešení, která postupně budou minimalizovat negativní dopady antropogenních vlivů. Řešení lze přitom hledat v způsobu využívání přírodních neobnovitelných zdrojů, v míře energetické náročnosti stavebně-výrobních procesů nebo v délce doby, po kterou jednotlivá díla slouží svému účelu a lze je vymezit hledisky životnosti či trvanlivosti.

Z pohledu silničního stavitelství pak uvedené má vést k vymezení přístupů, které by ke snižování dopadů antropogenních vlivů mohly přispívat. Tato skutečnost se tak stává hybatelem témat, která shrnuje tato habilitační práce pro oblast asfaltových vozovek, kde se snaží je ukotvit v konceptu tzv. 3E-D asfaltových směsí. V tomto kontextu jednotlivá „E“ charakterizují: (i) environmentální (*environmental*) a energeticky šetrný (*energy-efficient*), (ii) hospodárný (*economic*) a (iii) efektivní (*efficient*). Poslední z uvedených „E“ by se pravděpodobně dalo rozšířit o písmeno „D“, které by reprezentovalo trvanlivost, kterou lze u vozovek vnímat jednak mírou a rychlostí opotřebení a poškození v čase a jednak celkovou životností při daných podmínkách užívání. Nejedná se tak o jedno řešení, ale souhrn řady opatření a řešení, která lze volit a která je nezbytné rozvíjet. V případě environmentálního aspektu se jedná o volbu materiálů, jejich vhodné užití v různých kompozitech, jež následně pro vlastní výstavbu využíváme. Obdobně se toto hledisko ale dotýká i využívání těchto materiálů v čase, tedy míra opětovného využití či recyklace, pokud daný typ konstrukce splní svůj účel a je nahrazen konstrukcí novou. Po desetiletí přitom nebyla nijak akcentována potřeba nebo výhodnost recyklace a dokonce ještě zhruba před 15-20 lety byl například u asfaltových vrstev recyklace považována za nutné zlo, které se využije v nezbytné míře. Využívání netradičních materiálů, které mohou být odvozeny z jiné průmyslové (lidské) činnosti je nadále vnímána s nemalou mírou konzervatismu. Hledisko energetické šetrnosti představuje především nezbytnost identifikovat a rozvíjet taková technologická řešení, která umožní snižovat energetickou náročnost jednotlivých procesů výroby a zpracování. Pokud například je pro tradiční výrobu asfaltové směsi žádoucí aplikovat pracovní teploty na úrovni 150-170°C, avšak existují aditiva či řešení, kde by tato výroba mohla být realizována při teplotách 120-130°C při zachování stejné kvality a stejných technických vlastnostech, je nezodpovědné, pokud taková řešení využívána nejsou. Mnohdy z jednoduchého důvodu, kdy nové řešení nemusí být nezbytně ekonomicky nejlevnější, přičemž „ekonomická výhodnost“ zůstává klíčovou mantrou. Tento přístup lze připodobnit situaci, kdy budeme sedět na silné větvi stromu, která usychá a kterou jsme se rozhodli začít řezat. Nadále je ale pohodlnější na této větvi sedět bez ohledu na to, zda je to bezpečný a rozumný přístup, pokud se naše pila zařezává do větší a větší hloubky. Slézt by znamenalo vynaložit více energie, zajistit si žebřík atp., což představuje krátkodobě vynaložené úsilí navíc. V dlouhodobějšího pohledu je to bezpečnější a uříznutí větve bude trvat kratší dobu, avšak momentální pohodlnost má pro nás vyšší hodnotu než aspekt větší bezpečnosti a rychlejšího zbavení stromu suché větve. A stejně jako v případě obhajování našeho sezení na větvi dokážeme vytvářet argumenty, proč vlastně zatím



nechceme při výrobě asfaltové směsi volit energeticky efektivnější řešení, byť o nich víme. S uvedeným pak do jisté míry souvisí i aspekt posledního „E“, který vymezuje hospodárné přístupy.

2. Dopravní infrastruktura, její udržitelnost a výzkumné potřeby

2.1 Dopravní infrastruktura a její udržitelnost

Dopravní infrastruktura tvoří stavební díla, která svým rozsahem a průběžně se zvyšující hustotou ve smyslu jednotky délky vztažené k rozloze posuzovaného území (tedy nejčastěji km/km²) představují stavební díla vytvořená člověkem, jež mají značný vliv na životní prostředí, míru znečištění, omezení biodiverzity, změny v krajině a další hlediska. Odhlédněme pro jednoduchost od staveb vodních děl ať již vnitrozemského nebo přímořského charakteru, jakož i od energetických staveb spojených s výstavbou, provozem a správou různých produktovodů nebo s distribuční soustavou elektrické energie. Pokud zůstaneme po tomto zjednodušení tedy pouze u staveb silničních či kolejových, lze bezesporu dospět ke shodě, že již samotná výstavba představuje nemalé nároky na území, kterým tyto stavby procházejí a které pro vybudování železniční trati nebo pozemní komunikace jsou potřebné. Zábory potřebného území, které pro jejich vybudování potřebujeme, vedou k nemalým ztrátám zemědělské půdy, k potřebám vykácení části lesů či k změnám v přirozených procesech, koridorech a dějích přírody – zde je míněno především ovlivnění života fauny a flory, která v místech budování těchto stavebních děl existovala a měla by s ohledem k nezbytnosti zachování biodiverzity na Zemi přetrvat i nadále. Tím není řečeno, že by nemělo k budování dopravní infrastruktury docházet, díky uvedeným vlivům je jen potřeba jednotlivá díla budovat na jedné straně vždy s ohledem k jejich užitečnosti a potřebě, na straně druhé při zohlednění působených dopadů, které mnohdy jsou nevratné nebo přinejmenším s dlouhodobými důsledky. Stavby proto mají být udržitelné ve smyslu dlouhodobého fungování a optimalizované potřeby pravidelných oprav či celkové obnovy. Jestliže je nová komunikace potřebná, měla by svému účelu sloužit co nejdéle, měla by být technicky navržena s cílem maximalizovat délku životního cyklu a z hlediska vlastního provedení by měla minimalizovat potřebu předčasné nebo příliš časté opravy. Pokud jsou realizována díla, u nichž je třeba po 5-10 letech ve zvýšené míře provést zásahy překračující běžnou či preventivní údržbu, nebo pokud například krytová souvrství vozovek nedosáhnou teoreticky uvažované životnosti a musí docházet k jejich předčasné výměně, jedná se o selhání inženýrských přístupů a nezodpovědnost, která nejen představuje vyšší náklady, ale bezprostředně je v rozporu s předpoklady udržitelnosti.

Dalším aspektem jsou potřeby neobnovitelných přírodních zdrojů, jež musíme získávat, abychom infrastrukturní díla mohli realizovat. Pokud se dnes odhaduje, že stavebnictví z hlediska spotřeby přírodních zdrojů tvoří přibližně až 50 % všech těžených neobnovitelných přírodních zdrojů, potom dopravní stavitelství z tohoto podílu bude bezesporu zaujímat minimálně 65 %. Jedná se přitom o materiály, které jsou potřebné pro vybudování zemních těles i vlastních konstrukcí vozovek či železničního spodku a svršku. Ukládány jsou v podobě nestmeleného zrnitého materiálu (zemina, kamenivo), tak i v celé řadě kompozitních směsí. Již samotné získání vstupních surovin přitom s sebou nese nemalé nároky na energii, kterou do těžby a přepracování na vhodnou podobu použitelného kameniva, šterkopísku či zeminy vkládáme. Další energii pak je třeba uvažovat v případě přepravy. Budeme-li pro jednoduchou představu uvažovat například výstavbu zemního tělesa jednoho kilometru silnice kategorií šířky 7,5 m, kdy zemní těleso bude tvořit násyp výšky 2 m, potom se v případě nákladních automobilů typu sklápěče s užitečnou hmotností 15 t jedná v průměru o 3500 jízdy takových vozidel. To s sebou přináší i při malých vzdálenostech mezi vlastní stavbou a zemníkem či kamenolomem nemalou spotřebu pohonných hmot a významnou produkci emisí skleníkových plynů. V případě vlastních konstrukčních vrstev potom k uvedenému přistupuje další vložená energie, která je potřebná na výrobu, přepravu a zabudování vlastních kompozitních směsí apod. Tedy vedle spotřeby



přírodních zdrojů je třeba uvažovat i tyto další energetické nároky, které při budování stavebních děl jsou nevyhnutelné. S nimi úzce souvisí i množství uvolněných emisí skleníkových plynů, které se dnes nejčastěji vyjadřují souhrnně jako ekvivalent CO_2 . Pro představu uvedme, že například dle [2] pro nejčastější materiály používané v silničním stavitelství platí hodnoty tohoto ekvivalentu uvedené v tabulce 2.1. V případě cementobetonového krytu (CBK) je vyšší hodnota dána především energetickou náročností výroby cementu, kdy se uvádí, že ekvivalent CO_2 betonu je v závislosti na množství a typu cementu v rozmezí přibližně 280-420 kg/m^3 . Tato skutečnost v současné době a v blízké budoucnosti bude jedním ze zásadních faktorů, které budou zvyšovat jednotkovou cenu betonu, potažmo cementu, do které se bude promítat cena poplatku emisních povolenek, jak byly v roce 2005 v Evropě zavedeny v rámci Evropského systému pro obchodování s emisemi (European Union Emissions Trading Scheme, EU ETS), který představuje celosvětově největší systém tohoto typu. Cílem tohoto systému obchodování bylo řízené snížení produkce emisí skleníkových plynů, které se přepočítávají nejčastěji na hodnotu ekvivalentu CO_2 . Původně se ceny povolenek pohybovaly na úrovni 20-30 EUR/t CO_2 s poklesem na úroveň mezi 5-10 EUR/t, která přetrvala poměrně dlouhé období let 2010-2018 (viz obr. 2.1). V letech 2020-2021 lze z více důvodů sledovat zlom, kdy cena emisních povolenek postupně vystoupala na úroveň 80 EUR/t (viz obr. 2), přičemž odborná diskuse vedená nad tímto vývojem by byla složitější než její zredukování na důsledek Nové zelené dohody pro Evropu, důsledky pandemického stavu v důsledku SARS-COV-2 nebo spekulativní obchodování s povolenkami na finančních trzích. Z praktického hlediska stavebnictví vzniklý vývoj s sebou přináší přímé dopady do cen řady výrobků a obecně cen stavebních prací a současně urychluje nezbytnost energetické transformace, resp. pravděpodobně hlubší transformace průmyslové obecně. Prostředí, které jsme po desetiletí utvářeli, vedlo k přesvědčení, že většina produktů, surovin a energetických zdrojů je jednoduše dostupná a to za nízkou cenu nebo hodnotu, která se nominálně v čase snižovala. Taková strategie v systému s reálnými limitami dostupnosti v zásadě jen stěží může dopadnout dobře, pokud k němu přistupujeme jako k systému, které má nekonečné možnosti.



Obrázek 2.1: Vývoj ceny emisních povolenek v letech 2008-2020
(zdroj: Vývoj cen futures obchodů s emisními povolenkami, Quandl, ICE)



Obrázek 2.2: Vývoj ceny emisních povolenek v části roku 2021

(zdroj: <https://tradingeconomics.com/commodity/carbon>)

Tabulka 2.1: Průměrné hodnoty CO₂ ekvivalentu vyrobených materiálů, [2]

Typ materiálu	CO ₂ ekvivalent (kg/t materiálu)
Asfaltová směs (s 5 % asfaltového pojiva)	10,3
Cementobetonový kryt (třída betonu C30/37)	107,2
Kamenivo - ŠD (tříděné, drcené a prané)	8,0
Kamenivo – ŠD (tříděné a prané)	5,3

Přepočítáme-li uvedené údaje na objemy materiálů, které jsou nezbytné pro budování infrastrukturních staveb, bude patrné, že dopad stavební činnosti skutečně není zanedbatelný, obzvláště v případě výstavby, modernizace či obnovy dopravní infrastruktury. Nepřihlížet k tomuto aspektu znalostmi dnešní doby a strategiemi či globálními plány, jež souvisí s ochranou životního prostředí či potřebami řešit a mírnit jevy, jež jsme se naučili označovat jako klimatické změny, by bylo minimálně nezodpovědné.

Uvedené přitom souvisí s dalším zdánlivě opomíjeným aspektem, který lze označit jako trvanlivost nebo životnost dopravní stavby. Mezi uvedené pojmy přitom nelze dát jednoduše rovnítko, neboť zcela nevyjadřují totéž. Životností zpravidla máme na mysli období, během kterého při uvažovaných podmínkách (vliv dopravního zatížení, vliv počasí, vliv typu a charakteru podloží nebo předpokládaný způsob údržby dané konstrukce) konstrukční prvek, vrstva či celá konstrukce bude plnit svůj účel bez nutnosti jejich výměny, obnovy či rekonstrukce. Trvanlivostí je pak zpravidla míněna schopnost odolávat účinkům, které na konstrukci působí a mohou se v čase měnit, přičemž zde mnohdy kromě vlastní schopnosti odolávat či se přizpůsobovat takovým vlivům je brána v potaz i míra včasných opatření, která mohou napomoci udržet trvanlivost po co nejdelší dobu na přijatelné úrovni (např. preventivními zásahy údržby, různými formami ošetření, jež může například konzervovat daný materiál a tím udržet déle jeho odolnost proti konkrétnímu typu účinku).

Pokud tedy stavbu dopravní infrastruktury budeme navrhovat a realizovat s dostatečnou úrovní životnosti a s dlouhou trvanlivostí, lze oddalovat další negativní dopady, které směrem k životnímu prostředí způsobíme.



Proto v současné době začínáme hovořit o přístupu životního cyklu, jelikož způsobem jeho nastavení a volbou podmínek na počátku ovlivníme skutečnost, zda bude nutné např. asfaltovou ložní vrstvu u vozovky měnit po 15 nebo 25 letech. Představíme-li si několik takových cyklů za sebou, potom strategie založená na patnáctileté životnosti znamená, že při dvou cyklech obnovy druhého scénáře, bude nutné u této kratší životnosti provést výměnu 3x. Z pohledu zajištění kontinuity stavební zakázky je to bezesporu pozitivní zpráv. Z hlediska využití přírodních zdrojů či minimalizace dopadů na životní prostředí je pohled již méně povzbudivý. Skutečností totiž je, že každá výměna, či obměna s sebou bude přinášet využití neobnovitelných přírodních zdrojů a současně bude generovat spotřebu energie a produkci emisí. Odhlédneme-li od ekonomických aspektů a nutnosti pro každou rekonstrukci mít disponibilní finanční zdroje, potom pokud nebudeme mít šetrné zdroje bezemisní energie, povede rychlejší zajištění dostatečné zásoby práce také k rychlejšímu negativnímu ovlivnění životního prostředí. Samozřejmě tento takto předestřený pohled je zjednodušený, nicméně pořád vychází z postulátu rovnováhy a postulátu o konečnosti zdrojů v uzavřeném systému, [3].

2.2 Výzkumné potřeby vymezené touto prací

Na základě výše uvedených skutečností proto byly v uplynulých 10 letech formulovány výzkumné aktivity, jež jsou v podobě vybraných poznatků, dílčích výsledků, závěrů či výstupů dále v této práci prezentovány a shrnuty. Jejich určujícím východiskem je přitom snaha pro vymezenou oblast silničního stavitelství, jež tvoří především asfaltové vozovky, asfaltové vrstvy a asfaltové směsi, vhodným způsobem nalézat a propojovat technické aspekty s ekonomickou a environmentální rovinnou, aby řešení jednotlivých problematik a snahy o vyplňování dílčích znalostních mezer bylo v co největší míře komplexní. Z mého přesvědčení je takový přístup v prakticky orientovaném oboru, kterým silniční, potažmo dopravní, stavitelství je, potřebný. Má-li cílem a smyslem vědecké práce být, budoucím generacím předat námi tvořený, rozvíjený a sdílený svět, jakož i v širším měřítku životní prostředí, ve kterém je usazen (přírodní prostředí či přírodu) ve stavu, který nebude zhoršovat kvalitu života a negativně ovlivňovat podmínky všeobecného zdraví, bude udržovat nikoli ničit rozmanitou biodiverzitu a člověkem vytvářená spotřeba a generovaná míra znečištění budou v přibližné rovnováze s tím, co dokáže přirozené prostředí svou obnovou absorbovat a vyvážit, potom je nezbytné většinu tradičních přístupů a zažitých vzorců chování i v tradičních odvětvích jako je dopravní stavitelství měnit a uvedenému cíli a potřebám přizpůsobovat.

V kontextu uvedeného na prvním místě stojí bezesporu aspekt recyklace nebo opětovného využívání výrobků nebo stavebních materiálů. To je v silničním stavitelství, na něž se tato práce omezuje, po desetiletí pevně usazená neoddelitelná součást návrhu, realizace i provozování silniční infrastruktury. Přesto zde lze spatřovat řadu přirozených nedostatků a potřeb, jež vedou k obecné motivaci hledání buď zcela nových možností nebo zlepšení stávajících přístupů s porozuměním například materiálovým nebo konstrukčním hlediskům řešení, která technicky existují. Z hlediska recyklace se dlouhodobý výzkum, jemuž je v rámci katedry silničních staveb Fakulty stavební ČVUT v Praze věnována pozornost, zaměřuje na:

- Přístupy zvyšování podílu recyklovaných složek především v asfaltových směsích a rozvíjení postupů, které umožní dobře vymežit a posoudit kvalitu výsledné asfaltové směsi. Současně díky tomu lze ověřovat a dále rozvíjet nová technologická nebo materiálová řešení a prokázat v podobě analýz životního cyklu apod. energetické úspory nebo environmentální přínosy. Jako příklad lze zde uvést, že v závislosti na způsobu ohřevu R-materiálu se může energetická bilance výroby asfaltové směsi výrazně měnit. Pokud jako jeden scénář uvedeme obalovny vybavené paralelním bubnem, potom při přidání 30-40 % R-materiálu lze zpravidla docílit stavu, kdy nedojde k výrazným změnám v celkové spotřebě topných médií zařízení v porovnání s tradiční výrobou asfaltové směsi bez použití R-materiálu. Oproti tomu při přidávání R-materiálu studenou cestou přímo do míchačky (se zvýšeným ohřevem přidávaného



čerstvého kameniva tak, aby se dosáhlo správné teploty výsledné směsi) má spotřeba topného média vždy významné odchytky při porovnání velmi nízkých dávek R-materiálu (např. 10 %-hm.) se středními dávkami (např. 25 %-hm.).

- Prohlubování charakterizace asfaltových kompozitů s recyklovanými (druhotnými) materiály a to s důrazem na identifikaci buď vhodných postupů funkčního či mechanického posouzení, nebo predikce chování takových kompozitů s důrazem na zohlednění větší složitosti reálného prostředí (simulace proměnlivosti zatěžování dopravou či klimatickými účinky, celkově dynamický projev těchto jevů apod.), na rozvíjení nových technických řešení, kdy může být v důsledku uplatňování recyklace nebo kombinování více typů recyklovaných materiálů mnohem zásadnější věnovat pozornost specifickým aspektům výkonnosti nebo dlouhodobému chování jako je přirozený fenomén stárnutí asfaltového pojiva nebo trvanlivost asfaltové směsi.
- Posuzování nových řešení, při kterých jsou voleny méně tradiční materiály nebo naopak dochází ke kombinacím s různými formami modifikace v asfaltovém kompozitu současně.
- Ověření a z hlediska experimentálně-teoretického vymezení potenciálů v oblasti recyklace asfaltových směsí prováděných tradičně za horka v kombinaci s přístupy snižujícími energetickou náročnost jejich výroby a umožňujícími zpracování v podobě nízkoteplotních asfaltových směsí. Pro takové řešení přitom je důležité nehlédat samoučelně jen hledisko snížení uhlíkové stopy, nýbrž posoudit a vhodně vymezením i technické přidané hodnoty, kterými může být například redukováný ohřev asfaltového R-materiálu.
- Dlouhodobý rozvoj řešení technologie recyklace za studena z hlediska identifikování dalších technických přístupů, jak tento specifický typ kompozitu lépe z hlediska technických parametrů a možností experimentálního posouzení užitého chování popsat a jak v tomto případě dále rozvinout nová materiálová řešení, například v oblasti alternativních pojjiv.

Druhým aspektem environmentálně-technického vývoje u asfaltových směsí je oblast snižování energetické náročnosti u asfaltových směsí a materiálové nebo technologické možnosti rozvíjení řešení pro nízkoteplotní a teplé asfaltové směsi. Důvodem přitom není jen obecné směřování momentálního strategického trendu v Evropské unii s cílem dekarbonizovat průmysl a významně omezovat produkce emisí skleníkových plynů (tedy snižování hodnot ukazatele potenciálu globálního oteplování), ale i mnohem přízemnější hledisko jako je úspora energií a v důsledku toho optimalizace ekonomických nákladů výroby. V tomto ohledu je především v současné době nezbytné velmi rychle přijmout fakt, že nižší ekonomická cena dostupných energií, je minulostí a to s velkou pravděpodobností na velmi dlouhé období. Člověk (a s ním celá průmyslová odvětví) rozvinutých regionů světa v tomto ohledu do jisté potřeby jistou formu umravňování. Snadná dostupnost energií umožňující rychlý ekonomický rozvoj a růst, stejně jako i možnosti jejího rychlého získávání ve velkém množství neznamená, že za každou cenu je třeba takovou energii s nedostatečným důrazem na efektivitu a hospodárnost jejího využití spotřebovat. Pokud by totiž takový přístup neskončil, tak pravděpodobně Země nemá kapacitu unést dlouhodobě takový přístup všech 8 mld. obyvatel. Proto jsou v průmyslových odvětví jako je stavebnictví rozvíjet a formou inovací hledat potřebné nové přístupy, resp. směřovat k průběžnému zlepšování technických řešení, která existují a jen vyžadují například dodatečné věcné argumenty na podporu jejich širšího využití. Důležité při tomto přístupu je, aby si výsledné kompozitní výrobky zachovaly technické parametry, které obecně očekáváme a vyžadujeme u tradičních typů asfaltových směsí, případně z hlediska celkové trvanlivosti a užitého chování přinášely další přidané hodnoty. Oblast nízkoteplotních asfaltových směsí je přitom skupinou technologických řešení, která se v Evropě rozvíjí od konce devadesátých let a na rozdíl například od severoamerického trhu do roku 2021 zaujímal poměrně malý podíl na celkové produkci veškerých asfaltových směsí (přibližně 5 %). S postupným zpřesňováním agend dekarbonizace průmyslu nebo s ohledem ke zpřísněným expozičním limitům škodlivin, které se v podobě aerosolů a výparů z horkých asfaltových směsí v malém množství uvolňují, přistupují především severské země (Švédsko, Norsko, Dánsko), Holandsko a Německo k intenzivnějšímu prosazování nízkoteplotních asfaltových směsí. Z hlediska



dlouhodobého výzkum, jemuž je v rámci katedry silničních staveb Fakulty stavební ČVUT v Praze věnována pozornost, je nezbytné orientaci zacílit na:

- Porozumění účinku různých typů chemických přísad, jež lze pro snižování výrobních teplot asfaltových směsí využít a to z hlediska vymezení vlastního potenciálu teplotní úspory (tedy při jakých nižších výrobních teplotách asfaltové kompozity bezpečně splní technické požadavky na vlastní směs a konstrukční vrstvu).
- Širší posouzení užitného chování nízkoteplotních asfaltových směsí především z hlediska dlouhodobé trvanlivosti a míry náchylnosti ke stárnutí (dopady na únavové chování, citlivost nebo naopak odolnost k vzniku trhlin), včetně možností využití dostupných nástrojů predikce a modelování, s mnohem větším zohledněním jevů, k nimž dochází na rozhraní pojiva a anorganických složek.
- Studium a vymezení potenciálu kombinovaných účinků návrhu a uplatnění asfaltových směsí s vyšším podílem R-materiálu v kombinaci s vhodně zvolenými přísadami pro snižování pracovních teplot. Zde je jedním z určujících hledisek především možnost dále snížit ohřívání přidávaného asfaltového R-materiálu, který se vyznačuje přítomností zdegradovaného pojiva, jemuž přílišné zvyšování teplot škodí, resp. dále urychluje stárnutí organického pojiva (jeho degradaci). Samozřejmě tento přístup a z něho plynoucí potenciály je třeba posuzovat v úzké vazbě na reálné podmínky výroby v praxi, kdy je třeba zohlednit nebo identifikovat kritická hlediska celého procesu (např. přílišné snížení teplot v procesu výroby asfaltové směsi může při odvodu teplých výparů vést k jejich rychlejší kondenzaci a tudíž zvýšenému riziku zanášení filtrů kondenzátem smíšeným s jemnými prachovými částicemi). Obecně zde dále platí, že krátkodobé obnovení zestárlého pojiva vyžaduje zpravidla vždy zahřátí R-materiálu nebo rizikové přehřívání čerstvého kameniva, případně obě možnosti. To vše znamená vyšší energetické výdaje, které snižují očekávané přínosy pro životní prostředí, získané v případě využívání R-materiálu nižším vyčerpáním neobnovitelných zdrojů.

Posledním pro tuto práci identifikovaným hlediskem je trvanlivost, kterou zde je třeba chápat širěji i v kontextu životnosti asfaltové vrstvy či souvrství. Tato oblast zaměřující se především na specifické požadavky, charakteristiky či předpoklady užitného chování asfaltových kompozitů je v zásadě v řadě ohledech propojená také s předešlými dvěma uvedenými aspekty. Proto je v této práci užíváno označení „3E koncept“. Vlastní asfaltová směs totiž ze své podstaty nemusí být materiálově nějak zvláště modifikovaná nebo jinak vylepšena, prvotním přístupem k zvýšení trvanlivosti je dostatečně přesné porozumění materiálovému chování nebo upřednostnění a využití obecně méně častých postupů charakterizace asfaltové směsi. Proto, jak plyne s některých poznatků prezentovaných v této práci, se pozornost zaměřuje například na detailnější studium přilnavosti, na problematiku stárnutí asfaltové směsi nebo na identifikování možných závislostí různých charakteristik, které vymezují chování buď samotného asfaltového pojiva, nebo častěji asfaltové směsi. V případě materiálové porozumění podstatě některých projevů užitného chování je dobrým příkladem i v České republice postupně zaváděný princip asfaltových směsí typu RBL (*rich bottom layer*), které se vyznačují delší únavovou životností, ačkoli se z hlediska výchozího principu návrhu směsi jedná o tradiční asfaltový beton pro podkladní beton. Hlavním rozdílem je zvýšení hranice minimálního množství přidávaného pojiva. Obdobný přístup bychom našli i u směsí s vysokým modulem tuhosti, jehož anglická zkratka je HMAC, kdy písmena „AC“ jsou pro asfaltový beton. I v tomto případě se v zásadě vychází z původního konceptu návrhu směsi typu asfaltový beton, který se dále zejména materiálově vylepšuje. Z hlediska prováděného výzkumu a znalostních potřeb v nadcházejících letech je vhodné jako stěžejní pro další výzkumné a vývojové aktivity, jimž by se měla katedra silničních staveb Fakulty stavební ČVUT v Praze věnovat, vymezit následující:

- Kontinuální studium problematiky přilnavosti mezi asfaltovým pojivem a minerálními složkami. Na první pohled se totiž tato fyzikálně-chemická interakce jeví jako relativně jednoduchá a popsaná – asfaltové



pojivo obalí zrna kameniva a vytvoří tenký film, který zrna chrání například před účinky vody a současně je tmelí k sobě. Jakkoli se tento princip jeví jako poměrně jednoduchý, je ve skutečnosti docela složitý a ovlivněný jednak celou řadou molekulárních sil, nebo chemickým složením, které tyto síly ovlivňují a tím i míru afinity různých typů kameniva k pojivu. Obdobně uvedené platí i v případě podmínek, při kterých k promísení obou složek dochází a zda tyto složky jsou ovlivněny i dalšími látkami v podobě přísad a příměsí, jež se dnes hojně využívají. V případě asfaltového pojiva je pak zcela samostatnou otázkou, jakými změnami prochází přilnavost v důsledku přirozené degradace této organické látky, jež označujeme jako stárnutí asfaltu, kdy se mění vzájemné poměry mezi saturáty, aromáty a pryskyřicemi, jež tvoří hlavní složky této látky. S uvedeným souvisí nejen potřeba posouzení všech možných kombinací (např. čerstvé pojivo a nové přírodní kamenivo; zestárnuté pojivo a nové přírodní kamenivo nebo recyklované kamenivo a přidávané čerstvé pojivo), ale i možnosti nových analytických metod, které dávají do souvislosti tradiční fyzikálně-mechanické zkoušky s chemickými analýzami (např. infračervená spektroskopie). Tento přístup lze dnes navíc dále rozvíjet a obohatit o simulace a modelování na molekulární úrovni, kterým lze přiblížit procesy a děje, k nimž dochází na základní materiálové úrovni. Díky tomuto studiu mikrostruktury se například v posledních letech na mezinárodním poli podařilo identifikovat, že naše po řadu desetiletí udržovaná představa o tloušťce vytvářeného asfaltového filmu bude nejspíš nadhodnocená a tento asfaltový film ve skutečnosti je tenčí. Takový poznatek je potom významný právě z pohledu chápání trvanlivosti, neboť množství asfaltového pojiva v kompozitu je jedním z důležitých parametrů jak trvanlivosti, tak i celkové životnosti.

- Nezbytnost zaměřit se mnohem důsledněji na funkční charakteristiky, které jednak lépe zohledňují viskoelastické chování asfaltové směsi a jednak reflektují i opakující se dynamické účinky, kterými jsou tyto kompozity namáhány. Tato oblast se týká jak deformačních charakteristik, kde z hlediska vysokých provozních teplot sice již dvě desetiletí důsledně ověřujeme odolnost asfaltových směsí proti trvalé deformaci, tak i chování v oboru nízkých teplot nebo stanovení meze únavového porušení. Bohužel tyto další charakteristiky jsou dlouhodobě podceňovány a neprobíhá jejich důsledné sledování a hodnocení. Samozřejmě mezi hlavní důvody patří časová náročnost, hlubší znalostní základna a ekonomický aspekt (tedy cena provedené zkoušky). Bohužel tato počáteční ekonomická hodnota provedených experimentů, jež je z pohledu ceny díla dopravní stavby nebo výše nákladů životního cyklu takové stavby zcela marginální, převažuje na počátku v zásadě vždy rozhodování, zda se chceme trvanlivějšími kompozitními materiály zabývat či nikoli. Dosud prováděný výzkum průběžně proto usiluje alespoň o částečné pokrytí této znalostní potřeby. Z tohoto důvodu byly a jsou prováděny velké soubory měření charakteristik tuhosti, snaha identifikovat možné závislosti mezi tuhostmi a jednoduššími mechanickými zkouškami, rozvoj a maximální vytěžení poznatků u jednodušších zkoušek chování asfaltové směsi v oboru nízkých teplot (SCB zkouška) a v neposlední řadě v posledních letech i orientace na možnosti využití nástrojů strojového učení pro predikci složitějších či náročnějších charakteristik na základě faktického testování charakteristik základních, jak se běžně v praxi provádějí.
- Směřování k principu tzv. vyváženého návrhu asfaltové směsi (*balanced asphalt mix design*), který představuje v současnosti moderní trend v oblasti přístupu k návrhu složení asfaltové směsi, aby vedle potřebné mezerovitosti, minimálního obsahu pojiva a požadavku na odolnost proti trvalé deformaci splnila i další předpoklady nezbytné pro její delší životnost. V tomto zaměření se pak v zásadě prolínají poznatky předešlých dvou odrážek. Pokud bude navíc úspěšná snaha některé z náročnějších ověření či experimentálních zkoušek nahradit nebo doplnit nástroji prediktivních modelů založených na různých přístupech strojového učení (neuronové sítě apod.), lze v zásadě minimalizovat i obavy, jež dnes vyvolává náročnost řady funkčních zkoušek. Uvedené neznamená, že lze funkční zkoušky následně zcela eliminovat, nýbrž bude možné cíleně ověřit jen menší skupinu parametrů, kterými se posoudí, že provedená numerická simulace a predikce jsou správné. Zjednodušeně lze toto uvést na příkladu



únarových charakteristik, které jsou především z pohledu podkladních a dílče i ložních asfaltových vrstev důležitými parametry pro ověření životnosti konstrukční vrstvy (a tím mnohdy i celé vozovky), jsou však pro svou náročnost posuzovány minimálně. Pokud však bude existovat možnost predikce chování asfaltové směsi na základě jednodušších běžně sledovaných charakteristik a výsledek takové predikce se bude moci následně validovat namísto obvyklých 18 zkušebních těles pouze například jen 4 tělesa, bude možné dříve dospět k materiálovým návrhům asfaltové směsi, které i složitější charakteristiky chování zohlední a umožní tím pádem reálný návrh a výrobu kompozitu, jenž ve výsledku povede k lepší odolnosti proti účinkům zatížení a vlivům klimatických podmínek při použití v konkrétní konstrukci.

- V neposlední řadě se z pohledu životnosti, ekonomické přijatelnosti a výše uvedené potřeby environmentální kompatibility promítá do upravených konceptů vlastní konstrukční skladby vozovky snaha o nalezení přijatelného technického kompromisu. Obecně totiž není dosažitelné, aby celková konstrukce vozovky měla co nejdělsí životnost, protože nelze například eliminovat přirozené opotřebení povrchu vozovky v důsledku jejího používání vozidly. To by se totiž vozidla po vozovce nesměla pohybovat a ideálně by třeba nesmělo svítit ani Slunce. Samozřejmě zde existují dílčí možnosti prodloužení životnosti například volbou takového kameniva, jež bude odolnější proti ohlazení, nicméně tento aspekt ve výsledku bude prodloužovat životnost obrusné vrstvy v jednotkách let, nikoli že by umožnil prodloužení životnosti o celý cyklus. Z pohledu delšího výhledu životnosti je proto důležité, aby vlastní skladba v maximální míře umožnila zacílit preventivní údržbu nebo nezbytnou výměnu asfaltové směsi pouze na obrusnou vrstvu a to po co nejdělsí dobu. Ekonomicky i materiálově je rozdíl, zda bude nezbytné po 15 letech provést výměnu obrusné a ložní vrstvy v tloušťce 10 cm nebo zda vozovka bude navržena s trvanlivější ložní vrstvou a s mírně zvýšenou tloušťkou, která bude překryta tenčí obrusnou vrstvou, kterou například během 25 let dvakrát vyměníme nebo ji v prvním cyklu vhodnou technologií souvislé údržby konzervujeme a teprve následně provedeme její výměnu s cílem dosáhnout například třicetiletého období, po které nebude nutné zasahovat do ložní vrstvy. Tento koncept je v rámci této práce později v textu definován jako tzv. nízkoudržbový kryt.

Současně vymezení a rozvíjení možných přístupů nebo konkrétních technických nebo materiálových problematik s sebou nutně přináší řadu změn v platných paradigmatech. Je bezesporu úskalím, že například koncepty významného prodloužení životnosti vozovek mohou znamenat, že některé generace se v plné míře nemusí potkat s potřebou realizace určitého typu konstrukční vrstvy. Bezesporu, nebude zde fungovat přirozený mezigenerační přenos znalostí a praktických zkušeností. Nicméně je tato obava tím rozhodujícím, co by nás v nových technologických konceptech mělo zpomalit či znejistit? Nebo je mnohem důležitější skutečnost, že dopravní stavitelství je materiálově a energeticky náročné a ruku v ruce s tím jde i potenciální množství produkovaných odpadů? Všesměrně jediné správné řešení existovat nebude. Co však bezpečně pomoci může je zhodnocení technických potenciálů – dnes včetně možností provedení řady numerických simulací, které navíc můžeme přizpůsobovat různým scénářům vývoje a získat tak odpovědi na různě kladená „*what if*“. Následně je nutné každý takový scénář posoudit z hlediska vlivů na životní prostředí a to včetně vyčíslení vhodných měřitelných veličin – CO₂ ekvivalent, potenciál globálního oteplení, narušení nějaké konkrétní lokální biodiverzity v důsledku potřeby vyšší těžby přírodních surovin atp. Pokud jsou definice těchto environmentálních veličin pro nás příliš složité, potom vždy existuje cesta, jak technické řešení a s ním i generované dopady na životní prostředí převést a vyjádřit v ekonomické veličině. U ní je výhoda, že té v konečném důsledku všichni rozumí.



3. Aspekty recyklace a opětovného použití v silničním stavitelství

Recyklace je v případě silničního stavitelství v současné době již v zásadě neodmyslitelnou součástí procesu přípravy a především výstavby a rekonstrukcí pozemních komunikací. V širším kontextu lze recyklaci členit na aspekty opětovného využití materiálů, které již byly v minulosti konstrukci silniční stavby použity, a na využití dalších typů recyklovaných materiálů či vedlejších produktů, které buď vznikly dekonstrukcí jiného typu stavby (liniové či pozemní) nebo jako produkt jiné průmyslové výroby. Hranice mezi těmito dvěma možnostmi není jednoznačně daná a i v rámci odborných kruhů není vymezení těchto pojmů například pro asfaltové vozovky mezi jednotlivými zeměmi a odborníky jediný názor. Obecně lze konstatovat, že opětovné použití materiálu znamená, že naplňuje stejný účel i funkci, kterou měl v dosavadním životním cyklu. Převědeme-li toto do příkladu asfaltové vrstvy vozovky, potom pokud odfrézováním získáme materiál, který lze znovu použít ve stavebních aplikacích, tak se bude jednat o opětovné použití v případě, kdy se takový materiál využije zpět do asfaltové směsi a bude zde plnit funkci plniva a prostřednictvím zestárlého asfaltu přítomného v asfaltovém recyklátu i pojiva (někdy se takové použití označuje též jako „true recycling“ nebo „upcycling“). Pokud se materiál využije jen jako například náhrada minerálních složek, tedy plní pouze část původní funkce, potom se jedná o tradiční recyklaci, někdy též označováno jako downcycling.

U opětovného použití materiálů se jedná především o znovuzískané asfaltové směsi z různých konstrukčních vrstev či případně betony vyztužené demolicí původních betonových krytů vozovek pozemních komunikací a letištních ploch využitých nejen jako substituent kameniva, ale i jako aktivní příměs do nových betonů. Zařadit sem lze i různé typy hydraulicky stmelěných směsí či materiály použité v nestmelěných konstrukčních vrstvách vozovek, které se mohou uplatnit (nikoli však výhradně) například při recyklaci za studena na místě, zde již nicméně je hranice mezi recyklací a opětovným použitím mnohem nejasnější. Při recyklaci jsou prvním příkladem recyklovaných materiálů přeměněné stavební a demoliční odpady, především tedy betonové, cihelné a směsné recykláty získané nejčastěji z demolic a dekonstrukcí pozemních staveb nebo z demolic mostních objektů. Tyto materiály, pokud splní požadavky na použití jako náhrada tradičních zrnitých materiálů v zemním tělese nebo v podkladních vrstvách silničních staveb, mohou sloužit jako částečná či úplná náhrada zemin a přírodního kameniva. Vlastní výchozí technické požadavky na takový materiál lze nalézt například v ČSN EN 13242 a v širším kontextu celého systému od vlastního recyklovaného materiálu, přes jeho využití například v kompozitní směsi až po uplatnění v konstrukci potom v resortním předpisu Ministerstva dopravy ČR, TP 210 [11]. Jistým handicapem těchto technických předpisů je absence environmentálních parametrů, které především pro stavební výrobky z hlediska definice a potřeby jejich ověření stanovuje nařízení Evropského parlamentu a rady č. 305/2011 [12], kterým se stanoví harmonizované podmínky pro uvádění stavebních výrobků na trh. Tato skutečnost je v současné době alespoň zčásti zajišťována nutností stavebně-demoliční odpady pro jejich další využití a uložení na terén posoudit v souladu s vyhláškou č. 294/2005 Sb., o podmínkách ukládání odpadů na skládky a jejich využívání na povrchu terénu, resp. s vyhláškou č. 273/2021 Sb., o podrobnostech nakládání s odpady. První vyhláška představuje jednu z hlavních prováděcích vyhlášek k původnímu a v ČR mnoho let platnému zákonu o odpadech č. 185/2001 Sb. a vymezuje technická kritéria a limity pro ochranu životního prostředí a zdraví, pokud je odpad ukládán na terén nebo je umístěn na řízenou skládku. Druhá z uvedených vyhlášek plní stejnou roli, je však navázána na nový zákon o odpadech 541/2020 Sb., který vešel v platnost k 1.1. 2021 a sladil tak český právní řád s pravidly, požadavky a směrnici vydanými a uplatňovanými v posledních letech v rámci EU.

Druhým příkladem využívání alternativních materiálů v silničním stavitelství jsou potom vedlejší produkty vznikající jako doprovodný materiál jiné průmyslové aktivity. Zařadit do této skupiny můžeme:

- elektrárenské popílky (vysokoteplotní i nízkoteplotní);
- strusky ze zpracování kovových i nekovových rud;



- spalovenské strusky (škváry) vznikající ve spalovnách komunálního odpadu;
- slévárenské písky;
- odpadní drcené sklo, které se neuplatní při výrobě recyklovaného skla;
- pryže z pneumatik, pásů přepravníků, těsnění a dalších výrobků;
- plasty.

Využití elektrárenských popílků či strusek v dopravním stavitelství je v ČR upraveno technickými resortními předpisy a národními či evropskými normami, např. TP 93 [13], TP 138 [14], ČSN EN 450 [15], ČSN EN 15167-1 [16] a další. Využitelné jsou jak v případě zemních těles (například pro vylehčení celkové konstrukce zemního tělesa), tak i v podobě minerálních složek kompozitních směsí (např. u hydraulicky stmelených směsí) nebo jako přímá náhrada přírodního kameniva – tedy jako variantní technické řešení pro šterkodrti nebo mechanicky zpevněné kamenivo. Pro uplatnění popílků v zemním tělese pozemní komunikace platí podmínky stanovené především TP 93, v případě strusek se primárně řídíme TP 138. Jedním z důležitých aspektů uplatnění těchto materiálů je, aby nedocházelo v čase v důsledku dalších působících činitelů, kterými je nejčastěji voda nebo voda v kombinaci s klimatickými podmínkami, k objemovým změnám či k nastartování nechtěných chemických a dalších rozpínavých reakcí, jež v dlouhodobém horizontu mohou ohrozit trvanlivost, životnost a bezpečnost vlastní konstrukce. Největší potenciál v tomto ohledu mají jednotlivé formy vysokopecních strusek, jež mohou být vzduchem chlazené s dosažením dlouhodobé chemické stability nebo vodou rychle chlazené, kde lze očekávat jejich vyšší reaktivitu. Oproti tomu obecně velmi problematické a pro oblast dopravního stavitelství v zásadě zatím nepoužitelné jsou ocelářské strusky.

V případě nestmelených směsí konstrukčních vrstev musí být splněny specifikační požadavky ČSN EN 13285 a pro vlastní konstrukční vrstvu potom požadavky vymezené ČSN 73 6126-1. U hydraulicky stmelených vrstev jsou výchozí technické požadavky dané řadou norem ČSN EN 14227-1 až 5, kdy lze popílků i strusky využít jako jednu z variant k tradičním hydraulickým pojivům, kterými jsou cement, silniční hydraulického pojivo nebo vápno. V případě strusek lze při splnění požadavků v TP 138 uvažovat i možnost náhrady minerální kostry kameniva plnivem ze struskového či obecně umělého hutného kameniva. Pro konstrukční vrstvy pak musí být vždy splněny požadavky a omezení, která uvádí ČSN 73 6124-1. Z technického hlediska je tak tato oblast poměrně detailně specifikována a stanovuje jasná pravidla, za kterých je možné dané vedlejší produkty použít. Předpokladem přitom je, že všichni účastníci stavebního procesu se těmito pravidly řídí, dodržují je, provádějí pravidelnou kontrolu kvality vlastních výrobků (surovin) i kontrolu výroby, při které se takové výrobky přeměňují například na kompozitní směsi nebo se procesem drcení a třídění přeměňují na šterkodrt či směsi typu MZK. Je přitom třeba vždy mít na paměti, že tyto vedlejší produkty vznikající energetickým či metalurgickým zpracováním vstupných přírodních surovin mohou vykazovat větší míru variability sledovaných technických parametrů. Proto je důležité vždy uvážit dostatečnou četnost prováděné kontroly kvality. Jen tím, lze docílit na jedné straně smysluplného využití těchto produktů, které jinak budou končit na řízených skládkách, a současně bezpečného uplatnění, které bude zajišťovat zachování potřebných technických parametrů.

Problematika strusek a jejich využití v konstrukcích asfaltových vozovek byla řešena ve výzkumném projektu TJ01000435, kde hlavním cílem bylo především posoudit možnosti využít vzduchem chlazené vysokopecní strusky jako náhrady přírodního kameniva v asfaltových směsích. Druhým aspektem pak byla možnost aktivace tohoto typu strusek a jejich využití jako alternativních hydraulických či latentně aktivních pojiv. V prvním případě se ukazuje, že vysokopecní strusky uplatnitelné jako náhrady dílčích frakcí kameniva jsou, jejich nevýhodou je zpravidla vyšší porozita, která zapříčiňuje potřebu vyššího dávkování asfaltového pojiva. Environmentální výhodnost v podobě substituce přírodního kameniva umělým hutným kamenivem z druhotné suroviny je tak degradována ekonomickou nevýhodností v podobě vyšší spotřeby asfaltového



pojiva. Ukazuje se přitom, že pro dosažení shodných vlastností asfaltové směsi s přírodním kamenivem, je u vysokopecní strusky potřebné zvýšit množství pojiva přibližně o 0,5 %-hm. V případě využití vysokopecní strusky jako materiálu pro přípravu alternativního pojiva, potenciál existuje a především v dopravním stavitelství může mít zajímavé uplatnění. Sledované vzduchem chlazené vysokopecní strusky, které jsou lokalizované především na Kladensku, se z hlediska možné náhrady cementu jeví jako použitelné, především do aplikací hydraulicky stmelovaných směsí nebo směsí recyklace za studena. Výhodným provedením, které bylo popsáno užitnými vzory CZ PUV 33781 a CZ PUV 22780, je jejich další kombinace s fluidními popílkami a především pak s portlandským slínkem. Tím se potvrzuje především skutečnost, že se jedná o latentně hydraulicky aktivní látky, jež vyžadují k docílení potřebné aktivity další složku, která iniciuje a podpoří vlastní hydraulické vlastnosti. Tato skutečnost na straně druhé do jisté míry omezuje smysluplný podíl těchto strusek ve výsledném pojivu nebo aktivní mikromleté přísadě, kdy se jako účinné jeví použití až 50 %-hm. vysokopecní jemně mleté strusky v takovém pojivu. Tato pojiva se následně dle poznatků provedeného výzkumu, ale i dále popsaného navazujícího výzkumného projektu vyznačují pomalejšími náběhy pevností, což s sebou přináší i menší vývin hydratačního tepla. Tento poznatek by mohl být v budoucnosti zajímavý z pohledu silničních betonů a dalšího vylepšení technologie cementobetonových krytů, kdy používání portlandských cementů s vysokými počátečními pevnostmi je pravděpodobně jednou z příčin vzniku mikrotrhlin ve vrstvě cementobetonové desky, což v důsledku působení dalších přirozených účinků v čase vede k snižování celkové trvanlivosti a životnosti tohoto typu krytu. Využití aktivovaných jemně mletých přísad či pojiv na bázi vysokopecní strusky by v tomto ohledu mohlo eliminovat tento problém, navíc se ukazuje, že pomalejší nárůst počátečních pevností je kompenzován vyšším celkovým nárůstem pevností v čase. Některé z dosavadních výsledků jsou prezentované dále v tabulce 3.2 a 3.3 a na obrázcích 3.1 a 3.2. Současně v tabulce 3.1 je uveden reprezentativní přehled některých z posuzovaných variant cementových past, u nichž byl vliv substituce portlandského cementu alternativními pojivy či aktivními přísadami sledován.

Tabulka 3.1: Složení jednotlivých past

Component (%)	Paste ref.	Paste ref. 2	Paste KV1	Paste KV2	Paste KV3	Paste KV4	Paste KV5	Paste KV6	Paste KV7
popílek a struska DESTRO 75:25	-	-	50	-	-	-	-	-	-
popílek a struska DESTRO 25:75	-	-	-	50	-	-	-	-	30
popílek a struska DESTRO 50:50	-	-	-	-	-	50	-	-	-
Granulovaná mletá struska Třinec	-	-	-	-	50	-	-	-	-
Fluidní popílek mletý - Kladno	-	-	-	-	-	-	50	-	-
Úletový popílek Mělník	-	-	-	-	-	-	-	-	-
VP struska DESTRO (mletá)	-	-	-	-	-	-	-	50	-
CEM I 42,5R (Radotín)	-	100	-	-	-	-	-	-	-
CEM II 42,5R (CEMEX)	100	-	50	50	50	50	50	50	70
w/c	0,50	0,35	0,50	0,50	0,50	0,50	0,45	0,40	0,50

Component (%)	Paste KV8	Paste KV9	Paste KV10	Paste KV11	Paste KV12	Paste KV13	Paste KV14	Paste KV15	Paste KV16
popílek a struska DESTRO 75:25	-	30	70	-	-	-	-	-	-
popílek a struska DESTRO 25:75	70	-	-	-	-	-	-	-	-
popílek a struska DESTRO 50:50	-	-	-	30	70	-	-	-	-
Granulovaná mletá struska Třinec	-	-	-	-	-	30	70	-	-
Fluidní popílek mletý - Kladno	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Úletový popílek Mělník	-	-	-	-	-	-	-	50	30
VP struska DESTRO (mletá)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CEM I 42,5R (Radotín)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CEM II 42,5R (CEMEX)	30	70	30	70	30	70	30	50	70
w/c	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50

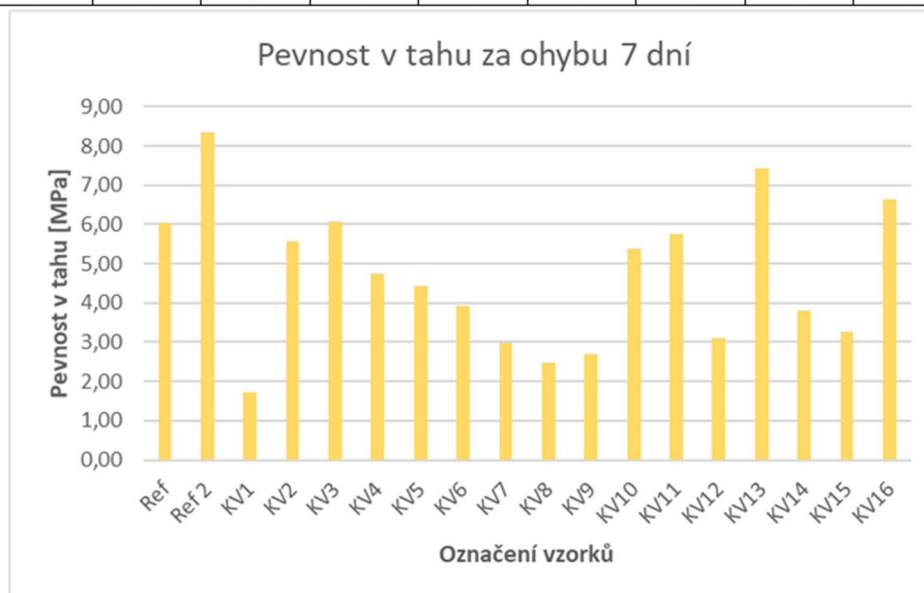


Tabulka 3.2: Hodnoty pevnosti v tlaku po 7 dnech zrání cementových past dle tab. 3.1

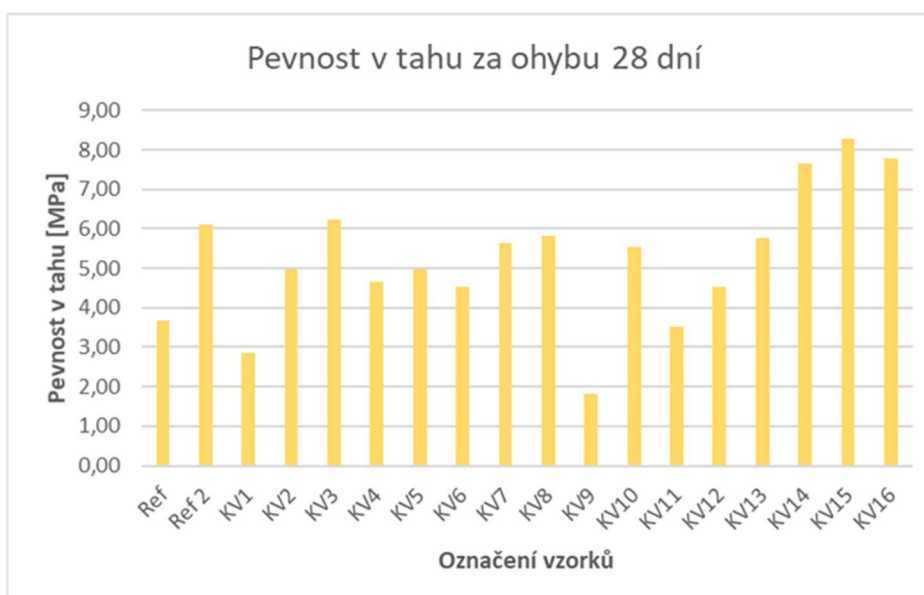
Pasta	Ref	Ref 2	KV1	KV2	KV3	KV4	KV5	KV6	KV7
Tlak [MPa]	62,97	60,60	41,64	30,81	43,22	43,86	25,32	26,73	36,02
Pasta	KV8	KV9	KV10	KV11	KV12	KV13	KV14	KV15	KV16
Tlak [MPa]	35,13	52,77	32,15	58,01	43,22	51,44	31,87	21,87	31,77

Tabulka 3.3: Hodnoty pevnosti v tlaku po 28 dnech zrání cementových past dle tab. 3.1

Pasta	Ref	Ref2	KV1	KV2	KV3	KV4	KV5	KV6	KV7
Tlak [MPa]	64,60	65,80	56,24	38,40	56,34	46,05	32,48	30,35	48,56
Pasta	KV8	KV9	KV10	KV11	KV12	KV13	KV14	KV15	KV16
Tlak [MPa]	33,54	43,45	43,60	59,85	47,83	60,44	51,47	37,31	38,16



Obrázek 3.1: Pevnost v tahu za ohybu po 7 dnech zrání cementových past dle tab. 3.1



Obrázek 3.2: Pevnost v tahu za ohybu po 28 dnech zrání cementových past dle tab. 3.1



V současnosti je tato oblast intenzivně řešena ve výzkumném projektu TH04020043, který se šířeji věnuje problematice inovativních technologií využití anorganických průmyslových odpadů nebo vedlejších produktů ve stavebnictví. Zde je pozornost věnována nejen vzduchem chlazeným vysokopecním struskám z Kladenska, které dosud neměly uplatnění při výrobě cementu nebo v oblasti výroby betonů, ale v mnohem větší míře potom granulovaným vysokopecním struskám z Ostravska, jejichž využití při výrobě cementů dosud též nebylo umožněno, jakkoli mají obdobně slibný potenciál, jako strusky kladenské (viz výsledky prezentované v tab. 3.2 a 3.3). Část dosažených poznatků je prezentována dále v kapitole 3.A.

Odlišná je situace v případě spalovenských strusek (škváry), který vzniká při spalování komunálního odpadu ve spalovnách – z pohledu ČVUT v Praze tou nejbližší je ZEVO Malešice. Tento materiál dosud nebyl v dopravním stavitelství v ČR využíván, ačkoli je v řadě zemích zavedenou alternativou pro některé typy nestmelených úprav konstrukcí vozovek. Obecně se pro něj v zahraničí uplatňuje označení „*incineration bottom ash – IBA*“ a některé poznatky byly v rámci realizovaných výzkumných aktivit katedry silničních staveb ČVUT v Praze prezentovány např. v [17, 18] díky probíhajícím výzkumným a inovačním aktivitám, které jsou realizovány ve spolupráci s Ústavem chemických procesů AV ČR.

Množství spalovenské strusky/škváry vzniklé ze spalování komunálního a živnostenského odpadu v rozvinutých zemích přitom odpovídá cca 15-25 %-hm. z množství vstupního odpadu. Pro představu to v rámci EU28 při ročním úhrnu cca 68 milionů tun komunálního a živnostenského odpadu zpracovaného v rámci několika set ZEVO (zařízení na energetické využití odpadů = spalovna) znamená produkci cca 11-17 milionů tun škváry dle dat platných pro rok 2016. Dále je nutno si uvědomit, že množství škváry bude v budoucnu pravděpodobně dále narůstat. Je to způsobeno tlakem na zvýšenou recyklaci materiálů v rámci evropské politiky cirkulární ekonomiky a postupným odklonem od skládkování směsného komunálního odpadu k jeho recyklaci nebo energetickému využití. Zvýšené množství materiálů vstupujícího na různé typy dotřídovacích linek tak logicky vede ke zvýšenému množství recyklovatelných a recyklovaných materiálů. Tyto procesy se dnes intenzivně kombinují s dalšími úpravami spalovenské strusky na jejím výstupu z kotlů ZEVO, kdy dochází k vyřídování metalických i nemetalických kovů, jelikož se ukazuje, že komunální odpad je poměrně zajímavým zdrojem kovů, jako je hliník či měď.

Uvedená škvára tedy vzniká jako odpad při spalování směsného komunálního odpadu, přičemž její množství ze stávajících čtyř ZEVO, která v ČR existují a spalování provozují, je na úrovni 180 tis. tun ročně. Při naplnění cílů Plánu odpadového hospodářství (v gesci Ministerstva průmyslu a odpadu v kooperaci s Ministerstvem životního prostředí), kde je uvažováno se zdvojnásobením kapacit pro energetické využití odpadů na necelých 1,5 mil. tun ročně, to představuje i nárůst produkce až 400 tis. tun spalovenské škváry ročně. V současné době tento materiál končí na skládkách jako materiál pro jejich technické zabezpečení či přímo je skládkován – vždy tedy nadále plní roli odpadu.

Přímé využití škváry jako kameniva např. v podkladních vrstvách liniových staveb, v zemních tělese pro konstrukce ploch parkovišť, popř. ve formě výplňového materiálu při stavbách protihlukových valů se jeví jako pravděpodobně nejvhodnější a také nejčastěji využívaná cesta, a to vzhledem k velkému množství využitelného materiálu (teoreticky je využitelných téměř 100 % minerální frakce škváry) a méně náročným technickým požadavkům na kvalitu materiálu. Tento způsob nakládání se spalovenskou struskou/škvárou je praktikovaný např. v Dánsku, Holandsku (do roku 2020), Belgii, Francii, některých spolkových zemích Německa a nově také ve Švédsku a Finsku. V Itálii se potom lze setkat i s tříděním frakcí spalovenské strusky na užší frakce a využitím takového materiálu jako částečné substituce kameniva v asfaltových směsích. Vedle technických kritérií kvality musí škvára splňovat také environmentální kritéria kvality, která jsou většinou vyjádřena jistou maximální vyluhovatelností definovaných prvků nebo sloučenin stanovenou pomocí laboratorních vyluhových testů. Různé aspekty využití škváry jako kameniva v nestmelených aplikacích



v dopravním stavitelství byly v posledních letech ve spolupráci s AV ČR a ZEVO Malešice řešeny a přehled mechanických a geotechnických vlastností škváry při použití v silničním stavitelství ve formě nestmeleného kameniva i stmeleného materiálu (použití hydraulických pojiv), popř. při použití jako plniva do asfaltových směsí je dostupný v literatuře.

Slévárenské písky představují další průmyslový vedlejší produkt. Jeho využití v dopravním stavitelství je nicméně velmi omezené a to zpravidla i díky jeho environmentálním parametrům, kdy některé sledované parametry, jak je specifikuje do roku 2020 platná vyhláška č. 294/2005 mohou dosahovat vyšších koncentrací, což následně omezuje možnosti využití takového materiálu (aktuálně je třeba v tomto ohledu sledovat a plnit parametry vyhlášky č. 273/2021 Sb.). Dalším hlediskem je i skutečnost, že celková produkce tohoto materiálu v České republice není taková, aby bylo možné je ve větší míře aplikovat pro konkrétní aplikace v zemním tělese či v podkladní konstrukční vrstvě ve větším rozsahu.

U odpadního drceného skla je situace odlišná. Dle aktuálních poznatků odvětví recyklaci skla dochází při výrobě nových výrobků ze skla k využití až 80 % recyklované suroviny, kterou tvoří přetříděný střep velikosti 2,5-3 mm. Nicméně ne veškeré odpadní sklo lze využít a minimálně 30 % vytríděného skla se zpět do procesu výroby nového skla nevrací. Důvodem může být různá míra nečistot, které původní sklo obsahuje, nevhodná barevnost či specifický účel, kterému sloužilo. To se týká například skla pro solární a fotovoltaické panely. V tomto případě se jednak na počátku využívá sklo vyšší tvrdosti, které se kromě jiného docílí vyšším bodem tavení. Další skutečností jsou tenké vrstvy vzácných kovů, jež se u fotovoltaických panelů využívají. Dnešní technologie recyklace umí velkou část těchto vrstev již efektivně při recyklaci separovat, přesto je pro využití takového skla následně v sklářském průmyslu problematické a to z důvodu uvedeného vyššího bodu tavení. Proto se sklo z těchto výrobků v současnosti pro účely opětovného použití při přeměně odpadního skla na nové neuplatňuje, přičemž použitelné není ani pro výrobu pěnového skla, kde se výrobci potýkají s obdobným problémem potřeby vyšších technologických teplot pro jeho roztavení. Tento materiál, jakož i zbývající nevyužití recyklovaný skelný střep lze tedy drtit a třídít na různé frakce a následně jej použít jako plnivo pro kompozitní směsi, např. [4, 5, 6].

Pokud bychom se zaměřili na dosavadní využití recyklace skelného odpadu v silničním stavitelství, první zmínku o využití drceného odpadního skla (střepů) nalezneme již v 60. letech minulého století. Byla snaha o nalezení možného využití nadměrného množství odpadního skla ukládaného na skládky, čímž se později ukázala potenciálně možná částečná náhrada konvekčního kameniva v asfaltové směsi a tedy alternativní využití této odpadní suroviny. To dalo ve Spojených státech podnět ke vzniku technologie tzv. „glassasphalt“ (sklo-asfaltu), u něhož se uplatňovala částečná náhrada kameniva v horké asfaltové směsi, [7]. Vedle využití odpadního skleného střepu jako částečné náhrady kameniva byla snaha identifikovat některé přednosti, jež by takové uplatnění mohlo mít. Jedním z aspektů byla i retroreflexe, kdy se uvažovalo o možnosti skelné střepy vhodné velikosti – např. frakce 4/8 mm – použít v asfaltových směsích pro obrusné vrstvy, kde by při nočním osvětlení vozovky reflektory automobilů došlo k částečnému odrazu světla a tedy k jisté formě „světélkování“ povrchu vozovky. O takové aplikaci se zvažovalo i pro vozovky v tunelech, kde by skelný střep nahradil umělé zesvětlující kamenivo typu Luxovite. Na základě výše uvedeného vznikaly i prvotní technické specifikace, jež udává praktická doporučení a osvědčené postupy pro recyklaci skla, který vznikl v návaznosti na zkušenosti z mnoha zkušebních úseků po celém světě. Hospodárnost nahrazování skla za konvenční kamenivo je závislá na umístění, kvalitě a nákladech spojených s dostupností lokálního kameniva. Při dodržení technologické kázně provádění a následné pokládky nepředstavuje použití směsi „glassasphalt“ žádné nebezpečí pro člověka ani pneumatiky. Při použití směsi v obrusné vrstvě vede aplikace odpadního skla sice na jedné straně k potenciálnímu efektu retroreflexe, avšak má za následek i mírné zhoršení protismykových vlastností. Takové aplikace potom nejsou z uvedeného důvodu vhodné jako povrchové úpravy dálnic a



rychlostních komunikací. Pokud je však ve směsi použito méně jak 10 % skelného odpadu s max. velikostí zrna 5,6 mm, nemá to na protismykové vlastnosti patrný vliv. Díky drcenému skelnému recyklátu dokáže směs lépe držet teplo, což může být využitelné zejména při pokládkách v chladnějším počasí nebo při dopravě asfaltových směsí na delší vzdálenosti. Tím klíčovým aspektem pro tyto aplikace tak zůstává, že povrch asfaltové směsi glassphalt se vyznačuje zlepšením viditelnosti při jízdě v noci, jak potvrdila i studie prezentovaná v [8]. V další studii [9] byl sledován vliv drceného odpadního skla v asfaltových směsích prováděných za horka z hlediska dynamického chování v konstrukci vozovky. Výzkum ukázal, že částečná náhrada konvekčního kameniva v asfaltové směsi drceným sklem vede ke snížení nákladů výroby asfaltové směsi. Na tělesech s různým podílem drceného skla byl stanoven modul tuhosti nedestruktivní zkouškou, který udává schopnost materiálu odolávat dynamickým účinkům zatížení. Výsledky ukazují zlepšení dynamického chování směsi „glassphalt“ ve srovnání s tradiční horkou asfaltovou směsí. Jako nejvhodnější z hlediska deformačního chování asfaltové směsi se prokázala varianta s 15 % odpadního skla. Vyšší dávkování vedlo ke snížení modulu tuhosti. Současně s tím byl sledován pozitivní efekt přidavku vápenného hydrátu za účelem zvýšení přilnavosti mezi zrnem odpadního skla a asfaltového pojiva, [9] Podobných poznatků využití skla v asfaltové směsi uvádí také další studie [7], kde se jako optimální obsah skelného recyklátu v asfaltové směsi prokázalo množství náhrady kameniva 10 % o maximální velikosti zrna 4,75 mm. Odolnost směsi vůči účinkům vody je možné zlepšit přidavkem vápenného hydrátu, popřípadě jiným tekutým aditivem pro zlepšení adheze, pomocí něhož bylo dosaženo lepších výsledků. Ostatně problematika adheze, resp. potřebné odolnosti asfaltové směsi proti účinkům vody vyplynula jako určující nedostatek i v rámci experimentální studie prováděné na Fakultě stavební ČVUT v Praze v rámci studentského výzkumu. Tento handicap je celkem logický, neboť skelný třep má jednak poměrně hladké plochy a především je tvořen víceméně výhradně SiO_2 , což představuje hydrofilní látku se zhoršenou afinitou k asfaltovému pojivu.

V uvedeném výzkumu realizovaném na ČVUT v Praze se pozornost zaměřila na možnosti využít jemnozrné frakce skelného střepu různého původu a chemického složení a to jako náhrady přídatného fileru. Ten tvoří jednu ze složek asfaltové směsi a hraje významnou roli nejen z hlediska plniva samotné směsi, ale společně s asfaltovým pojivem vytváří asfaltovou maltu, tužší než samotný asfalt a významně se podílí na fixaci hrubé kostry kameniva. Ovlivňuje výsledné vlastnosti vyrobené asfaltové směsi, dobře zvolený typ fileru může být vhodnou alternativou tekutých přísad dávkovaných do asfaltového pojiva pro zlepšení užitných vlastností asfaltových směsí. V rámci experimentální studie byly uplatněny tři náhrady tradičního jemnozrného plniva v asfaltové směsi. Všechny náhrady pocházely ze stejného odpadního materiálu v podobě drceného odpadního skla (samozřejmě odlišný typ vlastního skla, které je recyklováno) a ve shodném hmotnostní dávkování byly též uplatněny jako plnohodnotná náhrada vratného fileru v referenční směsi. Přesto se výsledky z provedených typů zkoušek významně u jednotlivých typů odpadních skel od sebe liší. Použití recyklovaného amorfního a polykrystalického skla vedlo ke snížení vodní citlivosti a nedosáhlo ani minimálních požadavků dle platné technické normy. Naopak náhrada v podobě drceného pěnového skla splnila minimální požadovanou hranici 80 % ITSR splnila. V případě porovnání modulů tuhosti, vede aplikace amorfního a polykrystalického skla ke snížení této hodnoty oproti směsi referenční. Současně jsou tyto varianty i méně stabilní z hlediska teplotní citlivosti. Opačný trend lze sledovat u pěnového skla, kdy dochází naopak k nárůstu modulu tuhosti při všech uvažovaných teplotách, směs je více teplotně stabilní. Pěnové sklo má dobrý potenciál jako možná náhrada tradičního jemnozrného plniva v asfaltové směsi, [5].

Odišná je situace v případě odpadní pryže. Ta představuje v silničním stavitelství již přibližně od 50. let minulého století materiál, který je snahou v asfaltových směsích aplikovat a to buď jako funkční modifikační přísadu pro asfaltové pojivo (jako určitá alternativa k rozšířenému použití průmyslových polymerů typu SBS) nebo jako i částečnou náhradu kameniva, kdy se pryž aplikuje v podobě granulátu či drtě přímo do míchačky obalovny asfaltových směsí a dochází k přímému promíchání s horkým kamenivem, jehož část je pryží



substituována. Úskalím tohoto řešení jsou některé specifické problémy s trvanlivostí takto vyrobených kompozitů, kdy dochází k oslabení adheze mezi kamenivem a asfaltovým pojivem, resp. kvalitou asfaltového filmu, resp. filmu, který je tvořen asfaltovým pojivem a jemnými částicemi v podobě malty je uvedenou částečnou substitucí oslabena což se velmi často projevuje v následné horší trvanlivosti, kterou v případě asfaltových směsí nejčastěji posuzujeme odolností směsi proti působení vody dle ČSN EN 12697-12.

Asfaltové směsi, kde se využívá při modifikaci asfaltového pojiva drcená či mletá pryž, představují technologické varianty, které jsou v České republice dlouhodobě zavedené. Obecně lze rozvoj využívání pryže datovat do osmdesátých let minulého století, kdy se prováděly první rozsáhlejší a prakticky orientované aplikace a s nimi související výzkumy. V pozdějších letech následovaly snahy o rozšíření tzv. suchého procesu a to s využitím původně švédské technologie, která se v ČR ujala pod označením RUBIT. V případě této aplikace pryžového granulátu se tento materiál aplikoval jako částečná náhrada kameniva. Bohužel se ukázalo, že asfaltové směsi takto vyrobené trpí zvýšenou mírou heterogenity a současně se opakovaně vyskytovaly problémy s trvanlivostí asfaltových vrstev, které byly z těchto směsí realizovány. Z tohoto důvodu bylo používání tohoto přístupu na počátku tohoto století ukončeno. Probíhal nicméně další vývoj, jehož hnacím článkem byly především výzkumné aktivity FAST VUT v Brně pod vedením prof. J. Kudrny. V tomto případě se aktivity zaměřily již na využití mokrého procesu a tedy výrobu asfaltových pojiv modifikovaných pryžovým granulátem, u kterých se postupně etablovalo označení CRMB. Vývoj nového výrobního procesu inspirovaný poznatky a zavedením technologie v Arizoně a některých dalších státech USA postupně vedly k vývoji vlastního míchacího zařízení, které se dnes označuje jako blender. V případě jeho použití se dnes hovoří o kontinuálně míchaných CRMB, přičemž dle dosavadní praxe se tento postup využívá pro řešení, kdy obsah pryžového granulátu v asfaltovém pojivu je 15 %-hm. a více. Další informace lze nalézt např. v [19, 20]. V souvislosti s rozvojem tohoto technického řešení byla od roku 2007 realizována řada zkušebních úseků a to postupně ve více krajích České republiky. Jeden z prvních blenderů tohoto nového trendu byl instalován na obalovně Kytín ve Středočeském kraji. Souběžně s tím byly s jistým odstupem ověřovány i možnosti využití terminálových pojiv typu CRMB, které zpravidla využívají nižší procento drcené pryže v asfaltovém pojivu. Tuto snahu sledovaly například ropný koncern Shell nebo společnost Genan jako jeden z předních recyklátorů pneumatik v Evropě. Z této doby jsou známé technologie ROAD+, kdy se do pryžového granulátu přidával polyoctenamer, jenž měl zajistit vyšší stabilitu výsledného modifikovaného pojiva. Obdobně se sbíraly některé další poznatky jako je například využití kyseliny polyfosforečné, jak bylo rozvíjeno v USA nebo ve Španělsku, [21].

Ve všech výše uvedených případech se pracovalo převážně s pryžovým granulátem velikosti 0-2 mm, případně 0-4 mm. Později se začalo ověřovat využití i pryžových prachů, kdy maximální velikost byla < 1 mm. Od roku 2012 se potom postupně začala rozvíjet technologie další úpravy pryžového granulátu a to v podobě specifického postupu jeho desintegrace (vysokorychlostní mletí). Toto řešení je odlišné od klasického mechanického drcení nebo kryogenního mletí, kdy především v druhém případě vznikají velmi hladké povrchy jednotlivých částic pryže. V případě vysokorychlostního mletí jsou výsledkem produkty, které se v mezinárodním povědomí vžily jako aktivované pryžové prachy (*activated rubber powders*), přičemž primární myšlenkou byl tento materiál, jenž se v důsledku způsobu úpravy granulátu stává aktivní s částečně narušenou chemickou strukturou, využívat v gumárenství pro pryžové směsi určené například do výroby pneumatik. Souběžně se testovalo jejich využití i v asfaltových pojivech (více informací např. v [25]). Přidanou hodnotou tohoto řešení a úpravy pryže bylo vytvoření tzv. fraktálních povrchů, které umožňují snadnější dílčí rozpuštění či naleptání pryže, v případě využití v gumárenství potom lepší vzájemné zaklínění či „slepení“ jednotlivých částic. Současně díky velmi heterogenním tvarům dochází k tomu, že se takto upravená pryž dokáže v pojivu pohybovat ve vznosu, což snižuje její náchylnost k segregaci, která představuje jeden z největších handicapů pojiv typu CRMB. Opakovaně bylo tak docíleno toho, že i pojiva modifikovaná 15 %-



hm. takto upravené pryže dosahovaly při zkoušce skladovací stability dle ČSN EN 13399 (72 hodin při 180 °C) rozdílu hodnot bodu měknutí 5 °C, což odpovídá požadavkům kladeným na tradiční PMB. Z hlediska skladovací stability přitom bylo identifikováno, že pravděpodobně existuje souvislost mezi tvarem a velikostí pryžové částice na jedné straně a skladovací stabilitou na straně druhé. Původní úvaha, že co nejjemnější pryžový prach umožní výrobu kvalitního modifikovaného asfaltového pojiva s minimalizovanou segregací, musel být opuštěn, ačkoli vysokorychlostním mletím lze standardně vyrábět pryže se zrnitostmi 0-0,25 mm nebo 0-0,40 mm, jež mají zajímavé uplatnění v oblasti gumárenství nebo výroby termoplastů. Pro aplikaci do asfaltových pojiv se jeví jako vhodnější využití zrnitosti 0-0,8 mm, přičemž zde důležitou roli sehrávají výše uvedené fraktální povrchy. Kontinuálně od roku 2012 je kromě vývoje v této oblasti též experimentálně rozvíjena řada možností, jak takto upravenou a aktivovanou pryž použít pro modifikaci asfaltového pojiva kombinovat s dalšími přísadami, mezi které vedle výše zmíněného polyoctenameru nebo kyseliny polyfosforečné patřily i polyoly či vybrané typy benzothiazolu atp. Od roku 2017 je potom pozornost věnována i možnostech využití kombinací se syntetickými vosky, kdy bylo ideou snížení viskozity a případně dílčí snížení potřebných pracovních teplot. Výsledky z těchto řešení lze nalézt např. v [22, 23, 24] a současně pro uvedená řešení existují užité vzory č. CZ 29865, CZ 28966 nebo CZ 34265. Ty vznikly v rámci výzkumného projektu TA02030639 (Trvanlivé akustické asfaltové vrstvy s uplatněním výkonových asfaltových pojiv modifikovaných mikrogranulátem pryže včetně inovativní technologie jejího mletí, 2012-2014, hlavní řešitel: J. Valentin) a v rámci smluvního výzkumu realizovaného jako součásti projektu.

Principem uvedených nových řešení asfaltových pojiv modifikovaných pryží je primárně desintegrace a aktivace pryžových částic (fraktálů). Tento postup si lze představit tak, že pryžová drť či granulát procházejí vysokorychlostním mlýnem upraveného uspořádání rotorů a statorů. Rotory jsou opatřeny vhodnými nástroji, které při vysokých obvodových rychlostech, kterými se rotory (případně pouze jeden rotor) pohybují, vytváří dodatečné plochy, na které pryžové částice narážejí či se v důsledku rotačního pohybu smýkají. V důsledku toho dochází k dalšímu zmenšení částic, které ale v důsledku uvedených účinků nevytvářejí hladké či kvazi-hladké povrchy, ale povrchy, které jsou značně heterogenní. Pro hrubé přiblížení je lze přiblížit charakteru sněhové vločky či hvězdice. Takto vzniklý tvar je na povrchu navíc částečně aktivován – dochází zde k dočasnému narušení některých chemických vazeb, jež jsou pro pryž charakteristické. Pokud je takto získaný materiál aplikován do asfaltového pojiva, kde za účinku teplot v rozmezí 160-185 °C dochází při současném míchání k vytváření kompozitu, zlepšuje se vzájemná interakce mezi asfaltovým pojivem a pryží jako modifikátorem. Samozřejmě se nepodařilo docílit stavu, kdy by došlo k ideálnímu zesíťování asfaltového pojiva a pryže na molekulární úrovni – tedy v ideálním případě, kdy by došlo k dočasnému uvolnění sírných vazeb (můstků), jež jsou charakteristické pro vulkanizovanou pryž, vzájemnému promísení a propojení uhlovodíkových řetězců asfaltového pojiva a pryže a k následnému opětovnému propojení sírných vazeb. Tedy nedošlo by k nevratnému zničení vulkanizace pryže, k čemuž technologické procesy existují a jsou známé, ale vulkanizace by se na potřebnou dobu přerušila nebo zjednodušeně „vypnula“. Nicméně charakter povrchu pryžových částic umožnil, že jeho značná členitost přispívá k tomu, že pryžové částice částečně propojené s asfaltovým pojivem plovou ve vznosu a tím se redukuje charakteristický problém asfaltových pojiv modifikovaných pryží, tedy jejich sklon k segregaci. Při ní se u asfaltového pojiva v horkém stavu (ten je potřebný pro přepravu, skladování na obalově asfaltové směsi a výrobu asfaltové směsi) postupně oddělují složky pojiva a částice pryže a vzniká tak nesourodý systém, kdy navíc usazenina může později vést i k dalším praktickým problémům především v skladovacích nádržích. Tento problém lze tedy aplikaci vysokorychlostním mletím upravené pryže částečně eliminovat nebo zpomalit. Celý proces lze navíc posilovat vnášením dalších chemických komponent, které mohou posilovat vazby mezi pryží a asfaltovým pojivem. V neposlední řadě zde existuje možná aplikace syntetických vosků, jejichž úloha spočívá v možnosti zajistit dostatečnou zpracovatelnost při teplotách, které budou o 15-20 °C nižší v porovnání s běžným standardem,



jak je uveden výše. Vezmeme-li v této souvislosti v potaz, jaké nároky na energie a produkci skleníkových plynů představuje temperování asfaltového pojiva modifikovaného pryží při jeho skladování a zpracování do asfaltové směsi, kdy se běžně pohybujeme na teplotách 170 °C a více, tak docílení zdánlivě malého snížení takové teploty například na úroveň 150 °C, ve skutečnosti úplnou marginálií není. Příklad získaných poznatků pro samotné asfaltové pojivo je uveden v kapitole 3.B a 3.C.



Obrázek 3.3: Typické rozložení uhlíkové stopy z hlediska jednotlivých fází přípravy a pokládky asfaltové vrstvy

https://www.battleco2.com/wp-content/uploads/2019/06/battleco2_informe-layman_final.pdf

Významnost energetické náročnosti při skladování a zpracování asfaltových pojiv lze přitom doložit poznatkem, které jsou shrnuté například v [27]. Asfaltové pojivo představuje bezesporu klíčovou složku asfaltové směsi a současně zodpovídá za největší environmentální vliv (Asphalt Institute v USA odhadnul energetickou náročnost na 640 kgCO₂ ekvivalentu na tunu asfaltové směsi a Eurobitume v Evropě uvádí 150 kgCO₂ ekvivalentu na tunu asfaltové směsi). Pokud se tato energetická náročnost sníží aplikacemi vhodných aditiv umožňující dosažení stejných parametrů zpracovatelnosti při nižší teplotě, lze tak docílit nemalých přínosů pro životní prostředí. Tento aspekt se o to více projeví, pokud se jakékoli řešení asfaltového pojiva kombinuje s uplatněním vyšší míry asfaltového R-materiálu, kterým lze nahradit přírodní kamenivo a částečně i přidávané asfaltové pojivo. Přístupy k recyklaci přímo u asfaltové směsi jsou popsány v další části této práce. Jak lze v uvedené souvislosti doložit obrázek 3.3, podíl získání a zpracování surovinových složek a stavebních materiálů z hlediska celkové uhlíkové stopy u stavby typu pozemní komunikace je více než opodstatněný, aby se mu pozornost věnovala. Samozřejmě každý stavební projekt je závislý na jedinečných faktorech, kterými jsou přepravní vzdálenosti, složení kompozitních směsí, použité výrobní procesy atp. Není proto možná jednoduchá generalizace jednoho případu na všechny ostatní. Je však prokazatelné, že získání a úprava vstupních materiálů (a to se významnou měrou dotýká jak asfaltových pojiv, tak například i cementu), jakož i jejich další zpracování pro konečné kompozity, jež následně ve stavebnictví používáme, lze považovat za velké zdroje hodnoty uhlíkové stopy, které se například k asfaltové konstrukční vrstvě nebo k cementobetonovému krytu budou vázat.



3.1 Recyklace asfaltových vrstev za horka

Jak bylo uvedeno v předešlé kapitole, recyklace asfaltových vozovek představuje oblast, která je v silničním stavitelství velmi dobře zvládnutým a rozvinutým souborem technologií, jakkoli zde lze identifikovat celou řadu výzkumných aktivit s cílem tyto technologické procesy dále zefektivnit. Současně platí, že tato oblast je přehledně řízena souborem technických norem a předpisů, přičemž vedle výrobních norem pro jednotlivé asfaltové směsi, zde je zavedena důležitá národní technická norma ČSN 73 6141, která navazuje na evropskou normu EN 13108-8 a pro potřeby v České republice dále zpřesňuje a vymezuje podmínky pro úpravu, zpracování a využívání asfaltového R-materiálu. V zásadě vymezuje technické požadavky, aby se s tímto recyklovaným výrobkem při užití v asfaltových směsích pracovalo správně. Souběžně s tím jsou zavedeny i technické podmínky Ministerstva dopravy, které se věnují především technologiím prováděným na místě a to buď za tepla (TP 209, v dohledné době postupně nahrazeny ČSN 73 6148) nebo za studena (TP 208, v dohledné době postupně nahrazeny ČSN 73 6147).

Pro oblast využívání asfaltového R-materiálu v asfaltových směsích prováděných za horka nebo pro tzv. nízkoteplotní asfaltové směsi bylo v posledním desetiletí na národní úrovni realizováno několik výzkumných projektů, jejichž cílem bylo pro potřeby silničního stavitelství zpřesnit, ověřit a dále rozvinout jednotlivé aplikace. Výchozími výzkumnými projekty byly TA 02030549 (Maximálně efektivní využití recyklovaných asfaltových vrstev vozovek pro výrobu nových asfaltových směsí) a TA 04021328 (Recyklace asfaltových koberců mastixových a vývoj speciálního celulóзовého vlákna do těchto typů asfaltových směsí). O některých získaných vědeckých poznatcích a klíčových přínosech a inovacích těchto projektů lze bližší informace nalézt např. v [10]. V současnosti existují i další navazující výzkumné projekty, mezi kterými je třeba uvést především projekt CK01000158 (Využití vyšších množství R-materiálu v asfaltových směsích s asfaltovými pojivy typu PMB). Z nich tato práce nečerpá, je však vhodné je na tomto místě uvést.

První z projektů se zaměřil především na asfaltové betony a možnosti docílení maximálního využití asfaltového R-materiálu jako náhrady přírodního kameniva a dílčí substituce přidávaného pojiva v kombinaci s vhodnými typy rejuvenátoru. Tento projekt v zásadě umožnil pro české prostředí rejuvenátory představit, ověřit a jejich využitelnost pro asfaltové směsi vymezit. Za rejuvenátory přitom považujeme chemické látky, které jsou buď na bázi minerálních olejů (včetně olejů recyklovaných) nebo na bázi rostlinných extraktů. V zásadě je lze dále ještě členit na chemické látky, které zestárnuté asfaltové pojivo v asfaltovém R-materiálu změkčují, a na látky, které umožňují provádět dílčí chemické úpravy ve složení asfaltového pojiva – tedy zejména se zde má na mysli změna poměrů mezi asfaltény a malteny, které tvoří charakteristické složky asfaltu. V uplynulých letech se na základě poznání uvedeného projektu postupně rozvinuly další produkty, které se mohou při tzv. rejuvenaci asfaltového R-materiálu využít. Současně tato skutečnost pomohla posunout přípustné meze přidávaného R-materiálu do asfaltových směsí.

Druhý z uvedených projektů se zaměřil na asfaltové směsi typu SMA, jež se využívají jako prémiové obrusné vrstvy vozovek, u nichž se očekává vyšší odolnost proti trvalé deformaci, jakož i vylepšená životnost povrchových charakteristik. U těchto typů asfaltové směsi je v současnosti zakázáno používání R-materiálu při jejich výrobě. Výzkumný projekt cílil na možnosti, jak vhodnými inovacemi docílit technicky bezpečného stavu, kdy bude možné i pro SMA směsi asfaltový R-materiál uplatňovat. Cílovou hranicí přitom byla možnost v budoucnu využívat alespoň substituce do 30 %-hm. kameniva. Pro tento účel bylo sledováno několik směrů, kdy se vedle osvědčené aplikace rejuvenátoru využívaly i přísady kombinující rejuvenátor a pryžový granulát, upravená celulózová vlákna jako možné nosiče rejuvenátoru a v neposlední řadě asfaltová modifikovaná pojiva s upraveným podílem polymeru.



Na výzkumné aktivity těchto dvou projektů navázala řada dílčích experimentálních studií a výzkumných aktivit, které vedle ověřování dalších rejuvenátorů, porovnávání účinku rejuvenátoru vs. měkkého silničního asfaltu cílily na možnosti dalšího zvýšení přípustné meze R-materiálu v asfaltových směsích a to i pro aplikace, které se uplatní na silnicích I. tříd či na dálnicích, kde obecně očekáváme vyšší výkonnost, trvanlivost a životnost. Tyto aktivity byly souhrnně realizovány v rámci centra kompetence pro efektivní dopravní infrastrukturu (CESTI; TE 01020168) a poznatky z využitím rejuvenátoru nebo modifikovaného asfaltu typu PMB RC, jakož i vzájemné porovnání mezi aplikací velmi měkkého silničního asfaltu, rejuvenátoru nebo modifikovaného asfaltu jsou uvedeny v kapitolách 3.D a 3.E. Navazující kapitola 3.F potom je jedním z dílčích shrnutí nejnovějších poznatků, které se zaměřují na porovnávání účinků různých rejuvenátorů a to s využitím souboru tradičních fyzikálních zkoušek, tak i některých pokročilých funkčních zkoušek u asfaltové směsi. Experimentální aktivity v této oblasti se neomezují jen na asfaltové směsi se zvýšeným podílem R-materiálu, ale současně jsou prováděna měření základních vlastností (penetrace, bod měknutí) a reologických charakteristik s využitím dynamického smykového reometru asfaltových pojiv získaných z R-materiálu, do nichž je aplikováno různé množství zvolených rejuvenátoru. V tomto případě se potom sleduje míra účinku rejuvenační přísady na změnu chování asfaltového pojiva a postupné přibližování jeho charakteristik původnímu nezestárnutému pojivu. Přiblížena je tato oblast některými ze získaných poznatků v kapitole 3.G. Z dosavadních poznatků plyne celá řada závěrů. Ve většině případech je prokázáno, že rejuvenační (omlazovací) přísady dle očekávání přispívají k zlepšení vlastností asfaltového pojiva ve smyslu úpravy jeho základních i reologických vlastností. Jako kritické se však přitom jeví stabilita a účinnost tohoto vlivu rejuvenačních přísad. Je nesporné, že pozornost bude muset být věnována mnohem více aspektu stárnutí. Z postupně získávaných poznatků totiž plyne, že ne vždy dokáže rejuvenátor po dostatečně dlouhou dobu udržet zlepšení materiálových charakteristik zdegradovaných asfaltových pojiv, jak je pozorujeme při vmíchání rejuvenační přísady do pojiva. V řadě případů při následné simulaci dlouhodobějšího stárnutí, které odpovídá provozní fázi užití asfaltové vrstvy ve vozovce, dochází ke ztrátě rejuvenačního efektu. Jsou dokonce nezřídka případy, kdy asfaltové pojivo nebo asfaltová směs ošetřené rejuvenační přísadou po dlouhodobém stárnutí vykazují zhoršení charakteristik (vyšší míru degradace), než která je pozorována u referenčních variant asfaltové směsi či pojiva, kde se žádná rejuvenace neuplatnila. Citlivost k vyšší míře stárnutí asfaltového pojiva se mnohdy významněji projevuje u variant, kde se aplikovalo vyšší množství rejuvenační přísady. Těmto aspektům je třeba věnovat zvýšenou pozornost, přičemž z dosavadních experimentálních výsledků a ucelených studií lze opakovaně doporučit, že stanovení kritérií některých charakteristik sledovaných i u asfaltových směsí by mělo být zváženo a zaváděno i pro zestárnutý stav asfaltové směsi. Příkladem mohou být charakteristiky tuhosti nebo charakteristiky odolnosti proti vzniku a šíření mrazové trhliny. Pokud se tuhost nezestárnuté asfaltové směsi s uplatněním vyššího podílu R-materiálu a rejuvenační přísady bude vyznačovat stejnou mírou tuhosti nebo přiměřeným snížením hodnoty ve vztahu k referenci, kterou může tvořit kompozit založený čistě na čerstvých přírodních zdrojích, jedná se o průkaz fungování rejuvenátoru. Jestliže v návaznosti na simulované laboratorní stárnutí dojde k významnému zvýšení tuhosti a relativní ukazatel indexu stárnutí výrazněji bude převyšovat hodnotu 1,0, přičemž dosažený výsledek bude pro variantu s rejuvenátorem vyšší než pro referenční asfaltovou směs, potom je třeba asfaltové směsi se zvýšeným podílem R-materiálu a rejuvenátoru věnovat další pozornost. Vyšší tuhost nezbytně nemusí být pro asfaltovou vrstvu špatná. Z hlediska projevu plastických deformací se může jednat i o indikátor zvýšené odolnosti proti tomuto typu deformace. Je však třeba posoudit i vhodně charakteristiky odolnosti proti šíření trhlin a to především v oboru nízkých teplot, kde u kompozitů s vyšší tuhostí hrozí i zvýšená míra křehkosti. V rámci mnohaletého soustavného výzkumu se na Fakultě stavební ČVUT v Praze provádí jednoduchá destruktivní zkouška třibodového ohybu na půlválcových zkušebních tělesech dle modifikovaného postupu k základnímu vymezení zkoušky v ČSN EN 12697-44 [27]. Bezsporně by byla přesnější a z hlediska popisu



chování asfaltové směsi více vypovídající například zkouška TSRST (zkouška nízkoteplotních vlastností s rovnoměrným řízeným poklesem teploty) dle ČSN EN 12697-46. Pro kvalitativní porovnání asfaltových směsí se však zkouška odolnosti proti šíření trhliny u půlválcových tělesech jeví jako významně jednodušší a rychlejší s možností stanovení jak mechanické charakteristiky v podobě lomové houževnatosti, tak i energetické charakteristiky a to výpočtem lomové energie. Z hlediska vzájemného porovnání a hodnocení asfaltových směsí se jeví charakteristiky lomové energie jako významnější, navíc umožňují poskytnout informaci jak pro stav iniciace trhliny, tak následně i pro její celkové prokopírování. Vztáhnou-li se tyto charakteristiky k problematice vlivu rejuvenátoru v asfaltové směsi se zvýšeným podílem R-materiálu, potom by při zvolené zkušební teplotě měla asfaltová směs s rejuvenátorem dosáhnout vyšší hodnoty u obou typů lomové energie. Při následném laboratorním stárnutí a posouzení vlivu rejuvenátoru na chování asfaltové směsi, lze opět formulovat poměrový ukazatel indexu stárnutí. Zde oproti výše uvedené tuhosti asfaltové směsi platí, že pokud tento index je významně nižší než 1,0, zhoršuje se vlivem stárnutí odolnost asfaltové směsi proti šíření trhliny. Lze tedy formulovat doporučení pro vlastní posuzování vlivu rejuvenátoru (a nejen jich) na chování asfaltové směsi se zvýšeným obsahem R-materiálu. Taková asfaltová směs se bude v porovnání s referenční asfaltovou směsí, která neobsahuje žádný asfaltových R-materiál, zpravidla vyznačovat v nezestárnutém stavu obdobnou hodnotou tuhosti a pravděpodobně dle dosavadních poznatků mírně lepšími výsledky lomové energie. Po aplikovaném laboratorním stárnutí zpravidla vždy dochází k nárůstu tuhosti, což nebude nijak kritický projekt, pokud současně index stárnutí pro lomové energie bude minimálně 1,0 nebo vyšší. Čím více bude naopak tento index klesat, tím více se bude projevovat zvýšená křehkost materiálu a tedy ztráta rejuvenačního efektu použité přísady bude výraznější. V tomto případě se nemusí jednat jen o efekt rejuvenační přísady. Stejný postup je vhodně uplatnitelný i u variant asfaltové směsi, kde se namísto rejuvenátoru zvolí měkčí silniční asfalt nebo se zvolí polymerem modifikované pojivo typu „RC“.

3.2 Recyklace asfaltových vrstev za studena a trendy posledního desetiletí

Recyklace za studena představuje jednu z mnoha zavedených a dobře fungujících technologií silničního stavitelství, která se využívá především při rekonstrukci vozovek a zde zpravidla v případě podkladních vrstev. V České republice se přitom nejlépe zabydlela varianta, kde dominující úlohu velmi často sehrává hydraulické pojivo, kterým je nejčastěji cement, v menší míře potom několik málo typů komerčně nabízených silničních hydraulických pojiv. Další možnosti se zatím příliš neuplatňují, ačkoli by z ekonomického hlediska mohly mít další přidanou hodnotu, především pokud takové alternativy budou založené na vhodně upravených fluidních popílcích nebo vysokopecních, případně granulovaných struskách. „Objevení“ této oblasti nicméně lze očekávat především s postupným pokračováním nárůstu ceny cementů, která bude tažena opatřeními, jež budou motivována drastickým tlakem na omezování energetické náročnosti průmyslové výroby a snižování emisí skleníkových plynů. Tento trend, který dnes v Evropě již není otázkou, zda bude, ale jak rychle bude probíhat, může vést buď k rozvoji alternativních hydraulických pojiv, nebo k dalšímu růstu uplatňování směsných cementů, které současně budou nízkoemisní – i zde se pak některé z dále prezentovaných vedlejších produktů začnou v mnohem větší míře uplatňovat. Na Fakultě stavební ČVUT v Praze je oblasti technologií recyklace za studena věnována intenzivní pozornost minimálně posledních patnáct let [28, 29, 30] a postupně došlo k rozvoji nových možností, jak tuto technologii vylepšit.

Obecně o technologii recyklace za studena bylo v uplynulých 15-20 letech publikováno mnoho příspěvků a vznikla řada prací a odborných zpráv (např. [31, 32, 33, 34, 35, 39, 29]), které se věnovaly různým aspektům této technologie počínaje vlastní charakterizací recyklace za studena, způsoby jejího tradičního provádění s využitím asfaltového pojiva a cementu, přes studium a ověřování funkčních parametrů (např. [35, 36, 41, 28]) a pokročilých zkoušek, až po možnosti provádět některé náhrady pojiv v těchto kompozitech (např. [38, 40, 30, 42–44]). Výčet zdrojů by ve skutečnosti byl mnohem širší a v zásadě by mohl tvořit jednu samostatnou



obsáhlou prací, což bezesporu není účelem. Bylo by na druhé straně chybou opomenout některé evropské projekty, které byly realizovány v uplynulých 15-10 letech a přispěly k rozšíření poznání o technologiích recyklace za studena – např. SAMARIS, Re-ROAD realizované v rámci evropských rámcových programů podpory výzkumu a vývoje v EU v letech 2000-2013, a zejména pak projekt CoRePaSol (www.corepasol.eu) financovaný z programu Evropské rady správců pozemních komunikací (CEDR) obdobím řešení 2013-2015, který byl koordinován FSv ČVUT v Praze. Cílem tohoto projektu bylo zmapovat stav poznání v oblasti recyklace za studena v evropských zemích z hlediska dostupné praxe a představit metodiku jednotné charakterizace v oblasti navrhování a zkoušení technologie recyklace za studena. Součástí této části řešení a dílčím cílem sledovaným CEDR bylo vytvoření jednotného postupu při laboratorním návrhu směsí technologií recyklace za studena, neboť v Evropě existovaly v době iniciace vlastního projektu různé přístupy z hlediska způsobů hutnění zkušebních těles nebo následného zrání zkušebních těles před jejich konečných zkoušením. Zcela jednotné nebyly ani podmínky konvenčních zkoušek, jako je stanovení pevnosti v příčném tahu, přičemž se nejednalo jen o délku doby zrání zkušebních těles, ale například i o teploty, při kterých zkouška má být provedena. Druhou významnou oblastí řešeného projektu bylo ověření využití pokročilých zkoušek, jako je stanovení tuhosti, stanovení odolnosti proti šíření trhlin v oboru nízkých teplot, možnosti ověřování únavového chování nebo stanovení komplexního dynamického modulu a v neposlední řadě i aspekty vlivu dlouhodobého stárnutí na chování kompozitních asfaltových směsí recyklace za studena, včetně tzv. vícenásobné recyklace. Doporučení zaměřená na pokročilé zkoušky a stanovení charakteristik typu tuhost či odolnosti proti šíření trhliny jsou přehledně shrnuty v příloze 3.H k této kapitole. Samostatně je potom uveden i odborný článek (příloha 3.I), který shrnul dílčí studie prováděné v oblasti stanovení modulu tuhosti metodou nedestruktivní zkoušky opakovaného namáhání v příčném tahu dle ČSN EN 12697-26 a představuje jedno z důležitých témat zpracovávaných v rámci projektu CoRePaSol na ČVUT v Praze. Zpracovatel této habilitační práce byl hlavním koordinátorem tohoto projektu.

3.2.1 Navržená harmonizovaná metodika jednotného návrhu a zkoušení směsí recyklace za studena

Dále je uvedeno krátké shrnutí k zpracovanému doporučení pro harmonizovaný postup technického návrhu a zkoušení směsí recyklace za studena, jak byl v rámci projekt CoRePaSol představen. Na základě získaných poznatků a obecně známé praxe ve většině evropských zemí lze odvodit doporučené zásady návrhu asfaltových směsí recyklace za studena v šesti krocích a doporučit takto vymezenou metodiku jako osvědčený postup pro za studena recyklované asfaltové směsi. V rámci harmonizovaných kroků bylo cílem omezit rozmanitost a mnohdy i rozdílnost zkušebních metod a parametrů, aby bylo možné v budoucnu porovnávat získané zkušenosti minimálně v prostoru vnitřního trhu Evropské unie. Pro vypracování harmonizovaného přístupu k návrhu asfaltových směsí recyklace za studena lze shrnout následující doporučení:

Krok 1: Analýza k recyklaci určených silničních materiálů

Recyklovatelné silniční materiály se vždy posuzují z hlediska vhodnosti jako asfaltový recyklát nebo R-materiál, a to z hlediska dosahované čáry zrnitosti kameniva (před a po extrakci asfaltového pojiva), obsahu asfaltového pojiva a obsahu přirozené vlhkosti. Pokud jde o požadavky na křivku zrnitosti asfaltového nebo směsného silničního recyklátu, použijí se následující mezní hodnoty:

- obsah jemných částic (< 0,063 mm): 4 - 10 %;
- obsah drobného kameniva (< 2 mm): 15 % - 40 %.



Krok 2: Výběr vhodného pojiva (vhodných pojiv)

V závislosti na typu požadovaných vlastností konstrukční vrstvy recyklované za studena (např. vyšší míra pružnosti/tužší/polotuhá) a na konkrétních podmínkách recyklované vozovky (např. klimatické podmínky, dopravní zatížení) se vyberou vhodná asfaltová a minerální/hydraulická pojiva.

V případě, že je jako pojivo zvolen zpěněný asfalt, je třeba provést také optimalizaci jeho vlastností (množství přidávané vody pro napěnění asfaltu, nutnost použití chemického pěnidla). V případě asfaltové emulze se vlastní doporučený koncept návrhu zaměřuje na možnost začlenit do emulze omlazující přísady a později zlepšit aktivitu zdegradovaného asfaltu, který je obsažen v asfaltovém recyklátu.

Krok 3: Vyhodnocení optimálního množství přidávané vody při zhutňování a stanovení referenční objemové hmotnosti

Vyhodnocení optimálního obsahu hutnicí vody se provede s ohledem na zpracovatelnost směsi i na následné zhutnění vrstvy. Poté by měla být stanovena referenční objemová hmotnost. V mezinárodním měřítku se pro tento účel nejčastěji používá modifikovaná Proctorova zkouška. V literatuře a v poznatkách některých zemí se však uvádějí nedostatky vyplývající z postupu rázového zhutňování (především při použití relativně vysokého množství pojiva). Proto by při provádění zkoušek určených pro stanovení optimálního obsahu vody při zhutňování a referenční objemové hmotnosti mohla být vhodnější alternativní metoda zhutňování. K definování vhodného postupu zhutňování založeného na řízené energii zhutňování je třeba provést několik dalších experimentálních studií. Závěrem se doporučuje nepřeceňovat roli obsahu vody ve směsích recyklace za studena, protože je pouze jedním z několika faktorů ovlivňujících dobrý nebo špatný návrh recyklované směsi. V praxi se může stát, že zhotovitel použije obsah vody mírně vyšší nebo nižší, než je optimální hodnota zjištěná v laboratoři, a to z důvodu celkových podmínek na staveništi (vítr, sluneční svit, venkovní teplota, relativní vlhkost atd.).

Krok 4: Příprava směsi a hutnění zkušebních těles

Po namíchání navržené směsi recyklace za studena v laboratorních podmínkách je třeba zhutnit zkušební tělesa. Bylo zjištěno, že pro Evropu není možné z důvodu rozdílně získaných mnohaletých zkušeností i tradic laboratorní praxe definovat pouze jednu laboratorní metodu zhutňování, a to jednoduše z důvodu národních zkušeností a dostupného vybavení silničních laboratoří v celé Evropě. V rámci projektu CoRePaSol byly identifikovány tyto vhodné postupy zhutňování:

- zhutňování pomocí gyrátoru podle normy EN 12697-31 (které je třeba přizpůsobit podmínkám směsí recyklovaným za studena; např. použití perforované formy nebo podkladní desky, bez nutnosti zahřívání forem a zhutňovaného materiálu);
- statické hutnění s dvojitým pístem a hutnicím napětím 5,0-7,5 MPa, v závislosti na typu zařízení/způsobu aplikace statického zatížení (např. rychlost zatížení) a se zohledněním nejlepší národní technické praxe. V tomto případě je třeba vypracovat a předepsat novou normu pro zhutňování v Evropě.

Krok 5: Zrání zkušebních těles

Pro simulaci vývoje a konsolidace vlastností směsi recyklované za studena (např. pevnost, tuhost) jsou nutné vhodné laboratorní postupy zrání, které lze považovat za jednu z nejkritičtějších částí návrhu asfaltové směsi recyklované za studena. Z laboratorních srovnání vyplývá, že pro zkušební tělesa, která se odformují 24 ± 1 h po zhutnění, se doporučují následující postupy dalšího zrání:



- pro směsi recyklace za studena s využitím asfaltového pojiva – směsi BSM – (obsah cementu nebo hydraulického pojiva $\leq 1,5$ %): zrání zkušební tělesa při teplotě 50 °C (nebo 40 °C) po dobu 3 dnů, přičemž zkušební těleso nesmí být umístěno v neprodyšném plastovém obalu,
- pro směsi recyklace za studena s vyšším podílem hydraulického pojiva (cementu) – směsi CBSM a SCRM – (obsah cementu nebo hydraulického pojiva $> 1,5$ %): zrání zkušebních těles při pokojové teplotě a vlhkosti po dobu 14 dnů, přičemž zkušební těleso není umístěno v neprodyšném plastovém obalu. Současně záleží na každé zemi, zda bude požadováno stanovení dodatečných pevnostních charakteristik po 28 dnech zrání nebo naopak bude kvalita recyklované směsi posuzována jen na základě čtrnáctidenních pevností.

Pro celkové posouzení kvality by měly být jako rozhodující předepsány hodnoty pevnosti nebo tuhosti po 14 dnech zrání.

Krok 6: Mechanické zkoušky

Nejprve je třeba vždy stanovit objemovou hmotnost zkušebních těles pro každou směs recyklovanou za studena. Doporučuje se stanovit objemovou hmotnost před provedením zkoušky pevnosti v příčném tahu. Vzhledem k typickému obsahu vzduchových mezer (mezerovitosti), který se obvykle pohybuje v poměrně širokém intervalu 8-16 %-obj., je třeba použít zkušební postup výpočtu objemové hmotnosti z rozměrů zkušebních těles. Poté se pro posouzení mechanických vlastností vyhodnotí pevnost v příčném tahu a také citlivost recyklované směsi na účinky vody vyjádřená poměrem poklesu pevnostní charakteristiky.

V závislosti na typu asfaltové směsi recyklace za studena a specifických požadavcích na konstrukci dané pozemní komunikace (např. úroveň provozu - intenzity, druh dopravy a její typické zatížení atd.) lze stanovit nebo předepsat další zkoušky pro hodnocení vlastností a provozní výkonnosti kompozitního materiálu (modul tuhosti, šíření trhlin atd.).

3.2.2 Sledované inovace v oblasti směsí recyklace za studena

Technologie recyklace za studena samotná je v praxi dobře zavedena a technicky zvládnutá. Využívá se především při opravách a rekonstrukcích pozemních komunikací, kdy se zejména v podobně recyklace prováděné na místě zefektivní a zrychlí celý proces výstavby. Navíc je její výhodou, že v zásadě ze 100 % opětovně využije ty vrstvy, které jsou předmětem recyklace. A to velmi často bez potřeby přepravy vybouraného materiálu ze stavby nebo dovozu zrnitého materiálu či kompozitní směsi na stavbu. Tudiž jejím prováděním nevzniká odpad a navíc ji lze využít efektivně tam, kde v případě starých konstrukcí vozovek máme materiály, které byly historicky oblíbené a velmi dobře funkční, představují však potenciálně zdravotní a environmentální rizika. Tím se mají na mysli různé formy prolévaných vrstev, kde se aplikoval černouhelný dehet. Jeho negativním znakem je vysoký obsah polycyklických aromatických uhlovodíků (PAU), které se uvolňují při zahřátí kontaminovaného materiálu do ovzduší, a současně může docházet k jejich vyluhování do podzemních vod – ačkoli je v tomto případě riziko poměrně malé a to i s ohledem ke skutečnosti, že mnoho kritických uhlovodíků z rodiny PAU se v zásadě z matrice organického pojiva uvolňuje při kontaktu s vodou jen velmi pomalu a v zásadě „neochotně“. Pomocí technologie recyklace za studena na místě za použití zpěněného asfaltu nebo asfaltové emulze se provede obalení zrn recyklovaného materiálu s obsahem dehtu asfaltovým filmem, který pasivuje účinky uvolnění škodlivých látek do okolního prostředí. K tomu platí, že provedením technologie za studena, nedochází k ohřevu recyklovaného materiálu a tím se zamezí emisím vyšších koncentrací výparů či aerosolů PAU do okolního prostředí. Jedná se tedy o příklad, kdy lze i problematické materiály zakonzervovat a vyhnout se tak problematickému skládkování nebezpečných materiálů. Samozřejmě v praxi bychom tuto výhodu neměli poňoukat a provokovat nekonečnými snahami za



každou cenu vše zlevnit. Tím máme na mysli opakované snahy docílit pasivace vlivu dehtu například použitím pouze hydraulického pojiva nebo dokonce alternativními pojivy na bázi popílků. Přírodní zákonitosti nelze obcházet, resp. je nerozumné, pokud tak činíme. Skutečnost, že více jak 10 let stará a v minimální míře používaná rychlá vyluhovací zkouška, jak ji vymezují TP 150 vede i v případě hydraulických pojiv v zásadě značí jednu důležitou pravdu – předepsaná metoda je neúčinná a díky velmi krátké době vyluhování v zásadě zpravidla vždy povede k pozitivnímu výsledku. Je proto třeba vyčkat na dokončení ověření výkonnějších analytických metod a teprve následně činit závěry, co technologicky bude nebo nebude možné. Jakýkoli závěr bude, pravdou zůstane, že z hlediska silně hydrofobního chování asfaltového pojiva nelze efekt takového pojiva stavět na roveň hydraulickému pojivu, které naopak vodu potřebuje, aby hydratační procesy proběhnout mohly.

Vraťme se ale k vlastní technologii. Od raného období uplatňování recyklace za studena si v České republice vydobyla oblibu varianta, kde se asfaltové pojivo kombinuje s hydraulickým pojivem – nejčastěji cementem – přičemž existuje i řada případů, kdy zhotovitel má snahu upřednostnit hydraulické silniční pojivo, které splňuje požadavky ČSN EN 13282-1,2. Důvodem obliby kombinace dvou pojiv je především dosažení vyšších pevnostních charakteristik, které vedou ke zvýšení únosnosti recyklované konstrukční vrstvy. To je velmi důležité především v případech, kde stávající vozovka navržená před řadou desetiletí vycházela z menšího dopravního zatížení, a tudíž ve světle dnešních účinků, které doprava v konstrukci vyvolává, je původní konstrukční řešení velmi často poddimenzované. Proto si pomáháme vhodným stmelením recyklovaného materiálu, který nám umožňuje dosáhnout vyšších modulů pružnosti. Nežádá se přitom stává, že na základě diagnostického průzkumu má hydraulické pojivo v recyklované směsi dominující zastoupení, protože je žádoucí zvýšit únosnost konstrukční vrstvy výrazněji. Takový přístup není nijak špatný, je však třeba mít na paměti dvě skutečnosti. Jednak je potřebné dobře analyzovat stav a možné vlivy podloží, aby se při pozdějším používání recyklované vozovky nestalo, že tužší recyklovaná vrstva bude ležet na velmi pružném podkladu, který se navíc třeba vlivem vysychání objemově změní. Následně je jen otázkou času, kdy při zatěžení tužší recyklované vrstvy dojde k jejímu porušení. Dalším hlediskem je hranice opodstatněnosti použití kombinace asfaltového a hydraulického pojiva, pokud v systému recyklace za studena bude navrženo např. 1 %-hm. zpěněného asfaltu a 3-4 %-hm. cementu. Dávkování asfaltového pojiva v tomto případě nedává smysl, bohužel se opakovaně na pozemních komunikacích v ČR takové řešení využívá, bez objasnění, jaká je skutečná výhoda. Ten nejhorším argumentem, který v tomto případě lze vymyslet – tedy používáme systém s kombinovaným pojivem, ale máme levnější variantu, protože asfaltové pojivo či asfaltové emulze jsou drahé – bychom z hlediska volby účelnosti technologií neměli připouštět. Jelikož však silniční hospodářství v České republice zatím nedospělo do stádia, kdy určující roli hrají aspekty životního cyklu stavby nebo aspekty ovlivňující uhlíkovou stopou, je význam ceny díla klíčovou mantrou.

Pokud tedy cena hraje rozhodující roli, je zářející, jak omezená snaha je věnována širšímu prosazení silničních hydraulických pojiv namísto cementu. S ohledem k velmi častým vstupním surovinám těchto pojiv, lze předpokládat, že i výsledná cena takového pojiva bude nižší. Přesto zůstávají pojiva na bázi kombinací elektrarenských popílků nebo vybraných typů strusek upozaděným řešením. Na tomto místě dále uvádíme, že obecné souvislosti a bližší informace k motivaci využívání strusek či popílků jsou uvedeny např. v [49] a v tomto příspěvku se jim dále podrobněji nevěnujeme.

V uplynulých 8-10 letech probíhala v rámci mnoha aktivit na ČVUT v Praze řada variantních návrhů směsí recyklace za studena, kde se tradiční systém založený na asfaltové emulzi či zpěněném asfaltu v kombinaci s cementem, nahrazoval alternativními hydraulicky nebo latentně aktivními látkami. Cílem takové úpravy bylo nalezení možností, jak ve větší míře dosáhnout snížení obsahu cementu a uplatnit pravděpodobně ekonomicky přínosná řešení využívající vedlejší produkty. První podrobný a ucelený soubor experimentální



dat byl představen v disertační práci [30], která shrnula mnohaleté laboratorní zkoušky. Jako příklad z této práce lze uvést alespoň několik poznatků a závěrů – s ohledem k velkému rozsahu vlastní práce a provedeného výzkumu se jedná skutečně jen o malý výřez.

V uvedené disertační práci [30] je například prezentován soubor směsí recyklace za studena, kde se uplatnily čtyři různé typy popílků. Výzkum zde přitom cílil primárně na fluidní popílků, které také označujeme jako nízkoteplotní či vápenaté. Vznikají při nižší teplotě spalování uhlí a zpravidla se vyznačují zvýšeným obsahem volného vápna. Dále byla část těchto popílků podrobena mechano-chemické aktivaci, jež spočívá v procesu mletí a homogenizace s užitím vysokorychlostních mlýnů. Tento výrobní postup a úprava popílků je na FSv ČVUT v Praze sledován dlouhodobě a vychází z patentované technologie popílkového pojiva DASTIT, která představuje jednu z řady alternativ tradičních hydraulických pojiv.

Tabulka 3.4: Soubor experimentálních směsí recyklace za studena s popílků dle [30]

Cement CEM II/B - S32,5R	Asfaltová emulze C60B7	Fluidní úletový popílek - Ledvice	Fluidní úletový popílek - Ledvice	Fluidní ložový popel - Počerady	Fluidní úletový popílek - Hodonín	Fluidní úletový popílek - Tisová	Mechanicky aktivovaný fluidní úletový popílek - Hodonín	Mechanicky aktivovaný fluidní úletový popílek - Tisová	Mechanicko-chemicky aktivovaný fluidní popel a popílek - Pízeň
3,0%	3,5%	-	-	-	-	-	-	-	-
-	3,5%	3,0%	-	-	-	-	-	-	-
-	3,5%	7,5%	-	-	-	-	-	-	-
1,0%	2,5%	10,0%	-	-	-	-	-	-	-
-	3,5%	-	-	-	-	-	-	-	3,0%
-	3,5%	-	-	-	-	-	-	-	7,5%
-	3,5%	-	-	-	-	-	-	-	10,0%
1,0%	2,5%	-	-	10,0%	-	-	-	-	-
1,0%	2,5%	-	-	15,0%	-	-	-	-	-
-	3,5%	-	-	-	-	5,0%	-	-	-
-	3,5%	-	-	-	-	10,0%	-	-	-
-	3,5%	-	-	-	-	3,5%	-	-	-
1,5%	3,5%	-	-	-	-	5,0%	-	-	-
1,5%	3,5%	-	-	-	-	10,0%	-	-	-
-	3,5%	-	-	-	5,0%	-	-	-	-
-	3,5%	-	-	-	10,0%	-	-	-	-
-	3,5%	-	-	-	3,5%	-	-	-	-
1,5%	3,5%	-	-	-	5,0%	-	-	-	-
1,5%	3,5%	-	-	-	10,0%	-	-	-	-
-	3,5%	-	-	-	-	-	-	5,0%	-
-	3,5%	-	-	-	-	-	-	10,0%	-
1,5%	3,5%	-	-	-	-	-	-	10,0%	-
-	3,5%	-	-	-	-	-	5,0%	-	-
-	3,5%	-	-	-	-	-	10,0%	-	-
-	3,5%	-	-	-	-	-	3,5%	-	-
-	3,5%	-	5,0%	-	-	-	-	-	-
-	3,5%	-	10,0%	-	-	-	-	-	-

Některé z testovaných směsí jsou uvedeny v tabulce 3.4, kdy v dílčím výzkumu bylo uplatněno přidávání popílků v množství 3,0 - 15,0 %-hm. směsi. Lze si povšimnout, že současně s tím byl redukován obsah

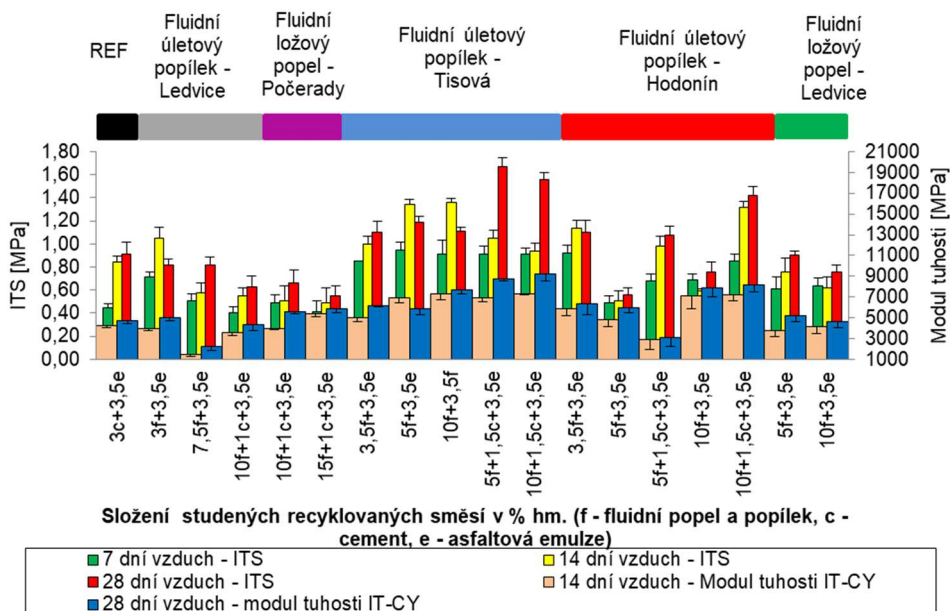


cementu. Jak se opakovaně ukazuje, obsah cementu či obecně slinkových pucolánů pravděpodobně nebude možné zcela vyloučit, resp. jako účelné se ukazuje jejich mísení s popílkou. Pucolány v těchto případech pomáhají spouštět, zlepšovat či usměrňovat jednotlivé procesy chemické aktivace. Současně mají přínos v oblasti snižování výsledného kompozitu na účinky vody. Ostatně přítomnost pucolánů je u silničních hydraulických pojiv obvyklá a to nejen v ČR.

Pro každou variantu experimentální směs recyklace za studena bylo připraveno vždy minimálně 16-20 zkušebních válcových těles dle TP 208. Každé zkušební těleso bylo po výrobě ponecháno při teplotě $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ a po dobu (24 ± 6) hodin 2 dny při 90-100% relativní vlhkosti. Následně se zkušební tělesa uložila při 40-70% vlhkosti při teplotě $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$. Takto byla tělesa skladována při různých podmínkách zrání, které odpovídaly 7, 14 a 28 dnům. Z hlediska stanovení vodní citlivosti směsí recyklace za studena byla část sady těles po sedmi dnech zrání uložena do vodní lázně na dobu dalších 7 dní. Na zkušebních tělesech byly postupně stanoveny parametry pevnostní (pevnost v příčném tahu dle ČSN EN 13286-42 a TP 208) a deformační (modul tuhosti nedestruktivní metodou opakovaného namáhání v příčném tahu, IT-CY, dle ČSN EN 12697-26) a to dle dále uvedeného programu zkoušení.

Tabulka 3.5: Program zkoušení těles recyklace za studena s různými typy popílků

Zrání	Zkouška	Zkušební teplota
7 dní vzduch	ITS	15 °C
7 dní vzduch +7 dní vzduch	ITS, modul tuhosti IT-CY	15 °C
7 dní vzduch +7 dní voda	ITS, modul tuhosti IT-CY	15 °C
28 dní vzduch	ITS	15 °C
	modul tuhosti IT-CY	5, 15, 27 °C



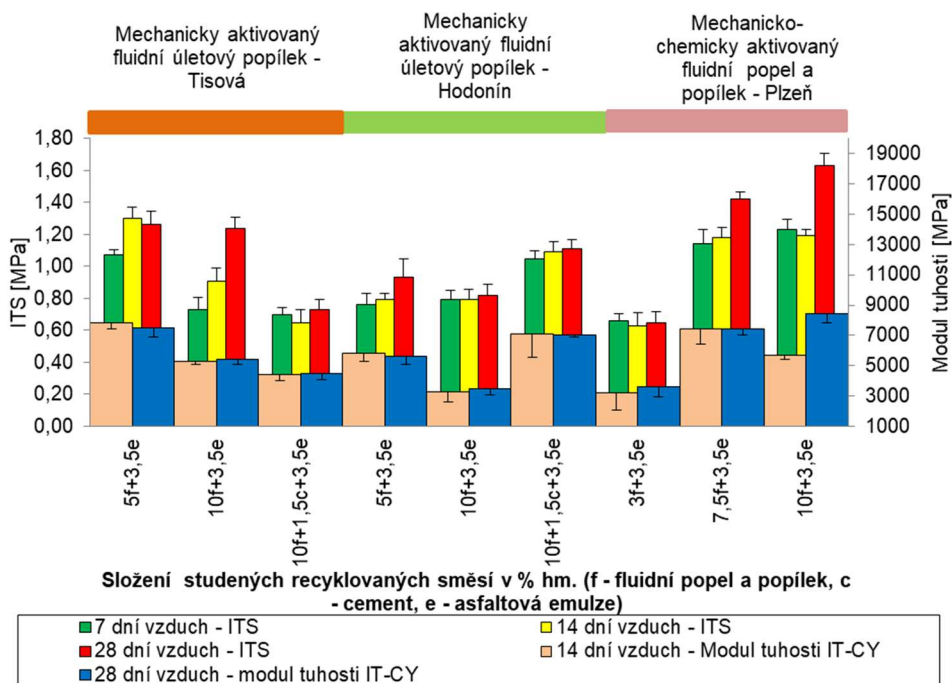
Obrázek 3.4: Pevnostní a deformační parametry směsí recyklace za studena s variantami fluidního popílkou, [30]

Z výsledků pevnostních charakteristik, shrnutých přehledně na obrázku 3.4 a 3.5 lze odvodit, že k největšímu nárůstu pevnosti v příčném tahu dochází v průběhu prvních sedmi dnů zrání. Tento poznatek s ohledem k použitým typům popílků je prokázán i při zkoušení jejich pevnostních charakteristik na pastách či cementových maltách. Zjištěná skutečnost současně znamená, že v této době je potenciální riziko zvýšeného



vývinu hydratačního tepla a možný vznik smršťovacích trhlin. Deformační parametry v podobě modulu tuhosti kopírují vývoj pevnostních charakteristik. Obecně lze odvodit závěr, že možnost využití fluidních popílků jako možné dílčí substituce cementu je dána především obsahem reaktivních složek, který je ovlivněn spalovaného typu uhlí a množstvím přidávaného vápencového aditiva. Současně reaktivitu těchto popílků umožňuje samotný proces spalování díky kterému v popílků vždy zůstává proměnná část CaO. Pokud testované směsi porovnáme s referenční směsí je zřejmé, že z hlediska pevnostních a deformačních parametrů je substituce hydraulického pojiva s dosažením finančních úspor potenciálně možná. V neposlední řadě se jako další podstatný poznatek již v rámci této první rozsáhlé studie projevilo, že významný vliv na pevnostní a deformační charakteristiky směsí recyklace za studena má spolupůsobení malého množství cementu a použitého typu fluidního popílku. Toto platí bez ohledu na zdroj fluidního popílku a obsah CaO, který se samozřejmě zdroj od zdroje liší.

V prezentované studii bylo možné provést též porovnání vlivu tzv. mechanické aktivace fluidního popílku jeho vysokorychlostním mletím. Z výsledků je možné odvodit, že pro materiál upravený vysokorychlostním mletím dochází k nárůstu sledovaných charakteristik, což podporuje potenciální přínos mechanické aktivace nebo mletí obecně. V uvedené disertační práci pro tento účel bylo provedeno i porovnání variant s neupraveným a mechanicky mletým popílkem, přičemž se ukazuje, že průměrné množství přidávaného popílku se v obou skupinách pohybovalo podobně, přičemž nárůst pevnostních charakteristik v případě mechanicky aktivovaného popílku byl vyšší. Z ekonomického hlediska je samozřejmě k diskuzi, zda taková úprava přináší dostatečný a přijatelný přínos z hlediska dodatečných nákladů a získatelné přidané hodnoty. Tato skutečnost bude vždy vyvolávat odlišné názory. Je však třeba vzít v potaz, že mechanickým mletím dochází z velké části k rozbití kulových struktur popílku, což umožňuje rovnoměrnější zhydratování celého materiálu bez rizika pozdějších reakcí vyvolaných například neřízeným vznikem etringitu.



Obrázek 3.5: Pevnostní a deformační charakteristiky směsí recyklace za studena s mechanicky aktivovaným fluidním popílkem, [30]



3.2.3 Navazující experimentální studie s mechanicky aktivovanými vedlejšími produkty

Mezi další významné experimentálních studie, které zčásti byly realizovány v rámci praktických částí dvou diplomových prací [45, 46] vedených autorem habilitační práce, patří posouzení možné substituce běžně používaného cementu ve směších recyklace za studena aplikací variant vysokopecních strusek a vybraných variant popílkových pojiv, případně kombinace vysokopecní strusky a fluidního popílku. K výrobě variant zkušebních směsí bylo použito plnivo složené z kombinace šterkodrti frakce 0/32 mm s asfaltovým R-materiálem frakce 0/11 mm ve vzájemném poměru 1 : 1 nebo byl aplikován výhradně asfaltovým R-materiálem frakce 0/22 mm či směsný recyklát frakce 0/45 mm a 0/32 mm. Vyrobené směsi obsahují vždy pomaluštěpnou asfaltovou emulzi a některý ze zvolených typů hydraulického či latentně hydraulického pojiva (cement, vysokopecní struska, popílková pojiva, kombinace strusky a fluidního popílku) v proměnlivém dávkování dle jednotlivých receptur. Dávkování asfaltové emulze bylo snahou u konkrétní série porovnávaných směsí vždy ve směsi recyklace za studena zachovat stejné.

Veškeré posuzované experimentální směsi (viz tab. 3.7a, b, c) a dosažené výsledky na tělesech vyhotovených z těchto směsí se porovnávaly s výsledky referenčních variant (směs REF) pomocí laboratorních zkoušek, které předepisují TP 208. Standardně vyžadované zkoušky byly v případě některých sérií variantních směsí doplněny o stanovení modulu tuhosti metodou opakovaného namáhání v příčném tahu na válcových tělesech (ČSN EN 12697-26, metoda C) a stanovením odolnosti proti šíření trhliny dle postupu ČSN EN 12697-44:2010, přičemž tento postup se dle dřívějších poznatků jeví díky zvýšené křehkosti směsí recyklace za studena jako problematičtější. Pokud byly tyto charakteristiky sledovány, potom pouze na zkušebních tělesech, které zrály 28 dní nebo 56 dní.

Tabulka 3.6: Materiálové složení referenční směsi

Složka směsi recyklace za studena	Složení suché směsi		
	REF 1	REF 2 (R1)	REF 3 (G1)
ŠDA 0/32	45,05 %	–	–
Směsný recyklát 0/32	–	–	63,1 %
R-materiál 0/11	45,05 %	–	27,1 %
R-materiál 0/22	–	90,0 %	–
Voda	3,9 %	3,5 %	3,8 %
Asfaltová emulze	3,0 %	3,5 %	2,0 %
Cement CEM II/B-S 32,5R	3,0 %	3,0 %	4,0 %

Tabulka 3.7a: Složení variantních směsí recyklace za studena, série I [45]

Složka směsi recyklace za studena	Složení suché směsi					
	A	B	C	D	E	F
ŠDA 0/32	44,0 %	44,1 %	43,85 %	43,45 %	43,85 %	43,4 %
R-materiál 0/11	44,0 %	44,1 %	43,85 %	43,45 %	43,85 %	43,4 %
Voda	4,0 %	3,8 %	4,3 %	5,1 %	4,3 %	5,2 %
Asfaltová emulze	3,0 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %
Cement CEM II/B-S 32,5R	1,0 %	1,0 %	1,0 %	1,0 %	1,0 %	–
MS-PT (pánvová)	4,0 %	–	–	–	–	–
MS-KVP (vzduchem chlazená)	–	4,0 %	–	–	–	–
MS-TG (granulovaná vysokopecní)	–	–	4,0 %	–	–	–
MS-TG + DASTIT (poměr 50:50)	–	–	–	4,0 %	3,0 %	4,0 %



Výše uvedený poměr šterkodrti k R-materiálu v případě jedné části experimentálních porovnání byl zvolen z důvodu, aby se namíchané zkušební směsi blížily svými vlastnostmi a množstvím materiálům, ze kterých se mísí recyklované vrstvy v praxi. Ve skutečnosti totiž není příliš obvyklé, aby se budoucí stmelená vrstva skládala pouze z jednodruhového materiálu, zpravidla tam nějaký vzájemný poměr šterkodrti a znovuzískané asfaltové směsi je. Uvedenému pravidlu pak dobře odpovídá směsný silniční recyklát, který byl odebírán ze silnic III. třídy a představuje charakteristický vzorek materiálu, jak se ve skutečných podmínkách vyskytuje.

Složení referenční směsi recyklace za studena je uvedeno v tabulce 3.6. Složení variantních směsí se substitucí cementu potom shrnují tabulky 3.7a, b, c.

Tabulka 3.7b: Složení variantních směsí recyklace za studena, série II [45]

Složka směsi recyklace za studena	Složení suché směsi							
	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9
R-materiál 0/22	90,0 %	90,0 %	90,0 %	91,0 %	91,5 %	90,0 %	90,0 %	90,0 %
Voda	3,5 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %	3,0 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %
Asfaltová emulze	3,5 %	3,5 %	3,5 %	1,5 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %
Cement CEM II/B-S 32,5R	–	–	–	4,0 %	2,0 %	–	–	–
Silniční hydraulické pojivo TB	–	–	–	–	–	–	3,0 %	–
MS-TG (granulovaná vysokopecní)	3,0 %	–	–	–	–	–	–	–
MS-KVP (vzduchem chlazená)	–	3,0 %	–	–	–	–	–	–
Mletý betonový recyklát (D2)	–	–	3,0 %	–	–	–	–	–
Ternární pojivo Sorfix	–	–	–	–	–	–	–	3,0 %
DASTIT s příměsí CEM I (poměr 4:1)	–	–	–	–	–	3,0 %	–	–

Tabulka 3.7c: Složení variantních směsí recyklace za studena, série III

Složka směsi recyklace za studena	Složení suché směsi								
	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	G10
Směsný recyklát 0/32	63,1 %	63,1 %	63,1 %	63,7 %	63,1 %	63,1 %	63,1 %	62,5 %	63,1 %
R-materiál 0/11	27,1 %	27,1 %	27,1 %	27,5 %	27,1 %	27,1 %	–	26,3 %	27,1 %
Struska 0/4 mm	–	–	–	–	–	–	27,1 %	–	–
Voda	3,8 %	3,8 %	3,8 %	3,8 %	3,8 %	3,8 %	3,8 %	4,2 %	3,8 %
Asfaltová emulze	2,0 %	2,0 %	2,0 %	2,0 %	2,0 %	2,0 %	2,0 %	2,0 %	2,0 %
Cement CEM II/B-S 32,5R	–	–	–	3,0 %	–	–	–	–	–
Cement CEM I 42,5R	–	–	–	–	0,5 %	0,5 %	0,5 %	–	0,5 %
MP-TTA s (CEM I)	–	4,0 %	–	–	–	–	–	5,0 %	–
MP-TTA s (CaOH) ₂	–	–	4,0 %	–	–	–	–	–	–
MS-KVP : FP (1:1)	–	–	–	–	–	–	–	–	3,5 %
Ternární pojivo Sorfix	4,0 %	–	–	–	3,5 %	–	–	–	–
Popílkové pojivo DASTIT	–	–	–	–	–	3,5 %	3,5 %	–	–

Posuzované varianty se lišily aplikací vysokopecní strusky z různých lokalit či zvolených typů popílkového pojiva, případně kombinací strusky a popílkového pojiva. Je třeba zdůraznit, že všechny strusky prošly procesem vysokorychlostního mletí (mechano-chemickou aktivací). V České republice jsou zdroje metalurgických strusek dobře dostupné především ve třech lokalitách: Kladno, Třinec a Ostrava. Alternativu k těmto místním zdrojům lze nalézt například v severorakouském Linci, kde jsou však pro ČR, bohužel, dostupné pouze ocelářské strusky. Pojivo na popílkové bázi DASTIT® se momentálně vyrábí v Plzni a jedná se o certifikovaný výrobek, který se v současnosti nejvíce využívá při solidifikaci jílovitých hornin a kalů. Použití



u směsí recyklace za studena bylo ověřeno na silnici II/118 a je pospáno např. v [41]. Dalším příkladem využitelnosti popílků je ternární popílkové pojivo Sorfix, který je produktem skupiny ČEZ a je tvořeno dvěma různými typy popílku, jež jsou dále kombinované s vápenným hydrátem a aditivou. U obou těchto popílkových pojiv navíc platí, že jsou ověřená pro použití v betonech a obě varianty byly aplikovány i jako významný substituent cementu v případě průzkumných štol budoucí trasy metra D v podobě stříkaného betonu. V neposlední řadě jsou pro porovnání v případě druhé série dat zahrnuty i komerčně dostupné hydraulické silniční pojivo TB a vysokorychlostním mletím desintegrováný betonový recyklát původní frakce 0/4 mm, který byl odebrán v rámci oprav provedených před několika lety na dálnici D2.

V případě strusky označené MS-PT se jedná o vysokopecní pánvovou strusku původem z Třince, ve které je oxid vápenatý obsažen ve stopovém množství. Chemickému složení této vysokopecní strusky dominuje SiO_2 a Fe_2O_3 . Vzorek MS-KVP představuje stabilizovanou vzduchem chlazenou vysokopecní strusku původem z haldy Koněv patřící do vlastnictví firmy DESTRO. Jedná se o materiál, který byl na příslušnou haldu navážen od počátku minulého století přibližně do 70.-80. let minulého století. Pro účely studie byla struska zpracována mletím v desintegrátoru, přičemž její měrný povrch dle Blaine činí $370 \text{ m}^2/\text{kg}$. Přítomnost vysokého obsahu volného vápna (CaO) – téměř 38 % – je dobrým předpokladem latentní hydraulické aktivity tohoto materiálu a lze předpokládat, že bude využitelná jako částečná náhrada klasického cementu. V této strusce je potom zastoupen opět především SiO_2 a významnější je pak i obsah Al_2O_3 . Velikost zrn se pohybovala v intervalu $0,1\text{--}50 \text{ }\mu\text{m}$, přičemž největší četnost měla zrna v rozmezí $10\text{--}15 \text{ }\mu\text{m}$. Vlastní aktivita vyjádřená jako index účinnosti tohoto a dalších materiálů tvořených převážně struskou byla provedena v souladu s ČSN EN 15167-1 (čl. 5.3.2.3), což však není předmětem bližší diskuze tohoto článku, některé výsledky však lze nalézt např. v [22]. Na rozdíl od klasických granulovaných vysokopecních strusek využívaných pro výrobu cementu a jako příměsí do betonů nejčastěji, má daná vysokopecní vzduchem chlazená struska menší podíl sklovité fáze. U vzorku MS-GT se jedná o vysokopecní granulovanou (vodou chlazenou) strusku mletou v desintegrátoru, původem z Třineckých železáren, měrný povrch stanovený dle Blaine je v případě použitého vzorku podstatně nižší než u strusky předchozí a dosahuje pouze $84 \text{ m}^2/\text{kg}$. Při dalších režimech mletí, kdy takto upravené vzorky zde nejsou prezentované, se dosáhlo měrného povrchu na úrovni $250\text{--}300 \text{ m}^2/\text{kg}$. Původně nízký měrný povrch je do jisté míry vysvětlitelný i velikostí částic, jak bylo stanoveno laserovou granulometrií. Velikost zrn se pohybovala v intervalu $0,1\text{--}250 \text{ }\mu\text{m}$, přičemž největší četnost měla zrna v rozmezí $40\text{--}100 \text{ }\mu\text{m}$. Této strusce dominuje SiO_2 , CaO (cca 42 %) a MgO .

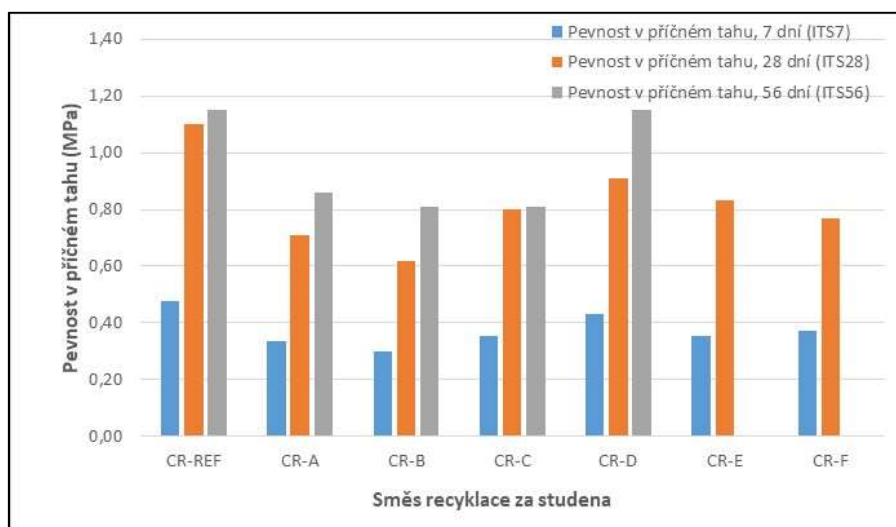
V případě I. série směsí recyklace za studena bylo u pevnosti v příčném tahu nejprve vyhodnocováno prvních pět zkušebních variant směsí (REF, A, B, C, D). Minimální hodnoty pevnosti v příčném tahu R_{it} definované technickými podmínkami TP 208 nebyly splněny u 2 variant, konkrétně u směsí A ($0,273 \text{ MPa}$) a B ($0,297 \text{ MPa}$). Zbylé dvě varianty (C, D) tento minimální požadavek bez problémů splnily. Je třeba dodat, že pánvová struska použitá u varianty A obecně má nižší aktivitu, naopak se ale v jiných aplikacích ukazuje, že může velmi dobře zlepšit zpracovatelnost. Její složení, a především poměrně velká množství, která nenacházejí uplatnění, by možná mohlo být využito jako jeden z variantních fillerů u asfaltových směsí. Varianta B je založena na vysokopecní vzduchem chlazené strusce, u které se nám opakovaně potvrzuje, že tato struska mnohem lépe funguje při zvýšeném obsahu vhodného aktivátoru nebo při kombinaci s vhodným typem popílku, jak naznačují výsledky série III.

Dále platí, že ve vzájemném porovnání výsledků směsí REF a C nebyly získané výsledky u směsi C tak vysoké. Daleko lépe obstála ve vzájemném porovnání s referencí směs D, kde pevnost v příčném tahu byla sice o něco nižší ($0,433$ vs. $0,475$) MPa, ovšem následně zjištěná pevnost odolnosti proti vodě u této směsi již překonala hodnotu pevnosti odolnosti u směsi referenční ($0,428$ vs. $0,415$) MPa.



Tabulka 3.8: Volumetrické a pevnostní charakteristiky směsí recyklace za studena – série I

Varianta směsi		REF1	CR-A	CR-B	CR-C	CR-D	CR-E	CR-F
Objemová hm. zh. t. (před zkouškou)	[g.cm ⁻³]	2,287	2,297	2,299	2,298	2,291	2,288	2,292
Mezerovitost	[%-obj.]	13,71	13,31	13,28	13,33	13,58	13,71	13,55
Vlhkost čerstvé směsi	[%-hm.]	3,89	3,99	3,79	4,26	5,07	4,33	5,21
Pevnost v příčném tahu, 7 dní (R _{it,7})	[MPa]	0,48	0,33	0,30	0,35	0,43	0,35	0,37
Pevnost v příčném tahu, 7+7 dní (R _{it,7+7})	[MPa]	0,42	0,27	0,30	0,32	0,43	0,38	0,35
Odolnost proti účinkům vody	[%]	87,3	81,9	101,2	91,1	98,9	106	104,5



Obrázek 3.6: Pevnosti v příčném tahu pro varianty směsí recyklace za studena – série I

V první fázi testování nejlépe dopadla v porovnání s referencí směs D stmelená 1,0 % cementu a 4,0 % směsného pojiva složeného z vysokopecní granulované strusky mísené s DASTIT. Z tohoto důvodu byly na základě receptury D vyrobeny ještě dvě další varianty (E, F), které obsahovaly stejnou strusku smíchanou společně s pojivem DASTIT, jen se variovalo dávkované množství pojiva. Tyto dvě poslední stmelené směsi sice splnily požadavky na minimální hodnoty pevnosti v příčném tahu a odolnosti proti vodě definované v technických podmínkách pro recyklace za studena, nicméně ve srovnání se směsí referenční zůstaly zjištěné výsledné hodnoty mírně za očekáváním.

Pomalejšímu, nicméně v čase průběžně probíhajícímu, nárůstu dobře odpovídá vývoj pevnosti u směsi D. Zatímco v případě 7denní nebo 28denní pevnosti tato varianta vykazovala viditelně pořád nižší pevnost než standardně používaný cement, tak po 56 dnech došlo k vyrovnání pevnostních charakteristik s referenční směsí a lze tvrdit, že po této době je navržená substituce plnohodnotně srovnatelná s tradičním cementem, přičemž lze předjímat, že toto řešení bude ekonomicky efektivnější a současně může být deklarováno jako nízkoemisní, protože pro výrobu alternativního hydraulického pojiva jsou potřeba vedlejší produkty, které tak jako tak vznikají lidskou činností, a energeticky málo náročný desintegrátor. Oproti tomu výroba cementu se neobejde bez uvolnění vyšších množství CO₂.

Druhá série testovaných směsí recyklace za studena se odlišovala hned v několika aspektech. Jednak byl použit výhradně asfaltový R-materiál (bez kombinace se šterkodrtí) a k tomu s maximálním zrnem velikosti 22 mm. Dále bylo zachováno stejné množství přidávané vody, tedy nereflektovala se skutečnost, že především popílková pojiva budou vyžadovat pro optimální vlhkost mírně zvýšené procento. Množství vody

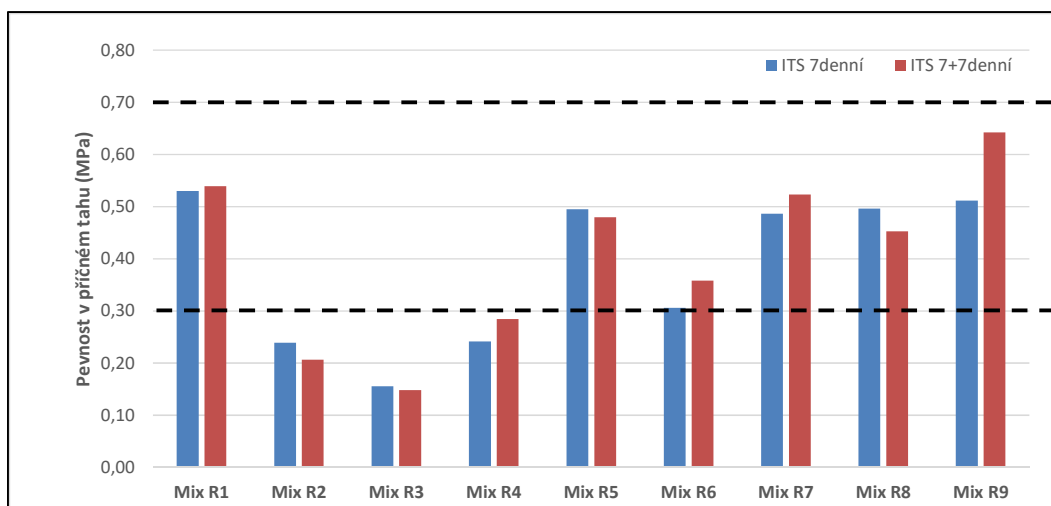


bylo pouze sníženo v případě varianty R6, kde byl redukován i podíl cementu ve směsi. Vliv zvýšené spotřeby vody je patrný z porovnání vlhkosti čerstvé směsi, kdy referenční směs vykázala nejvyšší hodnotu.

Z hlediska fyzikálních vlastností je patrná mírná odlišnost v objemových hmotnostech, kdy varianty R1-R3 tvoří buď referenční směs s cementem, nebo varianty s mletými struskami jako náhradou za cement. Naopak Varianty R7 až R9 tvoří především popílky. Objemová hmotnost popílku je obecně nižší než u cementu či strusky a toto se promítá i do objemové hmotnosti výsledné směsi recyklace za studena. Daný aspekt nicméně neindikuje závislost na mezerovitosti, jejíž porovnání u heterogenního materiálu, kterým směsný recyklát je, je problematické.

Tabulka 3.9: Volumetrické a pevnostní charakteristiky směsí recyklace za studena – série II

Varianta směsi		R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9
Objemová hm. zh. tělesa	g.cm ⁻³	2,249	2,239	2,220	2,175	2,164	2,179	2,151	2,166	2,092
Mezerovitost	%-obj.	10,04	10,46	12,83	13,73	15,00	11,51	13,20	9,97	13,01
Vlhkost čerstvé směsi	%-hm.	6,1	5,6	6,0	5,6	5,6	5,9	5,2	4,9	5,7
Odolnost proti účinkům vody	%	101,6	86,5	95,0	118,0	96,3	117,2	107,2	91,2	125,6



Obrázek 3.7: Pevnosti v příčném tahu pro varianty směsí recyklace za studena – série II

V případě této série zcela propadly obě varianty využívající jemně mleté strusky. Obdobně nedosáhla na minimální požadovanou hodnotu sedmidenní pevnosti ani směs, kde byl aplikován mikromletý recyklovaný beton. Je však třeba zdůraznit, že na rozdíl od série I variantní směsi s alternativními pojivovými bázemi neobsahovaly cement jako aktivační složku. To v případě latentně hydraulických látek, jakými strusky bezesporu jsou, sehrává dle všeho důležitou roli. Do jisté míry překvapující je i porovnání směsi R1 a R5, kdy druhá směs obsahuje zvýšené množství cementu a snížený obsah emulze. Taková kombinace nutně nemusí vždy vést k lepším pevnostním charakteristikám. Jednoznačně nejlepšího výsledku dosahuje varianta s ternárním pojivem. V tomto případě je navíc třeba věnovat pozornost i nárůstu pevnosti, ke kterému došlo umístěním zkušebních těles na 7 dní do vodní lázně. Toto prostředí významně zvyšovalo aktivaci vlastního popílkového pojiva, které na rozdíl od strusek mělo jako aktivační příměs Ca(OH)₂. Co je podstatné, je poznatek, že obě popílková pojiva mohou velmi dobře fungovat jako alternativy hydraulických silničních pojiv a efektivně mohou substituovat používané cementy. Ekonomickým dopadem je snížení ceny pojiva minimálně o 20–25 %. Jistým handicapem těchto pojiv zůstává jejich nižší objemová hmotnost, která zčásti komplikuje jejich zpracování (potřeba dávkovat pojivo ve větší tloušťce). To následně představuje potíž i při

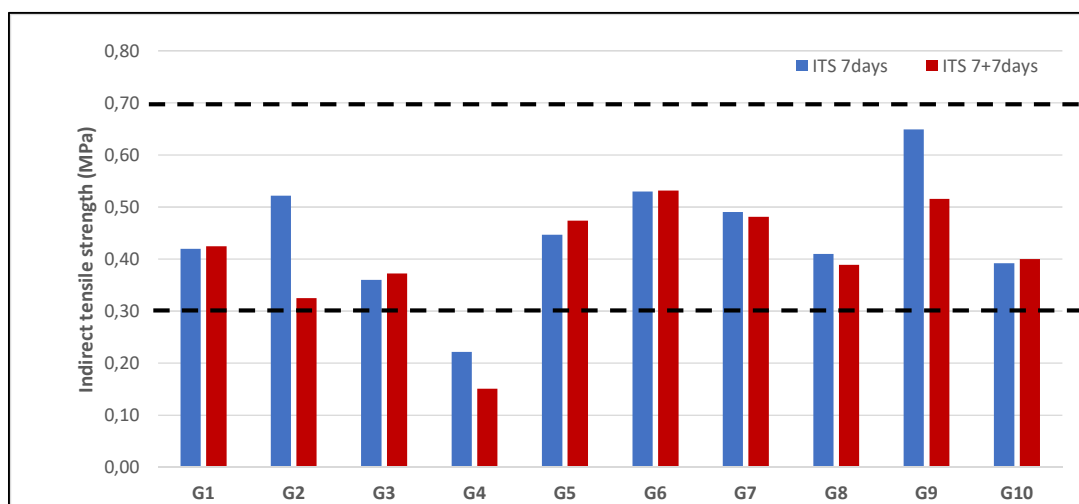


malých poryvech větru, kdy snáze dochází k rozfoukání vrstvy pojiva před recyklérem. Řešením by snad mohlo být pouze používání pojivové suspenze.

Třetí zkušební série vycházela z předešlých dvou. Pro její provedení byl zvolen jiný typ směsného recyklátu, který byl s ohledem k úpravě čáry zrnitosti kombinován s doplněním R-materiálu 0/11 mm. Vzájemný poměr směsného recyklátu a asfaltového R-materiálu činil 70:30. Z volumetrických vlastností přitom nelze příliš odvodit jednoznačné závěry. Varianty G1 a G5 obsahují jen cement. Varianta G10 kombinuje fluidní popílek s vysokopepni struskou. Zbývající varianty jsou variacemi s různými typy popílkových pojiv. Jako nejlehčí se jeví směs, kde je mletý fluidní popílek kombinován s vápenným hydrátem. Ten je nicméně zastoupen i v pojivu Sorfix (G2). Výsledky tak mohou indikovat vliv mírně odlišné objemové hmotnosti různých popílkových pojiv. Z hlediska mezerovitosti z užšího intervalu vybočují pouze varianta G5 (snížení množství cementu oproti referenci) a varianta G9 obsahující zvýšený podíl popílkového pojiva MP-TTA s (CEM I).

Tabulka 3.10: Volumetrické a pevnostní charakteristiky směsí recyklace za studena – série III

Varianta směsi		G1	G2	G3	G4	G5
Objemová hm. zh. tělesa	[g.cm ⁻³]	2,307	2,273	2,254	2,206	2,425
Mezerovitost	[%-obj.]	12,4	12,4	13,1	14,4	9,8
Vlhkost čerstvé směsi	[%-hm.]	3,9	4,3	4,5	4,5	3,6
Odolnost proti účinkům vody (ITSR)	[%]	101,5	62,3	103,4	68,0	106,2
Varianta směsi		G6	G7	G8	G9	G10
Objemová hm. zh. tělesa	[g.cm ⁻³]	2,330	2,320	2,314	2,247	2,239
Mezerovitost	[%-obj.]	13,8	14,2	14,4	16,7	14,6
Vlhkost čerstvé směsi	[%-hm.]	3,8	3,6	4,3	3,6	3,6
Odolnost proti účinkům vody (ITSR)	[%]	100,4	98,1	94,9	79,5	102,2



Obrázek 3.8: Pevnosti v příčném tahu pro varianty směsí recyklace za studena – série III

Z hodnot pevnosti v příčném tahu je patrné, že pouze varianta G4 obsahující popílkové pojivo MP-TTA s $\text{Ca}(\text{OH})_2$ nespňuje předepsané meze uvedené v TP 208. Ve všech ostatní případech byly výsledky v tomto ohledu bez problémů a lze je považovat za vzájemně porovnatelné. Nejvyšších sedmidenních pevností dosahují varianty G2, G6 a G9, tzn. varianty, kde je aplikováno popílkové pojivo Sorfix nebo je bez dalšího přídatku cementu použito 5 %-hm popílkového pojiva MP-TTA s (CEM I). Zajímavé je i porovnání varianty referenční a varianty G5. Referenční varianta vycházela z návrhu požadovaného pro konkrétní rekonstrukci



silnice II. třídy. Porovnání v tomto případě indikuje, že vyšší podíl cementu nutně neznamená, že musí být celkový výsledek lepší. Při tomto porovnání i odolnost proti účinkům vody je lepší v případě varianty G5.

Z hlediska vlivu vody na chování směsi recyklace za studena lze konstatovat, že většina variant je velmi dobře stabilní, resp. necitlivá na účinek vody. To je u systémů směsí recyklace za studena s hydraulickými pojivy poměrně častý jev. Z výsledků vybočují pouze varianty G2 (nesplnila podmínku TP 208) a varianta G9 (požadavek splnila, ale vykázala významnější pokles pevnostní charakteristiky). V případě varianty G2 lze konstatovat, že při porovnání s variantou G6 je zjevné, že v případě aplikace popílkového pojiva Sorfix je pravděpodobně účelné jej kombinovat s malým podílem cementu, který následně napomáhá udržet odolnost kompozitní směsi proti účinkům vody v potřebných mezích.

3.2.4 Ověřovací experimentální studie směsí recyklace za studena

V uplynulých dvou letech byla pozornost věnována k ověřování výše prezentovaných poznatků na několika rozsahem menších laboratorních studiích, které pracovaly s asfaltovým recyklátem v kombinaci s dalšími zrnitými materiály nebo směsnými silničními recykláty z dalších lokalit. Složení sledovaných směsí je uvedeno v tabulkách 3.11a, b. U variantních zrnitých materiálů byly posouzeny i možnosti využít umělé hutné kamenivo nebo betonový recyklát. Z hlediska alternativních hydraulických pojiv byla pozornost věnována buď popílkovému pojivu Sorfix nebo aktivní jemnozrné přísadě, která kombinovala vysokopecní strusku a vhodný typ popílku, které byly homogenizovány a mechanicky aktivovány vysokorychlostními mlýny.

Tabulka 311a: Složení variantních směsí recyklace za studena – série IV

Složka směsi recyklace za studena	Složení suché směsi					
	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6
Směsný recyklát 0/32	90,1 %	90,1 %	90,1 %	–	–	–
R-materiál 0/11	–	–	–	44,8 %	44,8 %	44,8 %
UHK DESTRO 0/32	–	–	–	44,8 %	–	–
ŠD Libochovany 0/32	–	–	–	–	44,8 %	–
Betonový recyklát 0/16	–	–	–	–	–	44,8 %
Voda	3,9 %	3,9 %	3,9 %	4,4 %	4,4 %	4,4 %
Asfaltová emulze	2,0 %	2,0 %	2,0 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %
Cement CEM II/B-S 32,5R	4,0 %	0,5 %	0,5 %	0,5 %	0,5 %	0,5 %
VP struska a popílek 1:3	–	3,5 %	–	–	–	–
VP struska a popílek 1:1	–	–	3,5 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %

Tabulka 3.11b: Složení variantních směsí recyklace za studena – série V

Složka směsi recyklace za studena	Složení suché směsi				
	PO1	PO2	PO3	PO4	PO5
Asfaltový recyklát 0/32	93,5 %	94,0 %	92,0 %	92,0 %	92,0 %
Voda	2,5 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %
Asfaltová emulze	4,0 %	3,0 %	2,0 %	2,0 %	3,5 %
Cement CEM II/B-S 32,5R	–	–	–	–	1,5 %
VP struska a popílek 1:3	–	–	–	3,0 %	–
Popílkové pojivo Sorfix	–	–	3,0 %	–	–



V případě zkušební série V navíc bylo cílem identifikovat takové složení, které bude vhodnou alternativou ke směsi recyklace za studena založené pouze na asfaltovém pojivu (v našem případě asfaltové emulzi) bez potřeby aplikovat cement.

Výsledky pro obě uvedené série jsou shrnuty v tabulkách 3.12a, b. V případě série IV lze výsledky rozdělit na podskupinu Z1-Z3 a podskupinu Z4-Z6. V první podskupině byl použit stejný směsný recyklát a složení směsi recyklace za studena se lišilo zvoleným hydraulickým pojivem. V tomto případě se ukazuje, že při kombinaci sníženého obsahu asfaltové emulze a latentně hydraulicky aktivní látky na bázi vysokopecní strusky a popílku nelze při daném dávkování latentně hydraulické látky dosáhnout požadovaných pevností na úrovni minimálně 0,30 MPa. Toho by bylo možné dosáhnout buď zvýšením podílu této alternativy k cementu, nebo by naopak musel být upraven poměr mezi přidávaným cementem a latentně hydraulicky aktivní látkou. Poznotek potvrzuje i řadu předešlých výsledků, kdy alternativní pojiva či aktivní látky na bázi popílků a strusek využitelné jsou, je u nich nicméně vždy potřeba počítat s určitým navýšením množství při volbě vhodného dávkování. Na straně druhé výsledky ukazují, že zvolené dvě varianty nevykazují problémy z hlediska odolnosti proti účinkům vody.

V případě druhé podskupiny jsou výsledky ovlivněny více aspekty. První skutečnost, která má za následek nižší pevnostní charakteristiky bude podobná jako v případě směsí Z2 a Z3, tedy nedostatečně vysoký podíl latentně hydraulicky aktivní látky nebo méně vhodný poměr k cementu. Uvedené platí navzdory zvýšenému podílu asfaltové emulze. Druhou skutečností je, že vlastní křivka zrnitosti minerální kostry v tomto případě nebyla dále optimalizována a byl zvolen vzájemný poměr asfaltového recyklátu a šterkodrti či betonového recyklátu 1:1. Skutečnost nedostatečné optimalizace křivky zrnitosti se odráží i v poměrně vysoké mezerovitosti. Při použití umělého hutněného kameniva a betonového recyklátu navíc platí, že se jedná o poréznější typy plniva, které mohou na povrchu absorbovat vyšší množství asfaltové emulze, což může opět ovlivnit výsledné pevnosti. V tomto případě tedy využitelnost zvolených kombinací vyžaduje další úpravy ve složení takových směsí recyklace za studena.

Tabulka 3.12a: Volumetrické a pevnostní charakteristiky směsí recyklace za studena – série IV

Varianta směsi		Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6
Objemová hm. zh. tělesa	[g.cm ⁻³]	2,205	2,159	2,149	2,181	2,209	2,186
Mezerovitost	[%-obj.]	11,4	16,5	12,3	19,1	18,3	19,6
Vlhkost čerstvé směsi	[%-hm.]	4,8	4,9	5,4	5,3	4,8	4,7
Pevnost v příčném tahu (7 dní)	MPa	0,41	0,25	0,23	0,21	0,21	0,23
Pevnost v příčném tahu (7+7 dní)	MPa	0,42	0,23	0,22	0,18	0,17	0,17
Odolnost proti účinkům vody	[%]	101,6	89,3	97,9	83,8	81,5	74,2

Podíváme-li se na výsledky série V, kde bylo cílem splnit minimální požadavky TP 208 při použití co nejnižšího množství potřebného asfaltového pojiva, potom lze konstatovat, že použití kombinace 2 %-hm. asfaltové emulze s 3 %-hm. popílkového pojiva Sorfix nebo aktivované hydraulicky aktivní směsi strusky a popílku požadavky splní. Při relativně krátké době zrání s další přítomností vody se navíc ukazuje, že tato pevnost mírně narůstá (porovnej výsledky odolnosti proti účinkům vody). Co je zajímavým poznatkem, je skutečnost, že systém 2 %-hm asfaltové emulze v kombinaci s 3 %-hm. popílkového pojiva pevnostními charakteristikami odpovídá systému se 4 %-hm emulze nebo kombinaci 3,5 %-hm. asfaltové emulze a 1,5 %-hm. cementu. Obě tyto tradiční varianty však budou pravděpodobně dražší než systém založený na uplatnění popílkového pojiva. V neposlední řadě je patrné, že množství 3-4 %-hm. emulze bez vyššího podílu hydraulického pojiva



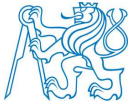
bude hraniční, aby se dosáhlo minimální sedmidenní pevnosti v příčném tahu a současně i požadavku na maximální pokles pevnosti v příčném tahu po uložení zkušebních tělese ve vodě.

Tabulka 3.12b: Volumetrické a pevnostní charakteristiky směsí recyklace za studena – série V

Varianta směsi		PO1	PO2	PO3	PO4	PO5
Objemová hm. zh. tělesa	[g.cm ⁻³]	2,090	2,099	2,093	2,136	2,099
Mezerovitost	[%-obj.]	15,0	14,7	15,7	14,5	15,1
Vlhkost čerstvé směsi	[%-hm.]	3,7	4,2	3,6	4,2	4,0
Pevnost v příčném tahu (7 dní)	MPa	0,38	0,33	0,39	0,30	0,38
Pevnost v příčném tahu (7+7 dní)	MPa	0,37	0,19	0,40	0,34	0,36
Odolnost proti účinkům vody	[%]	96,9	58,1	103,62	114,7	94,7

Na závěr této část prováděných výzkumných aktivit v oblasti dalšího rozvoje technologie recyklace za studena uvedme, že dle řady dosud nejen na ČVUT v Praze získaných a opakovaně ověřených poznatků existuje v současnosti více materiálových možností, které pro využití ve směsích recyklace za studena nabízejí efektivní alternativu k cementu při docílení obdobných nebo dokonce lepších vlastností. Tato skutečnost bude nabývat na významu s pokračujícím nárůstem cen cementu i přechodem ke směsným cementům a to v důsledku tlaku, který na něj bude vyvolávat systém emisních povolenek. Pokud totiž cena cementu bude například 2.500-3.000 CZK/t (v roce 2022 již v zásadě relita stavebního trhu) avšak alternativy se budou pohybovat na úrovni 1.500-1.800 CZK/t, je i při mírně zvýšeném podílu alternativních pojiv ve směsi přínos zjevný. Existuje zde současně reálná možnost alternativní pojiva uzpůsobovat vlastní technologii i konkrétním potřebám z hlediska materiálu, jenž je recyklován. Pokud navíc s postupným důrazem na prokazování uhlíkové stopy výsledných stavebních výrobků či zpracování analýz životního cyklu bude možné prokázat i další přínosy (u alternativ se zpracovávají ve velké míře vedlejší produkty či odpady, jejich přeměna na hydraulická pojiva je energeticky významně méně náročná než u výroby cementu atp.), potom se jedná o řešení, která mají a budou mít i zajímavý konkurenční potenciál z pohledu aspektů udržitelnosti. Navíc se jedná a další příklady, jež lze efektivně využít například v systémech zeleného zadávání veřejných zakázek, čímž lze stavebnictví opět mnohem více přiblížit současným trendům a strategiím, jež minimálně v Evropě máme nastaveny. Samozřejmě ověřovaná alternativní pojiva či hydraulicky aktivní látky mají i svá úskalí či nedostatky (např. nižší objemová hmotnost, v některých případech pomalé náběhy počátečních pevností, které jsou až později kompenzovány dosahováním zvýšených pevností – z technického hlediska dopadů na vlastní konstrukci se jedná spíše o přínos, neboť pomalejší vývoj pevností předchází vzniku nadměrného počtu mikrotrhlin, z pohledu potřeb rychlosti výstavby se jedná naopak o jistou překážku). V těchto případech se však zpravidla jedná o technické aspekty, které budou řešitelné – například bude možné potřebné malé množství cementu nebo portlandského slínku vmíchat přímo do alternativního pojiva a tím zvyšovat jeho objemovou hmotnost a regulovat jeho pevnostní charakteristiky či rychlosti jeho náběhů. Obdobně lze ověřovat i další – co do hustoty – těžší plniva, která by se využila pro obdobný účel. Samostatným řešením pak může být i postup, kdy před recyklér není rozprostřeno hydraulické pojivo v práškové podobě, ale bude dávkováno do recykléru v podobě suspenze. Všechna uvedená řešení jsou technicky i z hlediska znalostí praxe možná a v zásadě záleží pouze na vyhodnocení, které z těchto řešení technicky a ekonomicky bude nejvýhodnější.

Obecně nadále platí, že u recyklace za studena se jedná o velmi efektivní technologii. Je-li provedena na místě, potom se zvyšuje její výhodnost i z hlediska environmentálních dopadů. Dalším pozitivním aspektem, který byl opakovaně v posledních letech ověřován též, je přenositelnost některých poznatků i na technologie



hydraulicky stmelených směsí pro podkladní vstvy. Zde je potom čistě na netechnickém rozhodnutí, zda taková řešení bude trh akceptovat, neboť tehcnicky fungují a i zde je velký potenciál využívat vedlejší produkty a další formy druhotných surovin. Rozšiřujícím potenciálem pak je i možnost kombinovat alternativní hydraulická pojiva s různými druhy recyklovaného a umělého kameniva, jež může přinášet přidanou hodnotu ekonomickou, tehcnickou i z hlediska šetrného přístupu k životnímu prostředí.



3.A Aktuální poznatky s použitím vysokopecní strusky v MZK a v hydraulicky stmelených směsích

(článek publikovaný v rámci XXV. seminára I. Poliačka, 2020)

Autorský kolektiv: J. Valentin, M. Belhaj, P. Vacková – Fakulta stavební ČVUT v Praze; R. Rucki – DESTRO

Úvod

Strusky představují vedlejší produkty především výroby železa a oceli. Lze se setkat i se struskami, které vznikají při zpracování neželezitých kovů nebo se může jednat o tzv. spalovenské strusky, které jsou produktem spalování směsných odpadů ve spalovnách. V dopravním stavitelství je struska používána řadu desetiletí, primárně jako kamenivo do nestmelených vrstev případně jako příměs pro výrobu hydraulicky stmelených vrstev. Specifickým použitím je potom uplatnění některých typů strusek pro směsné cementy a díky svému zařazení mezi latentně hydraulické látky. V zahraničí potom existuje dobrá praxe také s uplatněním některých typů objemově stálých a nereaktivních strusek v asfaltových směsích. V ČR jakákoliv jiná aplikace, než jsou zpravidla nestmelené vrstvy vozovek, není v současné době používána a to jak z důvodu negativních zkušeností u některých velkých silničních staveb (jakkoli většinou problém nepředstavuje primárně struska jako certifikované kamenivo, ale jiné formy jejího výskytu), tak i z nedostatečné znalosti materiálových charakteristik a historie vzniku a původu konkrétního typu strusek. Tento materiál je proto mnohdy spíše ukládán na skládky, ačkoli by se mohlo jednat o kvalitní kamenivo se zlepšenými pevnostními a protismykovými charakteristikami, pokud její zvýšená pórovitost a s tím spojená nasákavost takové využití neznemožní.

Celosvětová spotřeba přírodních materiálů každý rok narůstá a povinností vyspělé společnosti by mělo být hledat taková řešení, která budou vhodná nejen z pohledu výroby nových materiálů, ale také z pohledu ochrany přírodních zdrojů a životního prostředí.

V české republice jsme v posledních letech sledovali, že po vleklé ekonomické krizi, která se nastartovala v letech 2008-9, došlo k postupnému oživení a poměrně velkému růstu stavebního průmyslu, což s sebou vedle dostatečné zásoby práce přináší i ne jeden problém. Především tehdy, pokud se souběžně realizuje větší počet stavebních zakázek, kdy jejich uspokojení je závislé vedle kapacit stavebních zhotovitelů též na dostupnosti zdrojů.

Problém rychlého stavebního boomu bylo možné v roce 2018 i 2019 sledovat např. na nedostatku stavebních tvárnic, tašek, stavebního skla nebo třeba izolačního materiálu, [1]. Výstavbu silnic a dálnic potom především v roce 2018 částečně brzdil i nedostatek přírodního kameniva. Česká republika, stejně jako řada jiných států, má pouze velmi omezené množství kamenolomů, jejichž výrobní kapacita může být v určitých obdobích stavební sezony značně nedostačující, obzvláště pokud se stavební práce náročné na přírodní suroviny typu kameniva seběhnou u více staveb v jeden okamžik. Vznik nových kamenolomů je přitom ze strany státu striktně hlídán a to z hlediska ochrany životního prostředí a především pak zájmů a ochoty místních obyvatel nový dobývací prostor v blízkosti svých osídlení umožnit. Se vznikem kamenolomu zpravidla vzrůstá hladina hluku a emisí, zvyšuje se podíl těžké nákladní dopravy, dochází k záboru půdy apod. Tato skutečnost specificky v podmínkách ČR tak vedla k tomu, že za posledních 30 let v zásadě nebyl schválen a otevřen žádný nový kamenolom.

Na druhé straně v zásadě všechny státy dnes bojují velmi často se skládkováním velkého množství materiálu (stavební odpady, vedlejší produkty různých průmyslových výrob apod.) a postupným nedostatkem prostoru pro nové skládky. Tradiční ekonomický řetězec „vytěž-zpracuj-použij-odhod“ se postupně dostává na hranu

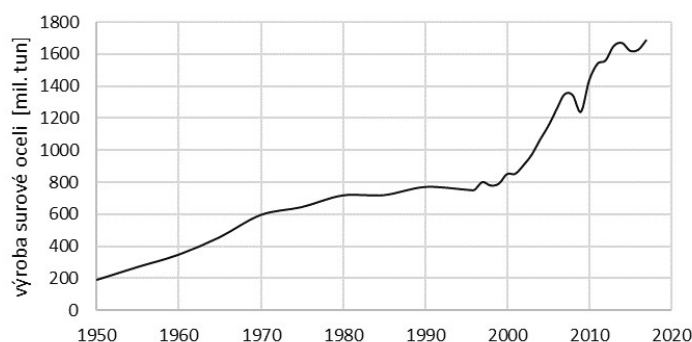


svých možností. Využití recyklovaných materiálů (jejich recyklace pro nové typy výrobků nebo opětovné použití) může nejen ochránit přírodní zdroje, ale také snížit tlak na potřebu a zvyšující se rozlohu skládek.

1. Produkce strusek

Struska nejčastěji vzniká při tavení železné rudy ve vysoké peci při výrobě železa nebo oceli. Metalurgický průmysl je přitom průmyslovým odvětvím s jedním z největších podílů na světové ekonomice. Struska, jakožto odpadní produkt tohoto průmyslu proto patří mezi nejobemnějších odpadů z celého výrobního průmyslu.

V roce 2017 bylo na světě vyprodukováno cca 1,7 mld. tun surové oceli. Největší podíl na tom měla Čína, kde se vyrobí polovina veškeré světové produkce oceli. Dalšími velkými producenty jsou např. Japonsko, Indie, USA nebo Rusko. V České republice se vyrobí okolo 5 mil. tun surové oceli ročně, na Slovensku je toto číslo podobné. Mezi lety 2007 a 2017 došlo přitom celosvětově k nárůstu výroby o více než 20 %. **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.**



Obrázek 1: Výroba surové oceli v letech 1950 – 2017 (data z Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.)

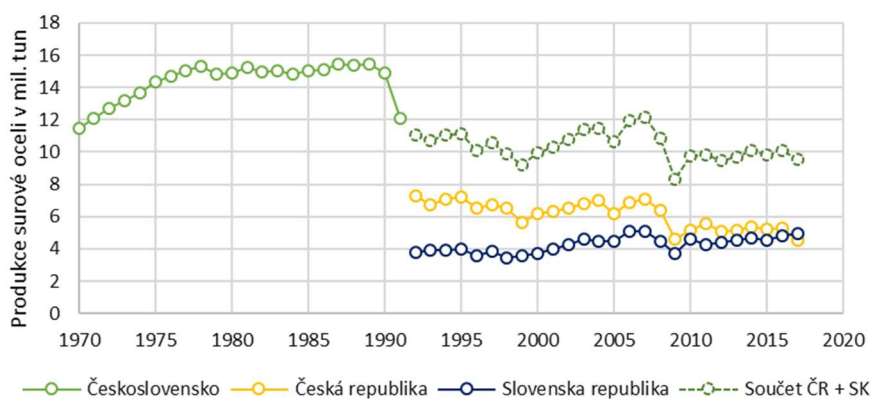
Produkce surového železa je dle dat získaných z **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.** nižší než produkce oceli a v roce 2017 se vyrobilo „pouze“ 1,2 mld. tun železa. Hlavní výrobci jsou stejní jako v případě surové oceli, avšak Rusko v této komoditě předčí USA. Výroba v České republice a na Slovensku je opět podobná (cca 4 mil. tun), a to navzdory skutečnosti, že v porovnání s počátkem devadesátých let produkce u nás spíše klesá a řada tradičních výrobních míst byla v uplynulých třiceti letech postupně utlumována. Nejvyšší produkce železa a oceli byla v období od konce 70. do konce 90. let minulého století. V současné době jsou čím dál častěji tyto materiály dováženy ze zahraničí.

Tabulka 1: Produkce surové oceli a železa v mil. tun, Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.

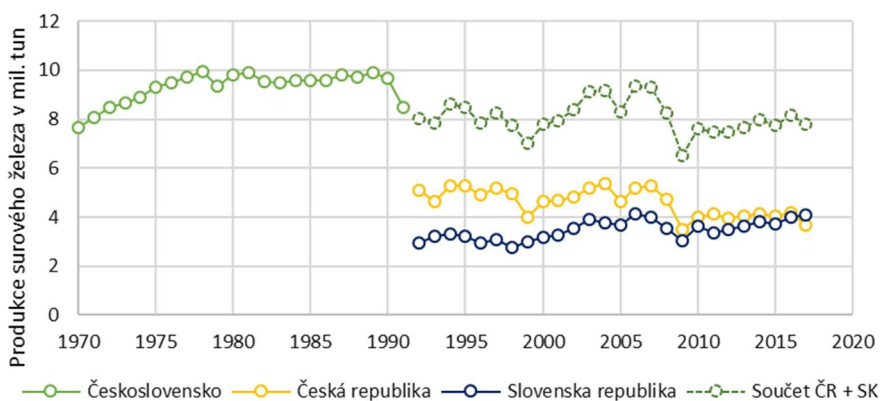
	Surová ocel		Surové železo	
	2016	2017	2016	2017
Čína	807,6	831,7	698,2	710,8
Japonsko	104,8	104,7	80,2	78,3
Indie	95,5	101,4	63,7	66,0
USA	78,5	81,6	22,3	22,4
Rusko	70,5	71,3	51,9	51,6
Slovensko	4,8	5,0	4,0	4,1
Česká republika	5,3	4,6	4,2	3,7
Svět	1627,0	1689,4	1166,7	1180,2



Je nemožné přesně určit jaké množství strusky během výroby oceli a železa vznikne. Množství strusky je závislé na řadě faktorů – kvalita vstupní železné rudy, použitá technologie, použité struskotvorné přísady, topivo a další. Z typické železné rudy (60-66 % železa) vzniká při výrobě jedné tuny železa zhruba 0,25 až 0,30 tuny vysokopecní strusky, která může následně mít různou podobu (vzduchem chlazená, granulovaná apod.). Se snižující se kvalitou železné rudy roste množství vyprodukované strusky (až k 1,2 tuny strusky na 1 tunu železa). U zpracování oceli obvykle vzniká okolo 0,2 tuny ocelářské strusky na jednu tunu oceli, avšak více než 50 % této strusky je kov, který lze dále zpracovat. Struska je opakovaně zkujňována za účelem získání dalšího materiálu. Reálné množství ocelářské strusky je po extrakci veškerého vytěžitelného kovu zhruba 10-15 % získané surové oceli, [10]. Omezené podíly kovů a především jejich oxidů ve strusce pak zůstávají, což činí tuto strusku problematickou pro využití v dopravním stavitelství, jelikož bývá reaktivní a objemově nestálá, současně se u ní můžeme setkávat i s projevy zabarvení v podobě rzi, což může vzbuzovat u konečné konstrukce nedůvěřivý dojem.



Obrázek 2: Produkce surové oceli v ČR a na Slovensku v letech 1970 až 2017, [2-9]



Obrázek 3: Produkce surového železa v ČR a na Slovensku v letech 1970 až 2017, [2-9]

Na základě dat *World Steel Association* [4] odhadl van Oss [10] množství světové produkce v roce 2017 u vysokopecní strusky z výroby železa na 290 až 349 mil. tun, tzn. 245 až 300 kg vysokopecní strusky na 1 t surového železa, a u ocelářské strusky (po odstranění všech vytěžitelných kovů v tavenině) na 163 až 244 milionů tun, tzn. 100 až 145 kg ocelářské strusky na 1 t surové oceli. Dle těchto výpočtů bylo odhadem v roce 2017 v České republice vyprodukováno cca 1 mil. tun vysokopecní strusky (0,90 až 1,09 mil tun.) a cca 0,5 mil. tun ocelářské strusky (0,44 až 0,64 mil. tun).

Dle odhadů lze uvést, že v letech 1992 až 2017 se v České republice vyrobilo 159,1 milionů tun oceli a 119,6 milionu tun železa [2-9]. Při průměrné hodnotě výroby 120 kg strusky na 1 tunu oceli dle údajů výše bylo za



těchto 25 let vyprodukováno více než 19 milionů tun ocelářské strusky, která byla uložena na skládkách. U vysokopecní strusky se jedná o téměř 33 milionů tun materiálu (270 kg na 1 tunu železa) za čtvrt století. Je nutné zdůraznit, že hutní průmysl je v České republice od roku 1990 na poklesu a objemy výroby byly v minulém století výrazně vyšší než je tomu teď. Z těch dat je zřejmé, že v oblastech s hutním průmyslem (Kladensko, Ostravsko a Třinecko) jsou stále ještě velmi velké zásoby potenciálně použitelného materiálu. Ano, lze se setkat s informacemi, že struska není, nicméně tento fakt se týká především podskupiny granulované vysokopecní strusky vhodné pro výrobu vysokopecních cementů nebo jako tradiční přísada do betonů.

2. Použití strusek

Použití strusky primárně jako kameniva do nestmelených vrstev je v ČR řadu let upraveno technickými podmínkami TP 138. Současně některé harmonizované evropské normy připouští použití granulované vysokopecní strusky jako alternativního plniva či pojiva (tedy v jemnozrnné podobě) v hydraulicky stmelených směsích (např. EN 14227-15). Využití v nestmelených vrstvách je v ČR do jisté míry ovlivněno poznatkami a výsledky aplikace nestmeleného materiálu na bázi strusky při výstavbě dálnice D 47, kde došlo v důsledku některých objemových změn v násypových tělesech dálnice k narušení konstrukcí vozovky. Tato skutečnost nicméně automaticky neznamená, že tento materiál je nevhodný a je potřeba důsledně odlišovat jak podobu používané strusky (certifikované kamenivo či nikoli), tak i způsoby jejího použití.

Obecně dnes na některých místech v České republice existují velká množství strusek, které postupně vznikaly v uplynulých 50-100 letech a lze je v současné době považovat za chemicky stabilní. Tyto materiály mají jistou heterogenitu, nicméně vhodným tříděním a drcením lze získat homogenní materiály využitelné (v závislosti na vlastnostech kameniva) pro různé aplikace v dopravním stavitelství a to nejen v podobě šterkodrti, ale pro některé úzké frakce i jako materiál vhodný pro asfaltové směsi či betony. Uvedené se týká i dále prezentovaných poznatků s využitím vysokopecní vzduchem chlazené strusky z haldy Koněv v Kladně. Zde se jedná o materiál, který byl do sedmdesátých let navážen z kladenských železáren.

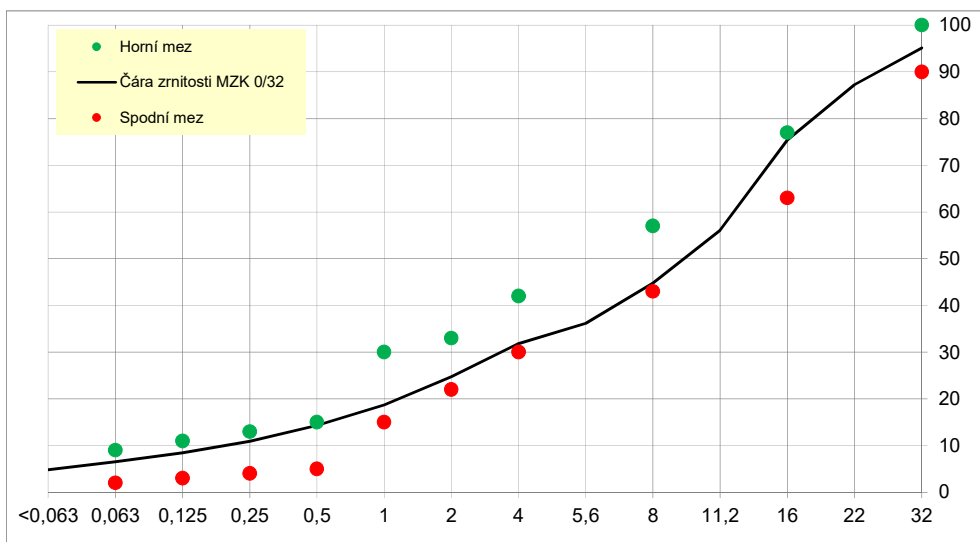
3. Použité materiály a typy aplikací

V rámci experimentálního i provozního ověřování byla pozornost věnována jednak možnosti kladenskou strusku využít jako mechanicky zpevněné kamenivo (MZK) a dále potom jako materiál pro výrobu hydraulicky stmelené směsi (cíleno na ekvivalenty třídy SC C_{3/4} až SC C_{8/10}) s potenciálem k sníženému nároku na množství dávkovaného cementu. To je dáno především latentní hydraulicitou strusky a především pak struskového prachu, jakož i částečně povrchem zrn strusky, který kromě charakteristické pórovitosti má též drsnější texturu. Pokud se tento aspekt propojí s nadrcením strusky na vhodný tvarový index, vzniká po zhutnění materiálu kostra, kdy jednotlivá zrna jsou vzájemně do sebe dobře zaklíněna a zvyšují tak celkovou soudržnost. Pórovitost strusky a její mírně zvýšená nasákavost, kterou u kameniva obecně považujeme spíše za nežádoucí, se v tomto případě jeví jako jistá přednost. Zejména u hydraulicky stmelených směsí voda obsažená ve struktuře strusky dle všeho působí jako nástroj pro vnitřní ošetření kompozitní směsi v průběhu hydratace a zrání. Tedy dochází k postupnému uvolňování vnitřní vlhkosti, která je potřebná pro cement či jiné hydraulické pojivo. Tento aspekt je důležitý především v letních měsících, kdy bojujeme velmi často s nadměrným vysycháním hydraulicky stmelené vrstvy.

Pro vlastní experimentální návrhy a posouzení byly použity frakce 0/32, 16/32, 8/16, 4/8 a 0/4. U MZK se zpravidla vždy jednalo o materiál složený ze tří z uvedených frakcí. U hydraulicky stmelené směsi se pracovalo s frakcí 0/32. V jednom případě, kde se ověřovala možnost kombinovaného využití s odkovenou spalovenskou struskou ze ZEVO Brno, byly použity i dvě další frakce. Ve dvou variantách navrhované stmelené směsi pak byla provedena kombinace s betonovým recyklátem.



V případě MZK bylo cílem navrhnout a ověřit variantu, která by splňovala požadavky na MZK 0/32 G_A v souladu s ČSN 73 6126-1. Východiskem byly do té doby existující poznatky společnosti DESTRO s variantou MZK 0/32 G_C . Jak se postupem času ukázalo, tak z hlediska charakteristiky poměru únosnosti CBR byl mezi výchozí variantou kvalitativní třídy G_A a dříve vyráběnou třídou G_C minimální rozdíl. Bohužel v řadě případů technologicky nešťastné předepisování konkrétní kvalitativní třídy ze strany projektantů vede při praktické aplikaci k tomu, že dobře navržené MZK 0/32 G_C nemůže být při výstavbě uplatněno, pokud je projektantem v projektu uvedeno „ G_A “. Ve výchozím návrhu MZK 0/32 G_A v byly použity frakce umělého hutného kameniva ze strusky 0/4, 16/32 a 0/32. Vzájemný poměr byl 10:27:63 a optimální vlhkost činila 14 %-hm. V druhé fázi byly ověřeny a optimalizovány varianty, kde frakce 16/32 byla nahrazena frakcí 8/16, tedy MZK bylo složeno z frakcí 0/32, 8/16 a 0/4. V tomto případě byl podíl široké frakce vždy 77 %, podíl frakce 8/16 v rozmezí 10-20 % a podíl frakce 0/4 v rozmezí 3-13 %. Optimální vlhkost se pohybovala v rozmezí 15-16 %-hm. Obrázek 4 reprezentuje jednu z navržených variant (konkrétně se jednalo o poměr frakcí 0/32, 8/16 a 0/4 77:20:3).



Obrázek 4: Čára zrnitosti MZK 0/32 G_A s vzájemným poměrem 0/32, 8/16 a 0/4 „77:20:3“

Tabulka 2: Složení experimentálních variant hydraulicky stmelených směsí

	D1	D2	D3	D4
DESTRO 0/32	88,0%	91,0%	88,0%	-
DESTRO 0/4	-	-	-	25,2%
DESTRO 16/32	-	-	-	16,8%
ZEVO struska 0/32	-	-	-	42,0%
Voda	6,0%	6,0%	6,0%	10,0%
Struska Kladno a fluidní popílek „A“	5,0%	-	-	5,0%
Struska Kladno a fluidní popílek „B“	-	-	5,0%	-
Cement CEM I 42,5	1,0%	3,0%	1,0%	1,0%

Jak je patrné z tabulek 2 a 3, pro zde prezentované varianty hydraulicky stmelených vrstev byly vedle standardního portlandského cementu CEM I 42,5R aplikovány i alternativní příměsi, resp. hydraulická pojiva. Jednalo se buď o mletím připravená popílková pojiva (Sorfix, kombinace fluidního popílku TTA s dalšími složkami) nebo kombinované pojivo mechano-chemicky aktivované vysokopecní strusky a fluidního popílku, jež prošly desintegrátorem. Specifická je pak varianta, kde se aplikovala desintegrátorem mletá granulovaná



struska z Třineckých železáren. V tomto případě se jedná o materiál, který standardně pro cementářský průmysl není využíván s ohledem ke skutečnosti, že tato struska nemá dostatečný podíl sklovité fáze, která je pro uplatnění granulovaných strusek v cementu určující. U této strusky analýzou XRF byl stanoven obsah SiO_2 v množství 31 %, obsah CaO v množství 38 % a obsah MgO v množství 11 %.

V souladu s ČSN 73 6124-1 je jednoznačné vymezení typu těchto hydraulicky stmelých směsí složitější, jelikož zde k zajištění funkce stmelení pojivem využíváme latentně hydraulické látky v kombinaci s cementem. Pouze variantu D2 lze označit jednoznačně za kamenivo stmelené cementem, které složením splňuje specifikaci ČSN EN 14227-1. Ve zbývajících případech by patrně bylo možné hovořit o směsi typu SH, pokud by použité složky pojiva tvořili v budoucnosti jednu komponentu, která by byla certifikována jako výrobek splňující požadavky ČSN EN 13282-1 nebo -2.

Variety hydraulicky stmelých směsí uvedených v tabulce 3 se odlišují od předešlé tabulky především v množství (navýšení) použitého pojiva. K tomuto kroku bylo přistoupeno po vyhodnocení první série, ze které vyplynulo, že experimentálně navržené směsi splňovaly třídu pevnosti v tlaku max. $C_{3/4}$. Současně byla u první série patrná horší odolnost proti mrazu a vodě. Jinak i pro tuto sadu experimentálně navržených variant platí, že je nelze jednoznačně přiřadit ke konkrétnímu typu kameniva stmelého konkrétním hydraulickým pojivem. Muselo by nejprve dojít k vymezení užité kombinace hydraulických látek jako silničního hydraulického pojiva.

Tabulka 3: Složení experimentálních variant hydraulicky stmelých směsí

	D5	D6	D7	D8	D9	D10	TP1	D11	D12
DESTRO 0/32	90,0%	90,0%	90,0%	70,0%	70,0%	90,0%	85,0%	89,0%	89,0%
Betonový recyklát 8/16	-	-	-	20,0%	20,0%	-	-	-	-
Voda	4,0%	4,0%	4,0%	4,0%	4,0%	4,0%	9,0%	5,0%	5,0%
Struska Kladno a fluidní popílek „A“	3,0%	-	-	3,0%	-	-	-	-	-
Granulovaná mletá struska (Třinec)	-	4,0%	-	-	-	-	-	5,0%	-
Cement CEM I 42,5	3,0%	2,0%	2,0%	3,0%	3,0%	3,0%	-	1,0%	2,0%
Sorfix (verze 2019)	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0%
TTA a $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (9:1 - mleté)	-	-	4,0%	-	3,0%	3,0%	-	-	-
CEM 42,5:TAP mleté (1:1)	-	-	-	-	-	-	6,0%	-	-

Jistou zajímavostí zde je varianta TP1, která do celkové série byla doplněna dodatečně. V tomto případě byl portlandský cement homogenizován s tuhým komunálním odpadem, který tvořil především směsný plast. Obě složky byly v poměru 1:1 dávkovány do desintegrátoru, kde došlo jednak k vlastnímu promíchání, ale současně též k dalšímu rozemletí obou složek. Motivací pro tuto variantu byly paralelně ověřované vlastnosti betonů, kde se takto upravený TAP využívá jako náhrada části složek kameniva a písku.

4. Výsledky provedených experimentálních zkoušek

U prezentovaných variant směsí MZK, které tvořilo výhradně umělé hutné kamenivo z vysokopecní vzduchem chlazené strusky, byly provedeny Proctorova modifikovaná zkouška, stanovení obsahu jemných částic a stanovení CBR, včetně okamžitého poměru únosnosti IBI. Výsledky jsou přehledně uvedeny v tabulce 4. Všechny prezentované varianty byly z hlediska křivky zrnitosti navrženy tak, aby vyhověly oboru zrnitosti pro MZK 0/32 G_A . Dále je patrné, že tyto varianty splňují též požadavky na další sledované charakteristiky, přičemž vyšší podíl frakce 0/4 se projevil v dosažení vyšší hodnoty CBR. Základní kostra kameniva zde je zjevně velmi



dobře vyplněna drobným kamenivem, které navíc s ohledem k hydraulickým vlastnostem strusky pravděpodobně projeví i částečný pojivý potenciál.

Tabulka 4: Výsledky variant MZK 0/32 GA z umělého hutného kameniva

Varianta MZK (poměr 0/32, 8/16 a 0/4)	Opt. vlhkost (%-hm.)	Obj. hmotnost vysušená (kg/m ³)	Obsah jemných částic (%)	CBR (%)	IBI (%)
Varianta 63:27:10	14,0	1810	2,8	135	141
Varianta 77:10:13	14,9	1856	4,9	145	165
Varianta 77:20:3	15,9	1841	4,9	115	123

Tabulka 5: Výsledky pevnostních zkoušek a zmrazovacích cyklů hydraulicky stmelených směsí, I. série

Varianta směsi	Pevnost v tlaku Rc (MPa)	Pevnost v tlaku po zmrazování (MPa)	Pokles pevnosti (%)	Poznámka
SC_D1	2,34	2,34	100,0	5:1 struska s fluidním popílek „A“ a cement
SC_D2	2,15	3,00	139,5	5:1 struska s fluidním popílek „B“ a cement
SC_D3	3,92	2,86	73,0	3 % cement
SC_D4	3,45	1,19	34,5	5:1 struska s fluidním popílek „A“ a cement

V případě hydraulicky stmelených směsí (umělého hutného kameniva stmeleného variantními pojivy) jsou výsledky shrnuté v tabulce 5 a 6. Primárně bylo cílem ověřit pevnost v tlaku R_c a odolnost proti mrazu a vodě s aplikací 13 cyklů a teplotou zmrazování -20 ± 2 °C (návrhový index mrazu 350-600 °Cxden).

Z výsledků prezentovaných v tabulce 5 je patrné, že v případě použití 3 %-hm. cementu CEM I 42,5R nebo 6 %-hm. alternativního hydraulického pojiva, v němž cement zaujímá podíl max. 17 % celkového pojiva (tedy poměr 5:1), bylo dosaženo třídy C1,5/2 nebo C3/4. Nejvyšší pevnosti přitom dosahuje referenční varianta, která obsahuje pouze cement, následovaná variantou, kde bylo kamenivo z vysokopecní strusky kombinováno se spalovenskou odkovenou struskou. V případě odolnosti proti účinkům mrazu a vody je zajímavé, že použití alternativ v podobě mechano-chemicky aktivované vysokopecní strusky a fluidního popílku vede k zachování nebo k nárůstu pevnostní charakteristiky. Rozdíl mezi variantou alternativního pojiva vysokopecní strusky s fluidním popílkem typu „A“ a typu „B“ je vy vyšším obsahu fluidního popílku u druhé varianty. Naopak u odolnosti proti mrazu a vodě byl zjevný pravděpodobný negativní vliv spalovenské strusky na výrazný pokles pevnosti v tlaku (dosaženo jen 34,5 % původní pevnosti, přičemž těleso bylo mrazem a vodou po 13 cyklech viditelně narušeno).

Tabulka 6 nabízí několik porovnaní. Předně je patrný účel přítomnosti vhodného aktivátoru v případě použití latentně hydraulických látek. U provedené experimentální studie tímto aktivátorem byl portlandský cement. Zvýšení podílu cementu vedlo nejen k celkovému zvýšení pevnosti v prostém tlaku u hydraulicky stmelené směsi, ale současně se zlepšila i odolnost proti účinkům mrazu a vody, která v řadě případů poklesla maximálně o 10 %. Překvapující v tomto ohledu je pouze výsledek varianty SC_D11. Pevnostní charakteristikou je zde výsledek sice mnohem vyšší než varianty hydraulicky stmelených směsí uvedených v tabulce 5, avšak z hlediska odolnosti proti účinkům mrazu a vody zde byl zaznamenán dramatický pokles, což kombinace vysokopecní strusky a fluidního popílku neměly. Porovnáme-li variantu SC_D5 s variantou SC_D1 je role cementu u těchto směsných pojiv dobře prokázána. Všimnout si ji lze ale i v případě porovnaní variant SC_D6 a SC_D11 a to především s dopadem na odolnost hydraulicky stmelené směsi proti účinku mrazu a vody. Zde se současně nabízí i další porovnaní a to mezi různými typy strusek. Opětovně se potvrzuje,



že granulovaná vysokopecní struska, která vzniká rychlým ochlazením taveniny, vykazuje při dalším použití aktivnější účinek.

Tabulka 6: Výsledky pevnostních zkoušek a zmrazovacích cyklů hydraulicky stmelěných směsí, II. série

Varianta směsi	Pevnost v tlaku Rc (MPa)	Pevnost v tlaku po zmrazování (MPa)	Pokles pevnosti (%)	Poznámka
SC_D5	6,94	6,82	98,3	3:3 struska s fluidním popílek „A“ a cement
SC_D6	7,76	7,20	92,8	4:2 granulovaná struska a cement
SC_D7	7,67	5,93	78,3	4:2 popílek TTA a cement
SC_D8	8,59	7,88	91,7	3:3 struska s fluidním popílek „A“ a cement
SC_D9	11,06	10,02	90,6	3:3 popílek TTA a cement
SC_D10	10,74	10,10	94,0	3:3 popílek TTA a cement
SC_D11	6,71	3,13	46,6	5:1 granulovaná struska a cement
SC_D12	7,95	7,15	89,9	4:2 popílkové pojivo Sorfix a cement
SC_TP1	2,39	2,00	83,7	6 % cement s TAP

Výše uvedený přínos přítomnosti cementu je dále zjevný při porovnání variant SC_D7 a SC_D10. Zde byl jako alternativa aplikován velmi aktivní fluidní popílek TTA, jehož produkce, bohužel, v letošním roce bude ukončena. Z hlediska pevnostních charakteristik je tento popílek po mechano-chemické aktivaci, kde se pro vylepšení jeho vlastností používá i menší množství $\text{Ca}(\text{OH})_2$, srovnatelný s použitou granulovanou mletou struskou. V případě odolnosti proti účinkům mrazu a vody dle očekávání popílek i po aktivaci vykazuje větší pokles pevnostních charakteristik, což podporuje úvahu buď jeho nižšího dávkování, nebo kombinace s vhodným typem strusky či dalšího aktivátoru. Tuto domněnku dobře podporuje i výsledek dosažený pro ternární popílkové pojivo Sorfix, kde je fluidní popílek kombinován při výrobě s dalšími dvěma složkami.

Poslední porovnání, které je z tabulky 6 možné vyvodit, je vliv náhrady části struskového kameniva užší frakcí betonového recyklátu. V tomto případě lze porovnat tento vliv při porovnání SC_D5 a SC_D8 (s betonovým recyklátem) nebo SC_D10 a SC_D9 (s betonovým recyklátem).

Zcela samostatně je třeba posuzovat variantu SC_TP1, kde sice bylo použito 6 %-hm. pojiva, avšak v tomto pojivu pouze polovinu tvořil aktivní cement. Zbytek byl tvořen TAP, který sám o sobě zjevně žádnou aktivní úlohu nemá, avšak z hlediska odolnosti proti mrazu a vodě mírně vylepšuje.

5. Závěr

Prezentované výsledky jsou částí probíhajících experimentů. V rámci konference Recycling 2020 [11] bylo možné získat i další informace, zejména z hlediska ověření aplikace kameniva stmelěného cementem, kde tímto kamenivem bylo umělé hutné (struskové) kamenivo identické zrnitému materiálu použitému v tomto příspěvku. Dále je možné z průběžné výzkumné zprávy [12] získat poznatky o některých charakteristikách cementových past, kde dochází k substituci referenčního portlandského cementu mletými a aktivovanými struskami či fluidními popílkami. Tyto poznatky ukázaly řadu potenciálů pro přípravu směsných hydraulických pojiv s maximalizací využití vedlejších energetických či metalurgických produktů. Využitelnost těchto alternativních pojiv se v zásadě ukazuje i v případě řady zde prezentovaných výsledků, což může jako jedno z řešení napomoci při snižování uhlíkové stopy, která je, bohužel, v případě cementu nadále velmi vysoká. Ale environmentální aspekt není jediný. Skutečnost, že jsou zpracovávány vedlejší produkty, kterých zatím stále je ještě poměrně velký přebytek, jakož i fakt, že jejich přeměna na vhodný typ směsného pojiva je výrobně



jednodušší než vlastní produkce cementu, mají samozřejmě dopad i na výslednou cenu produktu. Lze tak docílit i nákladové úspory pojiva, jež v krajním případě může tvořit až 40 %. V neposlední řadě tento článek naznačuje, že stabilizované strusky, které jsou upraveny na různé frakce kameniva a podléhají průběžné kontrole výroby, tvoří zajímavou alternativní surovinu využitelnou v dopravním stavitelství. I zde jejich použití může kromě odpovídající technické hodnoty přinést dílčí ekonomickou úsporu.

Poděkování: *Tento článek vznikl v rámci projektu TAČR, program Epsilon, projekt č. TH04020043.*

Použitá literatura

- [1] Beránková Tereza, Smatana Lubomír. Nedostatek materiálu jako za minulého režimu. Stavebnictví brzdí chybějící cihly či izolace. iRozhlas, 25. července 2018. 2018
https://www.irozhlas.cz/ekonomika/stavba-stavebni-material-povoleni-firma-cihly-sklo-izolace-panely-nedostatek_1807250612_jgr
- [2] World steel association. World steel in figures 2018, Brussels 2018.
- [3] World steel association. Steel statistical yearbook 2018, Brussels 2018.
- [4] World steel association. Steel statistical yearbook 2017, Brussels 2017.
- [5] World steel association. World steel in figures 2017, Brussels 2017.
- [6] International iron and steel institute. Steel statistical yearbook 1980, Brussels 1980.
- [7] International iron and steel institute. Steel statistical yearbook 1990, Brussels 1990.
- [8] International iron and steel institute. Steel statistical yearbook 2000, Brussels 2000.
- [9] World steel association. Steel statistical yearbook 2010, Brussels 2010.
- [10] van Oss, Hendrik G. 2016. Minerals Yearbook, Slag-iron and steel. U.S. Geological Survey.
https://minerals.usgs.gov/minerals/pubs/commodity/iron_&_steel_slag/myb1-2016-fesla.pdf
- [11] Valentin, J., Ruckí, R., Karas, M., Vacková, P.: Hydraulicky stmelené směsi s umělým hutným kamenivem – poznatky z reálného zkušebního úseku, Recycling 2020 (konference proběhne v říjnu 2020), Brno.
- [12] Valentin, J., Faltus, M.: Inovativní technologie využití anorganických průmyslových odpadů nebo vedlejších produktů, Průběžná zpráva k řešení projektu za rok 2019, ČVUT v Praze, 2020.



3.B Functional characteristics of bitumen modified by pulverized rubber and selected chemical catalysts and/or additives

(článek publikovaný v rámci 9th Malaysian Road Conference 2014)

Autorský kolektiv: K. Miláčková, L. Soukupová, J. Valentin – Fakulta stavební ČVUT v Praze

1. Introduction

From the literatures [3], the yearly waste production of old tires worldwide reaches more than 110 million tires of different type and composition. This represents more than 7,000 kilotonnes of used rubber most of it coming from the EU countries and North America. More waste tires are expected to be produced considering the fast economic growth taking place in many Asian countries. Regulations with respect to disposition of waste tyres vary from country to country. Since several years back, it is forbidden to dispose waste tires in landfills in the developed nations. However, in some parts of the United States, slashed tires can be land filled, though and other solutions are preferred. The European waste management strategy recommended its recycling and reuse. Asphalt pavements and bitumen modifications are for several decades seen as a potential field for crumb rubber utilization.

Crumb rubber can be utilised in the form of dry or wet process. In the dry process, the crumb rubber is added directly to the asphalt mixture as a modifier and substitute to part of the finer aggregates. In the wet process, the crumb rubber is blended wet with the bitumen and subsequently modifies the bitumen properties. The scope of work of this paper refers to the wet process. One of the crucial issues related to this type of bitumen modification is the homogeneity of the final crumb rubber modified binder (CRMB). It is possible to produce CRMB directly in an asphalt mixing plant (continuous blend) and there are various solutions of bitumen blenders which are applied for such production method. The question always prevails if this is the most suitable solution. If CRMB is produced industrially in a refinery or in a bitumen manufacturing plant (terminal blend), quality control should be better and the properties of the final product can be assured. In case of EU market each producer is responsible also for all necessary steps related to REACH directive (registration of chemical compounds used on the market). The target then is to get a binder which can be transported for longer distances and ideally can be stored in a mixing plant for a few days. A CRMB that is homogeneous yet stable when stored over extended period of time is required. This is not usually easy to attain due to the presence of very strong sulphur bonds in the rubber. To improve the storage stability, several approaches based on polyphosphoric acid (PPA), macrocyclic polymers and others, have been tried. Usually the additive itself is not the solution and the combination of CR-bitumen-additive works only for limited rubber content.

With the above premises, this paper describes the use of special type of disintegration technique for producing pulverized rubber with particle grain size <1.0 mm. This paper also analyses selected types of catalysts and additives which might help to produce a storage stable product. The process of high speed grinding (disintegration) follows the procedures described in [1].

2. Assessed crumb rubber modified binder variants

The assessment of the tested binders modified by crumb rubber (CRMB) used finely pulverized rubber of three grading (granularity) levels. At the same time, the effects of several catalysts were checked. These catalysts represent special organic solutions on an anhydrous basis with pH which vary. Catalyst K2 is neutral, i.e. with pH=7, catalysts K3 and K4 has a slightly acidic nature with pH=5. These catalysts are based on a combination of CH₄, (CH₂)_n and SO₂ compounds forming a complex hydrocarbon chain. Simultaneously, an original Czech additive, Polyol, was applied. It is a by-product of an innovative chemical recycling method for



polyurethane. In addition, additive known as Vestenamer was used which is sufficiently well established with the ROAD+ technology. This additive is a mix of linear and macro-cyclical polymers, chemically termed trans-polyoctenamer (TOR). This is applied together with crumb rubber by a content not exceeding 5 % and then mixed in the bitumen. Finally PPA was applied for selected binder variants as well. PPA is an organic acid which does not contain water, has no oxidative potential, solidifies at temperature around 15°C, has viscosity of about 0.84 Pa.s. at 25°C and has a slight corrosive potential. The applied content resulted from general recommendations and practical experience of producers of this organic acid, i.e. 0.5-1.5 % by mass. PPA is in general hydrophilic (easily absorbs water) and therefore it is necessary to pay increased attention if higher contents of this modifying additive are used. Variations of experimentally tested crumb rubber modified binders further discussed in this paper are summarized in Table 1. For this paper only CRMB binders have been selected with rubber content of 15 % by mass in the bitumen. It can be assumed that this might be perceived as higher modified bitumen.

Table 1. Assessed experimentally designed CRMB variants

Bitumen variant	Additives	Pulverized rubber	Bitumen composition
CR-L7_2	-	15 %; 0,8 - 1,0mm	50/70 + CR
CR-L7_2_K2 @150	Catalyst K2	15 %; 0,8 - 1,0mm	50/70 +CR + 5%K2@150°C
CR-L7_2_K2 @170	Catalyst K2 @170°C	15 %; 0,8 - 1,0mm	50/70 + CR + 5% K2 @170°C
CR-L7_2_K3 @150	Catalyst K3	15 %; 0,8 - 1,0mm	50/70 + CR + 5%K3@150°C
CR-L7_2_K3_P	Catalyst K3 + Polyol	15 %; 0,8 - 1,0mm	50/70 + CR + 5%K3 + 1%Polyol
CR-L7_2_K4 @150	Catalyst K4	15 %; 0,8 - 1,0mm	50/70 + CR + 5%K4@150°C
CR-L7_2_K4 @170	Catalyst K4	15 %; 0,8 - 1,0mm	50/70 + CR + 5%K4@170°C
CR-L7_2_K4_P	Catalyst K4 + Polyol	15 %; 0,8 - 1,0mm	50/70 + CR + 5%K4 + 1%Polyol
CR-L7_2_V	Vestenamer	15 %; 0,8 - 1,0mm	50/70 +CR + Vestenamer (4:100)
CR-L8_2_K4 @150	Catalyst K4	15 %; 0,5 - 0,8mm	50/70 + CR + 5%K4@150°C
CR-L9_2_K4 @150	Catalyst K4	15 %; 0,1 - 0,3mm	50/70 + CR + 5%K4@150°C
CRmB_1	Catalyst K4 + Polyol	15 %; 0,1 - 0,3mm	50/70 +CR + 5%K4 + 1%Polyol
CRmB_2	Catalyst K4	15 %; 0,1 - 0,3mm	50/70 + CR + 5%K4
CRmB_3	Catalyst K3	15 %; 0,1 - 0,3mm	50/70 + CR + 5%K3
CRmB_4	PPA	15 %; 0,1 - 0,3mm	50/70 + CR + 1%PPA

Table 2. Target values of German specifications for terminal blended CRmBs

Characteristic	Unit	GmB 25/55-50	GmB 25/55-55
Penetration	dmm	25-55	25-55
Softening point	°C	>50	>55
Elastic recovery	%	>50	>50
Complex shear modulus G* @ 60°C, 1,59 Hz, 2mm	Pa	≥ 6000	≥ 8000
Phase angle δ @ 60°C, 1,59 Hz, 2mm gap	°	<65	<65

The base binder chosen was, a penetration grade 50/70 bitumen that meets the CSN EN 12591 specifications for softening point (46 to 54°C) and penetration (50-70 dmm). Such basic criteria allow an approximate assessment of the effects of the combination of the crumb rubber and individual chemical additives on the



binder characteristics. Simultaneously, the requirements stipulated by The German regulations for standardized binders of the “Gummi modified Bitumen” GmB (CRMB) type can be used where GmB 25/55-50 or GmB 25/55-55 appears to be the most appropriate for comparing the experimentally designed CRMB variants. The threshold parameters are summarized in Table 2.

3. Test methods

The empirical tests carried out to evaluate functional characteristics of the micro-pulverized rubber include:

- ring and ball test to determine the softening point (EN 1427);
- standard penetration test at 25°C (EN 1426);
- determination of elastic recovery at 25°C (EN 13397);
- storage stability test; test temperature 180°C for 72±1 h (EN 13399).

The following tests were carried out to evaluate the functional characteristics of CRMB:

- determination of the complex shear modulus G^* and phase angle δ at 60°C and at 40°C;
- frequency sweep for G^* and δ with subsequent plotting of the master curve for the reference temperature 20°C;
- dynamic viscosity TEST (EN 13302).

The elastic recovery test was carried out according to EN 13397 procedures. In the test, the bitumen sample in a water bath at 25°C was pulled to length of 20.0 cm. Then, the elongated bitumen was cut and allowed to recover for 30 minutes. The test provides the recovery value expressed as a percentage.

The measurement of dynamic viscosity was based on the sample's resistance to applied stress for a selected angular velocity. Measurements were taken at various test temperatures. This high temperature property is important primarily with modified bituminous binders or in cases where bituminous binders are improved or modified by various additives. In accordance with the recommendations by SHRP, viscosity measurements for conventional bitumen were taken at 135°C which is considered a suitable indicator of mixture workability level. The standard stipulates a rotational spindle viscometer as the measuring apparatus and ranges for the shear rate ($1-10^4 \text{ s}^{-1}$) and dynamic viscosity ($10^{-2} - 10^3 \text{ Pa.s}$) temperatures ranging from 40°C to 200°C.

Complex shear modulus G^* and phase angle δ of bituminous binders were determined using the dynamic shear rheometer (DSR) in accordance with EN 14770 procedures. From measurements of dynamic shear, the viscous and elastic components of the binder can be examined through the determination of the complex shear modulus and phase angles under varying temperatures and frequencies which, together, cover a broad spectrum of possible conditions to which the bituminous binder might be subjected to.

G^* and δ are normally determined at temperatures ranging from 20 to 100°C. A specific stress frequency or a pre-defined frequency spectrum was selected. To obtain relevant results, the linear area of visco-elastic behavior must be defined and based on initial tests the shear stress of $\tau=2000 \text{ Pa}$ was considered as appropriate.

Using the time-temperature superposition principle (TTS), the values obtained under various temperatures and load frequencies were transposed into a single characteristic known as the master curve for the selected reference temperatures which, in the case equals 20°C.

A frequency sweep test was also carried out using the DSR machine. The test evaluates binder behavior under varying temperatures and frequencies, or stress durations. The test frequencies ranged between 0.1 to 10



Hz. from SHRP, 1.59 Hz frequency was chosen to correspond with traffic speed 90 km/h, or time of loading 0.13 s.

4. Results and discussion

The results are further divided into two parts which assess either the effect of the catalyst or the additive applied in the CRMB binder, or the influence of the pulverised rubber particle size.

4.1 Influence of chemical catalyst applied in pulverized rubber

Samples of laboratory prepared CRMB binders with different catalysts were compared, namely variants K2, K3 and K4 (differ in chemical composition) to the quantity of 5 % by mass together with pulverised rubber to the quantity of 15 % by mass in the bitumen. The tested binders were prepared under mixing temperature of 150°C. Bitumen 50/70 modified only by 15 % by mass of crumb rubber is used as the reference sample.

Out of the three catalysts tested, catalyst K4 affects the parameters best. Catalysts K2 and K3 cause slightly less significant decrease in the penetration and they fail to meet the requirements for 50/70; however, they meet the requirements for GmB binders. Analogously, from the perspective of the softening point, catalysts K2 and K3 result in higher values while the use of catalyst K4 in combination with 15 % rubber basically remains unchanged. All three binders meet the requirement for GmB 25/55-50. The variant with catalyst K2 achieved the best results in the storage stability test where the difference between the lower and upper softening point is 4.5°C. The elastic recovery results demonstrate a poorer effect of catalyst K4 where the value only amounts to about 12 %. None of the binders assessed meets the requirement of the German regulations for GmB binders.

Table 3. Basic empirical characteristics for compared CRMB binders

Bitumen variant	Penetration [0.1 mm]	Softening point [°C]	PI [-]	Storage stability [°C]	Elastic recovery [%]
CR-L7_2	79	49.7	-1.0	9.9	8.8
CR-L7_2_K2 @150	49	57.4	-0.1	4.5	30.3
CR-L7_2_K3 @150	47	58.8	0.4	7.9	34.2
CR-L7_2_K4 @150	54	51.4	0.1	8.2	11.9

Table 4. Dynamic viscosity values for compared CRMB binders

Bitumen variant	Dynamic viscosity @ 6.8 s ⁻¹ (20 rpm); [Pa.s]	
	135°C	150°C
CR-L7_2	4.09	1.54
CR-L7_2_K2 @150	5.54	1.28
CR-L7_2_K3 @150	7.10	1.74
CR-L7_2_K4 @150	3.05	1.00

The dynamic viscosity test with a focus on 20 rpm (the reference shear rate considered by the American standards) shows a positive impact of catalyst K4 under both 150°C and 135°C. It is obvious that particularly catalyst K3 significantly increases the dynamic viscosity value primarily at 135°C. The overall course of the viscosity (flow curve) in the range of 100°C to 150°C demonstrates the best results if catalyst K4 is used in CRMB binder.



Table 5. Complex shear modulus values for compared CRmB binders

Bitumen variant	60°C	40°C
	Complex shear modulus G* [Pa]	
CR-L7_2	3 309	66 742
CR-L7_2_K2@150	3 674	73 377
CR-L7_2_K3@150	22 926	131 374
CR-L7_2_K4@150	1 480	48 300

The complex shear modulus values for the two testing temperatures and frequency of 1.59 Hz are greatly affected primarily when catalyst K3 was applied. In this case the binder reaches noticeably higher values of G* than the CRMB variants with remaining two catalysts or the reference binder. In this context, it can be noted that the three remaining variants achieve similar results with lowest modulus values for CRMB where K4 catalyst was applied.

From the perspective of the flow curves (see Figure 1) particularly a significant difference between the impact of catalysts K3 and K4 is obvious. At 130°C, the viscosity difference is double-fold, under 100°C the flow curve values differ even more. From the point of view of the above stated, the influence of catalyst K4 is either similar to low-viscosity additives or helps improve dissolution of the rubber particles in the CRMB binder composite. From the perspective of the dynamic viscosity progression, catalyst K2 appears neutral when compared to the reference CRMB without catalyst.

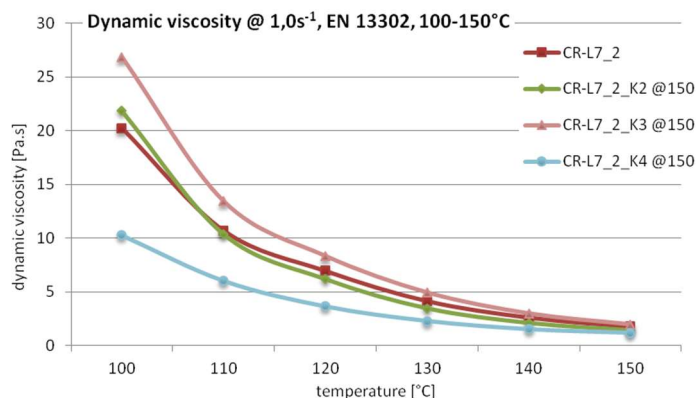


Figure 1. Flow (viscosity) curves for CRMBs with different catalysts

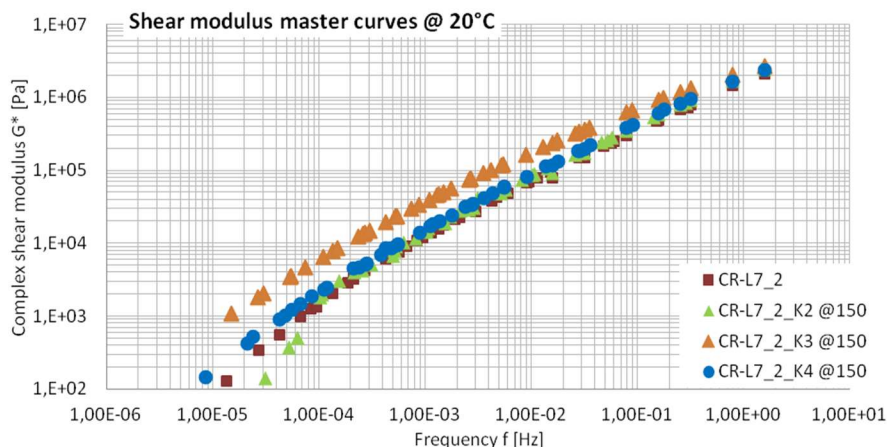


Figure 2. Complex shear modulus master curve for CRMBs with different catalysts

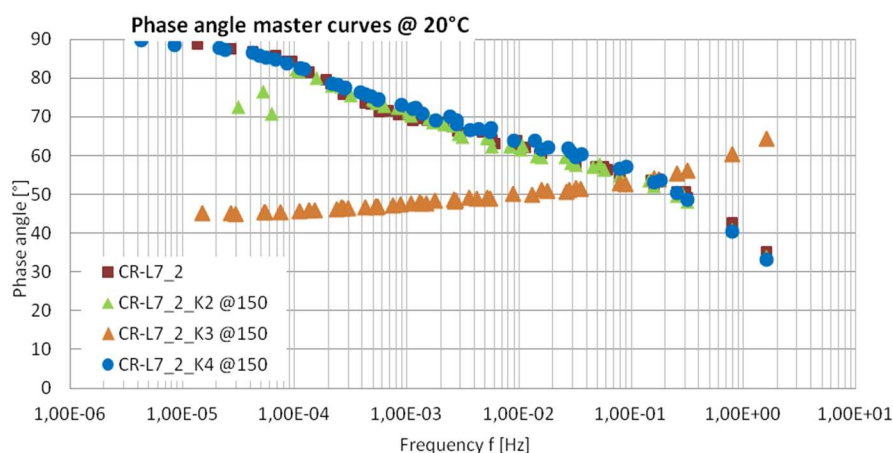


Figure 3. Phase angle master curve for CRMBs with different catalysts

The assessment of the complex shear modulus (see Table 4) for selected temperatures and frequencies is also obvious in the case of the calculated master curves. The CRMB variant with catalyst K3 shows higher stiffness within the entire frequency interval – even if the conversion using the TTS principle is applied. The values of all binders assessed subsequently even out in the highest frequency interval, i.e. under 20°C and the 10^{-10} Hz spectrum. Based on this, we can infer that the CRMB binder with catalyst K3 will have the lowest thermal susceptibility value. In contrast to that, the progression of CRMB binder with catalyst K2 values in the lowest frequency interval (from 10^{-4} Hz) is interesting; the G^* values decrease significantly. This is supported by the phase angle progress with slightly fluctuation of the values. It should also be pointed out in relation to the phase angle master curve that the only variant of CRMB binder with catalyst K3 follows a non-standard progress and reaches low values which indicate prevailing elastic behaviour in the interval of 10^{-5} – 10^{-1} Hz. The reason for such run is currently difficult to explain despite repeated measurement sessions. Such binder would nevertheless have an excellent fatigue resistance.

3.2 Influence of selected additives applied with pulverized rubber

In the performed study mainly PPA, TOR and Polyol have been compared. Nonetheless, it is the PPA that has a fundamental impact on the penetration value. In the case of the softening point, the effect is less pronounced. Polyol is shown to reduce probably the softening point of a CRMB, TOR has an opposite effect. If the assessed binders are compared according to penetration index it has to be stated that both catalysts slightly improves the resistance to permanent deformation leading to a neutral type of bitumen where the resistance to deformation is well balanced with thermal susceptibility. Combination of catalyst K4 and Polyol additive improves slightly the thermal susceptibility of the final CRMB binder. On the other hand PPA and TOR lead to bitumen with increased resistance to permanent deformations whereas the thermal susceptibility will be reduced. The CRMB_3 binder achieves the best results primarily in the storage stability test where values are achieved with a minimum thermal difference between the upper and lower part of the sample in the tube (0.8°C). At the same time, it has satisfactory elastic recovery value where, nevertheless, the much superior effect of TOR or PPA is verified. However, the worst storage stability values achieved play against the effect of both additives. Binder CRMB_1 with a combination of catalyst K4 and Polyol has good storage stability results, but has the poorest elastic recovery.

From the perspective of workability (dynamic viscosity) it is obvious that the variants with TOR and PPA demonstrate higher dynamic viscosity values primarily under higher temperature. With 135°C, the highest viscosity was detected for the binder with catalyst K4 and the variant where TOR was applied. Especially for



binder with K4 this does not correspond well with the flow curves where, in case of both shear rates, the dynamic viscosity of CRmB_4 is always higher (PPA application). Contrastingly, CRmB_3 seems to be the most suitable and catalyst K3 has the most positive effect on workability in this regard.

Table 6. Basic empirical characteristics for compared CRMB binders

Bitumen variant	Penetration [0.1 mm]	Softening point [°C]	PI [-]	Storage stability [°C]	Elastic recovery [%]
50/70 REF	74	47.1	-1.03	-	-
CR-L7_2	79	49.7	-1.00	9.9	8.8
CR-L7_2_V	48	58.0	0.50	6.8	54.2
CRMB_1	52	49.1	-1.37	2.4	19.1
CRMB_2	50	54.2	-0.20	9.2	25.6
CRMB_3	48	54.9	-0.14	0.8	41.3
CRMB_4	39	52.2	0.95	9.9	64.0

Table 7. Dynamic viscosity values for compared CRMB binders

Bitumen variant	Dynamic viscosity @ 6,8 s ⁻¹ (20 rpm)	
	135°C [Pa.s]	150°C [Pa.s]
50/70 REF	0.59	0.30
CR-L7_2	4.09	1.54
CR-L7_2_V	5.30	3.40
CRMB_1	4.09	1.31
CRMB_2	5.54	1.15
CRMB_3	3.58	1.24
CRMB_4	3.58	2.42

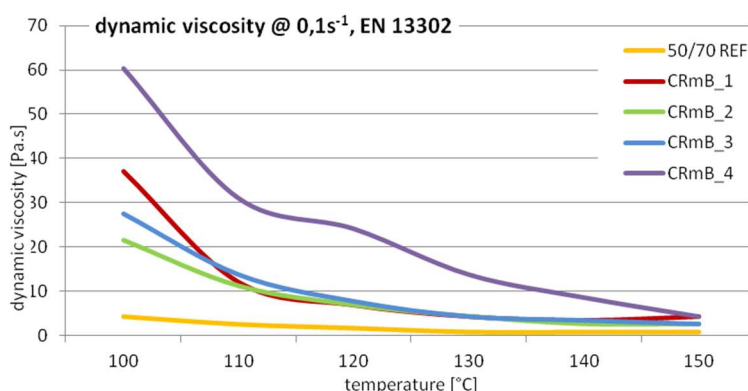


Figure 4. Flow (viscosity) curves for CRMBs with different additives; shear rate 0.1 s⁻¹

From the point of view of comparing the determination of dynamic viscosity, the run over the entire thermal range is important. For the selected shear rate of 1.0 s⁻¹ the difference in dynamic viscosity values of the reference binder, CRmB_4 and the remaining assessed variants is quite obvious. This confirms the effect of the PPA as repetitively detected before; it results in higher dynamic viscosity values [4]. CRmB_4 achieves significantly higher viscosity; in contrast to that, the remaining test samples have very similar courses as well as individual values. This is not supported by the progression of the flow curve of binder CRmB_1 under lower



shear rate (0.1 s^{-1}). If focusing on the differences in dynamic viscosity in the interval of $100\text{-}120^\circ\text{C}$ binder CRmB_4 remains within the range of 2-10 fold increase of the characteristic in relation to the reference bitumen 50/70 in case of the higher shear speed. With the remaining CRMB variants the difference is lower (no more than four-fold).

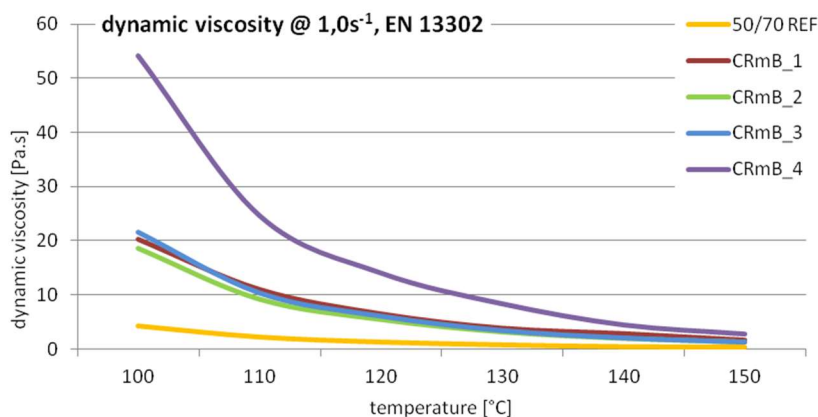


Figure 5. Flow (viscosity) curves for CRMBs with different additives; shear rate 1.0 s^{-1}

Based on the calculation of master curves for G^* and δ , experimentally designed CRMB binders with different chemical additives are assessed in Fig. 6-9. The obtained data show the difference between the reference sample, CRmB_4 binder and the remaining variants of CRMB binders which have practically identical courses of the master curves. It can be noted that from the point of view of the complex shear modulus, it is not determining whether catalyst 3 or 4 will be preferred; it is even obvious that the effect of Polyol equals zero from the perspective of this characteristic. In the case of the phase shift, it is clear that the application of rubber in the bitumen improves the elastic properties within the entire frequency interval, i.e. it increases the elastic component of the bituminous binder.

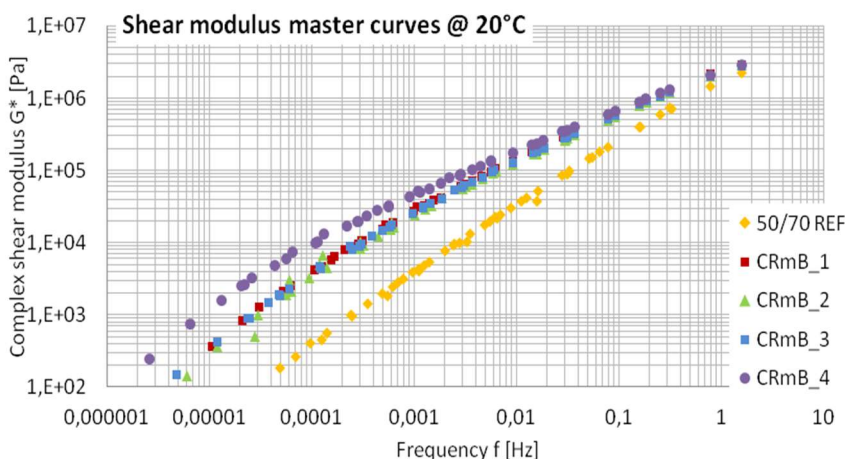


Figure 6. Complex shear modulus master curve for CRMBs with PPA and Polyol additive

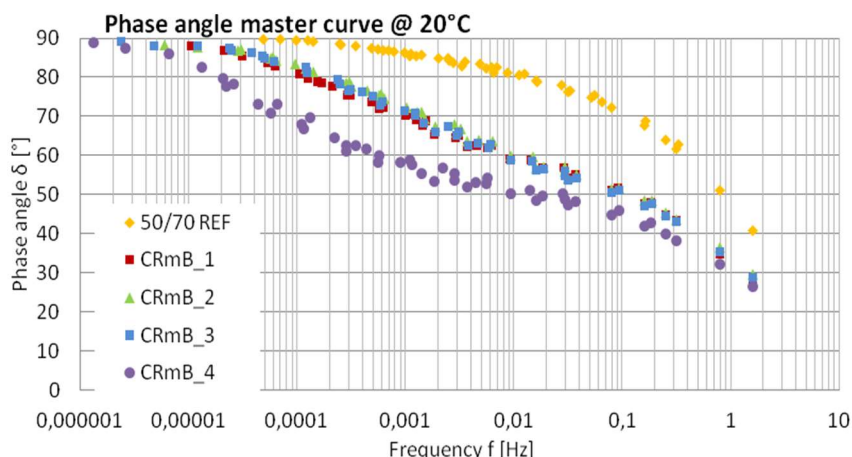


Figure 7. Phase angle master curve for CRMBs with PPA and Polyol additive

CRmB_4 (PPA) and CR-L7_2_V (TOR) seem to be the most resistant variants against fatigue and permanent deformation; it clearly demonstrates the additional benefit of PPA or TOR which probably cause especially in the case of PPA a change of the chemical structures not only in the binder but also in the system binder-CR. CRmB_4 achieves higher values of the complex shear modulus (primarily in the range 10^{-6} to 10^{-1} Hz) but, in the frequency range 10^{-6} to 10^{-3} Hz, it also demonstrates a higher proportion of the elastic component than the other tested binders. Moreover, in the case of the complex shear modulus, it is obvious that the combination of ground/pulverized rubber and organic acid reduces the thermal sensitivity of the binder. For the CRMB with TOR higher modulus values are achieved as well. This is reflected also in the progression of the phase angle master curve according to which the elastic component prevails in binders within the range 10^{-6} to 10^{-1} Hz; this is a quite important finding for the area of higher temperatures in particular. Subsequently, the phase angle values undergo an untraditional increase. At the moment, we are not able to fully explain this phenomenon. It is obvious that the master curve runs will be by far the worst for the reference binder.

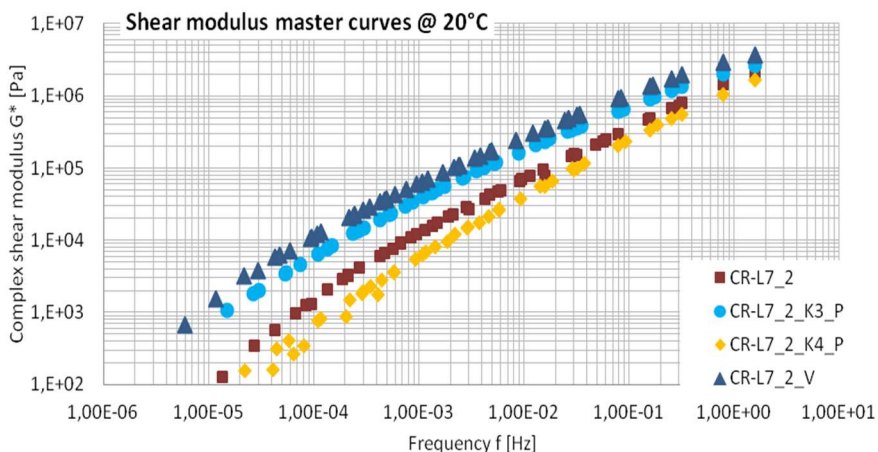


Figure 8. Complex shear modulus master curve for CRMBs with TOR and Polyol additive

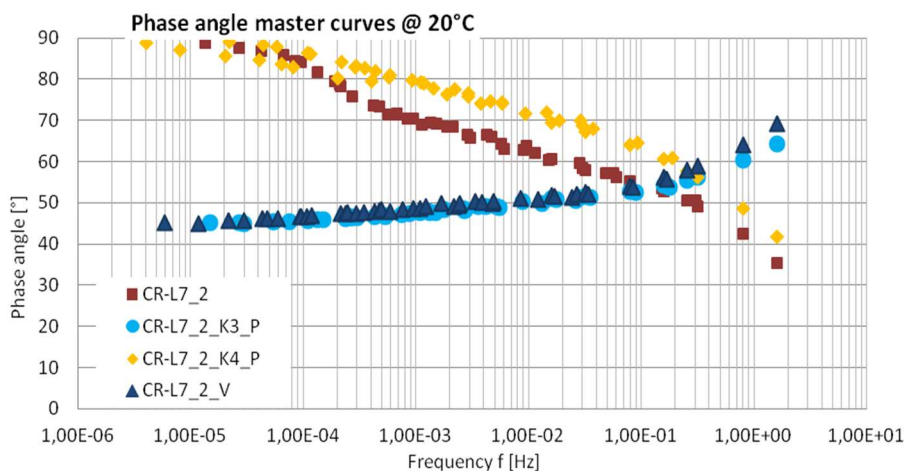


Figure 9. Phase angle master curve for CRMBs with TOR and Polyol additive

The Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) was carried out as a complementary measurement focusing on rheological properties. The test describes the behaviour of the bitumen at higher temperatures (in the case of comparisons of the assessed CRMB binders 60°C was selected) under simultaneous effect of shear stress of 0.1 kPa and 3.2 kPa. The measurement yields the proportion of elastic recovery (elasticity) in the binder expressed as the value of non-recoverable creep compliance J_{nr} at the same time.

Table 8: Results of MSCR test for CRMB binders with PPA and Polyol

Bitumen variant	0.1 kPa			3.2 kPa		
	Strain	Elastic recovery	J_{nr}	Strain	Elastic recovery	J_{nr}
50/70 REF	6.316	4.12	4.64	200.67	0.10	5.68
CRMB_1	5.200	29.73	4.00	109.25	1.58	3.04
CRMB_2	3.655	26.55	2.03	71.76	1.93	1.99
CRMB_3	2.540	31.30	1.66	60.56	2.28	1.68
CRMB_4	0.936	94.73	0.38	24.12	11.30	0.65

The defined repetitive stress as described above delineates the proportion of elastic recovery in the samples tested. From the tests CRmB_4 had markedly better results under the test stress of 0.1 kPa than the remaining three variants; this confirms the results obtained for the complex shear modulus and, therefore, the rather significant benefit of the phosphoric acid addition. The remaining three variants achieve very similar values of about 30 %; it is obvious that Polyol rather deteriorates creep compliance. In the case of stress 3.2 kPa, CRmB_3 achieves higher elastic recovery values; contrastingly, significantly lower values are recorded for CRmB_1 and CRmB_2. Nonetheless, from the point of view of the determining parameter (creep compliance) the great benefit of PPA as well as relatively large difference between used catalysts (better effect of K3) is quite obvious again. For the purposes of this comparison value of elastic recovery at stress level of 3.2 kPa is a more important parameter. The elastic recovery trend corresponds with the results of non-recoverable creep compliance.

5. Conclusions

The assessments conducted and divided on the basis of the possible influences and comparisons of multiple CRMB binder variants reveal certain tendencies in some cases. Especially the impact of PPA and TOR if combined with crumb rubber leads to better resistance to deformations and most probably improved fatigue



behaviour. On the other hand the storage stability was still not satisfactory and comparing to other variants dynamic viscosity is increased which should be followed especially during transport and mix production. With respect to choice of most suitable catalyst and decision on its most promising chemistry is absolutely not clear. Catalyst K4 has a positive effect on viscosity and basic properties of bituminous binders; in contrast to that, catalyst K3 modifies elastic recovery and complex shear modulus. Catalyst K2 appears to be the most appropriate alternative to reduce the difference in softening points after the storage stability test.

ACKNOWLEDGMENTS: This paper has been supported by the research project No. TA02030639 of Alfa TACR research program.

REFERENCE

- [1] Valentin, J., Benes, J., Karra'á, G., El-Dajani, N.: Assessment of potential for bituminous binders modified by micro-grounded rubber. 17th IRF World Meeting and Exhibition, Riyadh, Saudi Arabia, 2013.
- [2] Willis, J. R., Plemons, C., Turner, P., Rodezno, C., Mitchell, T. (2012): Effect of ground tire rubber particle size and grinding method on asphalt binder properties. National center for asphalt technology, Auburn University, Auburn, Alabama.
- [3] Marcant, B., Martin, J.-V. (2009): A New Technology of Rubber Modified Bitumen Meeting Performance and Environmental Requirements. Proceedings of Conference Asfaltové vozovky 2009, Ceske Budejovice.
- [4] L. Soukupová: Functional Characteristics of Bituminous Binders with Micro-Ground Rubber and Various Types of Catalysts and Chemical Additives. Master thesis, Czech Technical University in Prague, 2014.



3.C Performance behavior of bitumen modified by new generation of activated rubber powder

(článek publikovaný v rámci IRF Middle East & North Africa regional congress & exhibition, 2017)

Autorský kolektiv: J. Valentin, L. Benšová – Fakulta stavební ČVUT v Praze

1. Introduction

From the literature (Marcant & Martin 2009) the yearly waste production of old tires worldwide reaches more than 120 million tires of different types and composition. This represents more than 7,500 kilotonnes of used rubber most of it coming from the EU countries and North America. More waste tires are expected to be produced in the coming years considering the fast economic growth taking place in many Asian countries. Regulations with respect to disposition of waste tires vary from country to country. Since several years back, it is forbidden to dispose waste tires in landfills in most developed regions. However, in some parts of the United States, slashed tires can be land filled, though and other solutions are preferred. The European waste management strategy recommended its recycling and reuse. Asphalt pavements and bitumen modifications are for several decades seen as a potential field for crumb rubber utilization.

Crumb rubber can be utilized in the form of dry or wet process. In the dry process, the crumb rubber is added directly to the asphalt mixture as a modifier and substitute to part of the finer aggregates. In the wet process, the crumb rubber is blended wet with the bitumen and subsequently modifies the bitumen properties. The scope of work of this paper refers to the wet process. One of the crucial issues related to this type of bitumen modification is the homogeneity of the final crumb rubber modified binder (CRMB). It is possible to produce CRMB directly in an asphalt mixing plant (continuous blend) and there are various solutions of bitumen blenders which are applied for such production method. The question always prevails if this is the most suitable solution and if homogeneity is secured as well as sufficient flexibility. If CRMB is produced industrially in a refinery or in a bitumen manufacturing plant (terminal blend), quality control should be better and the properties of the final product can be assured. In case of EU market each producer is responsible also for all necessary steps related to European REACH directive (registration of chemical compounds used on the market). The target then is to get a binder which can be transported for longer distances and ideally can be stored in a mixing plant for a few days. A CRMB that is homogeneous yet stable when stored over extended period of time is required. This is not usually easy to attain due to the presence of very strong sulphur bonds in the rubber. To improve the storage stability, several approaches based on polyphosphoric acid (PPA), macrocyclic polymers and others, have been tried. Usually the additive itself is not the solution and the combination of CR-bitumen-additive works only for limited rubber content.

With the above premises, this paper describes the use of special type of disintegration technique for producing pulverized rubber with particle size < 0.8 mm. This paper also analyses selected types of catalysts and additives which might help to produce a storage stable product. The process of high speed grinding (disintegration) follows the procedures described e.g. in (Valentin et al. 2013).

2. Study objectives

This study aims to assess the characteristics of CRMB binders the preparation of which involved mechanically activated, fine-ground (pulverized) rubber with maximum particle size of 0.8 mm, as well as a new type of benzothiazol-based activating catalyst. In parallel some designs contained instead of this catalyst polyphosphoric acid. The objective was to prepare such CRMB binder composition that would, besides improved functional characteristics, achieve a storage-stable (i.e. homogeneous) modified bituminous binder. Both components were applied to standard distilled straight-run bitumen. In two cases, modified binders were



tested where the binder had been mixed with the rubber already in the course of the grinding process as such (marked ARP5AK). An option of CRMB binder with poly-phosphoric acid was designed for the sake of comparison as well.

3. Scope of experimental assessment

The experimental CRMB binder options were prepared in the road material laboratory of the Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University in Prague where finely ground rubber of selected granularity was added to straight-run paving grade bitumen 50/70 or 70/100. The rubber was pulverized by the cooperating partner, company Lavaris s.r.o. The experimental designs of CRMB binders were mixed for at least 30 minutes under 170-180 °C with a laboratory homogenizer using a speed of 400-450 revolutions per minute. This mixing was done by IKA C-MAG HS7 magnetic stirrer for laboratory application.

Table 1. Assessed experimentally designed CRMB binder options

Bituminous binder	Identification	Activated rubber powder	Content catalyst
50/70	50/70	-	-
50/70 + 15% CR 0.3-0.5 + 10% of activating catalyst	15% CR _{0.3-0.5} +10% AK	0.3-0.5 mm	10 %
50/70 + 15% CR 0.3-0.5 + 2.5% of activ. catalyst	15% CR _{0.3-0.5} + 2.5% AK	0.3-0.5 mm	2.5 %
50/70 + 15% CR K1	15% CR _k	0.3-0.8 mm	-
50/70 + 15% CR K1 + 10% of activating catalyst	15% CR _k +10% AK	0.3-0.8 mm	10 %
50/70 + 15% CR K1 + 5% of a activating catalyst	15% CR _k +5% AK	0.3-0.8 mm	5 %
50/70 + 15% CR K1 + 2.5% of activating catalyst	15% CR _k + 2.5% AK	0.3-0.8 mm	2.5 %
50/70 + 10% CR K1 + 2.5% of activating catalyst	10% CR _k + 2.5% AK	0.3-0.8 mm	2.5 %
50/70 + 15% CR (ARP 0.0-0.8mm) + 10% of activating catalyst	15% CR _{0.0-0.8} + 10% AK	0.0-0.8 mm	10 %
50/70 + 15% CR (ARP 0.5-0.8mm) + 10% of activating catalyst	15% CR _{0.5-0.8} + 10% AK	0.5-0.8 mm	10 %
50/70 + 15% CR (ARP 0.0-0.8mm) with activating catalyst	15% ARP5AK _{0.0-0.8}	0.0-0.8 mm	5 %
50/70 + 10% CR (ARP 0.0-0.8mm) with activating catalyst	10% ARP5AK _{0.0-0.8}	0.0-0.8 mm	5 %
70/100 +15% CR K1 + 1% PPA	70/100 + 15% CR _k + PPA	0.3-0.8 mm	1 % PPA

As a basic bituminous binder typical paving grade bitumen 50/70 was selected. For this bitumen the harmonized European standard CSN EN 12591 specifies softening point range 46-54 °C and penetration range 50-70 dmm. From the perspective of the latter characteristic the used binder slightly exceeds the required range and it should rather be considered as a harder type of bitumen 70/100. Nevertheless, with respect to the resulting behavior of the bitumen in the pavement slightly higher penetration of 50/70 bitumen might have rather positive impact especially if the phenomenon of bitumen ageing is considered. Based on these basic criteria the approximate impact assessment of used combination with pulverized rubber (activated rubber powder – ARP) and selected chemical additive on the bitumen characteristics can be done. Comparison can be further done according to the requirements defined in the technical specifications of Ministry of Transportation of the Czech Republic (TP 148, 2009), for compacted asphalt mixtures with rubber modified bituminous binders. Simultaneously it is possible for sake of additional comparison use e.g. the requirements which are given in German technical specifications for standardized RmB (CRmB) binders (Technische Lieferbedingungen für Gummimodifizierte Bitumen, 2010). In such a case the most suitable type seems to be the bitumen RmB 20/60-55. For these binders following parameters are defined (Table 2).



Table 2. Required values of German and Czech specifications for CRMB binders

Characteristic	Unit	TP 148	RmB 20/60-55
Penetration @25°C	dmm	25-75	20-60
Softening point (ring&ball)	°C	> 55	> 55
Elastic recovery @25°C	%	-	> 50
Complex shear modulus G* @ 60°C, 1.59 Hz, PP25, 2mm gap	Pa	-	≥ 7.000
Phase angle δ @ 60°C, 1.59 Hz, PP25, 2mm gap	°	-	< 75
Dynamic viscosity @ 150 °C	Pa.s	0.5-1.0	-

4. Test methods applied

Standard empirical testing and selected functional characteristics test methods were used to assess the bitumen performance within the evaluation of the impact of the activated rubber powder in combination with new type of activating and stabilizing catalyst, which was added to the rubber-bitumen composite with the aim to get mainly a homogeneous and storage-stable product.

Table 3. Test methods applied

	Test method	Standard
Empirical testing	softening point determination by means of the ring and ball method	EN 1427
	determination of needle penetration at 25 °C	EN 1426
	determination of elastic recovery at 25 °C	EN 13398
	storage stability test; 72±1 h and temperature of 180 °C	EN 13399
Functional testing	determination of the complex shear modulus G* and phase angle δ at 60 °C	EN 14770
	multiple stress creep and recovery test (MSCR)	EN 16659
	dynamic viscosity determination	EN 13302

5. Summary of test results

5.1 Empirical characteristics

Table 4 summarizes empirical test results. The required value of penetration for rubber-modified binders according to TP is prescribed by the range of 25 to 75 dmm. All versions of experimentally designed CRMB binders with various combinations of chemical catalyst quantity and with different particle size of the applied rubber fall within such range. If we compare the test results to the German specifications where the penetration range is narrower (20 to 60 dmm), the outcome remains unchanged.

The penetration values are rather well-balanced; the lowest values are achieved by the binder with the finest pulverized rubber and the lowest concentration of the activating catalyst at the same time. It was found partly strange, that the highest value was demonstrated by the binder with the same quantity of the chemical catalyst; however, 10 % of pulverized rubber of size 0.0-0.8 mm was applied. On the other hand, this is far from surprising if we take into account the fact that the presence of rubber in the binder always hinders penetration and such decrease increases with the quantity applied. From the point of view of the quantities of applied activating catalyst, no clear dependence has been observed.

In the case of the softening point, the presence of pulverized or mechanically ground rubber results in a higher value of this characteristic; in comparison to the input bitumen, the increase may amount up to 15 °C. No clear relationship between the quantity of the activating catalyst and the softening point has been



observed in this case, either. To a certain point, this is reflected in the penetration index value; rubber with the same particle size, identical quantity and differing concentrations of the activating catalyst has no impact on the penetration index. The impact of activated pulverized rubber particle size on the softening point was observed with the application of 10 % activating catalyst. This is also reflected in the penetration index which clearly shows that the use of rubber with narrow fraction, 0.5-0.8 mm, with the same concentration of the activating catalyst, results in a slight decrease of penetration index which is linked to an expected slight worsening of bitumen thermal susceptibility. Generally, when compared to the input binder, the application of activated pulverized rubber shows improved penetration index in the sense of increased binder stiffness and, therefore improved resistance to deformation can be expected.

Table 4. Results of basic empirical bitumen tests

Bituminous binder	Penetration [0,1 mm]	Softening point R&B [°C]	Penetration index [-]	Elastic recovery [%]	Storage stability [°C]
50/70	71.2	47.5	-1.0	4.6	-
15% CR _{0.3-0.5} +10% AK	44.4	60.2	0.8	39.1	5.8
15% CR _{0.3-0.5} + 2.5% AK	36.3	61.7	0.6	33.6	-10.7
15% CR _K	41.0	63.1	1.1	35.1	-8.4
15% CR _K +10% AK	44.8	60.2	0.8	42.8	2.7
15% CR _K +5% AK	46.2	60.0	0.8	41.8	1.6
15% CR _K + 2.5% AK	42.2	62.3	1.1	46.0	-12.5
10% CR _K + 2.5% AK	49.6	55.7	0.1	31.0	-
15% CR _{0.0-0.8} + 10% AK	43.0	61.5	0.9	47.6	-12.0
15% CR _{0.5-0.8} + 10% AK	42.4	58.9	0.4	39.6	-1.5
15% ARP5AK _{0.0-0.8}	40.2	63.6	1.2	48.6	0.2
10% ARP5AK _{0.0-0.8}	45.1	58.9	0.5	37.1	8.5
70/100 + 15% CR _K + PPA	40.0	60.9	0.7	38.6	2.7

In the assessment of elastic recovery of modified binders, we must primarily note that none of the CRMBs reached the 50 % minimum value adopted by the preliminary specifications, currently implemented in Germany. From the perspective of general findings, the value is in our opinion rather overestimated in the German specifications; it is usually only achievable if a small quantity of elastomers is also added to the bitumen-rubber composite. Obviously, the value is influenced more by the rubber granularity; none of the narrow rubber grading results in higher elastic recovery values; contrastingly, particle sizes from 0.0 mm to 0.8 mm come closest to the 50 % level. Analogously, no dependence has been clearly identified with the use of various concentrations of the activating catalyst. It is obvious that the application of the same type of crushed rubber and its identical concentration in the bitumen, the lowest elastic recovery is achieved by 5 % of catalyst applied. For the sake of comparison, the aforementioned binder with poly-phosphoric acid instead of the activating catalyst provides hints for thinking that the catalyst is likely to have a slightly better effect on the elastic behaviour of the CRMB composite.

From the perspective of producing the so-called ready-to-use binders (terminal blends), an unquestionably important characteristic is the storage stability of CRMB which at the same time constitutes a weakness of this type of binders. In this regard, several findings have been presented:

- The solution applying merely 2.5 % of activating catalyst does not work.
- The solution where activated rubber powder with a broader range of particle size distribution or with very finely pulverized rubber up to 0.5 mm does not work.



- On the contrary, the application of up to 10 % of activating catalyst seems to work very well; CRMB composite with the catalyst replaced by poly-phosphoric acid had very good results in this regard as well. The results so far suggest that versions of storage-stable binder do exist indeed.
- The comparison of a binder version with activating catalyst added during the pulverization process or separately during CRMB preparation presented no difference in the ultimate characteristics. It has only been demonstrated that the application of 5 % activating catalyst and a combination of such adjusted ground rubber with additives, 10 % of which is added to the bituminous binder, does not deliver a storage-stable (homogeneous) product.

5.2 Dynamic viscosity

The viscosity testing is mainly used for determining the ideal temperature range, either for storage, pumping, transport, mixing or asphalt mix compaction. The target temperature was specified to be the binder temperature at which the dynamic viscosity at 6.8 s^{-1} (20 rpm) is $0.17 \pm 0.02 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ for mixing and $0.28 \pm 0.03 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ for compacting (Asphalt Institute, 1962). These values have been verified by in-situ practice and are a good fit for neat bituminous binders but have proven to be usually non-realistic for modified bitumen as they result in too high temperatures, causing binder degradation, excessive energy use and possibly dangerous volatile emissions. This might be valid for CRMBs as well. Activation energy, yield stress, and high- or low-shear rate viscosity testing methods were proposed to resolve this issue with the final finding that the dynamic viscosity temperatures resulting in the above mentioned viscosities should be reduced by 14-25 °C (Hensley, Parmer, 1998; Bahia et al. 2006).

Viscosity was determined both for specific temperatures and selected shear rate, and in the form of flow curves for broader thermal ranges. Dynamic viscosity tests conducted under 20 revolutions per minute (the speed considered by US technical specifications as a baseline value for the processing of bituminous binder in asphalt mixtures) presented best results, when assessing the CRMBs designed, for the option with 10 % of activated pulverized rubber. The result is more than logical.

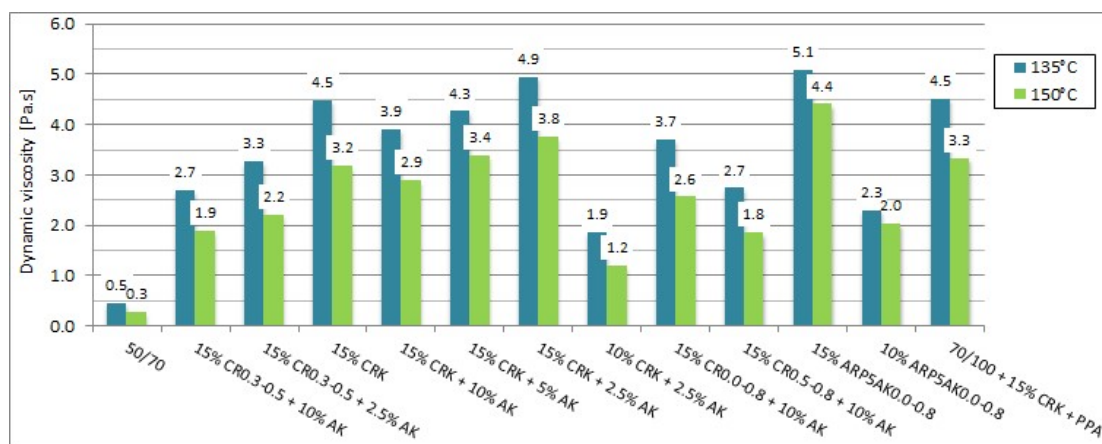


Figure 1. Dynamic viscosity at the shear rate of 6.8 s^{-1} (20 rpm)

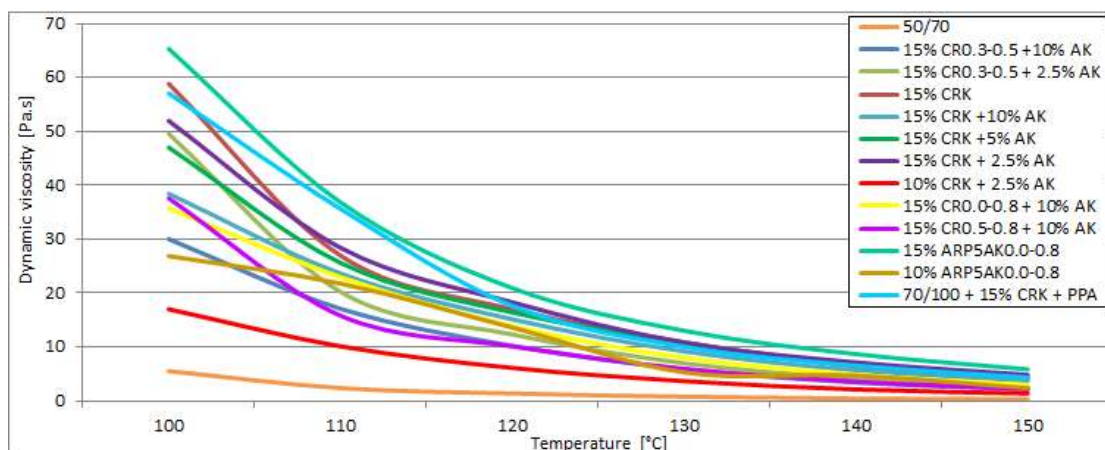


Figure 2. Viscosity curves for temperature interval 100 – 150 °C; shear rate 1.0 s⁻¹

If we focus solely on the options with 15 % pulverized rubber, it is obvious that the narrower granularity results in lower viscosity values (even in the case of activated rubber of particle size 0.5-0.8 mm). At the same time, it is obvious that higher applied concentrations of the activating catalyst reduce the viscosity value by roughly 14 % in comparison to binders without such catalyst. It is also noticeable that the addition of activating catalyst to finely pulverized rubber during the milling process, with subsequent application of the resulting material in bituminous binder, slightly increases the dynamic viscosity value. Contrastingly, we can note that the presence of PPA hasn't any impact on dynamic viscosity; the viscosity values might deteriorate minimally from the point of view of conditions necessary for workability and pumping of hot bitumen. Under 150 °C and with the selected shear rate, none of the binders meets the requirements stipulated by TP 148. Nonetheless, the Technical Conditions do not require any specific shear rate.

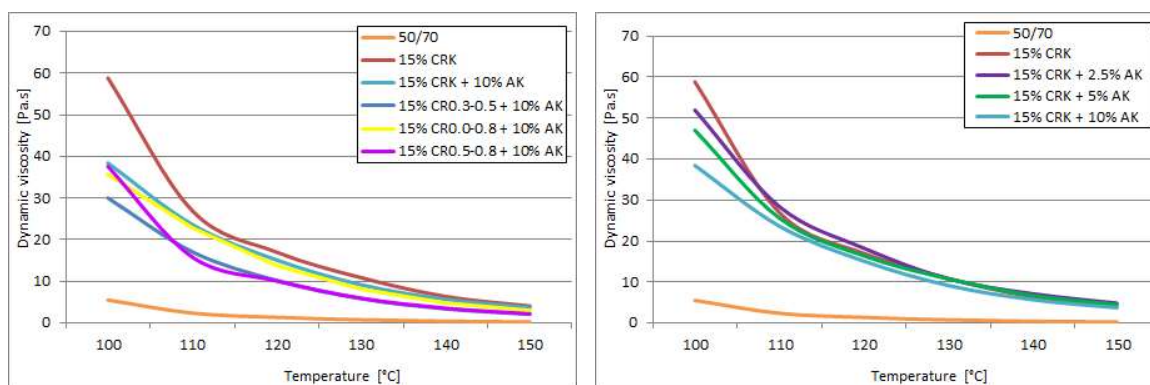


Figure 3. Viscosity curves (a) with different type of pulverized rubber (10 % of activating catalyst) and (b) with different content of activating catalyst; shear rate 1.0 s⁻¹

The above shown results are also confirmed in cases where a different shear rate is selected, or where dynamic viscosity is monitored within a broader thermal range (100-150 °C) – Figures 2 and 3. Even this analysis records the lowest increase of the entire flow curve when 10 % pulverized rubber is applied in combination with the activating catalyst. Subsequently, the best binder is the one with the smallest particle sizes of mechanically activated rubber; basically, this is the expected trend. If we focus on the largest drop in dynamic viscosity depending on shear rate under the selected test temperature, such behaviour is most often



observed in bituminous binders with pure, activated finely pulverized rubber as well as in binder options where 2.5 % activating catalyst was used in such rubber.

5.3 Multiple stress creep and recovery test (MSCR)

The multiple stress creep and recovery test of bituminous binders under various levels of stress applied, currently still a subject of intense expert debates, is presently considered the most appropriate method to verify the deformation characteristics of bituminous binders under high temperatures (Anderson & Bukowski 2011; FHWA 2011). The above applies primarily for polymer-modified bituminous binders (CRMB can be classified in this group, too, although it is not strictly a PMB). The key indicator is the irreversible shear compliance (J_{nr}) determined under the strain of 0.1 kPa and 3.2 kPa and at a selected temperature which, in the case of the bitumen assessments presented in this paper amounted to 60 °C.

Table 5. MSCR test results for assessed CRMB binders

Bituminous binder	0.1kPa			3.2kPa		
	Strain ϵ [-]	Elastic recovery [%]	J_{nr} [kPa ⁻¹]	Strain ϵ [-]	Elastic recovery [%]	J_{nr} [kPa ⁻¹]
50/70	5.73	0.60	5.73	191.02	0.02	5.97
15% CR _{0.3-0.5} +10% AK	0.73	16.41	0.73	27.16	5.96	0.85
15% CR _{0.3-0.5} + 2.5% AK	0.54	17.01	0.54	19.61	7.18	0.61
15% CR _K	0.39	34.83	0.39	19.10	9.46	0.60
15% CR _K +10% AK	0.61	30.35	0.61	28.55	7.90	0.89
15% CR _K +5% AK	0.47	33.53	0.47	23.03	9.22	0.72
15% CR _K + 2.5% AK	0.33	38.98	0.33	17.06	11.84	0.53
10% CR _K + 2.5% AK	0.82	28.03	0.82	43.28	3.27	1.35
15% CR _{0.0-0.8} + 10% AK	0.53	22.16	0.53	23.53	7.34	0.74
15% CR _{0.5-0.8} + 10% AK	0.57	28.11	0.57	26.01	7.22	0.81
15% ARP5AK _{0.0-0.8}	0.29	22.57	0.29	19.17	10.53	0.60
10% ARP5AK _{0.0-0.8}	0.68	28.5	0.68	33.18	5.73	1.04
70/100 + 15% CR _K + PPA	0.47	31.80	0.47	23.01	8.43	0.72

The results show that, in compliance with standard findings, the value of J_{nr} increases with increasing test strain; the difference between modified and non-modified binders is the order of magnitude of the irreversible shear compliance, or elastic recovery achieved. This reflects the effect of improved elastic properties and, therefore, much better response to multiple stress. Generally, we can say that with increasing numbers of stress cycles, irreversible shear compliance increases and, contrastingly, the elastic recovery value follows an opposite trend. In general, it may be noted that from the perspective of deformation behaviour, the J_{nr} is required to be as low as possible while elastic recovery should demonstrate a higher value. In the context of this assumption, it can be noted that those options of bituminous binders perform the best which have no activating catalyst, or the proportion thereof does not exceed 2.5 % catalyst by mass. It is obvious that the J_{nr} value increases with the growing quantity of catalyst. In the case of PPA, the effect is not as distinctive; the results basically correspond with the impact of 5 % by mass of activating catalyst. It is also noticeable that the pulverized rubber quantity affects the irreversible shear compliance value and higher quantities result in improved deformation characteristics. In contrast to that, the granularity of mechanically activated pulverized rubber has no impact from the point of view of MSCR test. Last but not least, attention should also be paid to a comparison of bitumen options with the same type of mechanically activated



pulverized rubber and identical quantities of activating catalyst where the only difference is the timing of catalyst addition – during the high-speed milling or during CRMB production. The results show that adding the activating catalyst during the high-speed milling process partly improves the elastic recovery value as well as J_{nr} . Table 5 summarizes the MSCR test results for both stress levels.

5.3 Oscillation test (frequency sweep test) – determination of complex shear modulus

From the perspective of test set-up and, particularly, of overall evaluation thereof, dynamic oscillation measurements of bituminous binders can be divided into two approaches of the analyses performed most frequently. In the former case, the values of complex shear modulus were assessed for the typical frequency of 1.59 Hz and selected temperature which usually represent higher operation temperature levels. The results achieved are presented in the Table 6. The comparison indicates that:

- The quantity of activated pulverized rubber affects both the complex shear modulus value and the phase shift angle which indicates the degree of bituminous binder elasticity.
- The addition of activating catalyst with increasing proportion in the resulting CRMB reduces the complex shear modulus value – this shows a slightly negative impact on deformation characteristics.
- Better effects of narrower grading of pulverized rubber are noticeable; at the same time, from the perspective of higher stiffness values as expressed by the complex shear modulus, activated rubber with particle size of 0.3-0.5 mm appears to be more effective. In comparison to other results, activated pulverized rubber with particle size of 0.3-0.8 mm appears to be sufficiently well-balanced and demonstrates its advantages in other tests, too. The particle sizes of pulverized rubber should not be underestimated; on the other hand, if good storage stability is achieved, or if elastic recovery test values are fine, it is not necessary to use very narrow particle size grading only. In contrast to some tests mentioned previously, CRMB with added PPA demonstrates very good values of complex shear modulus and phase angle. The well-balanced character of the solution is indicated primarily by resistance to permanent deformation and resistance to fatigue parameters ($G^*/\sin(\delta)$; $G^* \times \sin(\delta)$) as defined in the past by the U.S. SHRP recommendations.

Table 6. Complex shear modulus and phase angle values for T=60°C and f=1.59 Hz

Bituminous binder	G' [kPa]	G'' [kPa]	G^* [kPa]	δ [°]	$G^*/\sin(\delta)$ [kPa]	$G^* \times \sin(\delta)$ [kPa]
50/70	0.2	3.0	3.0	86.5	3.0	3.0
15% CR _{0.3-0.5} +10% AK	4.1	12.1	12.8	71.5	13.4	12.1
15% CR _{0.3-0.5} + 2.5% AK	5.3	14.8	15.7	70.3	16.6	14.7
15% CR _K	4.8	13.7	14.6	70.5	15.4	13.7
15% CR _K +10% AK	3.8	11.0	11.6	70.8	12.2	10.9
15% CR _K +5% AK	4.1	11.5	12.2	70.5	12.9	11.5
15% CR _K + 2.5% AK	5.4	13.6	14.6	68.4	15.6	13.5
10% CR _K + 2.5% AK	1.8	7.6	7.8	76.9	8.0	7.6
15% CR _{0.0-0.8} + 10% AK	4.9	12.7	13.6	68.8	14.6	12.7
15% CR _{0.5-0.8} + 10% AK	3.4	10.6	11.1	72.3	11.6	10.6
15% ARP5AK _{0.0-0.8}	3.1	8.7	9.2	70.6	9.8	8.7
10% ARP5AK _{0.0-0.8}	1.3	5.4	5.6	76.1	5.7	5.4
70/100 + 15% CR _K + PPA	4.7	13.0	13.9	70.2	14.7	13.0



Another option for analysing the data from the oscillation test and deformation behaviour of bituminous binders is testing in a defined temperature range of e.g. 20-60 °C with strain frequencies within the interval of 0.1-10 Hz covering different levels of traffic loading. Subsequently, the principle of superposition of temperature and time is applied and all values measured are related to a single reference temperature; in case of the results presented herein, this temperature is 20 °C. This allows proper and comprehensive assessment of the deformation effects of individual binders within really broad frequency ranges, thus permitting interpretation of various impacts of traffic loads and intensities affecting the pavement structure materials. The graphic expression used in this case is called master curve.

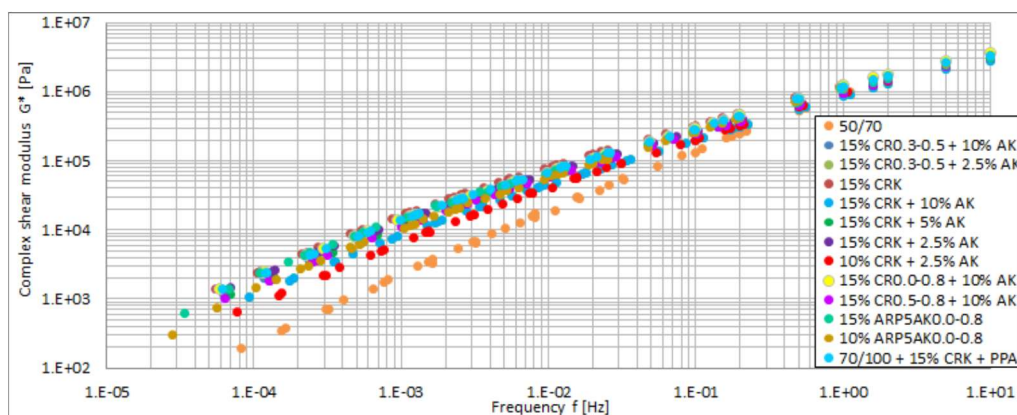


Figure 4. Master curves of complex shear modulus for assessed CRMB binders; ref. temperature 20°C

The master curve for the complex shear modulus allows reading the dependencies of this characteristic on stress frequencies representing various types and states of traffic loading. What might be rather interesting under the selected temperature (20 °C) are lower frequencies, approximately up to the 0.1 Hz level. With frequencies on the 10⁻⁴ Hz level, the differences between some designed and assessed CRMB versions are quite obvious; at the same time, the benefits of higher quantities of the activating catalyst are demonstrated not only by reaching higher values of the complex shear modulus but also with respect to the slightly lower value when the highest frequency is applied. This might indicate a lesser thermal susceptibility of the binder under comparable traffic load impact while the temperature is variable. The information might be significant from the point of view of assessing the effect of annual or even daily fluctuations in air temperature.

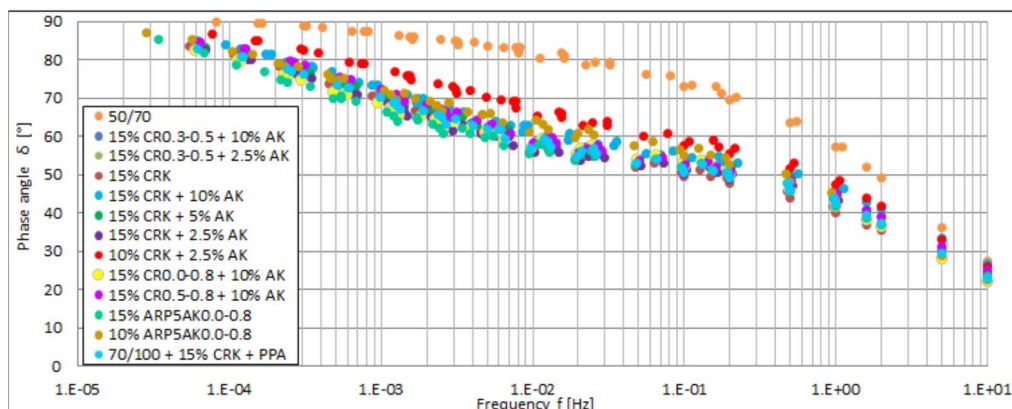


Figure 5. Master curves of phase angle for assessed CRMB binders; ref. temperature 20°C

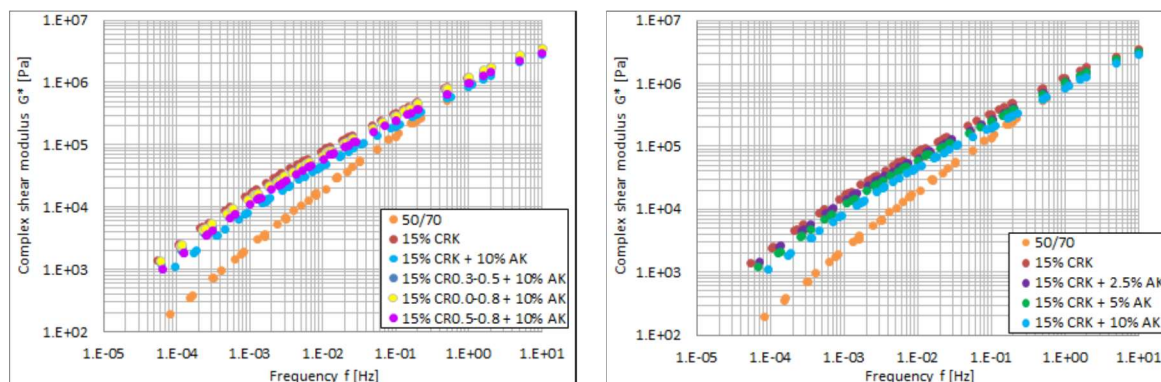


Figure 6. Master curves of complex shear modulus for assessed binders (a) with different grading of activated rubber powder (10 % of activating catalyst) and (b) with different content of activating catalyst

6. Conclusions

Based on the experimental analyses performed, we can note that the new type of activating catalyst has, if appropriate quantity of such additive is used in CRMB binder and if a suitable type of pulverized mechanically activated rubber is used, a positive effect on the resulting characteristics of the modified bitumen. This confirms the often-repeated finding that a higher proportion of activated rubber powder (ARP) in the bitumen improves the deformation characteristics of the material on one hand while, on the other hand, it deteriorates the dynamic viscosity value which, however, is an assumed dependence. Nevertheless, it was not confirmed that in this case and with this combination with the activating catalyst used it would have been impossible to achieve a homogeneous and, therefore, storage-stable product. Quite the contrary, some options of the CRMB binders demonstrated values where the differences in softening points after the storage stability tests did not exceed 3 °C. It was clearly shown that in comparison to a CRMB without the catalyst, the addition of a catalyst improves homogeneity, primarily in cases where 5-10 M% of the agent is added.

Logically, the particle size of pulverized rubber affects the resulting viscosity. We can notice that the application of activating catalyst reduces this value (cf. dynamic viscosity values under 150 °C in CRMB_15% CRK and CRMB_15% CR0.0-0.8 + 10%AK). The results of dynamic tests for determination of deformation behaviour prediction are not quite consistent. While, from the perspective of complex shear modulus, the options with 10 % of activating catalyst added either during rubber pulverization or CRMB preparation score very well, from the perspective of irreversible shear compliance very low values are achieved when just 15 % crushed rubber is used, or when the rubber and activator are mixed during crushing, or when only 2.5 % activating catalyst is applied.

Last but not least, we must mention that from the point of view of application of the activating catalyst as such, both solutions (either during rubber milling or CRMB production) are possible and the resulting binders reach similar scores. This indicates that the choice of 5 % activating catalyst is probably optimal or near-optimal from the perspective of technical and economic aspects. This means that with this quantity of additive, the characteristics of a CRMB-type binder are sufficiently retained while this solution has a slightly better economic scale if compared to the addition of e.g. 10 % activating catalyst. On the other hand, reducing the proportion of the catalyst to 2.5 % is not recommended. In such cases, it is better not to use any activating catalyst at all. From the perspective of the pulverized rubber grading, 0.0-0.8 mm or 0.5-0.8 mm rubber are preferred as the most suitable solutions; best effects are achieved in such cases even from the point of view of homogeneity of the resulting composite.



ACKNOWLEDGEMENTS: *This paper was prepared under the funding scheme of Competence centre program by the Technology Agency of the Czech Republic within the project Centre for effective and sustainable transport infra-structure (CESTI), project no. TE01020168.*

REFERENCES

- Anderson, M., Bukowski, J., (2011) Using the multiple-stress creep-recovery (MSCR) test. North Central asphalt user producer group meeting, Indianapolis.
- Bahia, H.U., Fahim, A. Nam, K., (2006) Prediction of Compaction Temperatures Using Binder Rheology, University of Wisconsin-Madison. Transport Research Circular, NoE-C105, Transport Research Board, Washington, pp. 3-18.
- Hensley, J., Parmer, A. (1998) Establishing hot mix asphalt mixing and compaction temperatures at project level. Asphalt, Vol. 12, No. 2
- Marcant, B., Martin, J.-V. (2009) A New Technology of Rubber Modified Bitumen Meeting Performance and Environmental Requirements. Proceedings of Conference Asfaltové vozovky (2009), Ceske Budejovice.
- Soukupová, L. (2014) "Functional characteristics of bituminous binders with micro-ground rubber and various types of catalysts and chemical additives". Master thesis, CTU in Prague, (in Czech).
- Technische Lieferbedingungen für Gummimodifizierte Bitumen (2010)
- The Asphalt Handbook (1962) Manual series no. 4 (MS-4)
- The multiple stress creep recovery (MSCR) procedure (2011): FHWA-HIF-11-038
- TP 148 (2009) Hutněné asfaltové vrstvy s asfaltem modifikovaným pryžovým granulátem z pneumatik, Předběžné technické podmínky Ministerstva dopravy.
- Valentin, J., Benes, J., Karra'a, G., El-Dajani, N. (2013) Assessment of potential for bituminous binders modified by micro-ground rubber. 17th IRF World Meeting and Exhibition, Riyadh, Saudi Arabia.
- Willis, J. R., Plemons, C., Turner, P., Rodezno, C., Mitchell, T. (2012) Effect of ground tire rubber particle size and grinding method on asphalt binder properties. National center for asphalt technology, Auburn University, Auburn, Alabama.



3.D Uplatnění asfaltového betonu s vyšším obsahem R-materiálu v ložní a obrusné vrstvě na silnici I. třídy

(článek publikovaný v Silnice Mosty, 2018, u opravené podobě potom i v rámci odborné conference “Rozvoj cestnej infraštruktúry pri príležitosti XXIII. seminár Ivana Poliačka s medzinárodnou účasťou”, 2018)

Autorský kolektiv: J. Valentin, P. Mondschein, P. Vacková, M. Belhaj – Fakulta stavební ČVUT v Praze

Úvod

V posledních přibližně pěti letech bylo v ČR realizováno několik zkušebních úseků, jejichž cílem bylo ověřit nové technologické trendy při uplatnění asfaltových směsí se zvýšeným nebo vysokým obsahem asfaltového R-materiálu. Jednotlivé úseky byly realizovány na silnicích II. nebo III. třídy a to ve více krajích České republiky, např. úsek Kaznějov – Mrtník, [1]. Ověřována v rámci těchto úseků byla technologie pěnoasfaltů, využití různých typů rejuvenátorů (látek takzvaně oživujících vlastnosti degradovaného asfaltového pojiva v R-materiálu), nebo kombinace použití nízkoteplotní asfaltové směsi a rejuvenátoru pro docílení vhodného kombinovaného účinku. V neposlední řadě je třeba potom zmínit i zkušební úseky, kde bylo cílem provést základní porovnání mezi systémem s rejuvenátorem a variantou, která využije polymerem modifikované pojivo se zvýšeným podílem elastomeru (tzv. PMB RC pojiva). Zde lze jako první realizovaný a sledovaný úsek uvést průtah obcí Domašov, [2]. Samostatnou kapitolu pak tvořil zkušební úsek na silnici II/227 v úseku Rakovník – Kněžves, kde bylo cílem ověřit využitelnost R-materiálu u asfaltové směsi typu SMA. Tato oblast nadále vzbuzuje v rámci odborné veřejnosti nejednu vášně a zrychlený tep, v budoucnosti nicméně i v tomto případě z mého pohledu je nevyhnutelné, aby v rozumné míře bylo využití vhodného R-materiálu u SMA směsí umožněno. Dosud nám totiž mnohem rychleji rostou zásoby asfaltového recyklátu (znovuzískané asfaltové směsi, abychom ctili terminologii ČSN EN 13108-8), než jsme schopni opětovně využít. Přitom snaha recyklovat a znovu využívat již jednou použité suroviny je jedinou rozumnou volbou, kterou člověk má, pokud chce i dalším generacím zajistit důstojnou úroveň života. V systému s omezenými přírodními zdroji – a takovým systémem naše planeta bez pochyby je – se nelze chovat jako v systému, kde žádné limity neexistují. Opomenout v celém výčtu nelze ani případ, kdy dokonce došlo k ověření použití asfaltového betonu se 70-80 % R-materiálu v konstrukci železničního spodku [3]. Tedy nejen vozovky mohou být potenciálním místem pro opětovné využití a recyklaci staré asfaltové vozovky, ale možnosti se ověřují i v dalších segmentech dopravního stavitelství.

Co nám dosud chybělo, byly monitorované poznatky se skutečnou výkonností asfaltových směsí, kde se aplikuje více jak 30 % R-materiálu a tyto směsi se současně uplatní v krytovém souvrství na silnici I. třídy nebo na dálnici. V případě dálničních vozovek by připadalo v úvahu, že se můžeme setkat s asfaltovou směsí typu VMT, kde se využilo až 30 % R-materiálu. Nicméně používání VMT směsí se v uplynulých letech orientovalo především do podkladních vrstev a navíc hranice 30 % R-materiálu je pro asfaltové směsi s vysokým modulem tuhosti zatím limitní. Díky tomu tedy dosud nebylo možné sledovat a hodnotit, jak se vozovka třídy dopravního zatížení S, I nebo II bude chovat, pokud se v obrusné a ložní vrstvě uplatní alespoň 30 % R-materiálu. Nemáme tedy zatím potřebné informace, které by nám umožnily v širší míře požadovat opětovné využívání R-materiálu v odpovídajících směsích a současně by nám poskytovaly potřebnou technickou informaci, jak se takové vozovky v porovnání k tradičním konstrukcím a asfaltovým směsím chovají: Stejně? S rizikem rychlejší degradace? Nebo naopak přinášejí neočekávané přínosy v podobě lepší provozní výkonnosti a trvanlivosti?

Na přelomu let 2016 a 2017 byla ve spolupráci ŘSD ČR a ČVUT v Praze formulován výchozí představa a byl identifikován vhodný úsek, který měl dostatečně dlouhou homogenní délku, aby umožnil vedle sebe umístit referenční úsek a alespoň dva úseky s uplatněním R-materiálu. Důležitá při tom byla i další myšlenka, která



předpokládala provedení selektivního frézování obrusné a ložní vrstvy s uplatněním získaného materiálu (po přetřídění a předrcení) zpět do asfaltové směsi určené pro jednotlivé konstrukční vrstvy. S ohledem k rozpracované přípravě opravy silnice I/61 mezi dálnicí D7 (exit Buštěhrad, Lidice) a začátkem města Kladno byl vyčleněn přibližně 1,2 km dlouhý úsek pro ověření použití až 50 % R-materiálu v konstrukci krytového souvrství vozovky. Pro tento úsek bylo zpracováno variantní technické řešení se změněnými požadavky na složení asfaltové směsi. Celý záměr byl předložen Státnímu fondu dopravní infrastruktury v rámci programu Nové technologie. Zde později získal potřebnou podporu. Počátkem roku 2018 následně byl vybrán zhotovitel pro celou první etapu mezi obcí Lidice a začátkem města Kladno. Tato etapa byla rozdělena na několik stavebních objektů, přičemž ve staničení km 3,820 – km 5,000 byl umístěn vlastní zkušební úsek rozdělený na dvě části. Zhotovitelem celé této etapy bylo sdružení stavebních společností Froněk s.r.o., Pozemní komunikace Bohemia, a.s. a Swietelsky stavební s.r.o. s realizací v období 04-07/2018. Provedení vlastního zkušebního úseku dostala na starost první z uvedených stavebních firem.

Několik informací k vlastnímu úseku

Ředitelství silnic a dálnic jako příslušný správce dlouhodobě připravovalo opravu silnice I/61 v úseku mezi mimoúrovňovou křižovatkou s dálnicí D7 (exit 7) a stykovou křižovatkou se silnicí III/0066 (směr Hřebeč). Celková délka úseku je 5,0 km, přičemž pro účely vlastní opravy byl úsek rozdělen na dvě etapy s předělem ve staničení km 2,100. V roce 2018 byla pro realizaci opravy naplánována etapa mezi km 2,100 a km 5,000. Jak bylo uvedeno výše, tak tato etapa byla rozdělena na tři dílčí podetapy, kdy v úseku přibližně prvních 700 m byla provedena výměna krytového souvrství s uplatněním obrusné vrstvy se sníženou hlučností (BBTM 8 NH s pojivem CRmB). Zde se v rámci realizace uplatnilo jedno z inovativních technologických řešení, kdy se CRmB pojivo pro vylepšení charakteristik zpracovatelnosti kombinovalo s uplatněním syntetického vosku. V úseku přibližně km 2,800 až km 3,100 byla provedena celková rekonstrukce, včetně zbudování nové okružní křižovatky napojující obec Buštěhrad a průmyslovou zónu Dříň. Poslední část této etapy zahrnovala vlastní zkušební úsek a provedena byla výměna krytového souvrství.

Selektivní frézování

V rámci prvotních stavebních prací bylo v souladu se zadávací dokumentací provedeno selektivní frézování obrusné a ložní vrstvy. Jak se později ukázalo, materiál tzv. ložní vrstvy byla ve skutečnosti z větší části starší obrusná vrstva, která byla v minulosti překryta novou obrusnou vrstvou. Tato skutečnost je do jisté míry potvrzena i dříve zpracovaným diagnostickým průzkumem, ze kterého vyplynulo, že v řadě míst s provedenými zkušebními vývrty byla v ložní vrstvě nalezena asfaltová směs OKS, která se svými parametry (podle provedeného zrnitostního rozboru) podobala asfaltovému betonu se maximálním zrnem 11 mm. Tato skutečnost vedla při laboratorním návrhu nové směsi ke zjištění, že použití tohoto materiálu do asfaltového betonu ACL 22S se 40 % nebo 50 % R-materiálu není možné. Proto bylo nutné přistoupit k změně, kdy pro obrusnou vrstvu zkušebního úseku bylo možné využít jako R-materiál znovuzískanou asfaltovou směs z provedeného frézování, v ložní vrstvě však bylo nutné použít na obalově dostupný R-materiál označený 16 RA 0/11. Selektivní frézování tak v tomto případě sice bylo znovu ověřeno, nicméně z praktického hlediska nevedlo k plné využitelnosti R-materiálu z původní konstrukce vozovky. Tento poznatek je důležitým hlediskem, na který bude nutné vždy při diagnostických průzkumech a následné volbě či požadavku na použité materiály pamatovat.

Souhrnně lze potom konstatovat (i ve vazbě na uvedené poznatky), že selektivní frézování má smysl, nicméně pouze tehdy, pokud je reálné frézovaný materiál v podobě rozdělení na znovuzískanou asfaltovou směs z obrusné a ložní vrstvy opětovně využít pro nové asfaltové směsi těchto konstrukčních vrstev. Je přitom



velmi důležité, aby první informaci tohoto typu poskytl již diagnostický průzkum. Druhým aspektem je samozřejmě i skutečnost, že selektivní frézování zejména obrusných vrstev asfaltové vozovky má smysl, pokud je stávající povrch materiálově v rozumné míře homogenní, tedy pokud se na něm nevyskytují různé lokální opravy či výměny obrusné vrstvy s použitím různých typů materiálů. Zde je nutné vést diskusi, co představuje hranici pro tuto „rozumnou“ míru.

Návrhy asfaltových směsí

Návrh asfaltových směsí zkušebního úseku provedla Fakulta stavební ČVUT v Praze. Pro obrusnou vrstvu a směs ACO 11S byly zpracovány dva laboratorně optimalizované návrhy s využitím R-materiálu klasifikovaného jako 11 RA 0/11mm v množství 30 % asfaltové směsi. Vlastní R-materiál pocházel z původní obrusné vrstvy silnice I/61. První varianta obsahovala asfaltové pojivo PMB 45/80-65 a rejuvenátor REJU182. Druhá varianta obsahovala asfaltové pojivo PMB 45/80-50 RC. Jedná se o typ asfaltového pojiva, které je více jak 10 let prakticky používáno a dostatečně ověřeno z hlediska stejného účelu použití v Německu, kde jej vyrábí a na trh dodává hned několik výrobců. Oproti standardnímu PMB pojivu se vyznačuje zvýšeným obsahem elastomeru, který má zajistit dostatečné pružné vlastnosti nejen vlastního pojiva, ale i pojiva, které získáme po smísení s degradovaným asfaltem v R-materiálu. Tato vlastnost se jednoduše deklaruje hodnotou vratné duktility. S ohledem k probíhající diskusi nad začleněním PMB RC pojiv do normy ČSN 65 7222-1 a to včetně zmíněné charakteristiky vratné duktility a její minimální požadované míry nemohl být použitý asfalt deklarovaný podle české normy.

Pro ložní vrstvu a směs ACL 22S byly zpracovány čtyři laboratorně optimalizované návrhy s využitím R-materiálu 16 RA 0/11mm v množství 40 % a 50 % asfaltové směsi. Pro vlastní realizaci byly následně vybrány, resp. požadovány, jen varianty dvě. V prvním případě se použilo asfaltové pojivo PMB 25/55-60 a rejuvenátor REJU182, v druhém případě potom byl zvolen modifikovaný asfalt PMB 25/55-55 RC. Jak v případě tohoto modifikovaného pojiva, tak i příbuzného PMB RC pojiva u asfaltové směsi pro obrusnou vrstvu jsou splněny požadavky dle TL Bitumen – StB 07/13, které se uplatní v Německu. V podmínkách ČR dosud zavedení těchto druhů asfaltových pojiv v národní normě bránil nejednotný názor na minimální požadovanou hodnotu bodu měknutí a vratné duktility.

Pro jednotlivé navržené varianty asfaltové směsi bylo použito kamenivo z lomu Sýkořice/Zbečno (spilit) a filer z lokality Velké Hydčice. Použitý rejuvenátor je na bázi složek rostlinných extraktů a minerálních olejů. Jedná se o produkt českého původu, který byl ověřován od roku 2014 v rámci výzkumných aktivit řešených ČVUT v Praze a UniCRE Litvínov. V rámci provedených návrhů asfaltových směsí zkušebního úseku a jejich optimalizací nebyla věnována pozornost podrobnému ověřování vlastností asfaltových pojiv, jelikož toto nebylo předmětem zadání. Navíc jako klíčové se nadále jeví co nejlepší porozumění vlastnostem a užitému chování asfaltové směsi, která vedle použitých asfaltových pojiv či rejuvenátoru obsahuje zvýšené množství R-materiálu. Z tohoto důvodu byly jednotlivé varianty asfaltových směsí podrobeny nejen základním zkouškám (stanovení mezerovitosti, odolnosti proti účinkům vody – ITSR a odolnosti proti trvalé deformaci) ale i dalším charakteristikám (stanovení tuhosti pro 0 °C, 15 °C a 27 °C; stanovení odolnosti proti šíření trhliny na půlválcových zkušebních tělesech při 0 °C a v některých případech při 15 °C; stanovení pevnosti v tahu za ohybu při 0 °C). Uvedené dodatečné zkoušky byly navíc prováděny ve většině případech na nezestárlých zkušebních tělesech i zkušebních tělesech, které v souladu s prEN 12697-52 byly vystaveny simulovanému dlouhodobému stárnutí a to po dobu 5 dní při teplotě 85 °C v sušárně s nucenou cirkulací vzduchu. Jedná se o jednu z možných metod, které norma uvádí a které ČVUT v Praze již více jak 4 roky uplatňuje.

Tabulka 1 shrnuje charakteristiky asfaltové směsi ACO 11S s 30 % R-mat. Obě uvedené asfaltové směsi byly v rámci zkušebního úseku aplikovány, přičemž množství přidávaného asfaltového pojiva bylo na úrovni 4,4



%-hm.; množství celkového pojiva v asfaltové směsi (tedy včetně pojiva obsaženého v R-materiálu) činilo 6,1 %-hm. Z hlediska sledovaných charakteristik jsou obě varianty vzájemně dobře souměřitelné, přičemž se vyznačují velmi dobrou odolností proti účinkům vody a výbornou odolností proti trvalé deformaci, kterou dokládá i vysoký modul tuhosti. Na druhé straně nelze z hlediska charakteristik posuzujících chování asfaltové směsi v oboru nízkých teplot zaznamenat významnější rozdíl mezi oběma variantami.

Pro doplnění dodáváme, že charakteristika $ITSR_{AASHTO}$ představuje parametr odolnosti proti účinkům vody stanovený podle modifikovaného postupu uváděného v americké normě AASHTO T283, kdy odlišně od evropské normy je aplikován mrazový cyklus po dobu min. 16 hodin a následně uložení zkušebních těles ve vodní lázni o teplotě 60 °C po dobu 24 hodin. Obecně se má za to, že tento přístup kondicionování zkušebního tělesa je namáhavější než evropský v důsledku kombinace účinku chladu a vyšší teploty vody.

Tabulka 1: Charakteristiky asfaltové směsi ACO 11S s 30 % R-materiálu

Asfaltová směs		ACO 11S s 30 % R-mat.	
Pojivo		PMB 45-80/65	PMB 45/80-50 RC
Rejuvenátor		REJU182	---
Mezerovitost	%-obj.	3,8	3,9
Odolnost proti trvalé deformaci			
PRD _{AIR}	%	2,4	2,3
WTS _{AIR}	mm/10 ³ c.	0,041	0,021
ITS suchá (MPa)	MPa	1,93	2,21
ITSR _{ČSN EN}	%	86,9	87,8
ITSR _{AASHTO}	%	90,0	82,3
Modul tuhosti IT-CY @15°C	MPa	9 753	9 819
Lomová houževnatost K _{ic,i} @0°C	N/mm ^{3/2}	49,4	50,1
Lomová energie			
do max. síly	J	2,3	2,1
celková	J	3,3	2,8
Pevnost v tahu za ohybu @ 0°C	MPa	5,0	6,1
Deformační energie zkoušky pevnosti v tahu za ohybu (do max. síly)	J	1,5	1,5

Tabulka 2: Charakteristiky asfaltové směsi ACL 22S s 40-50 % R-materiálu

Asfaltová směs		ACL 22S s 40 % R-mat.		ACL 22S s 50% R-mat.	
Pojivo		PMB 25-55/60	PMB 25/55-55 RC	PMB 25-55/60	PMB 25/55-55 RC
Rejuvenátor		REJU182	---	REJU182	---
Mezerovitost	%-obj.	5,0	4,9	5,0	5,2
Odolnost proti trvalé deformaci					
PRD _{AIR}	%	2,1	1,8	1,9	1,4
WTS _{AIR}	mm/10 ³ c.	0,022	0,019	0,018	0,010
ITS suchá (MPa)	MPa	2,44	2,28	2,18	2,73
ITSR _{ČSN EN}	%	87,0	90,6	89,8	86,3
ITSR _{AASHTO}	%	78,5	88,0	81,5	79,3
Modul tuhosti IT-CY @15°C	MPa	10 701	10 360	10 249	12 446
Lomová houževnatost K _{ic,i} @0°C	N/mm ^{3/2}	51,1	51,4	51,9	50,6



Lomová energie do max. síly	J	2,4	2,9	3,0	2,5
celková	J	3,1	4,1	4,8	3,3
Pevnost v tahu za ohybu @ 0°C	MPa	8,7	9,7	8,9	10,3
Deformační energie zkoušky pevnosti v tahu za ohybu (do max. síly)	J	1,7	1,7	1,8	2,2

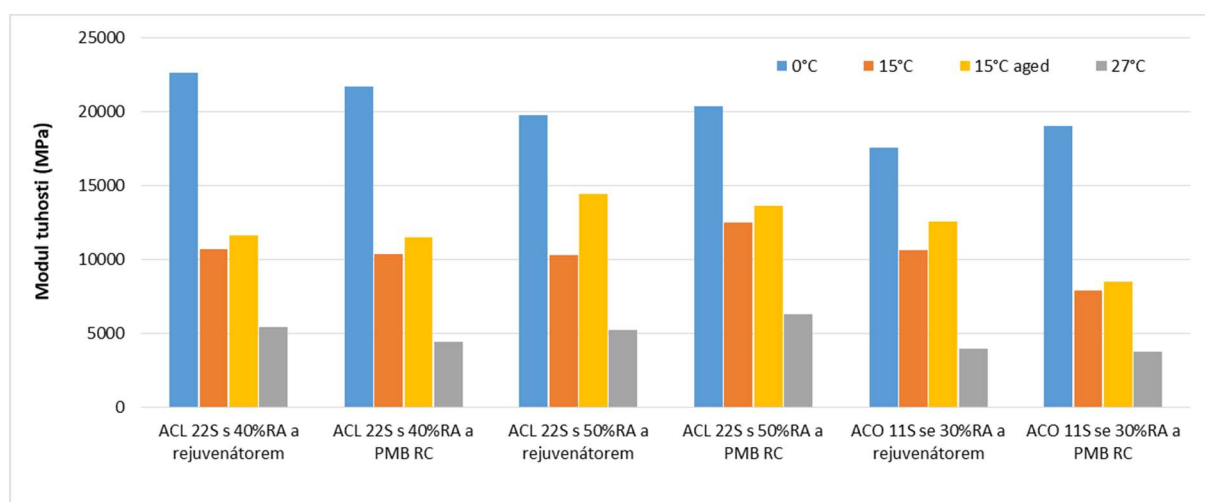
V neposlední řadě uvádíme u upřesnění k charakteristikám deformační (lomové) energie. V případě zkoušky odolnosti proti šíření trhliny, kde klíčovým parametrem dle ČSN EN 12697-44 je lomová houževnatost (kritická hodnota), se v důsledku více jak pětiletého sledování této vlastnosti na ČVUT v Praze ukazuje, že tato charakteristika sama o sobě pravděpodobně neumožňuje dostatečně odlišit asfaltové směsi různé kvality. Proto je při hodnocení zkoušky analogicky ke zkoušce silové duktility prováděné u asfaltových pojiv i zde zvolen přístup, kdy se z pracovního diagramu síly a deformace stanovuje lomová energie a to jak do dosažení maximální síly (tedy okamžik iniciace trhliny), tak i celková energie, která vyjadřuje stav odpovídající celkové propagaci trhliny zkušebním tělesem (tedy zahrnuje odtěžovací větev pracovního diagramu). Dle našeho názoru by energetická charakteristika měla být vhodnější pro rozlišení méně nebo naopak více kvalitní asfaltové směsi. Identický přístup je pak zvolen v případě zkoušky stanovení pevnosti v tahu za ohybu. Ta je provedena v souladu s TP 151, Příloha 2 a je opět doplněna o výpočet energie, která je potřebná pro dosažení maximální síly v tahu za ohybu.

U variant asfaltové směsi ACL 22S, v případě varianty s rejuvenátory, vycházelo optimální množství pojiva na úrovni 4,5 %-hm. Přidávané množství čerstvého asfaltového pojiva bylo 2,5 %-hm v případě varianty se 40 % R-materiálu a 2,3 %-hm. pojiva v případě varianty s 50 % R-materiálu. Pro varianty s PMB 25/55-55 RC byly tyto hodnoty o 0,1 %-hm. vyšší.

Vliv množství R-materiálu se projevil především v oblasti deformačních charakteristik, kdy bylo dosaženo velmi dobré odolnosti proti trvalé deformaci a vysokých hodnot modulů tuhosti. Tyto charakteristiky téměř ve všech případech rostly při vyšším množství R-materiálu. Uvedenou skutečnost přitom bylo možné předpokládat s ohledem k charakteru materiálu, který substituuje asfaltové pojivo a kamenivo. Samozřejmě takový poznatek oprávněně může vést k obavě spojené s vyšší křehkostí asfaltové směsi. Použijeme-li jedno ze dvou existujících kritérií, které v ČR uplatňujeme pro chování asfaltové směsi v oboru nízkých teplot (pevnost v tahu za ohybu při teplotě ≤ 0 °C) a to pouze v případě směsí typu VMT, potom minimální mez stanovená v TP 151 hodnotou 6 MPa byla splněna u všech sledovaných asfaltových směsí. Varianty s 50 % R-materiálu vykázaly dokonce vyšší hodnotu pevnosti v tahu za ohybu než varianty se 40 % R-materiálu. Tuto skutečnost podporuje i dopočítaná deformační energie k této zkoušce, která zjednodušeně znamená, že pro porušení trámečkového zkušebního tělesa je potřeba větší množství energie. Samozřejmě, aby bylo možné tvrdit, zda je taková směs z hlediska chování při nízkých teplotách méně náchylná na porušení křehkým lomem, musela by být provedena minimálně i zkouška relaxace, ideálně by potom bylo vhodné se zabývat i nalezením kritické teploty při ochlazovací zkoušce TSRST. Souběžně se sledováním pevnosti v tahu za ohybu byla pozornost věnována i alternativní metodě posuzování chování směsi v oboru nízkých teplot – stanovením odolnosti proti šíření trhliny na půlválcových zkušebních tělesech. V tomto případě jsou jednotlivé varianty z hlediska lomové houževnatosti v zásadě identické, čímž se do jisté míry znovu ukazuje, že tato charakteristika pravděpodobně není nejvhodnější pro určení, zda je konkrétní směs více či méně kvalitní. Výpočet lomové energie jsou již odlišnosti jednotlivých variant patrnější. Z výsledků lze usuzovat, že v případě aplikace 40 % R-materiálu v asfaltové směsi typu ACL bude mít řešení s pojivem obsahujícím zvýšený podíl polymeru pravděpodobně lepší dopad na chování asfaltové směsi. Pokud tento poznatek porovnáme s aplikací 50 % R-materiálu, potom nedochází k žádné výraznější změně, je však patrné, že

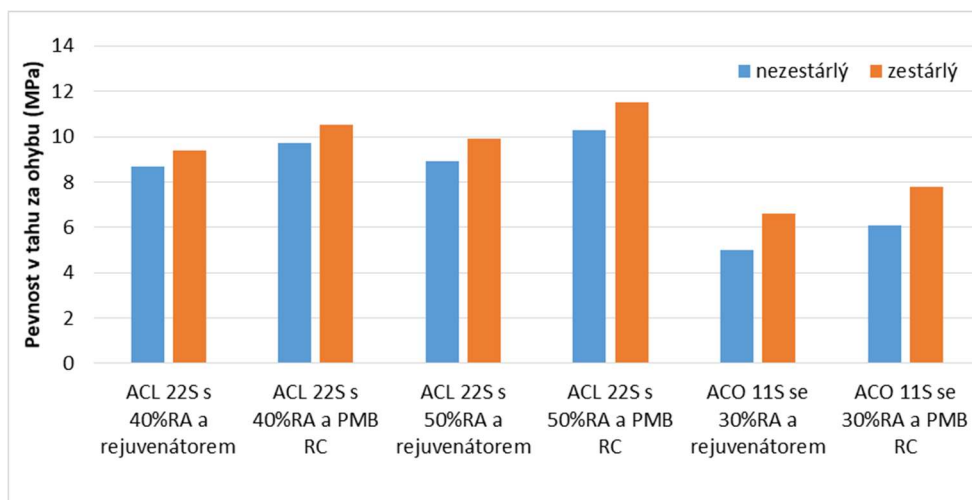
uplatnění PMB RC dosáhne své meze a naopak kombinace běžného PMB pojiva s rejuvenátorem hodnoty lomové energie mírně zvýší. Je však třeba zdůraznit – a to platí pro veškeré zde uváděné výsledky – ačkoli byly voleny vyšší počty zkušebních těles, pořád se jedná pouze o jeden typ asfaltové směsi s jedním typem použitých vstupních složek. Proto by bylo chybné výsledky generalizovat.

Pro doplnění uvedme, že z hlediska trvanlivosti asfaltové směsi všechny varianty dosáhly velmi dobrých hodnot odolnosti proti účinkům vody. V porovnání s asfaltovou směsí typu ACO je u ACL směsi patrnější dopad amerického postupu se zmrazovacím cyklem, kdy se hodnoty ITSR dostávají na hranici požadavků, které běžně uplatňujeme pro ITSR provedeného dle ČSN EN 12697-12. Vyjdeme-li však s dlouhodobého poznatku ČVUT v Praze, dle něhož v průměru rozdíl mezi $ITSR_{\text{ČSN EN}}$ a $ITSR_{\text{AASHTO}}$ je deset procentních bodů, potom jsou zde prezentované výsledky mírně nad tímto průměrem a celkově trvanlivost jistě nemůže být argumentem, který by mohl mířit proti používání R-materiálu.

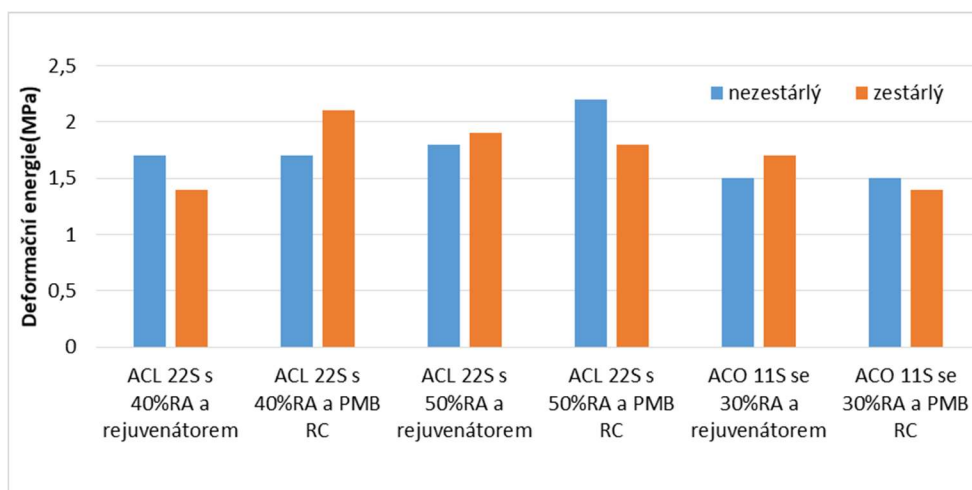


Obrázek 1: Souhrn stanovených modulů tuhosti u jednotlivých variant asfaltových směsí ACO 11S a ACL 22S

Obrázek 1 shrnuje výsledky měření modulu tuhosti a to zkouškou opakovaného namáhání v příčném tahu na válcových zkušebních tělesech (metoda IT-CY, Příloha C normy ČSN EN 12697-26). Jak již bylo uvedeno výše, moduly jsou obecně poměrně vysoké a to zejména u variant ACL 22S, kde by při splnění požadavků na mezerovitost tyto směsi s přehledem splnily požadavky na asfaltovou směs typu VMT (a to nejen z hlediska tuhosti). Pokud bychom spočetli teplotní citlivost, která se jednoduše určí jako poměr tuhosti při nejnižší a nejvyšší teplotě měření, zjistili bychom, že v případě ACL 22S s dvěma úrovněmi R-materiálu je aplikace 50 % R-materiálu méně citlivá na změnu teploty. Druhým aspektem, který se dá odvodit z přiloženého grafu, je index stárnutí. Index stárnutí je jednoduchý ukazatel, se kterým zatím v ČR nijak nepracujeme, který však může jednoduchým a rychlým způsobem indikovat náchylnost na změnu chování v důsledku termooxidativního stárnutí asfaltového pojiva. Pro tento účel jsou již několik let na ČVUT v Praze prováděny simulace stárnutí kondicionováním zkušebních těles nebo volně ložené směsi při zvýšené teplotě po dobu 5-10 dní s nuceným přísunem vzduchu. Z výsledků přitom plyne, že u modulu tuhosti v průměru tuhost při 15 °C stárnutím narůstá o 7-40 %. Tento nezvykle velký interval je v našem případě ovlivněn variantou ACL 22S s 50% R-materiálu a rejuvenátorem. Lze dále konstatovat, že pokud se porovnají jen varianty s PMB RC pojivem, potom zvýšení tuhosti se odehrává ve velmi úzkém intervalu 7-10 %. V širším porovnání s dosud existujícími výsledky se s výjimkou jedné z uvedených směsí zbývající varianty nijak nevymykají asfaltovým směsím bez R-materiálu.



Obrázek 2: Porovnání výsledků pevnosti v příčném tahu pro varianty asfaltových směsí ACO 11S a ACL 22S



Obrázek 3: Porovnání výsledků deformační energie odvozené ze zkoušky pevnosti v tahu za ohybu pro varianty asfaltových směsí ACO 11S a ACL 22S

Pro doplnění lze podobné grafy znázornit i pro pevnost v tahu za ohybu nebo z ní odvozenou charakteristiku deformační energie. Zde je možné si všimnout, že vlivem stárnutí pevnost v tahu za ohybu a v některých případech oproti očekávání i deformační energie narůstají. Tyto změny přitom nejsou nijak dramatické, což je důležité především v případě mírných poklesů deformační energie, která lépe indikuje pravděpodobné oslabení výkonnosti asfaltové směsi v oboru nízkých teplot v oboru nízkých teplot. Proto se domníváme, že tato charakteristika by do budoucna pravděpodobně mohla jak v případě zkoušky pevnosti tahu za ohybu, tak v případě odolnosti proti šíření trhliny lépe pomoci indikovat kvality asfaltové směsi z hlediska kombinovaného účinku stárnutí a nízkých teplot (tedy rizika křehkého lomu a vzniku mrazových trhlin).

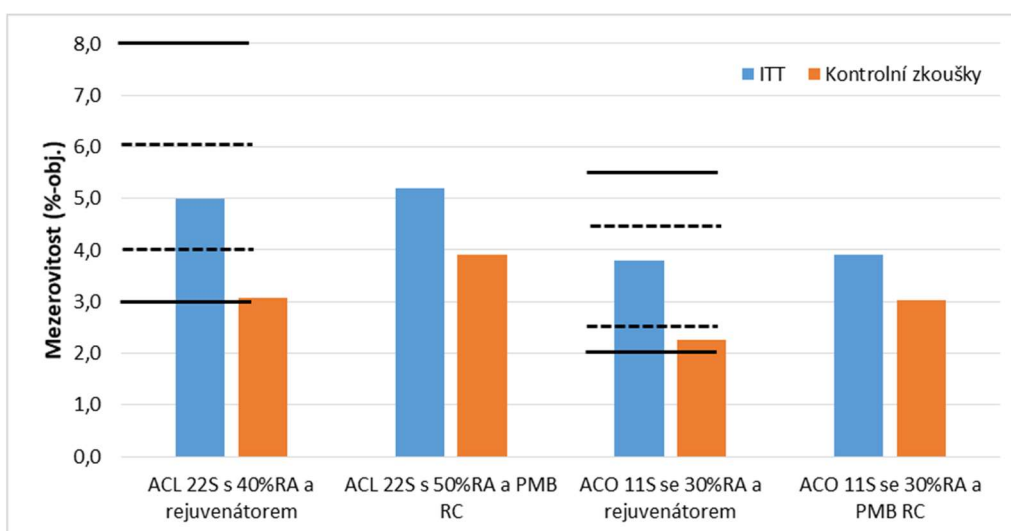
Závěr v poločase

Označení „poločas“ zde volíme zcela záměrně. ČVUT v Praze v rámci celé etapy spoluzajišťovala provedení kontrolních zkoušek realizovaných asfaltových vrstev. Tato skutečnost umožnila jednak doprovázet vlastní pokládku zkušebního úseku a současně získat i potřebné informace a poznatky porovnávající asfaltové směsi navržené v laboratoři s reálně vyrobenými asfaltovými směsmi. Nadále se předpokládá minimálně dvouletý monitoring, přičemž delší období je odvislé od dostupnosti finančních zdrojů. Z pohledu univerzity je



nezbytné podobné úseky sledovat po mnohem delší časové období, nicméně to nelze provádět čistě s láskou k vědě a rozvoji technického poznání. Proto nelze delší období v současnosti garantovat.

Dosud provedené kontrolní zkoušky rozšířené o některé funkční charakteristiky s opatrností potvrzují potenciální přínosy, které vhodné a zejména technicky dobře řízené využití R-materiálu může mít. Na Obrázku 4 je uvedeno porovnání mezerovitostí jednotlivých asfaltových směsí a to včetně mezí, které jsou v národní příloze ČSN EN 13108-1:2008 uvedeny pro počáteční zkoušky typu a pro kontrolní zkoušky. Hodnoty kontrolních zkoušek vycházejí z více provedených odběrů a stanovení, přičemž se opakovaně ukazuje mnohem větší citlivost asfaltových směsí s R-materiálem na kolísání objemových hmotností a tedy i mezerovitosti asfaltové směsi. To považujeme za skutečnost, se kterou vždy budeme muset počítat a která si vyžaduje zvýšenou kontrolu při výrobě, jak se ostatně realizující zhotovitel v uplynulých letech již opakovaně poučil. R-materiál má bezesporu řadu technických předností, má však i svá úskalí. Tím klíčovým je jeho menší či větší heterogenita. Druhým poznatkem, který lze odvodit z výsledků sledování mezerovitosti je zjevně vyšší účinek zhutnění při aplikaci rejuvenátoru. Je možné, že v důsledku naměkčení zestárlého asfaltu v R-materiálu dochází při hutnění k intenzivnějšímu zaklínění jednotlivých zrn směsi, což vede k nižší mezerovitosti v porovnání s variantou uplatnění pojiva PMB RC. Zdůrazňujeme přitom, že toto je naše domněnka, kterou nelze v současnosti podložit relevantními daty.



Obrázek 4: Mezerovitosti použitých asfaltových směsí s R-materiálem (ITT vs. kontrolní zkoušky)

Jako další zkouška (nad rámec kontrolních zkoušek) bylo provedeno stanovení ukazatele ITSR. Podrobně zde výsledky neuvádíme, nicméně lze konstatovat, že asfaltové směsi s R-materiálem z výroby dosahovali hodnoty ITSR v rozmezí 85 % až 91 % a z hlediska trvanlivosti je možné je tedy klasifikovat jako velmi dobré.

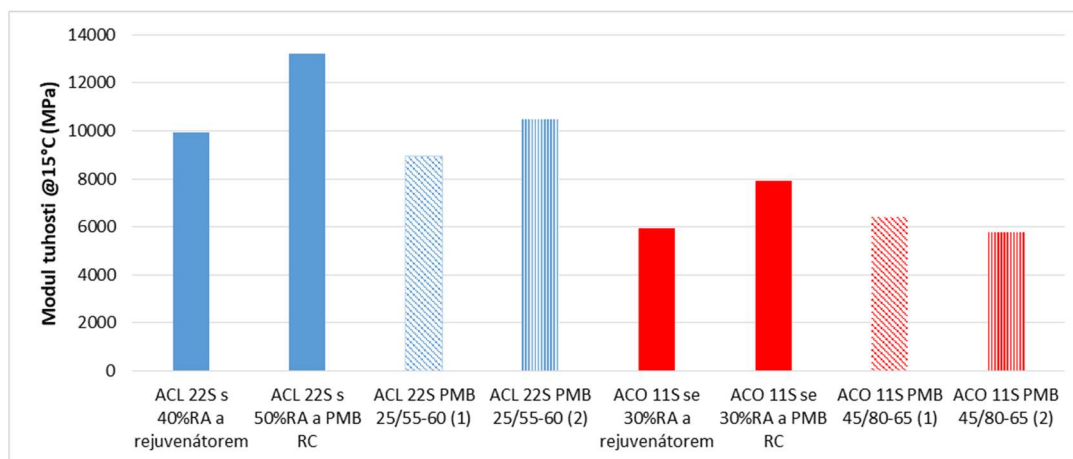
Tabulka 3: Porovnání modulů tuhosti asfaltových směsí z ITT a z kontrolních zkoušek

Asfaltová směs	Modul tuhosti při 15°C (MPa)			Index stárnutí	
	nezestárlý	zestárlý	ITT	kontrolní zkouška	ITT
ACL 22S s 40%RA a rejuvenátorem	9928	12038	10701	1,21	1,08
ACL 22S s 50%RA a PMB RC	13202	---	12446	---	1,09
ACO 11S se 30%RA a rejuvenátorem	5949	5826	10607	0,98	1,18
ACO 11S se 30%RA a PMB RC	7906	---	7909	---	1,07



Z našeho pohledu neméně zajímavé je porovnání tuhostí jednotlivých variant a to nejen vůči původním laboratorním návrhům, ze kterých vzešly počáteční zkoušky typu, ale i v porovnání se směsí ACO 11S a ACL 22S, které v rámci realizované stavby byly použity též a neobsahovaly žádný R-materiál. Porovnání laboratorního návrhu a reálně vyrobené a položené asfaltové směsi uvádí Tabulka 3. V případě dvou asfaltových směsí dosud nebyla veškerá měření dokončena, a proto u nich hodnoty nejsou uvedené. Výsledky neudávají žádný jednoznačný trend, lze toliko konstatovat, že s výjimkou varianty ACO 11S se 30% R-materiálu a použitím rejuvenátoru se tuhost návrhu asfaltové směsi s tuhostí asfaltové směsi z kontrolní zkoušky velice dobře shodují. U zmíněné jedné varianty nemáme pro tak odlišnou hodnotu v tuto chvíli vysvětlení, přičemž jednotlivé hodnoty tuhosti nezestárlé asfaltové směsi jsou vždy průměrem minimálně 6-8 platných měření (zkušebních těles). Pokud porovnáme pro realizované varianty indexy stárnutí, potom výsledky z kontrolních zkoušek indikují větší rozpětí, než tomu bylo u počáteční zkoušky typu, celkově však pořád nárůst tuhosti stárnutím je do 20 % výchozí hodnoty.

Jako zajímavější se tak jeví porovnání variant asfaltových směsí s R-materiálem s variantami, kde žádný R-materiál použit nebyl. Přehledně uvádí výsledky Obrázek 5. Z tohoto obrázku je patrné, že zejména při vyšším dávkování R-materiálu je i přes použití rejuvenátoru nebo PMB RC pojava zvýšena tuhost asfaltové směsi, což může mít v ložní vrstvě své opodstatnění. Skutečným přínosem pak takový poznatek bude, pokud takové směsi na druhé straně nebudou vykazovat zvýšenou náchylnost k mrazovým trhlinám. Současně tyto poznatky musí vést i k odborné diskusi o případném zastropení přípustné tuhosti, jelikož z hlediska životního cyklu nemusí být nutně problémem jen mrazová trhлина, ale i únavová životnost asfaltové směsi. Jistá analogie je patrná i v případě asfaltové směsi s nižším podílem R-materiálu (v našem případě ACO 11S). Zde však zjištěný poznatek spíše může napomoci větší odolnosti proti trvalé deformaci. Co je podstatné, je patrný rozdílný efekt mezi variantou s rejuvenátorem a variantou s pojivem PMB RC.



Obrázek 5: Porovnání tuhosti při 15 °C asfaltových směsí s a bez R-materiálu

Souhrnně lze konstatovat, že koncept využívání R-materiálu v asfaltových směsích přináší některé podnětné poznatky. Současně s tím však bezesporu vyžaduje důslednější technickou pozornost především z hlediska dlouhodobého chování ve vozovce. Co je nad to podstatné, že dosud získané poznatky neukazují, že by využívání R-materiálu zpět do konstrukcí asfaltových vrstev vozovek – a to i pro nejvyšší třídy dopravního zatížení, vedlo k závěru, že tento směr je technicky špatný. Naopak vedle dlouhodobě proklamované environmentální prospěšnosti může mít i technické přínosy (v neposlední řadě pak i ekonomické efekty). Proto je nezbytné mu dát dostatečný prostor a zkušenosti sbírat a rozvíjet.



Tento příspěvek vznikl za podpory výzkumného centra CESTI, projekt TE01020168 Technologické agentury ČR.

Literatura

- [1] Koudelka, T., Varaus, M., Hrbek, K.: Asfaltový beton s vysokým obsahem R-materiálu – zkušenosti ze zkušebního úseku. Sborník Asfaltové vozovky 2017, článek 4.8, Praha, 2017.
- [2] Varaus, M., Koudelka, T.: ACO 11+ PMB 45/80 RC - použití speciálního asfaltového pojiva pro asfaltové směsi s použitím R-materiálu (přůtah obce Domašov). Ověřená technologie, VUT v Brně, 2015.
- [3] Lidmila, M., et al. Ověření konstrukce pražcového podloží s využitím asfaltové směsi se 70 % R-materiálu. Silnice a železnice. Vol. 13(1), s. 109-112. ISSN 1801-822X. Praha, 2018.



3.E Comparison of performance characteristics for asphalt concrete mixtures containing 40 % reclaimed asphalt and different binder solutions

(článek publikovaný v Proceedings of the IV International Conference, Progress of Recycling in the Build Environment”, 2018)

Autorský kolektiv: J. Valentin, P. Vacková, M. Belhaj – Fakulta stavební ČVUT v Praze

Introduction

Over the years, road transportation has made a significant contribution to air pollution and, consequently, to global warming. Therefore, as part of its effort towards solving this complex problem, the asphalt industry strives to find solutions aiming merely to reduce pollutants and to offer sustainable, yet cost-effective products. One of the most important solutions is the use of Reclaimed Asphalt (RA) in the production of new asphalt mixtures. This method has been known for many years and has consistently been helping conserve considerable quantities of virgin material resources, energy, cost and disposal occupation, [1].

The maximum percentage content of RA in asphalt pavements is usually regulated by national standards and technical conditions. There are in general different rules for individual pavement layers as well. Otherwise, the highway community has increasingly reconsidered the environmental and economic benefits of using higher RA contents in asphalt mixtures [2] over the last years. Nevertheless, the augmented amount of RA in asphalt mixtures has shown several problems, such as deterioration in fatigue resistance and thermal induced cracking resistance, partial blending, etc. [3].

In order to overcome the problems cited above, a lot of research work and studies have shown that additives or special bituminous binders, when added to the aged bitumen, allow it to regain its initial properties. In fact, the use of rejuvenators achieves a significant balance in the chemical composition of the aged binder, facilitating a superior softening of the stiffer binder and an increase in resistance to cracking, [4].

Several studies have been presented to evaluate the performance of bituminous binder rejuvenators. Zaumanis et al. reported that the addition of five rejuvenators resulted in increased indirect tensile strength and, therefore, improved low-temperature performance in the mixtures on test, [5]. Shen et al. revealed that the rejuvenator percentage has a significant impact on the properties of bituminous binders. The researchers have agreed that this percentage decreases the rutting resistance parameters while improving the fatigue resistance parameters, [6]. Similarly, the addition of polymer modified bitumen (PMB) as a binder can significantly improve the performance of asphalt mixtures. In fact, studies have shown that PMBs help in increasing the softening point, improving resistance to permanent deformation and moisture resistance, and decreasing fatigue damage, [7].

1. Asphalt mixture variants

This study presents and evaluates AC_{bin} 16 with 40 % RA in 5 different variants. The study covers 4 laboratory asphalt mixture variants containing either rejuvenator or alternative binder solutions and one control asphalt mixture from the mixing plant. The study concerns commonly used bituminous binder, soft bitumen, polymer modified bitumen for mixtures with higher RA content, and a selected rejuvenator. All the mixtures had the same grading curve and identical content of added virgin binder. The recycled material was used in two different fractions – 0/8 mm and 8/16 mm. The finer RA fraction 0/8 mm was added to the ratio of 10 % and the coarser RA fraction 8/16 mm to 30 %. The purpose of using two RA fractions was to gain a better control of the grading curve and bitumen content in the final mix. These two fractions are regularly used by the collaborative asphalt plant.



The bituminous binders applied were: (a) paving grade bitumen 50/70, (b) soft paving grade bitumen 160/220, (c) PMB 25/55-55 RC (special polymer modified binder used in asphalt mixtures with higher RA content), (d) bitumen 50/70 combined with rejuvenator REJU A.

REJU A is an oil-based additive which, according to the manufacturer, should enhance flexibility of the aged binder, reduce its susceptibility to fatigue, improve permanent deformations and restore the self-healing properties of the aged binder. The proper dosage was determined according to laboratory settled nomogram.

The special RC polymer modified binders is a new product developed for asphalt mixtures with high RA content. The binder contains higher amounts of elastomer modifier; on the other hand, the softening point of RC binders is usually not as high as for example in the case of highly modified binders (HiMA). The aged binder in RA usually has a high softening point, so it is not necessary to use high softening point binders.

2. Testing of AC_{bin} asphalt mixtures

The influence of selected variants was evaluated by the following tests:

- **volumetric characteristics** (EN 12697-5, EN 12697-6, EN 12697-8);
- **stiffness** (EN 12697-26, IT-CY method) at test temperature of 0 °C, 15 °C a 27 °C;
- **resistance to permanent deformation** (EN 12697-22) on small test device at 50 °C;
- **flexural strength** determined by three point bending beam test at a test temperature of 0 °C (Czech Technical Specifications TP 151);
- **fracture toughness** determined according to SCB test (EN 12697-44) performed on 100 mm diameter semi-cylindrical specimens with a loading rate of 2.5 mm/min.

2.1 Volumetric characteristics

The volumetric characteristics were compared to the required range in the EN 13108-1 product standard. The standard limit and threshold values for the initial type tests are highlighted for each mixture in Figure 1. The volumetric characteristics were determined on test specimens compacted according to EN 12697-33 at 150 °C (for paving grades) and 160 °C (for PMB RC).

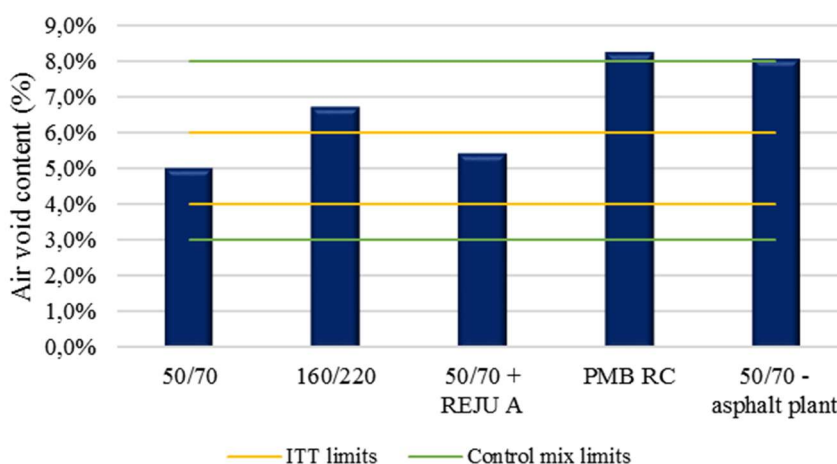


Figure 1: Volumetric characteristics of AC_{bin} 16 asphalt mixture variants

Only two mixtures meet the initial type testing criterion for air voids content. The design of all mixtures was kept the same for the sake of comparing the influence of given “modifications” or improvements by the



additives applied. Some of the mixtures behaved differently from what was expected – the use of softer bitumen (160/220) was expected to decrease the air voids content. This did not happen and, contrastingly, the air voids content increased by almost 2 %. The same phenomenon occurred for the mixture with 70/100 paving grade (which is not presented in this paper). The cause of the increase could be the heterogeneity of the RA. Even though the same RA source was maintained throughout the project, its heterogeneity makes RA an unpredictable material, especially in higher quantities. Both RA fractions were sampled at the mixing plant. The material was crushed, sorted and separately stored there. The material was homogenized repeatedly and then sampled for laboratory testing. Unfortunately, the use of higher RA content can cause inconsistent results, especially in laboratory conditions.

The poor result of PMB RC binder was highly unexpected. The PMB RC binder was expected to improve the workability of the mixture and, therefore, to lower the air void content.

The control mixture from the asphalt plant is on the upper standard limit. We must point out that a slightly different formulate was used due to the mixing plant procedures. During the mixing process, the binder is exposed to increased temperatures (up to 180 °C) and pressures in the mixing plant. The virgin binder is adequately aged (short-time ageing) and the aged binder in RA is partly aged even more. Therefore, the workability of the asphalt mixture decreases.

2.2 Resistance to water and frost susceptibility

The determination of water and frost resistance was performed in accordance with EN 12697-12 and AASHTO T283-3 (modified procedure with respect to test specimen compaction). The U.S. testing method was included to add a freeze cycle to the European procedure. Frost effects are not required either in the Czech Republic or in Europe as a standard.

For each mixture variant, a set of 9 Marshall specimens was compacted according to EN 12697-33 by 2x25 blows by the impact compactor (Marshall hammer). These specimens were divided into three groups where each group was subjected to another conditioning process. The dry specimens were stored dry at room temperature and at normal relative humidity. The specimens marked "EN" were subjected to a saturation procedure according to EN 12697-12, where the specimens were saturated and stored in a water bath at 40 °C for 72 hours. The last set of test specimens marked "AASHTO" was saturated and stored in plastic bags for min. 16 hours in a freezer at -18 °C and then stored in a water bath at 60 °C for 24 hours. The indirect tensile strength test temperature for all of the specimens was 15 °C for at least 4 hours.

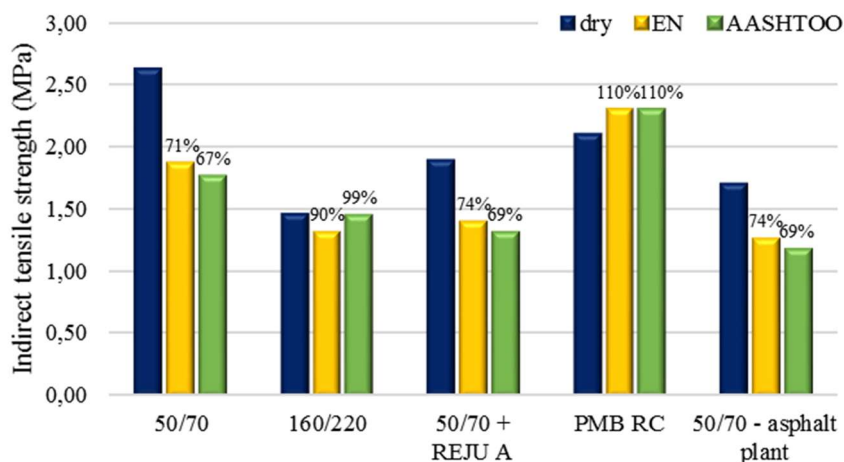


Figure 2: Indirect tensile strength of AC_{bin} 16 asphalt mixture variants



As can be seen from Figure 2, the indirect tensile strength of “dry” specimens decreases if rejuvenator is added or different binders used. It follows the expectations as rejuvenators or soft bituminous binders soften the aged binder in RA and, therefore, lower the strength properties.

The major result of this test is the parameter called ITSR (indirect tensile strength ratio). This ratio shows the water, or frost influence on the specimen properties. The lower the ratio, the more the mixture is susceptible to water and frost damage. We may generalize that the lower the ratio is, the lower the durability of the mixture would be. We can see (captions in Figure 2) that ITSR value improves with the use of different binders or the use of a rejuvenator. The best results are achieved by the mixtures with PMB RC binder. In general, PMB binder improves the properties of asphalt mixtures. Interesting phenomena occurred in case of this mixture. The indirect tensile strength of saturated specimens is higher than that of the reference specimens. It is not possible for water or frost to improve the properties. The results are more likely to have been influenced by the averaging of the values or insufficient tempering of the specimens before the test procedure. Even a 1 °C difference in the temperature can cause a relevant difference in the results.

2.3 Asphalt stiffness

The stiffness modulus was determined on Marshall specimens by IT-CY test method according to EN 12697-26 (non-destructive repeated indirect tensile stress test) at three selected test temperatures: 0 °C, 15 °C and 27 °C, which are common for the Central European region.

The stiffness modules follow a similar trend like ITS – the stiffness of mix with 50/70 paving grade reaches the highest value and the softening of the aged bitumen contained in the reclaimed asphalt (by rejuvenator or soft bitumen) causes the strength properties to fall.

Table 1: Stiffness modulus of AC_{bin} 16 asphalt mixture variants

		0 °C	15 °C	27 °C	Therm. susceptibility
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)
AC _{bin} with 40% RA	50/70	22 158	11 159	4 793	4.6
	160/220	19 018	7 506	1 958	9.7
	50/70 + REJU A	17 474	8 151	2 887	6.1
	PMB 25/55-55 RC	20 705	11 270	5 399	3.8
	50/70 - asphalt plant	18 712	9 795	3 612	5.2

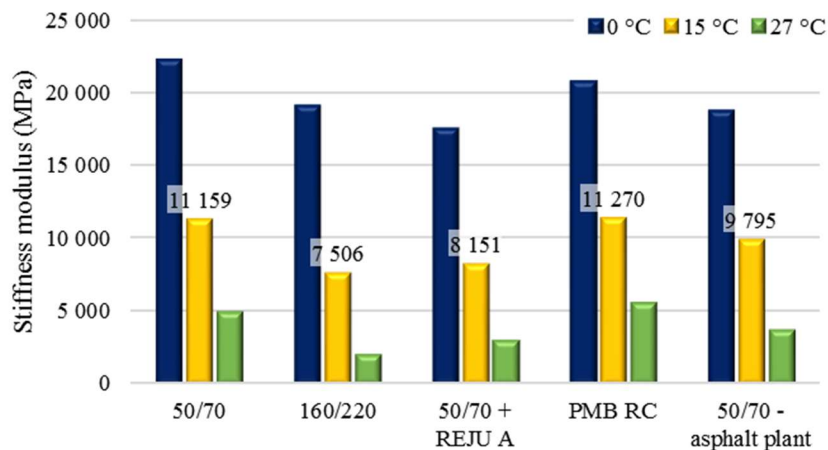


Figure 3: Stiffness modulus of AC_{bin} 16 asphalt mixture variants

Thermal susceptibility was then calculated as a ratio of stiffness modulus at 0 °C to stiffness modulus at 27 °C. The lower the thermal susceptibility, the less sensitive to temperature changes the asphalt mix is with respect to its deformation characteristics. The lower the value, the better resistance to weather changes can be expected from the mixture. The lowest susceptibility was achieved by the mixture with PMB RC binder. The elastomeric polymer in this binder improves the mix properties and, therefore, boosts resistance to weather changes.

2.4 Resistance to crack propagation

The resistance to crack propagation was tested in accordance with EN 12697-44. The testing process was modified with respect to the laboratory equipment available, i.e. Marshall impact compactor was used instead of gyratory compactor. Contrary to the standard procedure, Marshall specimens of 100 mm diameter were used. The required specimen thickness of 50 mm was achieved by cutting the specimens with a laboratory saw.

The essence of the test is a three-point bending of semi-circular specimens (the Marshall specimens divided in two halves) with a defined notch of 10 mm depth in the middle of bottom specimen face. The test procedure was performed on at least 6 test specimens at 0 °C applying a loading rate of 2.5 mm/min.

In general, we can say that the higher the value of fracture toughness is, the better resistance to thermal induced cracking can be achieved. The best results were gained for the mixture variant with rejuvenator, REJU A. This mixture variant had lower strength properties; therefore, good fracture characteristics were expected. Surprisingly, the mixture variant with soft paving grade bitumen 160/220 did not meet expectations. The bitumen might possibly be too soft for use in such a mixture and lack stiffness.

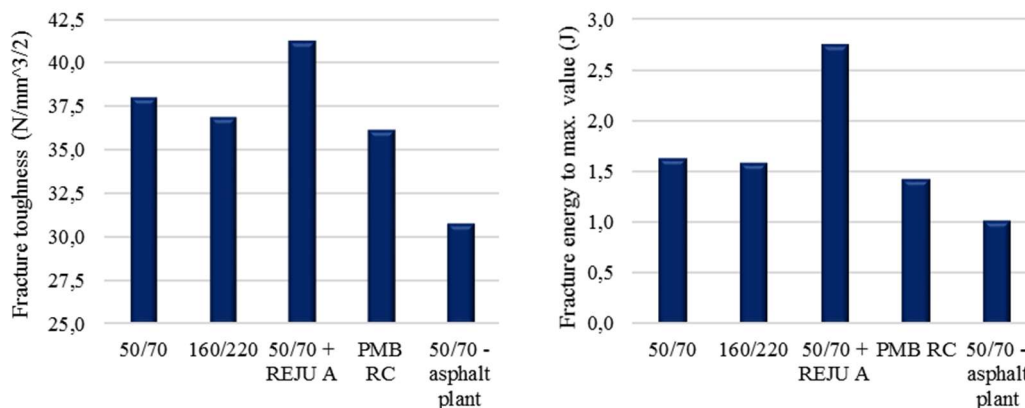


Figure 4: Resistance to crack propagation of AC_{bin} 16 asphalt mixture variants

2.5 Resistance to permanent deformation

The resistance to permanent deformation was determined in accordance with EN 12697-22 in a small test device using air bath with a test temperature of 50 °C. EN 13108-1 sets the maximum values for the two test parameters – PRD_{AIR} and WTS_{AIR}. PRD_{AIR} is the average rut depth and WTS_{AIR} is the increment of rut depth, calculated as an average value of rut depth increase determined during the application of repeated test wheel load cycles.

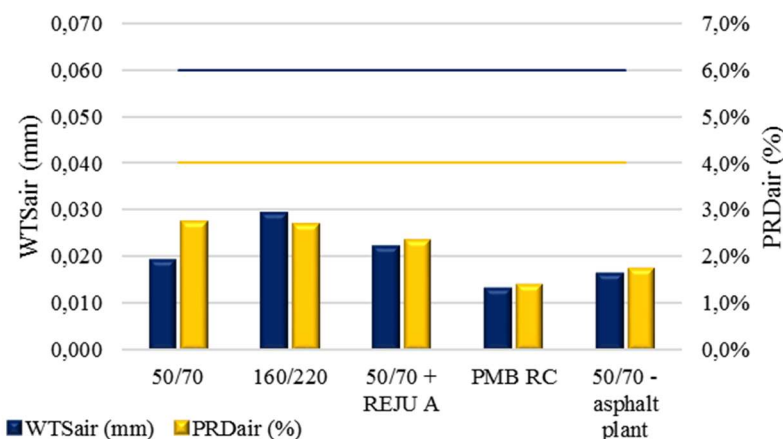


Figure 5: Resistance to permanent deformation of AC_{bin} 16 asphalt mixture variants

All the variants on test fulfil the standard criteria. As expected, the mixture variant with 160/200 scored slightly poorer than the other variants. But it is necessary to emphasise that the values are significantly below the limits required by the standard.

2.6 Determination of flexural strength (3-point bending test)

The last test performed (presented) was the flexural tensile strength. Flexural strength was tested according to Czech technical specifications TP 151. This test is specific for the Czech Republic and it is required only for HMAC (high modulus asphalt concrete) mixtures. The test has been included based on its representative results with all types of mixtures and its simple reproducibility.

The test is performed by three-point bending on unnotched beam test specimens. The test temperature was 0 °C applying a loading rate of 1.25 mm/min. Eight prismatic test specimens were divided into two groups, where one group was exposed to laboratory ageing according to prEN 12697-52 (5 days at 85 °C) while the other group was tested in its virgin state.

For the time being, there is no valid comparison between the three point bending of unnotched beams and that of notched semi-circular specimens as can be demonstrated by more than 100 mixtures which have been tested by CTU in Prague so far.

For this test the best results were achieved for the mixture variant with 50/70 paving grade. The results of virgin specimens are higher than expected – they scored higher in flexural than aged specimens. Usually, flexural strength in aged specimens is higher than in the case of virgin specimens (unless the specimens have been damaged during the ageing). The ratio between the characteristic for virgin and aged specimen is called the “ageing index” (captioned in Figure 6) and describes the susceptibility of the composite material to degrading. The closer the ageing index is to 100 %, the less susceptible the asphalt mix is to ageing which means it is expected to be more durable. In this case, the lowest ageing index was recorded for the mixture variant with PMB RC binder.

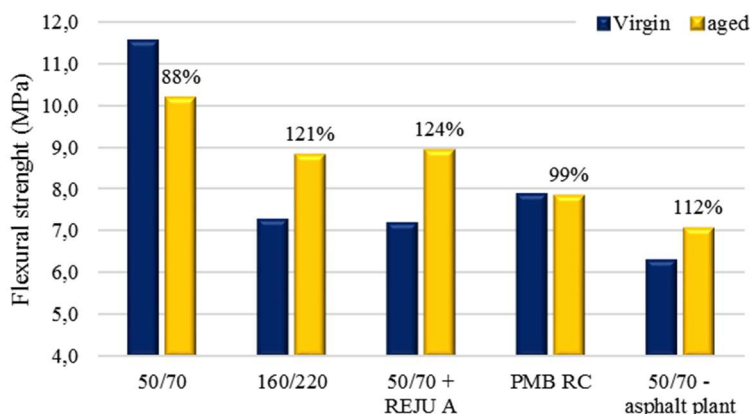


Figure 6: Flexural strength of AC_{bin} 16 asphalt mixture variants

3. Conclusions

The research study aimed to compare different solutions for asphalt mixtures with higher RA contents and different technical solutions of applying either suitable bitumen type or rejuvenator. All in-lab manufactured mixtures had the same grading curve using the same input materials – virgin aggregate, RA 0/8 mm, RA 8/16 mm and limestone filler. The mixtures varied only as to the bituminous binder used.

Some of the mix modifications behaved as expected although some of the test results came as a surprise. For example the results of air voids content and related workability of the mixtures were unexpected. The rejuvenator or softer/special bituminous binders were predicted to have a positive influence on workability. The lowest air voids content was reached by the control mixture with 50/70 paving grade bitumen and no other doping. The penetration of mixed binder (virgin and aged) scored an almost double difference between the variants with paving grade 50/70 and bitumen 160/220 although, as demonstrated by the bulk density results, workability of the mixture with bitumen 50/70 is better. The maximum density of the individual variants differs by a maximum of 10 kg/m³. This shows a certain homogeneity of the mixtures and, therefore, disproves the influence of RA heterogeneity on bulk density.

Strength properties show the risks of using asphalt mixtures with high content of RA without any modifications or dopes. The strength properties of variant with 50/70 bitumen were very high which might cause problems in the low temperature range. Asphalt mixture variants without any softening of aged bituminous binder also manifest very poor water and frost susceptibility although the control mixture meets the standard limit.

Best results were accomplished by the mixture variant with PMB RC binder. As is generally known, the use of polymer modified bitumen is beneficial in relation to asphalt mix properties. The disadvantage relative to other variants could be its higher price. But even this perspective is not absolutely correct if the life-cycle costs are not considered, since PMBs demonstrate superior durability and longer lifetime when compared to paving grade binders.

Acknowledgements: This paper was created within the CESTI competence center, project No. TE01020168, supported by the Czech Technology Agency.



REFERENCES

- [1] H.N. Wang, P.W. Hao, L. Xue, Laboratory evaluation of microwave heating method for hot in-place recycling, *J. Test. Eval.*, 39 (2011), pp. 156-163
- [2] A. Copeland, Reclaimed Asphalt Pavement in Asphalt Mixtures: State of the Practice. Report No. FHWA-HRT-11-021, FHWA, McLean, Virginia (2011)
- [3] W. Wang, J. Chen, Y. Sun, B. Xu, J. Li, J. Liu, Laboratory performance analysis of high percentage artificial RAP binder with WMA additives, *Constr. Build. Mater.*, 147 (2017), pp. 58-65
- [4] A.W. Ali, et al., Investigation of impact of aging and amount of reclaimed asphalt pavement on effectiveness of rejuvenators, *Constr. Build. Mater.*, 110 (2016), pp. 211-217
- [5] M. Zaumanis, R.B. Mallick, R. Frank, Evaluation of rejuvenator's effectiveness with conventional mix testing for 100% reclaimed asphalt pavement mixtures, *Proceedings of the XXVIII International Baltic Road Conference*, Vilnius, Lithuania (2013)
- [6] J. Shen, S. Amirkhanian, B. Tang, Effects of rejuvenator on performance-based properties of rejuvenated asphalt binder and mixtures, *Constr. Build. Mater.*, 21 (5) (2007), pp. 958-964
- [7] A. Bonicelli, P. Calvi, G. M. Arguelles, L. Fuentes, F. Giustozzi, Experimental study on the use of rejuvenators and plastomeric polymers for improving durability of high RAP content asphalt mixtures, *Constr. Build. Mater.*, 155 (2017), pp. 37-44



3.F Influence of rejuvenator on selected characteristics of an asphalt concrete containing 50 % reclaimed asphalt

(článek publikovaný v CIGOS 2021, Emerging Technologies and Applications for Green Infrastructure. Cham: Springer International Publishing, 2022. p. 705-713)

Autorský kolektiv: P. Vacková, J. Valentin, M. Belhaj, Jiří Jindra – Fakulta stavební ČVUT v Praze; Liang He - Chongqing University, Čína

Abstract. The use of reclaimed asphalt has become a common practice and necessity in many developed countries whereas there are several options how to deal with elevated content of such material which is typical for some level of degradation and heterogeneity. Well-developed and widely used are solutions where reclaimed asphalt is cold fed by up to 20 %. Higher portions of reclaimed asphalt are still challenging and need additional focus. Quite common in last few years is use of rejuvenators which are understood as special chemical compounds which help to partly restore the degraded bitumen and secure sufficient performance behavior of asphalt mix containing higher portions of reclaimed asphalt. Recent study focused on use of several market established rejuvenators and some newly developed variants which are predominantly based on renewable materials. A typical asphalt concrete AC16 has been selected and 50 % natural aggregate was replaced by reclaimed asphalt of 0/8 mm grading. Rejuvenators were added in a content of 5-7 % of the bitumen content presented in the reclaimed asphalt. Several tests have been performed focusing on water susceptibility, deformation behavior (stiffness) and resistance to crack propagation. At the same time bitumen extracted from the reclaimed asphalt was mixed with rejuvenator and selected bitumen tests were done to find some relation between binder and asphalt mix behavior.

Keywords: asphalt mixtures, reclaimed asphalt, rejuvenator, recycling

1 Introduction

With the rapid development of the economy generally and the automotive industry specifically in the last decades, the demands on the transport infrastructure arise. These demands are caused partially by an increased number of vehicles using the roads and by a higher loading of these vehicles (especially heavy loaded vehicles). Combination of these aspects leads to an intense level of road degradation. [1]

Asphalt pavements are sensitive to many factors, which influence the road structure durability – as the traffic load, climate condition, quality of asphalt mixtures and paving etc. Another very important factors, which are often neglected are ageing of bituminous binder (oxidation) and moisture damage. [2] Ageing of the bituminous binder leads to increase in the stiffness and viscosity. Water damage generally leads to a loss of cohesion in asphalt mixture and/or loss of adhesion between bitumen and aggregate interface (stripping). Consequently, it is essential to develop a better road material in order to adequately respond to the demanding requirements.

The recycling of pavements can be seen as a sustainable option, as it is a production process with environmental and economic benefits. The use of elevated content of reclaimed asphalt (RA) in asphalt mixtures prevents the disposal of the RA material on landfills, while reduces the amount of needed new aggregates and bitumen thus being an effective technology both at environmental and energy levels. [3] In most countries the total amount of reclaimed asphalt and the production of recycled asphalt continues to grow regularly; similarly this applies to the percentage of RA used in recycled mixtures too [5]. Nowadays, the use of RA is well established and commonly applied within European and most developed countries. Many ecological movements, environment protection agencies and municipal authorities support the



maximization of reuse of reclaimed asphalt by increasing allowed percentage in new mixtures. In this context, the industry has clearly identified a need for new technologies to face the coming needs and technical requirements. The rejuvenators as specific chemical additives are aimed to serve the industry as well as the end users. The final decision, whether the use of a softer binder or a rejuvenator is technically advised, depends on e.g., the quality and properties of bituminous binder in the reclaimed asphalt, the amount of reclaimed asphalt to be added, the characteristics of the mixture to be produced, etc. The asphalt producer must test the final asphalt mixture properties to meet the obligations of the intended use and the contractual conditions. Yet, the use of recycled asphalt leads to rheological changes in asphalt mixture. The higher the amount of recycled asphalt is added, the stiffer the mixture is and the lower the resistance to fatigue and temperature strain can be expected. One way to prevent this state is the use of rejuvenators. [4]

Generally, rejuvenators are plant or chemical bases additives used to rejuvenate the oxidized bituminous binder by increasing the maltenes constitutions of the RA bituminous binder. Hence, its viscosity and stiffness are reduced, and its ductility is increased. All the above mentioned actions and factors have allowed a significant increase in the amount of RA used in the asphalt mixture. [2]

In literature, several studies have been conducted to investigate the effectiveness of rejuvenators suitable for aged bituminous binders. In Zaumanis et al. [5] they concluded that four of the nine tested rejuvenators have shown reduced susceptibility of RA mixtures to crack propagation at lower temperatures. Li et al. [6] have investigated the effectiveness of the use of a new rejuvenator in improving the performance of the RA mixtures. The researchers have reported that the used rejuvenator could efficiently enhance the low-temperature properties if proper dosage is applied. Taking these researches into account, it seems that the use of rejuvenators has a viable and effective results which leads to a growth in the use of high content of RA applicable for traditional asphalt mixtures.

This paper as part of ongoing research study is intended to improve understanding of the recycling potential of asphalt and to encourage another research in this field to keep the road network more sustainable for future generations. Furthermore, this paper is intended to reach out the effectiveness of the use of rejuvenators with high content RA mixtures.

2 Asphalt mix variants

In this paper the results for asphalt concrete for binder layers with maximum particle size of 16 mm – AC_{bin} 16 are presented. Six different types of rejuvenators and a soft binder were applied in the mixture with 50 % reclaimed asphalt to determine the individual influence of each additive.

Table 1. Used rejuvenators and their dosage

Additive	Dosage of binder in RA [%]	Base of the additive
PR	5 %	refined vegetable rapeseed oil, mainly used as a component of lubricants (commercial product)
SR	5 %	pine wood extract (lignin), obtained from a natural renewable source - crude tall oil, which is a by-product of paper industry (commercial product)
RF	6 %	oil-based additive (commercial product)
A	5 %	additive based on waste fats collected in waste water treatment plants and/or in slaughterhouses (experimental product)
B	7 %	additive based on refined vegetable rapeseed oil and waste fats (experimental)
C	7 %	additive based on refined vegetable rapeseed oil and used engine oil (experimental)



The rejuvenators were dosed to mix variants according to (i) nomograms from manufactures or (ii) nomograms based on binder testing (the rejuvenators were dosed in different concentration to bituminous binder recovered (distilled) from RA and tested for softening point and penetration). The rejuvenators were used with bituminous binder 50/70 and in reference variant a 70/100 paving grade binder was used. All asphalt mixtures were produced with the same composition using the same input materials (aggregate, RA, filler and binder) in order to minimize the influence of these materials on variability of the resulting characteristics.

The recommended concentration of the rejuvenator was verified by mixing 3%, 5% and 7% of each rejuvenator to the aged bitumen which was extracted from the used reclaimed asphalt. The resulting softening points were compared and additional tests like MSCR, frequency sweep test and temperature sweep test based on the German BTSV procedure were performed. These results are not presented in this paper. The bitumen extracted from the used reclaimed asphalt had a penetration of 20 dmm and a softening point of 65.4°C. The target value for the softening point of the bitumen in the asphalt mixture was between 53°C and 55°C.

3 Test results

The basic characteristics determined on asphalt mixture were air voids content (EN 12697-8), resistance to water (EN 12697-12) and water + frost (AASHTO T283) susceptibility, stiffness modulus (EN 12697-26, IT-CY method) and resistance to thermal-induced cracking (modified test method based on EN 12697-44).

In comparison to reference variant with softer paving gradebinder (70/100) the positive influence of rejuvenators on workability of the mixture is evident. All the variants evinced better results of air voids content. The lowest value was reached by the mixture 'A', the result was even under the minimum limit set by the national product standard (CSN 73 6121 and CSN EN 13108-1). The rejuvenators based on refined vegetable rapeseed oil (PR, B and C) showed very similar data in air voids content (from 5.1 to 5.3 %).

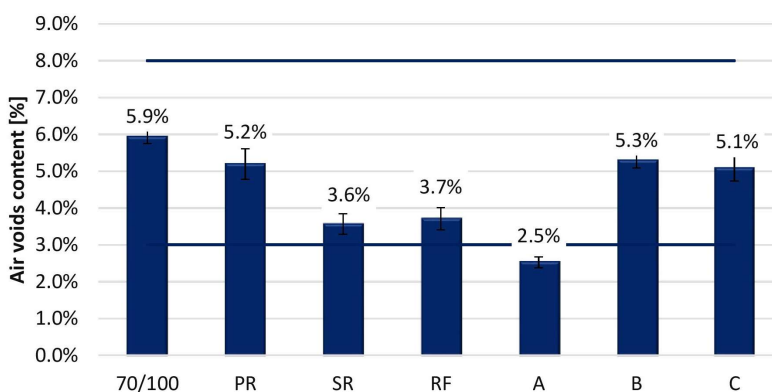
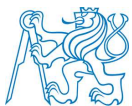


Fig. 1. Air voids content of asphalt mixture AC_{bin} 16 50 % RA

The influence on indirect tensile strength (ITS) determined at temperature of 15 °C is different from air voids content, even though there can be found some similarities. The highest tensile strength for dry specimens (ITS_{dry}) was determined for the reference variant. The result was quite expected – the 50 % content of reclaimed asphalt may seem to be too much for only applying 70/100 bitumen to soften the mixture. The problem is, that in the Czech Republic, only 70/100 or 160/220 soft binder are commonly produced. The binders in between (e.g. 100/150) are not commonly offered. On the other hand, the result of ITS_{dry} does not



correspond fully with the stiffness modulus determined at the same temperature. The stiffness modulus compared to other variants was more likely smaller.

The reference variant was the only one which failed the required limit of indirect tensile ratio determined by EN 12697-12 procedure ($ITS_{R_{EN}}$) – min. 70 %.

The best result from point of view of all characteristics from this test were reached by the variants ‘SR’ and ‘A’. Both of the variants showed high indirect tensile strength of dry specimen, but still very high ITSRs. For variant ‘A’ the ITS_R determined for specimens according to AASHTO protocol with freezing cycle was smaller than for variant ‘SR’, but still very high.

What is necessary to emphasize, all the variant with rejuvenators reached very high ITS_R for mixtures with 50 % reclaimed asphalt. Four of six variants would even fulfil the criterion for superior mixtures ($ITS_{R_{EN}} \geq 80$ %) as defined by the CSN 73 6121 product standard.

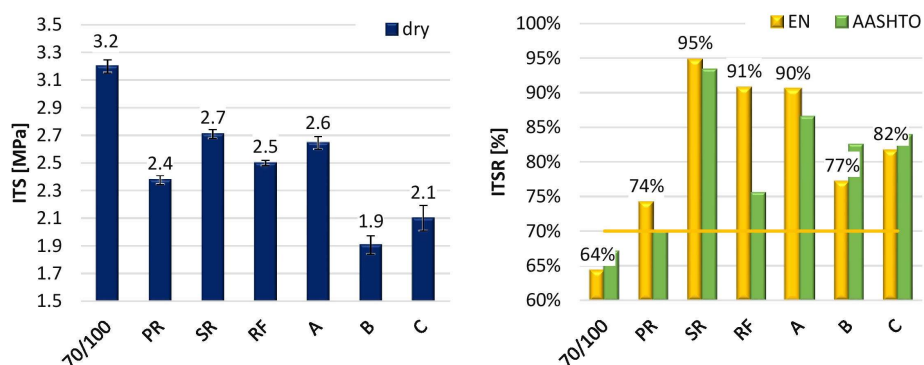


Fig. 2. Indirect tensile strength (ITS) and ratio (ITSR) of asphalt mixture AC_{bin} 16 50 % RA

The stiffness modulus was determined at three test temperatures commonly used in the Czech Republic – 0 °C, 15 °C, 27 °C. The decisive temperature for designing asphalt pavements in the Czech Republic is 15 °C. The rejuvenators should (same as for ITS_{dry}) lower the stiffness of bituminous binder and the asphalt mixture. The aged binder in RA is hardened – the penetration lowered, the stiffness grown as well as its brittleness. The purpose of rejuvenators is to ‘rejuvenate’ the original properties of bituminous binder, which leads to beneficial decrease of stiffness.

Table 2. Properties of asphalt mixture AC_{bin} 16 50 % RA

	Air voids content [%]	ITS [MPa]	ITSR [%]		Stiffness modulus [MPa]			Stiffness modulus aged [MPa]	
		dry	EN	AASHTO	0 °C	15 °C	27 °C	0 °C	15 °C
70/100	5.9%	3.2	64%	67%	-	11 447	-	-	-
PR	5.2%	2.4	74%	70%	23 477	14 221	7 084	24 829	14 960
SR	3.6%	2.7	95%	93%	23 607	12 102	5 624	23 844	12 522
RF	3.7%	2.5	91%	75%	22 846	12 397	5 926	26 899	15 273
A	2.5%	2.6	90%	86%	21 740	11 832	6 363	25 955	13 933
B	5.3%	1.9	77%	82%	21 021	10 467	4 758	26 598	11 981
C	5.1%	2.1	82%	84%	23 005	13 057	6 377	27 873	14 827



Quite surprisingly the results of stiffness do not correspond with ITS_{dry} at all. It would be expected, that the trend for tensile strength and stiffness would be similar, but for these results an opposite phenomena occur – the lower the strength is, the higher the modulus is. The reason of this phenomena is so far unexplainable. The complex modulus, to be determined in further research may show some explanation.

The highest modulus (i.e. the lowest softening) showed the mix variant with ‘PR’ and ‘C’ rejuvenator, which is on similar rapeseed oil base. From the so far performed test, these two rejuvenators can be evaluated as the worse ones. On the other hand, the stiffness modulus at 15 °C of mixture ‘B’ is by almost 20 % smaller than for mixture ‘C’, even though these variants so far evinced very similar properties. The softening is the most noticeable for this variant.

The stiffness was also measured on aged specimens. The ageing was simulated by one of the methods described in EN 12697-52 – the specimens were stored at temperature of 85 °C for 5 days in oven with forced air circulation. The stiffness always increases with further ageing of bituminous binder. The used rejuvenators should decrease the ageing rate. The lower the ageing index is (ratio of parameters of aged and unaged specimens), the more ‘durable’ the mixtures is ↔ the less susceptible to ageing shall such mixture be.

The undoubted winner is the variant with ‘SR’ rejuvenator. The specimens were almost not affected by ageing. Similarly the mix variant ‘PR’ reached very low ageing indexes, even though in most of the test results for this variant were rather worse. Remaining variants showed similar values around 1.20, with deviation of mix ‘B’.

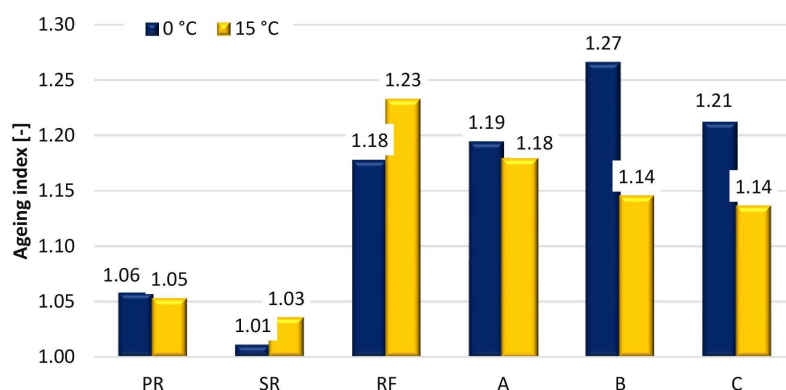


Fig. 3. Ageing indexes of stiffness modulus of asphalt mixture AC_{bin} 16 50 % RA

Last performed test in this phase of researched was SCB test determined by a modified test procedure as adopted in the Czech Republic. The principle of the test is the same as described in EN 12697-44, but Marshall specimens with \varnothing 100 mm were used and the loading rate was lowered to 2.5 mm/min. Also fracture energy as defined in e.g. AASHTO 150 was determined additionally to fracture toughness.

Table 3. Fracture properties of asphalt mixture AC_{bin} 16 50 % RA

	Fracture toughness [N/mm ^{1.5}]		Fracture energy till F_{max} [J/m ²]		Fracture energy [J/m ²]	
	<i>unaged</i>	<i>aged</i>	<i>unaged</i>	<i>aged</i>	<i>unaged</i>	<i>aged</i>
PR	41	35	833	836	1025	1003
SR	36	42	1021	1066	1110	1286
RF	44	36	1297	673	1486	806
A	40	37	965	752	1091	1005
B	36	38	1017	931	1385	973
C	34	37	900	974	1097	1253



The fracture parameters are crucial for mixtures with elevated RA content. The aged binder is brittle and the mixtures are more susceptible to thermal induced and fatigue cracking. Even though there would be expected some correlation between stiffness and brittleness, it has not been proven for SCB test. The semi-circular test specimens are notched at the bottom, so the stiffness does not influence the fracture parameters at much as it would be expected.

The highest fracture parameters were reached by variants with 'RF' rejuvenator, which evinced rather average parameters. The fracture energy till F_{max} is almost 35 % higher for this variant, than for variant with second highest fracture toughness (variant 'PR'). The fracture toughness depends on maximum force, but fracture energy is calculated from force-strain diagram, so reflects not only strength, but also flexibility of the test specimen. Surprisingly low were fracture parameters determined for mixture 'SR' which properties were superior in comparison to others. The fracture energies were average, but the fracture toughness was very low. Lower values were found only for mix 'B'.

4 Summary and conclusion

The paper described 7 variants of asphalt mixture AC_{bin} 16 with 50 % RA. Six chemically different based rejuvenators and one soft paving grade binder were used to compare the influence of workability, strength and fracture properties. The rejuvenators were plant-based (vegetable rapeseed oil, pine wood extract, waste fats) as well as crude oil-based (including recycled engine oil). The individual rejuvenators influence different properties.

The reference mixture with soft paving grade binder 70/100 reached the worst resistance to water and freeze susceptibility (ITSR). The mixture did not fulfil the standard requirement to this property and also the workability was the worst between the tested variants. On the other hand the stiffness value at 15°C indicates lower stiffening effect of aged binder in used RAP for this variant.

The rapeseed oil based rejuvenators – PR, B and C showed similar workability (air voids content), indirect tensile strength and also similar ITSR, even though ITSR were worsen for 'PR' variant. This variant reached quite high fracture toughness, but very low fracture energies. On the other hand, the 'B' and 'C' variants showed exact opposite trend – the fracture energies were higher, but the toughness was very low, especially for variant 'C'. Rejuvenator B has shown the lowest stiffness indicating that following this characteristic the rejuvenation might be most effective. Unfortunately this is not true for the aged test specimens. The only truly oil based rejuvenator - 'RF' showed good water resistance, but worsened resistance to the combined effect of water and freezing. This variant reached the best fracture properties, i.e. the brittleness of aged binder was rejuvenated the most. The rejuvenator based on lignin derivatives and pine extracts - 'SR' showed the best results of ageing index for stiffness (there was almost no difference by ageing simulation). The mixture showed also the best resistance to water and frost immersion. These properties predict improved durability in comparison to other variants. Last but not least – the additive 'A', which is based on waste fats from slaughterhouses and water treatment plants needs to be accentuated. The additive showed similar properties to superior 'SR' additive. The 'A' rejuvenator showed worsen fracture properties in comparison to the best results, but very good resistance to water and frost immersion and also the best workability, which is very important for mixture with elevated RA content.

To summarize the results, from performed tests it is obvious, that it is necessary to firstly establish the required properties. Every rejuvenator influences different spectrum of properties, so it is necessary to know, which properties we demand from certain asphalt mixture.



ACKNOWLEDGEMENT: *This paper was elaborated within the activities of project no. FW01010512 supported by The Czech Technology Agency (TACR).*

REFERENCES

1. Hassan R.: Feasibility of using high RAP contents in hot mix asphalt. In: AAPA, edi-tor. 13th international flexible pavements conference. Australian Asphalt Pavement Association, Queensland, Australia (2009).
2. Ali, A.W., Mehta, Y.A., Nolan, A., Bennert, T.: Investigation of impact of aging and amount of reclaimed asphalt pavement on effectiveness of rejuvenators. *Construction Building Materials*, vol. 110, pp. 211-217. (2016)
3. Vacková, P., Valentin, J.: Influence of reclaimed asphalt content on asphalt mix characteristics doped by selected rejuvenators. *Bituminous Mixtures and Pavements VI - Proceedings of the 6th International Conference on Bituminous Mixtures and Pavements, ICONFBMP 2015*, pp. 551-560. (2015). ISBN: 978-113802866-1
4. Bajaj, A., Martin, A.E., King, G., Glover, Ch., Kaseer, F., Arámbula-Mercado, E.: Evaluation and classification of recycling agents for asphalt binders. *Construction and Building Materials*, vol. 260 (2020). ISSN 0950-0618
5. Zaumanis, M., Mallick, R.B., Frank, R.: Evaluation of rejuvenator's effectiveness with conventional mix testing for 100% reclaimed asphalt pavement mixtures. In: *Proceedings of the XXVIII International Baltic Road Conference*, Vilnius, Lithuania (2013).
6. Li, J., Ni, F., Huang, Y.: New additive used in hot in-place recycling to improve performance of RAP mix. In: *93rd Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC (2014).



3.G Vybrané poznatky zkoušení funkčních charakteristik zestárnutých asfaltových pojiv s rejuvenátory

(článek publikovaný ve sborníku příspěvků conference Asfaltové vozovky 2021)

Autorský kolektiv: J. Valentin, P. Vacková, M. Belhaj – Fakulta stavební ČVUT v Praze

Anotace

Zvyšování podílu asfaltového recyklátu ve směsích je mnohaletý trend, který se daří rozvíjet i v ČR. Postupem času jsme identifikovali několik možností, jak množství R-materiálu zvyšovat při současném zachování vlastností, jež jsou požadovány pro vyrábění asfaltové směsi. Jednu z klíčových úloh přitom sehrává asfaltové pojivo obsažené v R-materiálu a možnosti jak korigovat jeho zpravidla zvýšenou tuhost (nižší penetraci a vyšší bod měknutí) vhodnými přísadkami. Mezi ně patří buď využívání měkčích asfaltových pojiv přidávaných při výrobě na obalovně nebo uplatnění rejuvenátorů či změkčovacích přísad. Používání rejuvenátorů se přitom stalo módou a dostupnost různých aditiv je na stavebním trhu pomalu nepřeborná. Znalosti s účinky těchto rejuvenátorů na straně druhé jsou stále omezené. Zavedené jsou postupy, jak přes hodnotu bodu měknutí či penetrace nastavit "vhodné" množství dávkovaného rejuvenátoru, avšak o účincích vlastní přísady na zdegradované pojivo z hlediska funkčního chování v širším spektru teplot a zatížení toho zpravidla příliš mnoho nevíme a ani se po těchto informacích zatím příliš nepídíme. V rámci experimentů na Fakultě stavební ČVUT v Praze byla provedena některá měření s využitím teplotních ramp, MSCR či oscilačních zkoušek s různými frekvencemi při dávkování různého množství zvolených rejuvenátorů do asfaltového pojiva vyextrahovaného z R-materiálu.

Úvod

Otázka recyklace asfaltových vrstev se s postupem času stává zavedenější alternativou k tradičnímu využívání pouze přírodních „čerstvých“ surovinových vstupů. Tato změna v přístupu k materiálovému složení asfaltových směsí se pro některé stává jistou technickou výhodou, pro širší společnost v zásadě nezbytností. Tu si však pořád ještě ne všichni dostatečně připouštíme a uvědomuje, což na počátku třetího desetiletí 21. století je přinejmenším smutné. Síla a nezlomnost tradice a přesvědčení, že pokud zavedené přístupy fungují po mnoho desetiletí, není třeba je měnit, je pochopitelná, současně je však brzdou rozvoje. Hybnou silou přitom nezbytně nemusí být touha inovovat technologie. V případě silničního stavitelství lze potřebnost k posilování významu recyklace a opětovného používání vidět v dalších aspektech:

- Liniové stavby spotřebovávají enormní množství neobnovitelných minerálních přírodních zdrojů. Kámen či kamenivo jsou základním stavebním materiálem. Bohužel horniny znovu nevyrostou, těžbu nelze rozšiřovat donekonečna a environmentální stopa, kterou spotřeba této suroviny vytváří je nepřehlédnutelná. Proto rozumným přístupem je odpovědné hospodaření s takovým materiálem.
- Využitím hornin v liniových stavbách nedochází zpravidla k degradacím či nadměrné ztrátě vlastností. Samozřejmě existují případy, kdy horninu postihnou chemické procesy, jež způsobí například její rozpad, nicméně toto není běžné pravidlo, protože jsme se naučili identifikovat technické vhodné horniny a v závislosti na konečném účelu využívat takové horniny, jež jsou s ohledem na vlivy a způsobu užití vhodné. Tedy pokud o hornině víme, že může dojít k její rozpadavosti vlivem atmosférických vlivů, nebudeme se snažit ji za každou cenu v konstrukčních vrstvách uplatnit.
- S ohledem na výše uvedenému volba vhodných hornin pro konkrétní účely znamená, že pokud daný účel (např. stavba) dožije nebo již není potřebná, tak to neznamená, že tento materiál je bezcenný. Naopak, technicky pořád hodnotu má a je rozumné ji co nejlépe využít. Dokonce má takovou hodnotu i z hlediska



vlivu na životní prostředí, protože pro její vytěžení a úpravy v minulosti jsme vynaložili energii a způsobili nevratné změny v krajině (v některých případech dokonce lokálně ovlivnili biodiverzitu). Tudíž snahou by mělo být takový materiál opakovaně využít, pokud je to jen trochu možné.

- d) Samozřejmě vedle minerálních složek tvoří vozovky i pojiva. Odhlédneme-li v tuto chvíli od hydraulických pojiv, tak dominantní roli sehrávají po desetiletí asfaltová pojiva. Ta díky svému původu a chemické podstatě – organická hmota – naopak jsou k různým degradačním vlivům náchylná. Tuto náchylnost jako u kterékoli organické látky můžeme zpomalovat či do jisté míry regulovat, nemůžeme ji však zcela eliminovat, protože bychom museli pravděpodobně přeměnit celé prostředí, které však je předpokladem i pro náš život (UV záření, přítomnost kyslíku atp.). Proto se musíme smířit s tím, že asfaltové pojivo se v čase mění. Zpravidla zvyšuje svoji tuhost i křehkost, dochází k přeměnám v chemickém složení a k přeskupování různých charakteristických organických skupin, jež mnohdy mohou být nevratné. Tato skutečnost pak ovlivňuje trvanlivost nebo životnost konstrukcí vozovek. Jelikož věčně neměnný život v případě organické hmoty v zásadě neexistuje, musíme se smířit s tím, že dříve nebo později konstrukce vozovky ztratí některé své vlastnosti či dožije. Pak je třeba ji opravit, obnovit nebo zcela odstranit. Délka časového intervalu přitom bude závislá na intenzitě vnějších vlivů, jako jsou klimatické podmínky a dopravní zatížení. Neméně důležitým vlivem samozřejmě je i naše rozhodnutí, zda na počátku posílíme trvanlivostní vlastnosti nebo převládnu jiné motivy.
- e) S uvedeným souvisí aspekt životního cyklu. První jistotou, kterou máme, je, že je konečný – asfaltová vrstva dříve nebo později dožije či dosáhne stavu, kdy se její vlastnosti významně změní a z pohledu technických požadavků se zhorší. Druhá jistota je, že tento proces lze ovlivnit a minimálně částečně v čase prodloužit – za předpokladu, že na počátku investujeme do budoucnosti a nikoli do vlastního nadbytku. Třetí jistota je, že díky dnešnímu poznání ani při dožití není ještě vše zcela ztraceno, jen musíme změnit paradigmatu, se kterými žijeme.
- f) S příklonem k přijetí skutečnosti, že životní cyklus existuje, souvisí další nezbytný přerod – pro některé z nás bolestný nebo nelehce stravitelný. Nejpozději od roku 1765, kdy J. Watt vynalezl parní stroj, se pohybujeme v přístupu lineárního hospodářství. Tedy surovinu je třeba vytěžit, přeměnit na potřebnou věc či energii, spotřebovat, a pokud není potřeba nebo už neplní svůj účel, tak ji jednoduše zahodit a sáhnout po nové. Tento děj se po přímce opakuje a umožnil náš postupný rozvoj a především růst toho, co označujeme jako blahobyť. Bohužel, zde je minimálně jeden há(če)k. Zapomněli jsme, že žijeme v uzavřeném systému – Země je jasně definovaný systém, který má ještě zřetelnější hranice. Konečný systém má také konečné množství hmoty, která jej tvoří, což v našem případě platí o všech neobnovitelných zdrojích, které máme. Tedy lineární princip můžeme opakovat dlouho, nemůžeme ho ale provozovat nekonečně, protože to nám systém, ve kterém se naše životy odehrávají, prostě neumožňuje. Proto v posledních letech, pochopením této triviální skutečnosti, dochází k snaze přejít na tzv. oběhové hospodářství. Tedy po ukončení potřeby či životnosti nějakého výrobku jej za každou cenu nevyhodit a nechat svému osudu, ale snažit se jej využít a přeměnit tak, aby se znovu stal účelným a potřebným. V silničním stavitelství tomu říkáme mnoho let recyklace nebo někdy opětovné použití. A víme, že tento princip funguje, jen potřebujeme posílit naše přesvědčení, že je pro nás užitečný a přínosný.

Možná je toto úvodní shrnutí pojaté příliš zešíroka, avšak okolnosti a běh věcí kolem nás ukazují, že ne vždy jsme uvedené jednoduché pravdy pochopili. I v roce 2021 se totiž lze setkat s tím, že veřejné zakázky na opravy asfaltových vrstev v zásadě zakazují, abychom pro nové vrstvy používali recyklovaný nebo přesněji opětovně použitý materiál. Stejně tak motivace k tomu, abychom urychlili navýšení přípustných mezí a rozvíjeli rychleji technická řešení, která nám budou garantovat v takovém případě stejnou, nebo lepší technickou hodnotu pořád ještě není natolik silná, abychom so ni masivně investovali. Namísto toho si



uchováváme hru na ekonomicky nejvýhodnější nabídku provedení stavebních prací a to zpravidla bez jakékoli vazby na silný důraz věnovaný recyklaci nebo na chápání dopravní stavby optikou životního cyklu – a při zohlednění všeho výše uvedeného je velký rozdíl, pokud kilometr pozemní komunikace má životnost 25 let nebo 35 let. Jaké tedy technicky máme možnosti?

Rozvoj recyklace a rejuvenace asfaltových vrstev

Od sedmdesátých let minulého století se postupně rozvíjí recyklace asfaltových vrstev. Odhlédneme nyní od skutečnosti, že prapůvodním silným motivem byl výrazný pokles dostupnosti ropy během ropných krizí. Ačkoli dneska si začínáme uvědomovat, že ložiska hornin, které potřebujeme pro kvalitní kamenivo, taky nejsou nekonečné. K tomu všemu na rozdíl od situace před padesáti lety, máme mnohem rozsáhlejší dopravní infrastrukturu a při zohlednění výše uvedených bodů, se nám začíná mnohem masivněji projevovat vliv pokročilejší fáze životního cyklu, degradace a dožívání s potřebou existující infrastrukturu obnovovat. Tím na jedné straně roste potřeba dalšího využití neobnovitelných zdrojů a na straně druhé se zvyšuje množství „nepotřebného“ materiálu, který bychom při pojetí lineární ekonomiky vyhodili. Postupně však vidíme, že takový přístup je neudržitelný a nejpozději do deseti let pochopíme, že by to byl i ekonomicky nesmyslný přístup.

Padesát let tedy víme, že asfaltové vrstvy recyklovat lze. Dokonce dnešní terminologií v silničním stavitelství při uplatnění staré asfaltové vrstvy do nové mnohem více opětovně využíváme, než recyklujeme, protože „věc“, která měla konkrétní účel a vlastnosti měníme na novou „věc“, která má stejný účel a stejné nebo velmi podobné vlastnosti. Díky této skutečnosti již dnes velmi dobře naplňujeme principy oběhového hospodářství, a kdybychom trochu více chtěli, tak budeme průmyslovými premianty – a nemusíme kvůli tomu hned uplatnit 100 % R-materiálu v nové směsi. I poloviční množství je již výborný úspěch a přínos – technicky, z hlediska dopadů na životní prostředí i ekonomicky. A uvědomělejší subjekty toto již před lety pochopily.

Samozřejmě technicky není řešení tak jednoduché, jak by se na první pohled mohlo zdát. Opakovaně bylo prokázáno a efektivní metodou, která se dnes pro tento účel využívá (analýza SARA), lze prokázat, že při stárnutí asfaltového pojiva se zvyšuje obsah asfalténů a to na úkor aromátů – kam spadají i maltény – a v některých případech i částečně pryskyřic. Jedná se tedy o chemické děje, které nelze eliminovat a především je nelze zvrátit. Jak již bylo uvedeno, lze částečně proces kontrolovat a zpomalovat a lze vhodnými opatřeními poměry mezi asfaltény a maltény vyrovnávat, aby se chemicky asfaltové pojivo blížilo více stavu před stárnutím. Jistým neštěstím v tomto ohledu je, pokud se svou optikou snaží složitý systém asfaltového pojiva „přemluvit“ svými pohledy stavební technici a inženýři a to pojetím: „Když to bude měkčí, tak to bude dobré.“ Z tohoto důvodu se tu jedna parta zamiluje do nějaké chemické látky přidávané k zdegradovanému pojivu a o chvíli později jiná parta je přesvědčena, že nejvhodnější přístup je, pokud k zdegradovanému asfaltu přidáme měkký asfalt. Osobně se kolem asfaltových pojiv a směsí pohybuji přes dvě dekády a s postupem věku mám více nejistot, než jistot, které by mě opravňovali k jednoznačným závěrům, zda první či druhý postup jsou správné. Ostatně ani o účinnosti řady rejuvenátoru či změkčovacích látek toho pořád nevíme dost na to, abychom uměli vyhodnotit dlouhodobou výkonnost asfaltové směsi.

Obecně tedy máme díky dnešnímu poznání tři možnosti, jak problematiku chemických změn v asfaltovém pojivu z hlediska opětovného využití R-materiálu řešit:

- (i) Použití měkké asfaltové pojivo, které přenesou vliv vysoké penetrace do snížené tuhosti celého kompozitu asfaltové směsi. Rizikem je vytvoření dvojitého obalení zrn kameniva asfaltovým pojivem, kdy asfaltový film zdegradovaného pojiva je překryt měkkým asfaltem. Zde mohou nastat komplikace s kohezí celého systému a samozřejmě nedojde k faktickému promísení zdegradovaného (tvrdého) asfaltu s nově



přidávaným měkkým asfaltem, který navíc zpravidla je více náchylný ke stárnutí. Otázkou pak je, kolik takových cyklů můžeme provést – lze zrno kameniva obalit 2x nebo 3x nebo vícekrát?

- (ii) Použití organických změkčovacích látek (v podstatě olejových frakcí podobných těm, které známe u fluxovaných asfaltů). Princip je v jisté míře podobný účinku použití měkkého pojiva. U kompozitu asfaltové směsi docílíme snížení tuhosti, přičemž délka trvání takového změkčení bude odvislá od náchylnosti a rychlosti změkčovacího činidla k vytěkání nebo k degradaci vlivem teplot a podmínek okolí. Je třeba pamatovat na skutečnost, že zde skutečně dochází k změkčení, které se projeví snížením bodu měknutí, zvýšením penetrace a nižší viskozitou, která má přímý vliv na míru zpracovatelnosti. Použitá látka nijak neupravuje či nemění chemické složení asfaltového pojiva.
- (iii) Použití organické látky, kterou jsme si zvykli označovat jako rejuvenátor (tedy nikoli změkčovač). V případě těchto látek, které mohou být různého původu a složení, očekáváme, že se nezmění při smísením s degradovaným asfaltem jen jeho tuhost, nýbrž na molekulární úrovni dojde k chemickému ovlivnění složení asfaltového pojiva co do typu či množství charakteristických organických skupin. Má-li být rejuvenátor funkční, tak potom musí působit i na uhlovodíkové skupiny tvořící asfaltové pojivo, přičemž tento účinek se musí projevit například při provedení SAR analýzy nebo při posouzení pojiva infračervenou spektroskopií FTIR, kde se změny projeví u karbonylových a sulfoxidových funkčních skupin. Zde tedy platí, že bez kombinace mechanických a chemických zkoušek nelze posoudit, co je vhodné a co naopak méně vhodné řešení. Navíc je zde třeba pozornost věnovat i trvanlivosti a stability účinku rejuvenátoru v čase. Pokud by totiž rejuvenátor fungoval bezvadně u čerstvě vyrobené asfaltové směsi, ale po pokládce nebo po roce používání asfaltové vrstvy parametry pojiva v asfaltové směsi budou podobné jako kdyby tam rejuvenátor nebyl, můžeme si oprávněně klást otázku, proč takové řešení budeme vůbec realizovat. S postupným rozvojem recyklace a opětovného využívání R-materiálu tak je důležité a potřebné trvanlivost a míru degradace v čase sledovat.

Laboratorní studie – posuzování vlivu rejuvenátoru na vlastnosti pojiva

Pro experimenty prováděné od roku 2020 bylo dosud vybráno 11 různých přísad, které jsou deklarované nebo rozvíjené jako tzv. rejuvenační látky. Tyto přísady se liší původem svého vzniku, skupenstvím, ale i účinnými látkami, které oživovací efekt způsobují. Zastoupeny jsou jak přísady, které byly vyrobeny na bázi přírodních (obnovitelných) látek, tak i rejuvenátory, které vznikly chemickými úpravami či procesy zpracování organických (ropných) derivátů. Pět zástupců uvedených dále v tabulce tvoří rejuvenátory, které se na trhu v ČR či v okolních zemích využívají. Tři uvedené experimentálních produkty jsou součástí dalšího vývoje, který provádí Akademie věd ČR s využitím některých odlišných vstupních surovin. Podobně specifický je produkt „ERVO“, který tvoří olej vzniklý depolymerizací odpadních plastů. Tato technologie zde nebude dále popisována, neboť v uplynulých letech byla širší veřejnosti mediálně představena. Smyslem otestování tohoto oleje bylo ověření, zda případně je potenciálně pro účely oživení či omlazení zestárnutého asfaltového pojiva využitelný či nikoli a to v prvním kroku čistě z pohledu charakteristik sledovaných u asfaltových pojiv, případně asfaltových směsí. V této souvislosti je třeba zdůraznit, že všechny uvedené přísady byly aplikovány do asfaltové směsi ACL 16+ s obsahem 50 % R-materiálu. Výsledky této rozsáhlejší experimentální studie však nejsou předmětem tohoto příspěvku.

Ze souboru rejuvenačních přísad představených v tabulce 1 byly pro některé z nich stanoveny vlastnosti asfaltového pojiva a to využitím vyextrahovaného asfaltu z R-materiálu použitého souběžně při výrobě a ověřování vlastností asfaltové směsi ACL 16+. Výsledky prezentované v tabulce 2 posoužily pro volbu „optimální“ dávky rejuvenační přísady, kdy cílem bylo se hodnotou bodu měknutí u zestárnutého asfaltu s rejuvenační přísadou přiblížit co nejvíce horní polovině intervalu hodnot přípustných pro asfaltové pojivo 50/70 dle ČSN 65 7204 (tedy 50-54°C). Pro tento účel byl extrahován asfalt ze dvou šarží R-materiálu



(označeno jako „asfalt z RA“ a „asfalt z RA (II)“). Pro porovnání uvádí tabulka i náhodně vybraný jiný R-materiál, který byl extrahován v závěru loňského roku a vyznačoval se významně odlišným výsledkem bodu měknutí. Tato skutečnost má zdůraznit význam, který je třeba častějšímu sledování vlastností R-materiálu věnovat, jelikož jeho vlastnosti určují i potřebné či optimální dávkování rejuvenátoru. Podcenění tohoto aspektu by mohlo vést k tomu, že výrobce asfaltové směsi pro zjednodušení výrobních procesů nastaví stále množství dávkované přísady, což u R-materiálu s pojivem majícím nižší bod měknutí může mít negativní dopad na odolnost směsi proti trvalé deformaci a naopak, pokud by bod měknutí byl vyšší, tak se zvyšuje křehkost asfaltové směsi.

Tabulka 1: posuzované rejuvenační přísady pro asfaltové směsi s R-materiálem

Rejuvenační přísada	Chemická podstata přísady
PR	přísada na bázi rafinovaného řepkového oleje kombinovaná s dalšími minerálními složkami, používaný jako součást maziv
S	extrakt z borového dřeva (lignin) získaný z přírodního obnovitelného zdroje – upravený surový talový olej, který je vedlejším produktem papírenského průmyslu
R	přísada na bázi ropných látek (minerálních olejů)
A	přísada na bázi odpadních tuků z čistíren odpadních vod a/nebo z jatek (experimentální produkt)
B	přísada na bázi rafinovaných rostlinných řepkových olejů a odpadních tuků (experimentální produkt)
C	přísada na bázi rafinovaných rostlinných řepkových olejů a použitého motorového oleje (experimentální produkt)
AF	povrchově aktivní látka kationtového typu na bázi esterů fosforu rozpuštěných v esterech mastných kyselin a parafínových olejů
VT	rejuvenační přísada pevného skupenství s přídavkem celulósových vláken pro zlepšení soudržnosti
J	rejuvenační přísada pevného skupenství bez přídavku celulósových vláken
ERVO	organický olej získaný z procesu depolymerizace odpadních plastů technologií ERVO
EN	česká lokální přísady na bázi látek získaných z obnovitelných přírodních zdrojů

U zvolených vzorků R-materiálu bylo postupně do vyextrahovaného asfaltu přidáno 3-7 %-hm. rejuvenační přísady a byl sledován pokles hodnoty bodu měknutí. V této souvislosti uvedme, že pro nastavení odpovídajícího množství rejuvenační přísady dnes lze postupovat dvěma způsoby. S těmito možnostmi ostatně počítá např. i ČSN 73 6141. Buď je sledován pokles bodu měknutí, nebo je naopak jako hlavní parametr uvažováno zvýšení penetrace vždy s docílením požadované specifičnické třídy asfaltového pojiva, které je oživováno/omlazováno.

Z výsledků je patrné, že docílení nastaveného intervalu 50-54°C je u sledovaných rejuvenátorů a v případě použitého R-materiálu, jehož bod měknutí se pohybuje na úrovni 63-65°C možné při použití 7-8 %-hm. rejuvenační přísady. Je patrné, že přísada „A“ je poměrně dobře účinná, naopak depolymerizační olej v zásadě oživovací funkci nemá. Jelikož bod měknutí 54 °C představuje horní hranici intervalu pro silniční asfalt 50/70 a u asfaltového pojiva je obecně třeba počítat i s dalším stárnutím, tak pro reálnou aplikaci by pravděpodobně bylo vhodné dávkovat při použití R-materiálu do asfaltové směsi u většiny sledovaných

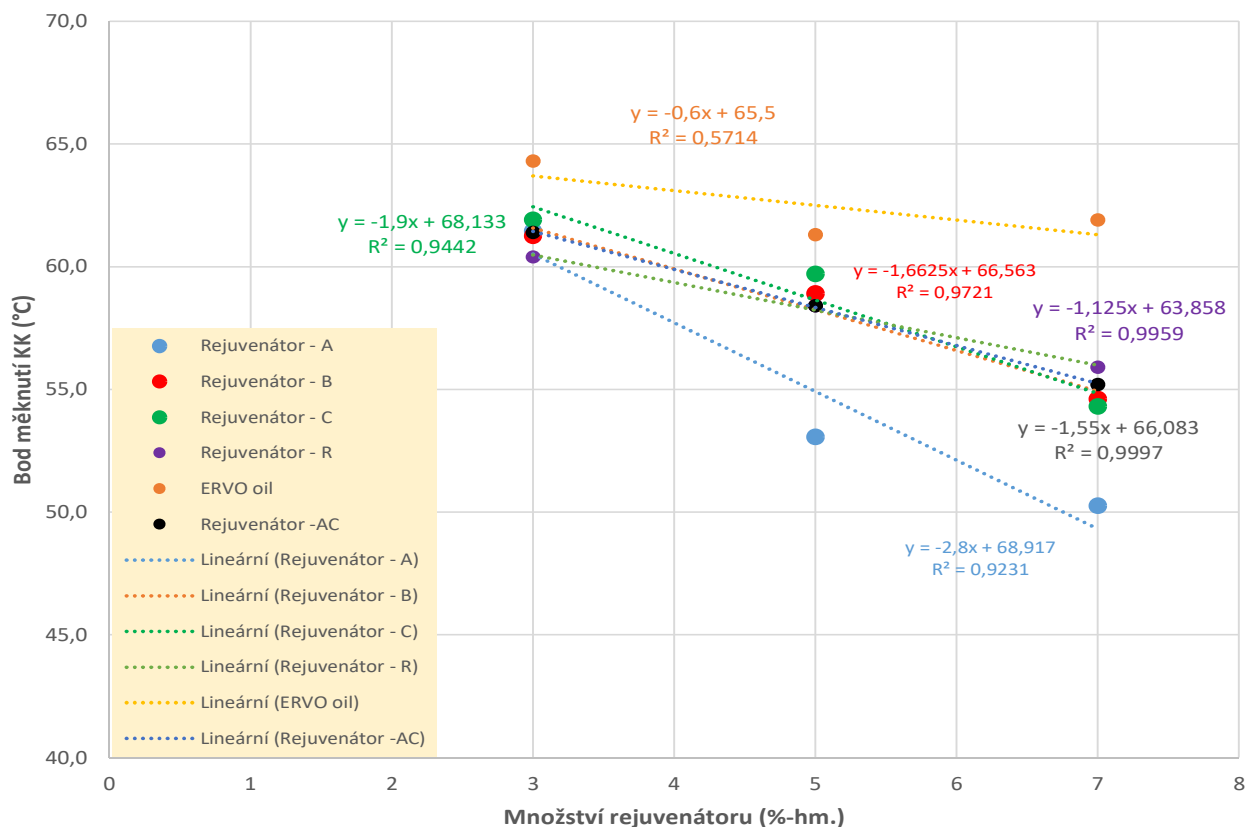


rejuvenátorů alespoň 10 %-hm. asfaltového pojiva. Tuto skutečnost poměrně dobře deklaruje i použití 16 %-hm. v případě varianty Asfalt z RA-II a „EN“. Dalším důležitým aspektem je výsledek při použití 7 %-hm. přísady AC. V tomto případě byla aplikace provedena do dvou vyextrahovaných asfaltových pojiv a je dobře patrné, jak důležitá je pravidelná kontrola vlastností R-materiálu, včetně pojiva, které obsahuje. Zatímco v případě asfaltu RA by bylo potřebné přidávané množství rejuvenátoru zvýšit alespoň na 8 %-hm., tak u asfaltu RA II již zvolená kombinace splní požadavky na přípustnou hodnotu bodu měknutí asfaltového pojiva 50/70. Rozdíl mezi oběma vyextrahovanými asfalty je přitom z hlediska bodu měknutí pouze 3 °C. Na dále uvedeném obrázku 1 jsou pro několik sledovaných rejuvenátorů vykreslené trendy závislosti množství rejuvenátoru a bodu měknutí asfaltového pojiva, které bylo danou přísadou oživeno. Jelikož byla provedena měření jen při třech úrovních dávkování rejuvenátoru, nelze s plnou jistotou tvrdit, že trend bude lineární, nicméně dosažené výsledky, včetně determinačních koeficientů naznačují, že by tomu tak být mohlo.

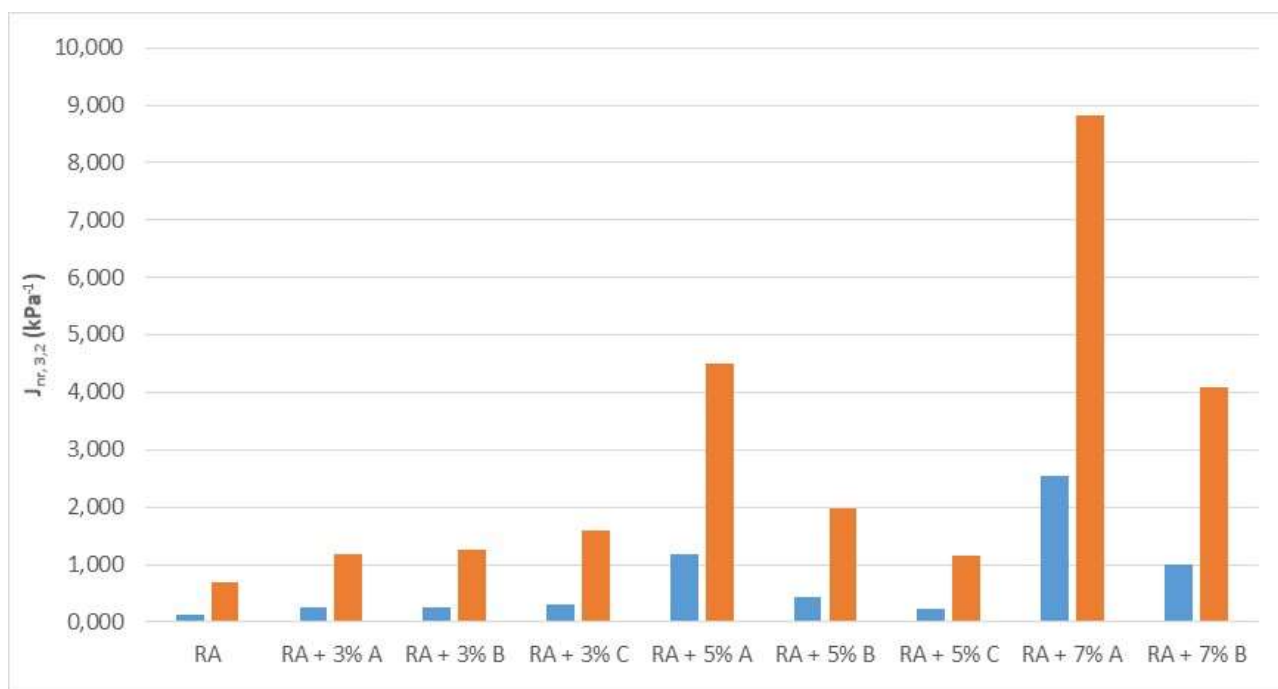
Tabulka 2: Hodnoty bodu měknutí asfaltu vyextrahovaného z R-materiálu a různých podílů sledovaných rejuvenátorů

Asfaltové pojivo	Bod měknutí (°C)	Asfaltové pojivo	Bod měknutí (°C)
Asfalt z RA	65,4	Asfalt z RA + 3% „R“	60,4
Asfalt z RA (II)	62,6	Asfalt z RA + 5% „R“	58,4
Asfalt z RA (12/2020)	52,4	Asfalt z RA + 7% „R“	56,0
Asfalt z RA + 3% „A“	61,6	Asfalt z RA + 3% ERVO	64,4
Asfalt z RA + 5% „A“	53,2	Asfalt z RA + 5% ERVO	61,4
Asfalt z RA + 7% „A“	50,4	Asfalt z RA + 7% ERVO	62,0
Asfalt z RA + 3% „B“	61,4	Asfalt z RA + 3% „AC“	61,4
Asfalt z RA + 5% „B“	59,0	Asfalt z RA + 5% „AC“	58,4
Asfalt z RA + 7% „B“	54,6	Asfalt z RA + 7% „AC“	55,2
Asfalt z RA + 3% „C“	62,0	Asfalt z RA-II + 7% „AC“	53,0
Asfalt z RA + 5% „C“	59,8	Asfalt z RA-II + 5% „EN“	58,4
Asfalt z RA + 7% „C“	54,4	Asfalt z RA-II + 7% „EN“	54,2
Asfalt z RA + 5% „S“	57,4	Asfalt z RA-II + 16% „EN“	44,8
Asfalt z RA + 7% „S“	53,2		

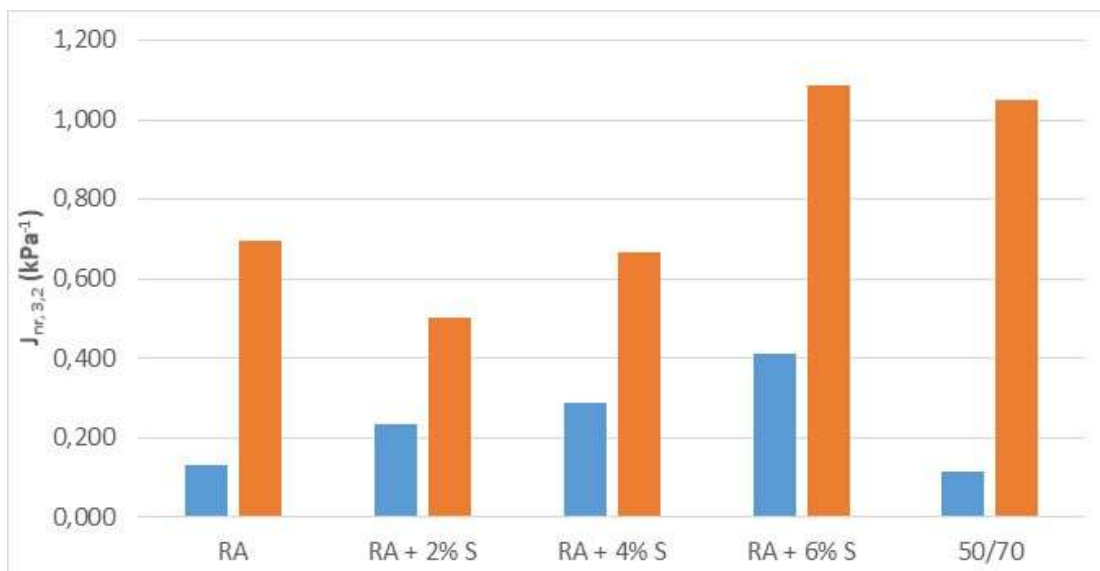
Jiný pohled poskytuje posouzení charakteristik zkoušky opanovaného namáhání a relaxace – zkouška MSCR – dle ČSN EN 16659, jejíž nastavení odpovídá americké AASHTO TP70. Některé vzorky byly současně tetovány v souladu s AASHTO TP350, která odlišně od evropské normy uvažuje 10 dodatečných iniciačních cyklů, než je provedeno vlastní měření při napětí 100 Pa (10 cyklů) a 3,2 kPa (10 cyklů). Výsledky tohoto porovnání nejsou v tomto článku podrobněji prezentovány, lze však uvést, že rozdíly mezi metodami popsány v AASHTO TP70 a AASHTO TP350 jsou dle našich pozorování v případě nevratné smykové poddajnosti minimální. Kde jsou – logicky – rozdíly větší, je volba teploty, při které je zkouška MSCR provedena. V případě prováděných experimentů byly zvoleny dvě teplotní úrovně – v souladu s ČSN EN 16659 v Evropě preferovaná teplota 60 °C a současně s tím zvýšená teplota 70 °C. Pojiva byla analyzována v nezestárnutém stavu, což je odlišnost proti tradičnímu uplatnění této zkušební metody. S ohledem k velkému množství dat, která z těchto měření lze získat, jsou dále uvedeny pouze grafy pro nevratnou smykovou poddajnost (J_{nr}) po proběhnutí 20 zatěžovacích cyklů (obr. 2a-2c). Výsledky jsou porovnány nejen s výchozím vyextrahovaným pojivem z použitého R-materiálu, ale současně s asfaltem 50/70, který se použil dále při výrobě asfaltové směsi s 50 % R-materiálu.



Obrázek 1: Závislost změkčení zdegradovaného pojiva a množství rejuvenátoru

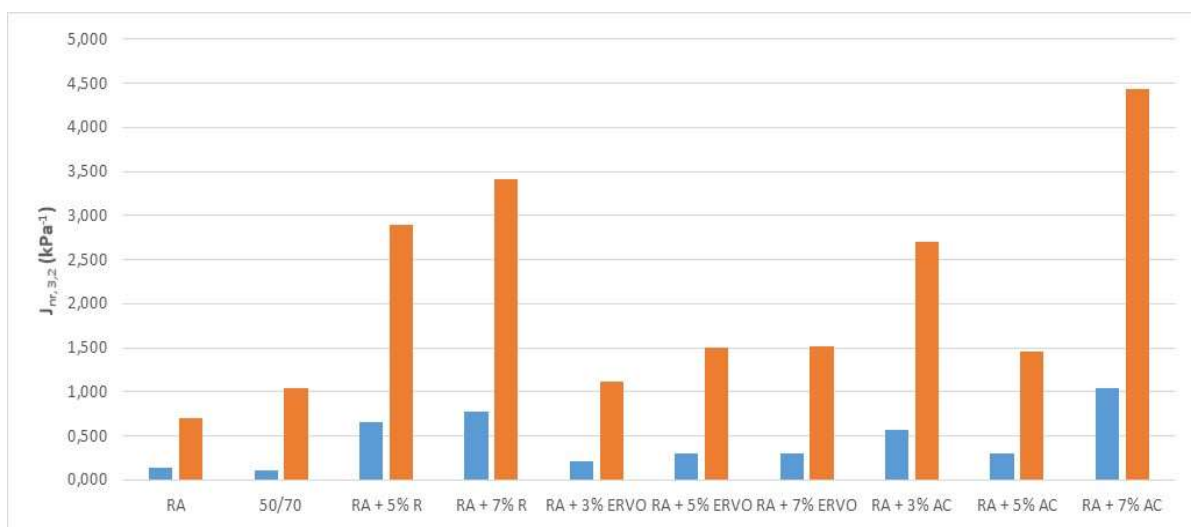


Obrázek 2a: Výsledky MSCR testu – charakteristika J_{nr} (rejuvenátory A, B, C)



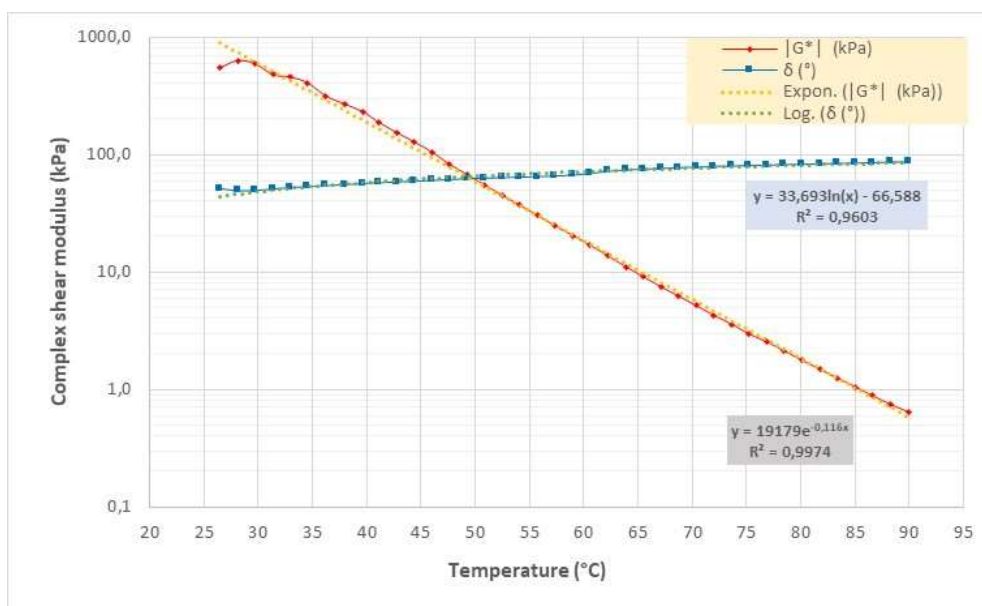
Obrázek 2b: Výsledky MSCR testu – charakteristika J_{nr} (rejuvenátor S)

Z výsledků je patrné, že účinek rejuvenátoru lze prokazovat též prostřednictvím této zkoušky. Zjištěné trendy a chování jednotlivých asfaltových pojiv je přitom celkem logické, tedy s rostoucím množstvím rejuvenační přísady dochází – v některých případech dokonce výrazně – k nárůstu nevratné smykové poddajnosti. Tato skutečnost indikuje, že pojivo se stává méně tuhé. Pokud by se jednalo o modifikovaná pojiva, mělo by smysl podobně se zaměřit i na procentuální elastické zotavení. To u silničního asfaltu není relevantní, resp. nedává příliš smysl tomuto parametru pozornost věnovat. Je proto z našeho pohledu plně dostačující se zaměřit na J_{nr} , případně v budoucnosti blíže hodnotit i rozdílovou charakteristiku $J_{nr,diff}$, která poměruje nevratnou smykovou poddajnost po namáhání 0,1 kPa a po namáhání i dalšími cykly s napětím 3,2 kPa. Tyto výsledky zde s ohledem k rozsahu opět neuvádíme. Z uvedených grafů je dále velmi dobře patrná citlivost jednotlivých variant asfaltových pojiv na účinek zvýšené zkušební teploty. V neposlední řadě je z výsledků patrná účinnost, kterou především z hlediska „změkčení“ asfaltového pojiva a snížení tuhostních charakteristik obecně, má experimentální typ rejuvenátoru označovaný jako „A“. Již přidávané množství 5 %hm- v zásadě převyšuje většinu zbývajících variant a to i v případech, kdy bylo aplikováno 6-7 %-hm. rejuvenátoru v asfaltovém pojivu.



Obrázek 2c: Výsledky MSCR testu – charakteristika J_{nr} (rejuvenátor R, ERVO a AC)

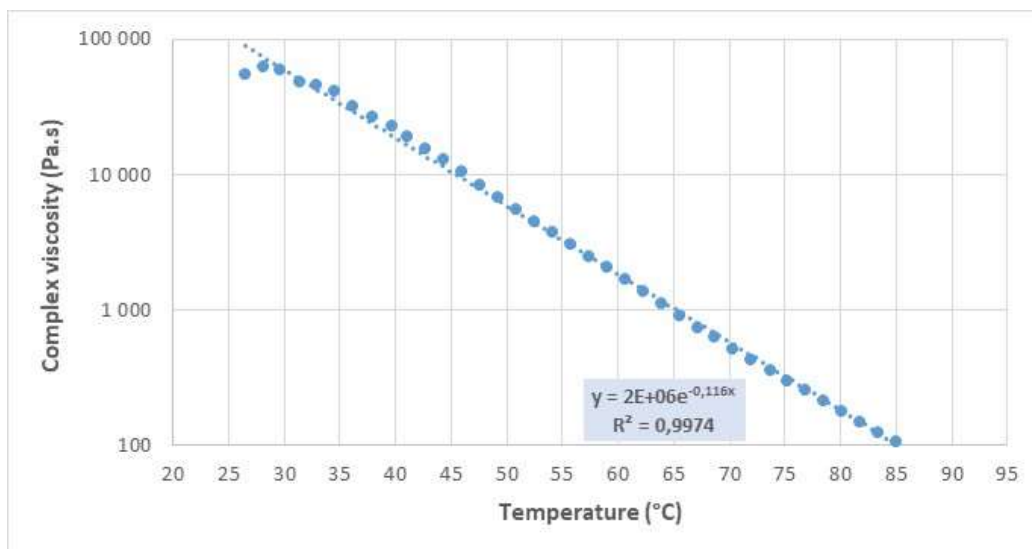
Další zajímavou možností posouzení asfaltových pojiv, resp. možné identifikace účinku rejuvenátoru je použití zkoušky na dynamickém smykovém reometru s tzv. teplotní rampou. Při těchto zkouškách obecně proměnným parametrem, který tvoří určitý definovaný interval je teplota, přičemž další parametry jako je vnášené smykové napětí či frekvence namáhání jsou stanoveny jako neměnné parametry. V souladu s německým předpisem AL BTSV (DSR) [1], který byl vdán německou odbornou společností FGSV v roce 2017 se stanovuje teplota, při které komplexní modul ve smyku $|G^*|$ dosahuje 15 kPa. Při této teplotě a hodnotě komplexního modulu ve smyku se současně dopočítá hodnota úhlu fázového posunutí. Samozřejmě by bylo možné při této teplotě odvodit i hodnotu komplexní dynamické viskozity ($|\eta^*|$) nebo hodnotu komplexní smykové poddajnosti ($|J^*|$). Tyto hodnoty standardně DSR zaznamenává.



Obrázek 3: Závislost komplexního modulu ve smyku na teplotě při oscilační zkoušce v DSR s teplotní rampou při $f=1,59$ Hz

Vlastní zkušební potup dle německého předpisu vychází z nastavených parametrů, kdy smykové napětí by mělo být 500 ± 5 Pa, frekvence při měření 1,59 Hz, teplotní interval 20-90°C s gradientem nárůstu teploty $1,2 \pm 0,05$ K/min. Zaznamenává se průběh G^* a δ . Postup zvolný při měření provedených na FSv ČVUT v Praze s využitím reometru MARS II ThermoHaake zachoval většinu těchto parametrů s výjimkou teplotního intervalu, který byl stanoven rozsahem 25-90°C. Druhou odlišností bylo, že nebyla stanovována pouze teplota při $G^*=15$ kPa, ale i při $G^*=50$ kPa. V zásadě možné by bylo zvolit „jakoukoli“ další hodnotu komplexního modulu, jelikož výpočet jednoduše lze provádět přes vloženou fitovací funkci průběh závislosti měření komplexního modulu ve smyku na teplotě. Obecně pro průběh komplexního modulu ve smyku lze velmi dobře uplatnit exponenciální funkci ve tvaru $y=a \cdot e^{-b \cdot x}$. Zjištěné koeficienty determinace určující míru kvality regresního modelu se pohybovaly nad hodnotou 98 %. Příklad zpracování dat je uveden na obrázku 3. Získaná funkce regresního modelu je potom základem pro stanovení teploty při příslušné hodnotě $|G^*|$.

Na obrázku 4 je uveden příklad dalšího grafu, který lze z naměřených dat získat. Zde se jedná o tokovou křivku vyjadřující závislost teploty a komplexní dynamické viskozity ve smyku. I v tomto případě jako velmi dobrý model funguje exponenciální regresní funkce.



Obrázek 4: Závislost komplexní dynamické viskozity ve smyku na teplotě při oscilační zkoušce v DSR s teplotní rampou při $f=1,59$ Hz

Německý předpis AL BTSV (DSR) stanovuje jako určující úroveň komplexního modulu ve smyku hodnotu $|G^*|=15$ kPa, přičemž z výzkumů prováděných na univerzitě v Braunschweig plyne, že především pro silniční asfalty je teplota, při které je u oscilační zkoušky s teplotní rampou splněna tato podmínka nejvíce podobná teplotě bodu měknutí daného asfaltového pojiva. Z námi získaných výsledků se tato závislost zcela neprojevuje. Naopak se jeví, že teplota stanovená pro $|G^*|=50$ kPa pravděpodobně mnohem lépe koreluje s teplotami bodu měknutí. Porovnáním výsledků tabulky 2 s hodnotami pro $|G^*|=50$ kPa budou patrné rozdíly, nicméně tyto rozdíly jsou mnohem menší, než v případě porovnání s teplotou pro $|G^*|=15$ kPa. Uvedenou zkoušku s parametrem stanovení teploty při konkrétní hodnotě komplexního modulu ve smyku je zjevně možné využít jako alternativní postup, otázkou je, zda lze v nějaké míře uvažovat též dopočítanou hodnotu fázového posunutí. Zde prezentované výsledky ukazují, že referenční nezestárnuté pojivo 50/70 má hodnoty nejnižší, a tudíž v tomto případě lze u asfaltového pojiva předpokládat mírně vyšší elastickou složku komplexního modulu v porovnání se zbývajících variantami. Je otázkou, zda tento parametr a získané výsledky mohou indikovat nějakou charakteristiku chování asfaltového pojiva, která by napomohla při rozhodování o vhodném dávkování rejuvenátoru. Jiným aspektem hodnocení by mohlo být stanovení bezrozměrného parametru teplotní citlivosti, který by bylo možné vyjádřit např. jako $T_{|G^*|=50 \text{ kPa}} / T_{|G^*|=15 \text{ kPa}}$. Pokud bychom tento výpočet aplikovali na data v tabulce 3, potom získáme velmi úzký interval hodnot s rozpětím 1,21-1,16 (pro pojiva RAex potom 1,15-1,18). Je otázkou, zda nám taková dodatečná charakteristika může indikovat nějaký další aspekt komplexního chování pojiva. Pro účel teplotní citlivosti by nicméně mnohem lépe posloužil parametr „b“ s regresní funkce modelu, jak je uveden např. na obrázku 3 pro průběh komplexního modulu ve smyku. Pokud bychom použili analogii stanovení modulu tuhosti u asfaltových směsí, tak víme, že pro měkčí asfaltová pojiva se zpravidla dosahuje vyšších hodnot teplotní citlivosti.

Jiným přístupem hodnocení by bylo stanovení závislosti teploty zjištěné pro $|G^*|=50$ kPa nebo $|G^*|=15$ kPa v závislosti na množství rejuvenační přísady, která se u zestárnutého asfaltu uplatní. Pro takové porovnání však v současné době neexistuje dostatek relevantních dat.

Namísto toho jsou v tabulce 3 červeně zvýrazněny výsledky variant asfaltových pojiv, která byla vyextrahována z asfaltové směsi ACL 16+ s 30% R-materiálu. S výjimkou varianty „RAex s 70/100“ všechny varianty obsahovaly jako přidávané pojivo silniční asfalt 50/70. Uvedená varianty „RAex s 70/100“ využila



přístup uplatnění měkčího silničního asfaltu namísto rejuvenátoru. Výsledky jsou ovlivněny procesem zpětného získání asfaltového pojiva, kdy destilací dochází k jeho degradaci, přičemž míru této degradace v tuto chvíli neumíme posoudit. Přesto zde k pozitivnímu vlivu dochází, především pokud se jednotlivé varianty porovnají se základní variantou asfaltové směsi ACL 16+ s 30% R-materiálu, kde nebylo pro oživení či změkčení zdegradovaného asfaltu v R-materiálu použito žádné z možností – vyextrahované asfaltové pojivo „RAex s 50/70“. Co si lze z tohoto výsledku odnést? Pokud pro konkrétní asfaltovou směs, u které známe základní charakteristiky asfaltového pojiva z R-materiálu, zvolíme některý z rejuvenátorů nebo měkčí silniční asfalt, a pro nastavení „optimálního“ množství především u rejuvenátoru použijeme buď porovnání bodu měknutí, nebo penetrace, nezískáváme tím dle všeho ještě garanci, že ve výsledné asfaltové směsi, kde toto optimum uplatníme, dosáhneme vždy kýženého výsledku. I při zachování stejného postupu přípravy nebo získání vzorku asfaltového pojiva totiž můžeme získat odlišný poznatek. Pokud porovnáme vzorek RAex s 5% „A“ se vzorkem RA + 5% „A“, nebo podobné porovnání provedeme u rejuvenátoru „B“ nebo „R“ bude hodnota $T_{|G^*|=50 \text{ kPa}}$ pro zpětně získané pojivo z asfaltové směsi vyšší. Na straně druhé v případě podobného porovnání u rejuvenátoru „C“ je poznatek přesně opačný. Účinek rejuvenátoru, který nastavujeme na počátku, tedy není zcela jednoznačný.

Tabulka 3: Výsledky oscilační zkoušky s teplotní rampou a stanovením teploty pro $G^*=15 \text{ kPa}$ a $G^*=50 \text{ kPa}$

Asfaltové pojivo	T @ $G^*=15 \text{ kPa}$ (°C)	δ při této teplotě (°)	T @ $G^*=50 \text{ kPa}$ (°C)	δ při této teplotě (°)
50/70	61,0	66,8	50,4	64,1
RAex s 50/70	71,9	73,3	62,3	64,8
RAex s 70/100	63,6	72,6	54,6	65,7
RA I	68,9	75,5	59,6	67,3
RA II	70,5	73,7	61,0	65,8
RA + 3% „A“	72,8	75,0	62,8	67,1
RA + 3% „B“	70,6	84,3	60,9	77,1
RA + 3% „C“	68,9	75,7	59,4	68,7
RA + 3% ERVO	69,0	73,6	59,5	66,0
RA + 5% „A“	61,8	72,2	51,3	66,0
RAex s 5% „A“	69,1	73,0	59,6	64,4
RA + 5% „B“	66,9	73,7	57,0	67,3
RA + 5% „C“	72,4	70,5	62,1	63,1
RA + 5% „AC“	69,2	73,5	59,2	66,3
RA + 5% ERVO	69,5	75,1	60,1	67,6
RA + 5% „R“	66,7	74,0	57,0	66,8
RAex s 6% „R“	68,0	70,9	58,2	63,1
RA + 7% „A“	61,7	74,3	51,2	68,9
RA + 7% „C“	68,5	72,5	58,5	65,7
RAex s 7% „C“	61,8	73,5	53,1	66,3
RA + 7% „AC“	59,2	72,5	49,6	66,1
RA + 7% „R“	64,1	74,3	54,9	67,5
RAex s 7% „B“	68,6	72,0	59,0	63,7
RAex s 10% „B“	61,2	73,1	52,0	66,1



Co se naopak při zachování stejného vzorku R-materiálu jako poměrně dobře korelující jeví, je skutečnost, že vliv měkkého pojiva 70/100 bude podobný použití rejuvenátoru v množství cca 7-10 %-hm. zdegradovaného pojiva. Samozřejmě zde není přitom zohledněna míra degradace (stárnutí) asfaltové směsi, která jeden nebo druhý koncept oživení a změkčení využívá. To vyžaduje další experimentální měření, která by identifikovala vlastnosti pojiva po dlouhodobém stárnutí.

Závěr

Oblast asfaltových směsí se zvýšeným podílem R-materiálu a především asfaltových pojiv, která takové směsi tvoří, nadále platí, že z hlediska poznání vlastností a jejich změn, ke kterým dochází buď mísením různých chemických látek, nebo vlivem vnějších podmínek působících na asfaltové směsi v čase toho pořád ještě více nevíme, než víme. Uplatnění měkkých asfaltových pojiv nebo chemických přísad označovaných jako rejuvenátory je bezesporu správná cesta, jen je potřebné dále sledovat a postupně rozkrývat výhody i nevýhody jednotlivých řešení, jakož i skutečnou přidanou hodnotu, kterou technicky ten který rejuvenátor může přinést. Tento příspěvek přinesl soubor některých poznatků s charakteristikami, které lze získat při hledání optimálního množství dávkovaného rejuvenátoru a zestárnutého asfaltového pojiva. Nejsou zde shrnuty veškeré poznatky provedených měření a podrobněji není diskutována problematika laboratorního stárnutí pojiva oživeného rejuvenační přísadou. Tento aspekt přitom považujeme za velice důležitý, aby bylo především při zvýšeném dávkování R-materiálu docíleno takových vlastností asfaltové směsi, které nás v čase nepříjemně nedoběhnou. Tím se má na mysli zejména případný rychlý nárůst tuhosti a s ním ruku v ruce jdoucí zvýšená křehkost asfaltového kompozitu.

Poděkování: *Tento příspěvek vznikl v rámci podpory Technologické agentury ČR, projekt č. FW01010512 a současně jako dílčí výsledek projektu SGS21/046/OHK1/1T/11.*

Literatura

- [1] FGSV: Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Verformungsverhaltens von Bitumen und bitumenhaltigen Bindemitteln im Dynamischen Scherrheometer (DSR) – Teil 4: Durchführung des BTSV (Bitumen-Typisierungs-Schnell-Verfahrens) AL BTSV (DSR). Kolín n.R., 2017.



3.H Report on proposed harmonised test procedures for durability characterization

(final report D2.2; CoRePaSol - Characterization of Advanced Cold-Recycled Bitumen Stabilized Pavement Solutions, 2015)

Autorský kolektiv: J. Valentin – Fakulta stavební ČVUT v Praze; K. Mollenhauer – University of Kassel (Německo); F. Batista – Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Portugalsko); C. McNally – University College Dublin (Irsko)

CEDR Transnational Road Research Programme

Call 2012: Recycling: Road construction in a post-fossil fuel society

funded by

Denmark, Finland, Germany,
Ireland, Netherlands, Norway



Report on proposed harmonised test procedures for durability characterization

Final report

Deliverable D2.2
December 2015

Coordinator: Czech Technical University in Prague (CTU)

Partner 1: University of Kassel (UK)

Partner 2: University College Dublin (UCD)

Partner 3: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P. (LNEC)

Partner 4: Wirtgen GmbH

Executive summary

The presented report introduces recommended test protocols for advanced test procedures or determination of functional (performance-based) characteristics. These characteristics are typically used to describe the durability of a cold recycled asphalt mix. All the presented characteristics are already well researched most of them are already harmonized by corresponding technical standards within Europe. For cold recycled mixes so far only stiffness as well as resistance to water immersion (moisture susceptibility) was specified in some countries. Limited use of suitable performance related tests can be seen as a constrain for increased efficiency of this set of techniques and increased use of cold recycling as such not only for rehabilitation works but also for new structures. One of the key tasks of CoRePaSol project was therefore to identify, assess and recommend suitable concept, approaches and test protocols. In total 5 areas of interest have been identified:

- Stiffness properties (chapter 1)
- resistance against cracking at low temperatures (chapter 2)



- Resistance against fatigue cracking (chapter 3)
- Moisture susceptibility (chapter 4)
- Simulation of long-term ageing (chapter 5).

Each of the aforementioned areas was studied separately and series of laboratory studies were performed. Results, detailed analyses and recommended test procedures are given by Project reports D2.1 related to each of the areas. Based on these reports a summary was prepared as a simple tool for easier decision and/or daily use by national road authorities. Each chapter of this report which can be seen as a simple guidebook is referencing to the corresponding detailed project report where the reader can find more details and background data.

It has to be highlighted that the defined simple test protocols are understood by the CoRePaSol project team as a proposal since in many cases European-wide only limited experience or findings are available with respect to cold recycled mixtures. In case national road authorities would decide to implement them partly or fully in their technical specifications it is recommended to start an intensive data collection which is necessary to set later appropriate threshold values/limits. In some cases it is further recommended to consider carefully necessity of determining some of the characteristics. This is deliberately mentioned in this report mainly because of the variability of some test results, severity of the test execution or simply the importance of the characteristic with respect to the use of cold recycled mixture in the pavement structure. Finally the set of recommended test procedures does not cover the resistance against permanent deformation. During the research work in CoRePaSol project, the non-linear properties of cold recycled mixtures with low binder contents (≤ 1.5 % cement or lime and ≤ 3 % of bituminous binder either as foamed bitumen or bituminous emulsion) were identified as important parameter for durability assessment. In future additional research is required to further analyze these properties by triaxial testing (monotonic or dynamic) in order to allow for application of Mohr-Coulomb theory known from soils, granular materials and soil stabilized materials.

1. Stiffness properties

1.1 Simplified stiffness test protocol

Stiffness modulus is one of the key performance-based (functional) characteristics related to asphalt mixtures, which is determined for cold recycled mixes in some European countries already for many years. It is at the same time the only one functional characteristic where long track of laboratory tested data can be found internationally and where sufficient experience can be documented for laboratory mixtures as well as field bored specimens from existing pavement structures.

Detailed findings on stiffness testing and different procedures which were compared within the CoRePaSol project can be found in the Project report D2.1: "Report on durability of cold-recycled mixes: Test procedures for stiffness determination".

In mechanistic or mechanistic-empirical pavement design procedures, usually the material stiffness is applied in the form of elasticity modulus "E". This is a simplification of the real behaviour of the road materials because of viscoelastic properties of bituminous bound materials as well as non-linear deformation of unbound pavement materials.

During asphalt mix design the stiffness modulus is evaluated often in order to optimise the pavement material towards high bearing capacity. It is therefore highly recommended to implement stiffness modulus determination in national specifications and technical procedures used by national road administrations.



Recommended test procedure:	Non-destructive indirect tensile stress test on cylindrical specimens (IT-CY)
Relevant European standard:	EN 12697-26, Appendix C
Specimen dimensions:	It is recommended to use cylindrical specimens of 150 mm diameter (same like for indirect tensile strength test). The specimen thickness should be between 60 and 70 mm. It is possible either to compact test specimen with this thickness or to cut cured test specimen of minimum thickness 125 mm into two specimens applicable for stiffness testing.
Test temperature:	The stiffness should be tested at the same temperature like indirect tensile strength. It is preferred to use 15 °C. At the prescribed test temperature the test specimens have to be conditioned for at least 4 hours.
Conditioning:	The test specimens are prepared and cured according to the procedures described in Project report D1.2. It is necessary to pay always attention to the type of binder which is applied for the cold recycled mixture. It is possible to run stiffness testing before indirect tensile strength test. In this case after stiffness testing the test specimens should be conditioned at the ITS test temperature for at least additional 2 hours.
Informative threshold values:	Based on findings collected within the CoRePaSol project as well as data which were available in the literature or laboratory reports beside the CoRePaSol project it can be recommended as an indication: <ul style="list-style-type: none">• For mixes containing at minimum 2 % cement the stiffness after 14 days curing (according to the procedure described e.g. in the Project report D1.1 or Project report D1.2) determined for test temperature 15 °C should be at least 3,500 MPa. This is valid for cold recycled asphalt mixtures where reclaimed asphalt is dominating the mix.• For mixes without cement or with cement content ≤ 1 % and bitumen content (in terms of residual bitumen) not exceeding 3 % the stiffness determined after accelerated curing shall be for test temperature 15 °C at least 1,200 MPa. This is valid for cold recycled asphalt mixtures where reclaimed asphalt is dominating the mix.• If reclaimed asphalt is replaced in higher content by recycled concrete no clear final conclusions can be made. In general it seems that mix design containing reclaimed asphalt has slightly higher stiffness values which might be given also by the activity of the bitumen in the recycled material. On the other hand if higher content of bituminous binder would be used in combination with higher content of cement and recycled concrete the resulting cold recycled mixture demonstrated repeatedly stiffness values $>4,000$ MPa at test temperature of 15 °C.

1.2 Complex dynamic modulus test protocol

Advanced strain behaviour of asphalt mixes can be determined by dynamic complex modulus testing which is standardized in EN 12697-26, method 4PB-PR (four point beam test on prismatic test specimens). In general this test method does not allow only the determination of dynamic modulus (resilient modulus) at different temperatures but because of using test procedures with different frequencies in a range of 0.1 Hz to 50 Hz it is also possible to calculate and analyse master curves which can be drawn for complex modulus as well as for phase angle. Master curves offer usually a very complex view on the deformation behaviour of an asphalt mix allowing shifting values of complex modulus or phase angles gained at different temperatures to a wide frequency range for a reference temperature due to the applicability of time-temperature superposition



principle. Applying this approach it is possible to show behaviour of an asphalt mixture for different types of traffic loading and traffic flow speed. Complex modulus determined by 4PB-PR test can be seen as an alternative characteristic to more common and simpler stiffness test using the IT-CY procedure as described in the previous chapter.

Since cold recycled bitumen stabilized mixes can be defined as similar to hot asphalt mixes the principles of complex modulus testing and assessment should be similar or same. This is also the presumption which is related to this study. Similarly to other tests of cold recycled mixes the key critical aspect is related to curing and time period when test specimens have to be tested. In this report it is recommended to use 28 days curing or corresponding time related to accelerated curing.

Detailed findings on complex dynamic modulus testing and the assessed test procedure including the approach for determination of complex modulus master curve as used within the CoRePaSol project can be found in the Project report D2.1: "Report on durability of cold-recycled mixes: Complex dynamic modulus and master curves of cold recycling mixes".

Recommended test procedure:	Non-destructive four-point beam test on prismatic specimens (4PB-PR)
Relevant European standard:	EN 12697-26, Appendix A
Specimen dimensions:	The specimen dimensions are given by the EN 12697-26 standard and these conditions have to be followed. The specimens are cut from laboratory compacted slabs of 300x400x50 mm dimensions.
Test temperature:	The complex dynamic modulus can be determined in a temperature range of 0 °C to 30 °C. It is preferred to include also temperature of IT-CY stiffness testing if this test is run in parallel. At the test temperature the test specimens have to be conditioned for at least 4 hours if the temperature is > 10 °C and for at least 6 hours if the test temperature is ≤ 10 °C.
Conditioning:	Cold recycled mixes stabilized by bituminous emulsion or foamed bitumen and cement (> 1 %) were left two days at 90-100 % relative humidity and at temperature of (20±2) °C. Then the test slabs were stored at a dust free place in the laboratory at 40-70 % relative humidity for additional 26 days at the same temperature. Cold recycled mixes stabilized by bituminous emulsion or foamed bitumen with cement content ≤ 1 % are left for 1 day at 90-100 % relative humidity and temperature of (20±2) °C. Then the test slabs are stored at (50±2) °C in a climatic chamber for additional 4 days. The test specimens were then stored at 40-70 % relative humidity and at temperature of (20±2) °C for additional 14 days after this accelerated curing before the particular 4PB-PR testing.
Informative threshold values:	No threshold values are recommended since this test can be used for scientific purposes but is not suitable for daily practical testing or mix design of cold recycled mixes. Additionally there is only limited set of tested data either from the CoRePaSol project or from other internationally done 4PB-PR testing. At the same time the precision of this test is in case of cold recycled asphalt materials very limited.

NOTE:

- The crucial problem of this test and its application in the field of cold recycled mix assessment can be seen in test specimen (slab and beams) preparation. First problem repeatedly occurred during slabs production and handling – mainly curing and demoulding is very critical. The slabs are highly sensitive to handling and in many cases it is repeatedly very difficult to demould the slabs even after 14-28 days



of curing. This is additionally blocking such mould for any other specimen preparation. Similarly complicated is the cutting of slabs to preparing prismatic test specimens. It was impossible mainly for cold recycled mixes with lower cement content to gain beams without broken off edges. Such defects are then influencing the measured test data and the variability of gained results is too high. It is of course recommended to cut the slabs before the 28 days curing is over to reduce the risk of such defects as much as possible.

- Besides the mentioned problems during specimen preparation a regular assessment of this characteristic would be additionally limited by the fact, that 4PB-PR test needs special equipment which might be available to finite number of road laboratories where it is used for advanced functional asphalt testing, innovations and research. Also from this point of view it is at this moment not tangible to recommend the complex modulus and 4PB-PR test as a standard which should be applied for cold recycled mixes.

1.3 Alternative stiffness test methods

The stiffness evaluation procedure as specified in EN 13286-43 for cement stabilized materials using indirect tensile strength tests can be applied besides test procedures defined in EN 12697-26 for cold recycled materials. In this case additional modifications are necessary. This test method should be used as informative since so far limited experience and tested data are available. At the same time it is necessary to pay attention to following recommendations:

To allow mechanistic pavement design calculations, the stiffness of the mixture shall be evaluated at varied temperature and loading speed conditions to evaluate the viscoelastic behavior of the mixture.

To apply stiffness modulus values during mix design, the test conditions like temperature and loading rate has to be specified in detail in order to allow for comparable test results. This is similar to the approach for indirect tensile strength as assessed e.g. in report D1.2.

CBR test method can be applied as simple evaluation tool for stiffness and/or permanent deformation assessment. Though, the results don't allow for mechanistic pavement design because of non-controlled loading conditions during the test.

2. Resistance against cracking at low temperatures

Part of the research done within the CoRePaSol project focused on cold recycled mixture characterization related to behaviour in the range of low temperatures (≤ 0 °C), mainly on crack initiation and propagation issues. Although this type of resistance is important for bituminous materials and their durability, especially if used in pavement binder or base courses, very limited knowledge exists so far (limited studies on fractural energy, none in crack propagation) for cold recycled mixes. This might be less important for mix types with very low content of bituminous and/or hydraulic binder, nevertheless similarly to hot asphalt mixes it might play more important role in case of cold recycled mixes which are continuously bond by bituminous binder (≥ 2.5 % of residual binder content) or are designed as combination of bituminous and hydraulic binder with cement content > 1 %.

Two tests were identified as potentially suitable and assessed with respect to their applicability for cold recycled mixtures (specimen preparation, curing time, possible impact of residual water captured in the compacted material etc.). Same number of mixes with identical mix design like for other subtasks presented in Project reports D2.1 was used focusing on coverage of the main alternatives of cold recycled mixes (i.e. mixes where only bituminous binder is used, mixes where combination of bituminous binder and higher



content of cement is applied). Additionally mix designs are included where reduced content of bituminous and/or hydraulic binder was assessed as well as mixes where reclaimed asphalt material was replaced fully by recycled concrete or natural aggregates used in filtration base layer of a pavement. Within this set of mix designs variations were analyzed containing pulverized (fine-grained) and activated recycled concrete as a substitute to cement.

Detailed description and findings for the selected three tests can be found in the Project report D2.1: “Report on durability of cold-recycled mixes: Behaviour in low temperature range - cracking”.

2.1 Semi-Circular Bending test (SCB)

SCB test is used as a destructive test for assessment of resistance to crack origin and propagation. The test follows the standard EN 12697-44: Crack propagation by semi-circular bending test. The standard focuses on hot mix asphalt, however in this part of an overall research report possibilities were verified of its application on cold recycled mixes with different types of reclaimed asphalt and different binders.

The most important parameters, which is determined by the SCB test are maximal stress and fracture toughness. In this connection EN 12697-44 can be used for determination of the stress intensity factor in crack propagation mode no. 1, or modes no. 1 + 2. The mode depends on the angle α , which forms the notch with the base of the specimen. However, EN 12697-44 doesn't consider the possibility of the tilt of the notch. It means that it considers only the mode 1.

2.2 Flexural strength test (FS)

Flexural strength test follows Czech technical specifications TP 151 primarily set for hot-mix asphalt. It means that these specifications are used for bituminous mixtures usually found in binder or upper base course of heavily trafficked roads. Nevertheless, within the research done in CoRePaSol project this test and related characteristics were evaluated with respect to their applicability for cold recycled mixes, mainly because of its simplicity. The principle of the test is to determine deformation characteristics of a bituminous mixture at low temperatures (usually in the range of 0 °C to -20 °C) by flexural three-point strength test. For the test beam specimens are used and they are loaded by three point bending. The beam specimens are usually cut out from slabs prepared by roller compactor according to EN 12697-33+A1. The test determines the resistance of a mix against crack initiation at given temperature.

Recommended test procedure:	a. Semi-circular bending test (SCB) b. Flexural strength 3-point beam test (FS)
Relevant European standard:	a. EN 12697-44, Appendix A b. Czech technical specifications TP151
Specimen dimensions:	For SCB test the specimen dimensions are given by the EN 12697-44. In general test specimens used for ITS or IT-CY determination can be used, the thickness of the test specimens should be limited to 50 mm, i.e. it is always necessary to cut the specimens. For FS test the prismatic specimens are usually cut out from slabs prepared by segment compactor according to EN 12697-33. The slab thickness should be 50 mm.
Test temperature:	Both tests can be run in a temperature range between 0 °C and -20 °C. Usually SCB test is performed at 0 °C or -10 °C with a loading speed of 5 mm/min. The FS test is preferably done at 0 °C or -5 °C with a loading speed of 1.25 mm/min. In both cases the test specimens should be conditioned for at least 8 hours before testing.



Conditioning:	<p>For SCB test the specimens are prepared and cured according to the procedures described in Project report D1.2. When the accelerated curing or standard curing of 14 days is over the specimens are additionally cured for 12-14 days at relative humidity of 40-70 % and temperature of (20 ± 2) °C before cutting the semi-cylindrical specimens including the notch. By this procedure it is possible to reduce the defects of the test specimens.</p> <p>For FS test the curing procedure follows the description given in chapter 2 of this report for complex dynamic modulus. Specimens are always tested after 28 days.</p>
Informative threshold values:	<p>With respect to possible recommendations in terms of threshold values for cold recycled mixes following indicative proposal can be made:</p> <ul style="list-style-type: none">• In case of flexural strength test it is recommended to carry out the test with 1.25 mm/min loading velocity on specimens with cross sectional dimensions of 50x50 mm at -5 °C. The minimum flexural strength value should be 1.0 MPa or 1.1 MPa. At least 4 beams should be tested for each mix.• The crack propagation test according to EN 12697-44 should be done on specimens of 150 mm diameter which are cut in two semi-circular specimens. The mean value should be derived from at least 4 semi-circular test specimens. A loading velocity of 5 mm/min has to be applied and the test should be carried out at least for the temperature of 0 °C. Proposed minimum fractural toughness value at this temperature is 12 N/mm^{3/2} (maximum stress ≥ 2.2 MPa) for cold recycled mixes with >3 % bituminous emulsion or foamed bitumen and >1 % cement. If the cold recycled mix contains 2.5-3.0 % of bituminous emulsion or foamed bitumen minimum fractural toughness can be reduced to 9-10 N/mm^{3/2} (maximum stress ≥ 1.7 MPa). <p>Proposed values have to be understood as preliminary and it is highly recommended to continuously collect data for cold recycled mixes in the field of crack propagation and behaviour in low temperature range for a period of at least 5 years.</p>

NOTE:

- In general crack propagation (SCB) test according to EN 12697-44 is suitable for cold recycled mixes and due to the availability of a harmonized standard might be easier to adapt.
- Relaxation test which can be derived from the FS test does not show any important findings about cold recycled mix behaviour and the relaxing times are usually very small indicating limited importance of this parameter. It is recommended not to follow this test.
- There might be some limitations with respect to use one of the tests in relation to applied mix designs. In general none of the tests will be suitable for cold recycled mixtures with low bituminous binder content (≤ 2.5 %) and hydraulic binder content (≤ 1.0 %). In such cases cracking might be even of very low importance (similarly to granular base layers).
- It is recommended to carry out selected tests always on specimens which have at least 28 days curing period. In this case it is possible to avoid defects to the specimens especially during the test preparation and specimen manipulation.
- It should be stated that mainly for cold recycled mixes with grading 0/22 mm and coarser the propagated crack might not always happen as expected below the area of applied loading. It can simply occur also outside the loading area. Since the material is not identical to asphalt mix or cement concrete and the bonds within the material matrix are lower, the crack will mostly occur in the domain of weakest cross section.



- Other available test protocols according to EN 12697-46 could not be applied during CoRePaSol project. Because of aforementioned restraints, the uniaxial tensile loading applied within these tests will result in a pure applicability of these protocols on cold recycled mixtures with high contents of binders. As these tests are focussing on the low-temperature cracking performance at the surface of flexible pavements, the need for testing cold recycled materials is reduced.

3. Resistance against fatigue cracking

The resistance to fatigue of an asphalt mixture is a crucial material parameter which affects the lifetime span of the entire pavement structure. The importance of fatigue characteristics is evident even from the fact that many pavement design methods utilize asphalt mixture fatigue resistance as the key input parameter to compute the multilayer pavement structure. The fundamental problem consists in realistic prediction of “in situ” fatigue behaviour derived from the laboratory fatigue tests. The reliability of such estimation depends on the simulation of the conditions close to the real pavement with proper detection of the tipping (failure) point and a proper assessment of the shift factor (laboratory → real pavement). The maximum tensile stress in the road pavement is mostly induced on the lower face of the bottom layer bound by bitumen. Therefore a heavy repetitive loading can provoke the appearance of a fatigue cracking phenomenon development proceeding from the bottom upwards to surface (Bottom-Up Cracking). Despite this, numerous road pavement structures manifest cracks which are not related to tensile stress on the lower face of bound pavement layers, but arise on the surface and propagate in a downward direction (Top-Down Cracking). Regardless of the direction of a crack development in a pavement structure, individual layers, or the quality of materials used in individual layers in terms of fatigue resistance respectively, the ability of mixtures resist to cracking is assessed by a laboratory fatigue test. As it is a key characteristic entering the design methodologies of flexible pavements in countries across the continents, discussions of individual methods, their exact descriptions, the applicability and usability of these tests or on their alternative versions are continuously occurring in the professional community.

The influence of fatigue properties can be observed in the design equation characterizing the number of load repetition resulting in a given level of pavement deterioration (TNVcd in the Czech pavement design, ESAL in Californian design methodology and or allowable layer strain ϵ_t in France). Each of these mentioned methodologies has a slope of the Wöhler curve (S-N curve) in the exponent of their design equation. In other words, the laboratory determined fatigue characteristics have power law influence on the pavement design lifetime (maximal number of ESAL).

A traditional common engineering approach is the design of a road pavement with a high thickness using asphalt bounded layers with a high Young's modulus for higher classes of roads with high traffic volumes. Thus, due to the multi-layer theory of the road pavement design and the height-to-stiffness ratio, the strain at the lower face of consolidated layers is reduced to a level where higher fatigue resistance is ensured. On the other hand, road pavements with lower traffic volumes should rather be of a flexible type (with a lower thickness of bound layers) using open-graded asphalt mixes with a lower Young's modulus, but high resistance to repetitive loading. Nevertheless, so far properties related to cold recycled mixes (BSM, BCSM etc.) that an engineer may use in the pavement design not only for rehabilitation actions or projects, is missing.

If the small deformation theory is utilized, the highest stresses from a tire passing on the pavement surface occur in the surface course and with regard to the above mentioned. It seems that the optimal process would not be to increase the binder content in this layer but rather look for alternatives. The bottom asphalt bound



layer should than be optimized for fatigue resistance, in terms of increasing binder (bitumen and or cement), possible use of modifications and additives, which is more sustainable and economically effective.

As was demonstrated by others as well as during complex dynamic modulus determination the preparation of beam specimens, especially the cutting procedures makes the normally used test methods based on the bending unsuitable for both cold recycled mixes. It was not possible to attain a desirable final specimen precision even when a waterjet cutting technology was used during the CoRePaSol project. Therefore it is recommended in the Project report D2.1 related to fatigue testing of cold recycled mixes not to use test methods requiring beam specimens (4PB or 2PB tests), because of the impossibility to prepare proper precious test specimens. Based on that, the Indirect Tension Fatigue Test (ITFT) was considered as the only suitable test method for the determination of fatigue resistance of cold recycled mixtures. This decision was made despite of the fact that there is criticism of some scientists and asphalt experts on this test method.

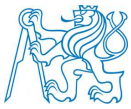
Detailed description and findings related to test setup, data fitting procedure, loss modulus concept or dissipated energy concept as well as variability of the test method can be found in the Project report D2.1: "Report on durability of cold-recycled mixes: Fatigue characterization applicable to cold recycled asphalt mixes".

Recommended test procedure:	Indirect tension fatigue test
Relevant European standard:	EN 12697-24, Appendix E
Specimen dimensions:	It is recommended to use cylindrical specimens of 150 mm diameter (same like for indirect tensile strength test). The specimen thickness should be between 60 and 70 mm. It is possible either to compact test specimen with this thickness or to cut cured test specimen of minimum thickness 125 mm into two specimens applicable for stiffness testing.
Test temperature:	The standard test temperature given by European standards for asphalt mixtures is either 10 °C or 20 °C.
Conditioning:	The test specimens are prepared and cured according to the procedures described in Project report D1.2. It is necessary to pay always attention to the type of binder which is applied for the cold recycled mixture. After the standard curing the specimens are stored additional at least 14 days before starting the fatigue testing. The fatigue test can be run following different approaches of data assessment. Either 50% modulus loss concept or dissipative energy concept can be used. It is always necessary to specify what concept was finally used.
Informative threshold values:	Based on very limited number of tested mixture it is at this moment not possible to indicate or recommend any threshold values.

NOTE:

Besides the above defined setup for the fatigue test recommended to cold recycled mixtures additional findings and facts related to this type of test should be made:

- The cold recycled mixtures exhibit very abrupt decrease of stiffness during the fatigue testing. The loss of the stiffness cause very low fatigue life when assessed by 50% modulus loss concept using either Wöhler curve or Weibull model.
- In case of dissipated energy concept the Hopman and Pronk method seems to be most suitable for studied cold recycled mixtures, nevertheless this has to be proven by long-term fatigue testing of sufficient number of various cold recycled mixtures. The Hopman and Pronk method presents the best ability to



determine interface between crack initiation and propagation as is given also by the correlation coefficients shown in related Project report D2.1.

- All of the testing and analytical methods show very high deviation. It is above an extent of this project to determine to which extents is it caused by the raw material quality or the problem is related to laboratory specimen preparation. It seems to be a typical problem related to cold recycled mixtures.
- In some cases of tested cold recycled mixtures fatigue resistance has shown very high variability. This might be contributed to the heterogeneity of aggregate coating (in case of using foamed bitumen) when the foam technology does not create a uniform bituminous film.
- It is recommended to implement the variability of test results in the pavement design methodologies with the use of partial variance coefficient.

4. Moisture susceptibility

Moisture susceptibility of cold recycled mixes can be determined similarly to hot mix asphalt according to EN 12697-12 or according to national practices, methods or technical specifications developed specially for cold bituminous mixtures. For instance, in the Czech Republic, moisture susceptibility of cold bituminous mixtures is traditionally evaluated according to the Czech technical specification TP 208 dedicated to cold in-situ recycling. Moisture susceptibility in the case of TP 208 is similarly to the procedure described in EN 12697-12 defined as a ratio of indirect tensile strength (ITS) value for dried and saturated (cured) specimens. It usually depends on national practice if the unsaturated (dry) specimens are tested after 7 or 14 days and if there is a time difference between dried and saturated test specimens. In general, the specimens of cold recycled mixes are cured, according to this test procedure, for 7 days in air (dry) at laboratory conditions. Half of the test specimens are then conditioned for an additional 7 days using water saturation. Only dry cured specimens are immediately tested on their ITS after the referred seven days of curing. Besides the aforementioned attention was paid also to a modified procedure based on American AASHTO T283 moisture susceptibility test for hot mix asphalt. In this case one frost cycle is included for the water saturated specimens to simulate the combined effect of water immersion and freezing. This might be important for continental regions of Europe as well as for Northern European countries.

In case of most of the used test methods the determined values of moisture susceptibility exceed repeatedly the value of 100 %, especially if bitumen and cement are used as a combined binder. In cold bituminous mixtures this could be more frequent due to differences in tested specimens curing (e.g. “wet” test specimens being 7 days older than “dry” specimens can show for “wet” specimens a more advanced curing process, thus presenting higher strength than “dry” specimens). Further the access of additional water to the specimens can result in additional hydration of the cement in these mixtures. Therefore, comparison of the ITS values measured with specimens of the same age seems to be more advantageous and relevant to avoid the time factor, however, the impact on the practical aspects should be also taken into account. Determination of the ITS value of the unsaturated specimens would be carried out after 14 days of specimen curing instead of presently used 7 days, which is inconsistent with the prevailing efforts to minimize the traffic restrictions. A suitable alternative approach is to produce a larger number of laboratory specimens to get more possible alternatives of the moisture susceptibility ratio.

In some countries, moisture susceptibility tests are performed on test specimens of the same age. This is the case, e.g. of France, where the Duriez test (unconfined compression test on Duriez test specimens conditioned with/without water immersion) is usually applied in order to investigate the resistance of mixtures against water immersion, in accordance with the French standard NF P 98-251-4. In this case, the test requires both groups of test specimens to be tested at 14 days, but with different conditioning. Some



disadvantages are associated with the Duriez method, being one of them the relatively long duration needed for testing. Another example comes from southern European countries such as Portugal and Spain, where a shorter time and higher temperatures for curing (3 days at 50 °C) are used, prior to assess specimens' moisture susceptibility. Therefore, it is clear that in many other countries where cold recycling technology is carried out, other approaches for moisture susceptibility determination can be found, as is summarized in CoRePaSol Project report D1.1 or Project report D1.2.

Detailed description and findings for comparison of selected test procedures and the defined curing conditions are given in the Project report D2.1: "Report on durability of cold-recycled mixes: moisture susceptibility".

Recommended test procedure:	a. Moisture susceptibility procedure according to EN 12697-12 b. Modified moisture susceptibility procedure according to AASHTO T283 (including one frost cycle)
Relevant European standard:	EN 12697-12 and AASHTO T283
Specimen dimensions:	Test specimens are prepared according to the recommendations given in Project report D1.2. Standard test specimens used for ITS determination are used for moisture susceptibility testing.
Test temperature:	Indirect tensile strength test is done according to the recommendations presented in Project report D1.2. Preferably 15 °C should be used to get an additional comparison to stiffness testing. The conditioning temperature for saturated test specimens during water immersion or freezing shall follow the specifications given by particular technical standards.
Conditioning:	<u>Cold recycled mixes containing only bituminous binder or combination with hydraulic binder (cement) $\leq 1.5\%$:</u> Dry specimens - Accelerated curing + 3 days storing dry Saturated specimens (EN) - Accelerated curing + water saturation under pressure (6.7±0.3) kPa and 3 days in water in 40 °C Saturated specimens (AASHTO) - Accelerated curing + water saturation under pressure (6.7±0.3) kPa, freezing cycle with temperature (-18±3) °C for a minimum period of 16 hours. After that specimens are immersed in water at a temperature of (60±1) °C for 24 hours <u>Cold recycled mixes containing bituminous binder and hydraulic binder (cement) $> 1.5\%$:</u> Dry specimens – 14 days air curing Saturated specimens (EN) - 11 days air curing + water saturation under pressure (6.7±0.3) kPa and 3 days in water in 40 °C Saturated specimens (AASHTO) - 12 days air curing + water saturation under pressure (6.7±0.3) kPa, freezing cycle with temperature (-18±3) °C for a minimum period of 16 hours. After that specimens are immersed in water at a temperature of (60±1) °C for 24 hours.
Informative threshold values:	So far the only existing threshold values are always linked to the national procedures used in countries like the Czech Republic, Germany, France, Spain or Portugal. Based on the so far gained results indicative minimum ITS values can be proposed but data collection by each country is needed. For cold recycled mixes stabilized only by bituminous binder or in combination with $\leq 1.5\%$ cement the indicative limits for ITS value should be 0.65 for EN procedure or 0.60 for modified AASHTO procedure.



	For cold recycled mixes stabilized by combined binder of bituminous emulsion or foamed bitumen and cement with content > 1.5 % the indicative limits for ITSr value should be 0.75 for EN procedure or 0.70 for modified AASHTO procedure.
--	--

NOTE:

Moisture susceptibility can be seen as one of the crucial characteristics of cold recycled mixes and it deserves a proper attention. Quite essential would be continuous research of the voids content influence, because, as mentioned in the Project report D2.1, the part dedicated to this characteristic, the voids content is one of the most influential factors. Due to current pavement construction practice in the area of cold recycled mixes, the voids content is significantly varying, which is caused by the considerable heterogeneity of reclaimed asphalt (reclaimed pavement material), is nevertheless influenced also by the question what is recycled (only asphalt layers or combination of an asphalt layer and e.g. base unbound material). Additionally the grading envelope limits for cold recycled mixes have another effect on voids content and therefore on moisture susceptibility. It has been found earlier in CoRePaSol project that in some countries the grading envelope is relatively wide. The fact of the heterogeneity issue makes formulating of any conclusions and strict recommendations extremely difficult.

5. Simulation of mix ageing in laboratory

Asphalt pavement layers are exposed to traffic and environmental influence which are limiting their service lifetime. Due to long term ageing influenced by oxygen, UV radiation and high temperature, chemistry of bitumen changes, the viscosity of bituminous binder increases and the flexible character of the asphalt pavement are reduced. The ageing of asphalt layers depends on the accessibility of oxygen and therefore on the layer position in the pavement and its voids content. Ageing potential of an asphalt layer depends further on its kind of bituminous binder and aggregates. Knowledge of the effect of ageing in different asphalt layers is important when introducing durability considerations into mix design for asphalt materials.

In order to evaluate if there is an effect of ageing in road layers composed of cold recycled materials which has to be taken into account in the mix design procedure, an ageing procedure according to the conclusions and recommendations of Re-Road project and RILEM coordinated project was applied on laboratory produced bitumen stabilised material. These procedures could also be implemented into prEN 12697-52. The evaluation of the results is intended to consider ageing effects during mix design and to assess the performance during service lifetime.

Detailed description and findings for evaluated ageing test procedures and are given in the Project report D2.1: "Test procedures for simulating long-term ageing".

Recommended test procedure:	Long term ageing of test specimens or bulk cold recycled mix
Relevant European standard:	Recommended procedures according to prEN 12697-52
Specimen dimensions:	Test specimens are prepared according to the recommendations given in Project report D1.2. Standard test specimens used for ITS determination are used for laboratory ageing simulation. Alternatively it is possible to use and age test specimens which are according to chapter 1 of this report used for stiffness testing. In case of ageing bulk reclaimed asphalt it has to be spread on a suitable metallic tray in a layer not exceeding 3 cm. In this case it is not possible to age a cold recycled mix with used binders. Such procedure is possible only in the case that bituminous binder is later extracted and binder properties are assessed. Similarly



	this procedure of ageing can be used if the laboratory aged material will be used for multiple recycling.
Test temperature:	Ageing is done always at 85 °C.
Conditioning:	<p><u>Cold recycled mixes containing only bituminous binder or combination with hydraulic binder (cement) ≤ 1.5 %:</u></p> <ol style="list-style-type: none">1. Accelerated curing according to Project report D1.22. Ageing of test specimens for 5 days at the test temperature <p>In case of long-term ageing of bulk mixture, it is necessary to run the accelerated curing of such mixture and applying then laboratory ageing for 9 days at the test temperature.</p> <p><u>Cold recycled mixes containing bituminous binder and hydraulic binder (cement) > 1.5 %:</u></p> <ol style="list-style-type: none">1. 14 days air curing according to the Project report D1.22. Ageing of test specimens for 5 days at the test temperature <p>In case of long-term ageing of bulk mixture, it is necessary to run the 14 days curing of such mixture and applying then laboratory ageing for 9 days at the test temperature.</p>
Informative threshold values:	<p>So far neither for ITS, nor for stiffness ageing index was prescribed. It is recommended to collect data to make in the future possible to set a suitable threshold value for such index.</p> <p>It has been further found that the softening point ring and ball as representative of the recovered bitumen properties are not feasible to identify differences in ageing effects between cold recycling mixtures. Therefore, mechanical tests on specimens are necessary to identify the ageing susceptibility of these materials.</p>

6. Research needs

In addition to the research needs discussed within notes in the chapters before, additionally research is required regarding the permanent non-linear and time-temperature dependent deformation properties of cold recycled mixtures. Especially for cold recycled mixtures with low contents of bituminous and mineral binders, the type of bonding within the material results in low tensile strength and therefore low resistance against cracking (low-temperature and fatigue) as well as crack propagation. This results in cracking within the pavement at early life but without significantly reducing the bearing capacity of the material. However, as a result of this cracking the material properties are more similar to unbound base materials and therefore permanent deformation characteristics are of increased importance.

Therefore it is recommended to focus future research activities in evaluating the stress-dependent cohesion and deformation properties of these materials. Therefore static and cyclic triaxial tests are believed to be suitable.

Acknowledgement: *The research presented in this deliverable was carried out as part of the CEDR Transnational Road research Programme Call 2012. The funding for the research was provided by the national road administrations of Denmark, Finland, Germany, Ireland, Netherlands, Norway list funding countries. Furthermore, the authors would also like to acknowledge the following organisations: Estradas de Portugal, S.A.; CEPSA Portuguesa Petróleos, S.A.*



3.1 Stiffness Characterization of Cold Recycled Mixtures

(článek v Transportation Research Procedia. 2016,(14), 758-767. ISSN 2352-1465; 13 citací)

Autorský kolektiv: J. Valentin, Z. Čížková, J. Suda – Fakulta stavební ČVUT v Praze; F. Batista – Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Portugalsko); K. Mollenhauer, D. Simnofske – University of Kassel (Němeko);

ABSTRACT:

One of the objectives within the European research project CoRePaSol (supported within the CEDR Transnational Program) was to summarize assessment and research of stiffness modulus of cold recycled mixes determined according to repeated indirect tensile stress test (IT-CY). In most cases the stiffness modulus values were compared to the values of indirect tensile strength (ITS), which is currently the most commonly used characteristic for proving the quality of a cold recycled mix. The first part of experimental measurements was focused on the standard cold recycled mixes, thus mixes whose aggregate skeleton is formed entirely by RAP and which contain either just the bituminous binder (bituminous emulsion or foamed bitumen), or a combination of one of these binders and a hydraulic binder (cement). Later also combinations with other types of recyclable materials were done and tested. Stiffness modulus and in most cases also the indirect tensile strength values were investigated from many points of view, e.g. the effect of different bituminous / hydraulic binder content on these characteristics, time-dependent progress in change of these characteristics, effect of testing temperature or the influence of fines addition on the stiffness modulus value. This paper therefore brings some summarization of the gained experience.

Keywords: Stiffness modulus; Indirect tensile strength; Cold recycled asphalt mix; RAP; Recycled concrete; Influence of binder content

1. Mix design and specimen production

Mix designs of four basic cold recycled mixtures, which were used for performing a large part of the experiments done within CoRePaSol project at CTU in Prague and presented in this paper are summarized in Table 1. Key different alternatives of cold recycled mixtures are addressed in this table. There is a mix containing bituminous emulsion and higher content of cement (mix A), mix with foamed bitumen and higher content of cement (mix B), as well as mixes containing solely bituminous emulsion (mix C) or foamed bitumen (mix D).

For the experimental studies almost all designed mixes contained the same type of screened reclaimed asphalt material (RAP) with 0/22 mm grading originating from the same source (hot mix asphalt plant Středokluky – see Fig. 1). Nevertheless the homogeneity of RAP was quite poor, which is typical for the Czech circumstances or more generally it is typical for these materials if selective cold milling for each construction site is not done. This fact influenced greatly the test results and makes final conclusions more difficult. The bitumen content was determined to be 5.6 % by mass. Nevertheless this value should be considered as just approximate because the composition of RAP differed even within a single batch. Because of that it was very important to perform all measurements for each sub-study at once. Measuring of some related values later using specimens made from another batch is not recommendable because the RAP composition influences greatly the final mix characteristics.

Part of the mixes described in the following chapters contained cationic slow-breaking bituminous emulsion C60B7 (according to the designation in [EN 13808:2013]) which is commonly used in the Czech Republic. Other mixes were based on the foamed bitumen using standard straight-run bitumen 70/100 according to [EN 12591]. When preparing the foamed bitumen, there was 3.8 % of water added to the bitumen (the

amount was determined in accordance with the procedure which is recommended for cold recycling technology by [Wirtgen Manual 2012]. Foamed bitumen was injected into the cold recycled mix under the temperature between 160 °C and 170 °C using the Wirtgen WLB10S laboratory equipment. For mixing twin-shaft compulsory mixer Wirtgen WLM 30 was used.

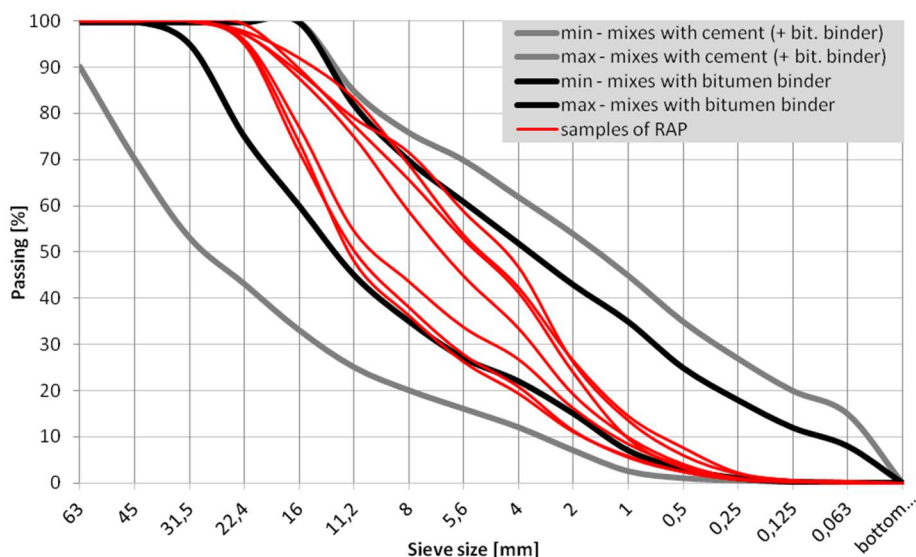


Fig. 1. grading curves of used RAP 0/22 mm (location Středokluky, repeated analyses)

The cylindrical specimens usually with 150 ± 1 mm diameter and 60 mm height were prepared by putting the cold recycled mix in cylindrical moulds and compacted by applying pressure of 5.0 MPa. The basic volumetric parameters were determined for the manufactured test specimens, and the indirect tensile strength according to (TP 208) was measured as well. For all test specimens data on stiffness modulus were collected. Unless otherwise stated, the measurements of ITS and stiffness modulus was performed at 15 °C.

Due to the important priority of the civil engineering practice to minimize the duration of laboratory tests, there is an effort to find an appropriate method to accelerate the process of specimens curing. Within the investigation performed during the CoRePaSol project, it was decided that it is possible to divide cold recycled mixes into two groups from the point of view of curing. The first group is formed by mixes with more than 1 % of cement. The curing time of these mixes cannot be significantly shortened, because of the cement hydration process, which is absolutely essential for the final characteristics and behaviour of this type of cold recycled mix. For all mixes containing more than 1 % of cement, the basic period of specimen curing was 14 days.

For mixtures containing 1 % of cement by mass and less, the test specimens were usually subjected to accelerated curing procedure. According to this procedure each of such conditioned specimens is stored for first 24 hours at laboratory temperature in a plastic bag, however, after that it is removed from the bag and cured unsealed for additional 72 hours at 50 °C.

2. Influence of bituminous / hydraulic binder content

The stiffness modulus and indirect tensile strength (ITS) values were determined after 14 days of specimen curing. Tested cylindrical specimens had diameter 150 mm and height 60 mm.



2.1. Cold recycled mixes with foamed bitumen

Table 1 shows the matrix of binder combinations contained in the investigated mixes. The results of performed measurements are depicted in Figure 2 and 3. For cold recycled mixtures with foamed bitumen the influence of bituminous/hydraulic binder content is similar in case of gained stiffness modules and in terms of indirect tensile strength values. The increase of stiffness modulus due to the cement addition is proportionally higher than the increase of the indirect tensile strength. Using additional cement has more significant impact on both characteristics than higher content of foamed bitumen. From all the examined variants the highest values of stiffness and ITS were registered by the mixes with highest cement content (5 % by mass), but this increase has its limits (in the literature like Czech technical specifications [TP208], it is recommended to add max. 6 % of cement, because too rapid growth in initial strength could lead to formation of hydration cracks or microcracks).

Table 1: Matrix of combinations cement vs. foamed bitumen

		Foamed bitumen:			
		2.0%	2.5%	3.5%	4.5%
Cement:	0%	R	K	V	D
	1%	S	L	P3	P1
	3%	T	M	P4	B
	5%	U	N	P5	P2

The optimal amount of foamed bitumen in terms of the highest stiffness (and also the ITS) values appears between 2.0 % and 2.5 %. On the contrary higher content of foamed bitumen leads to lower stiffness modulus.

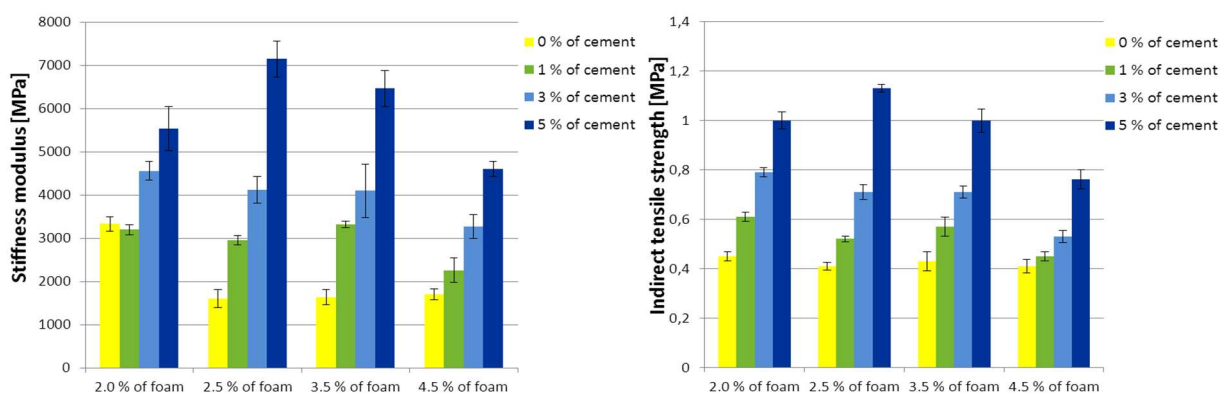


Fig. 2. (a) stiffness and (b) ITS of cold recycled mixes with different content of foamed bitumen (with standard deviation error bars)

Results shown in Fig. 2 indicate the differing effects of bituminous and hydraulic binder content. The increase in bituminous binder content above an optimum will increase the materials flexibility which results in a decrease of stiffness. This stiffness decrease will also result in decreasing indirect tensile strength values obtained in deflection-controlled monotonic indirect tensile tests. The strain at specimen failure is still high. On the other hand the stiffening effect of increased cement content does not increase the indirect tensile strength in the same magnitude. This results in an increased brittleness and therefore in lower crack resistance at enforced strain loading.



2.2. Cold recycled mixes with bituminous emulsion

Investigated mixes contained 2.5 %, 3 %, 3.5 % or 4.5 % bituminous emulsion and between 0 % and 3 % cement. The average measured values of stiffness modulus and indirect tensile strength are summarized in Fig. 3. For cold recycled mixes with use of bituminous emulsion the influence of bituminous and/or hydraulic binder content on stiffness modulus values is not as similar to the effect on indirect tensile strength as it was shown in the previous case of mixtures with foamed bitumen – see e.g. the difference between the indirect tensile strength and stiffness modulus values for mixes with 1 % of cement. Cold recycled mixes with bituminous emulsion also show that the addition of cement has more significant positive effect on the increase of stiffness modulus than on the increase of ITS. The above mentioned findings were not sufficient for determining the optimum bituminous emulsion content.

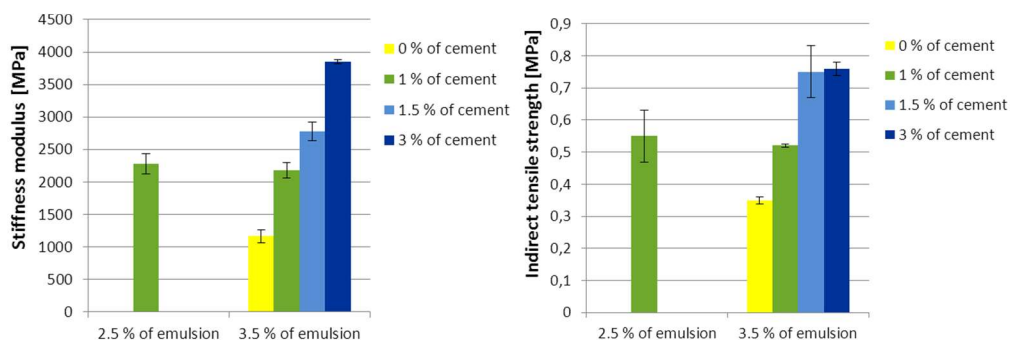


Fig. 3. (a) stiffness and (b) ITS of cold recycled mixes with different content of bituminous emulsion

Based on presented results a comparison of impact of bituminous emulsion content was additionally done by testing cold recycled mixes without cement, which contained varying amount of bituminous emulsion (2.5 %, 3 %, 3.5 % and 4.5 %). These specimens were cured according to the accelerated curing method described earlier in this paper, and therefore the results of these measurements were not included into the charts above, which depict the results for specimens cured for 14 days at laboratory conditions. This part of the cold recycled mix stiffness assessment showed clearly that the optimal range of bituminous emulsion content for this type of cold recycled mixtures is 2.5 – 3 %. Further addition of bituminous emulsion, which makes the mix more expensive, leads on the contrary to a reduction in evaluated properties (see Fig. 4).

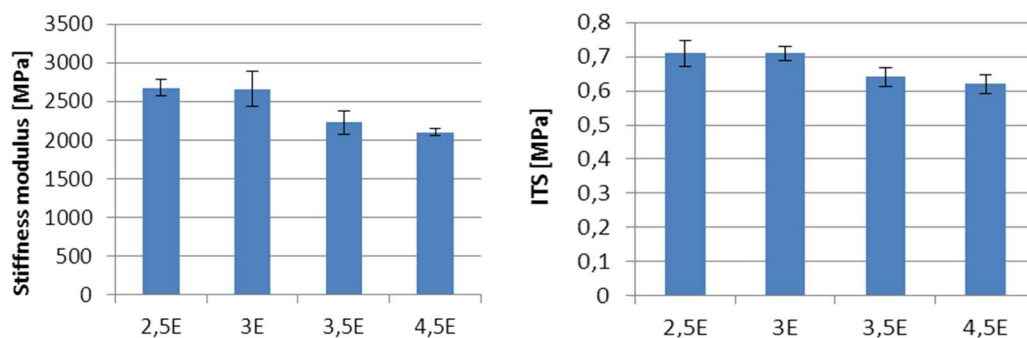


Fig. 4. (a) stiffness and (b) ITS of cold recycled mixes with different content of bituminous emulsion (with standard deviation error bars)

3. Influence of specimen curing time

This part of the experiment was focused on observing the rate of increase in stiffness modulus and indirect tensile strength in time. In total 8 mixtures with different combination of hydraulic and bituminous binders were tested. Testing of the stiffness modulus according to the repeated indirect tensile stress test (IT-CY) and the indirect tensile strength (ITS) were performed after 7, 14 and 28 days of specimen curing at standard



condition of laboratory temperature (20±2) °C and relative humidity of 40-70 %. Mix designs are summarized in the Table 2.

Table 2: Experimental mix designs of mixes with combined binders

	Mix A	Mix G	Mix E	Mix C	Mix W	Mix B	Mix F	Mix D
RAP 0/22	91.0%	92.5%	93.0%	94.0%	94.0%	90.5%	92.5%	93.5%
Water	2.5%	2.5%	2.5%	2.5%	2.5%	2.0%	2.0%	2.0%
Bituminous emulsion	3.5%	3.5%	3.5%	3.5%	2.5%	0.0%	0.0%	0.0%
Foamed bitumen	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	4.5%	4.5%	4.5%
Cement	3.0%	1.5%	1.0%	0.0%	1.0%	3.0%	1.0%	0.0%

Fig. 5 and Fig. 6 show successive increase in both characteristics during the first 28 days of test specimens curing. The extent of characteristic increment in relation to the added hydraulic binder is illustrated as well.

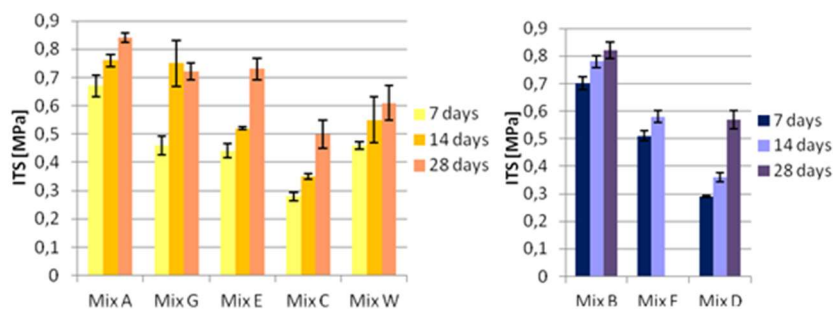


Fig. 5. Indirect tensile strength of mixes (a) with bituminous emulsion (b) with foamed bitumen (with standard deviation error bars)

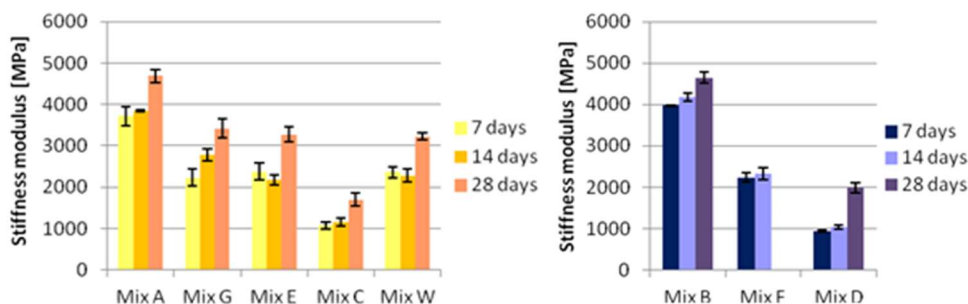


Fig. 6. Stiffness modulus of mixes (a) with bituminous emulsion (b) with foamed bitumen (with standard deviation error bars)

In general it is possible to state, that time-dependent increase of stiffness modulus does very well correspond with indirect tensile strength values. If mixes with different content of cement are compared, then from the point of view of both assessed characteristics it is possible to observe an important difference. As can be seen digestedly in the Table 4 increase of both characteristics is always faster for cold recycled mixes with higher content of hydraulic binder. The table summarizes selected values of ITS and stiffness modulus for mixes with same bituminous binder content and 0 %, 1 % and 3 % cement. If comparing the assessed curing period between 7 and 28 days it can be stated that for mixes with higher content of hydraulic binders faster increase in strength properties is visible within the first 7 days. For the rest of the evaluated period the strength increase is rather slow.



There is a significant difference in values gained after 7 days specimen curing in mixes with and without cement. This difference then gradually decreases as can be seen in Fig. 6. Further, the use of cement has markedly bigger positive influence on stiffness values than on indirect tensile strength values. Such finding correlates very well with values gained for other assessments done within the project CoRePaSol.

4. Effect of fine grained aggregate and fines, effect of testing temperature

Laboratory specimens of 12 different cold recycled mixtures with diameter 100 mm were subjected to the testing according to repeated indirect tensile stress test (IT-CY). Tests were performed at temperatures of 5 °C, 15 °C and 27 °C and the tested specimens were cured 28 days in the laboratory conditions. The used mix designs are summarized in Table 3.

4.1. Influence of fine grained aggregates and fines

The potential of utilizing fine grained aggregates and fines in cold recycled mixes has already been observed for a longer time. These secondary materials usually originate during the aggregate production as a byproduct during crushing or during washing/dedusting of aggregate or as a result of some nonstandard production.

Table 3: Used experimental design

	REC1	REC2	REC3	REC1a	REC2a	REC3a
Water	5.00	5.00	5.00	5.00	5.50	5.50
Cement	3.00	2.00	1.50	3.00	2.00	2.00
Bituminous emulsion	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
RAP 0/11	80.55	72.40	72.80	80.55	72.00	63.00
Aggregate 0/2	0.00	0.00	0.00	8.95	18.00	18.00
Waste filler	8.95	18.10	18.20	0.00	0.00	9.00
	REC4	REC5	REC6	REC7	REC8	REC9
Water	5.10	5.10	5.10	5.00	5.00	5.00
Cement	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
Bituminous emulsion	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
RAP 0/11	89.40	71.50	62.60	0.00	0.00	0.00
RAP 0/22	0.00	0.00	0.00	89.50	71.60	62.65
Aggregate 0/4	0.00	17.90	26.80	0.00	17.90	26.85
Waste filler	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

The potential of these waste materials lies in the assumption that these components may partially substitute standard filler. If additionally pulverized and activated, they can even be used as a partial substitute to cement. During the performed experiments there were two types of fine grained aggregates used, namely the aggregate of 0/2 mm grading or 0/4 mm grading. Some mixes also included waste fillers.

Fig. 7 and Fig. 8 show the expected evidence concerning the effects of temperature, namely that with the increased temperature the stiffness modulus decreases. Most efficient is to use cold recycled mixes in the base course of a pavement structure and therefore the specimens were not tested for extreme temperatures, but only for temperatures in the interval of 5-27 °C. The selected testing temperatures correspond with the previously used division representing firstly the low temperature 5 °C typical for winter months, secondly the medium temperature 15 °C which is considered in designing methods for stiffness modulus and ITS values and thirdly the temperature 27 °C which has been considered previously as a suitable temperature for the

simulation of slightly increased moderate temperatures occurring during the year in regions of continental Europe.

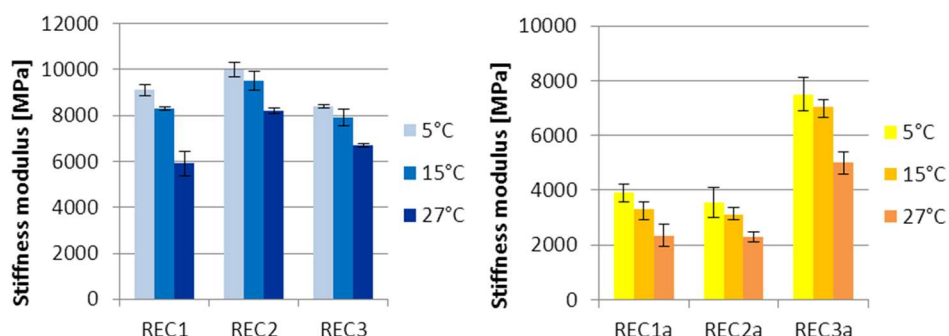


Fig. 7. Stiffness of cold recycled mixes (a) containing waste filler (b) containing fine grained aggregates (with standard deviation error bars)

Other findings can be related to the effect of mix composition. Mix REC2 containing 20 % of waste filler and 2 % of cement achieves much higher stiffness in comparison with mix REC1 which includes 10 % waste filler and 3% of cement. This fact confirms the assumption of possible replacement of cement by waste filler while slightly improving the quality of a cold recycled mix. On the other hand the mixture REC3 containing 30 % waste filler and only 1.5 % of cement achieved worse results compared to mixture REC2, which stresses the fact that the convenience of this substitution has its limits and therefore it is obviously not possible to replace the cement totally and expect to achieve better performance. Another reason for this decrease is most probably too high content of fine particles which results in the inappropriate grading curve of the cold recycled mix.

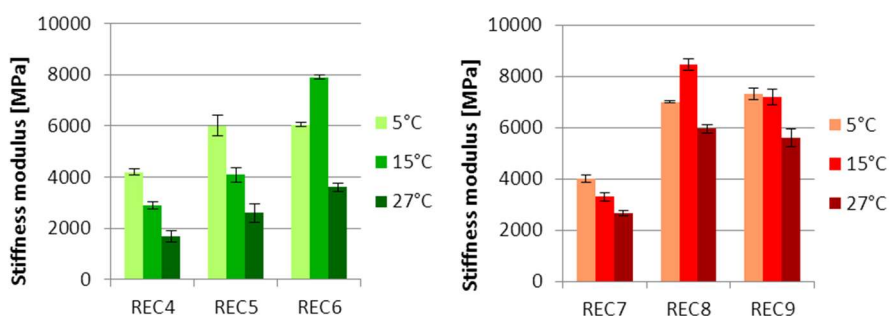


Fig. 8. (a) and (b) stiffness modulus of cold recycled mixes containing fine grained aggregates (with standard deviation error bars)

Similar conclusions can be drawn from comparing other triads of cold recycled mixes containing fine grained aggregate and waste filler. Mix REC1a with 10 % of fine grained aggregate of 0/2 mm grading seems to be comparable with mixture REC2a containing 20 % of the same fine grained aggregate, whereas mix REC2a contains about 1 % less cement than mixture REC1a. Mix REC3a contains 20 % of fine grained aggregate of 0/2 mm grading, i.e. the same amount as mix REC2a, but moreover it contains 10 % of waste filler, which causes the fact that this mixture achieved disproportionately higher stiffness modulus values than mixtures REC1a and REC2a.

Further, results of stiffness modulus according to IT-CY test procedure determined for mixtures REC4 – REC9 repeatedly confirmed that adding of fine aggregates to some extent improves the mechanical properties of a cold recycled mix even if the cement content remains the same. A few illogically low or high values of stiffness modulus (REC 6 at 5 °C, REC8 at 15 °C) were probably caused by the RAP heterogeneity.

4.2. Effect of waste filler content

Another aim was to identify the impact of waste filler compared to the effect of utilizing fine grained aggregates of 0/2 mm or 0/4 mm grading. Mixtures REC1 – REC3 have similar composition to mixtures REC1a – REC3a, each pair of mixes has almost identical composition with one significant difference. Mixtures REC1 – REC3 contain only waste filler, while mixtures REC1a – REC3a contain similar amount of fine grained aggregate of 0/2 mm grading.

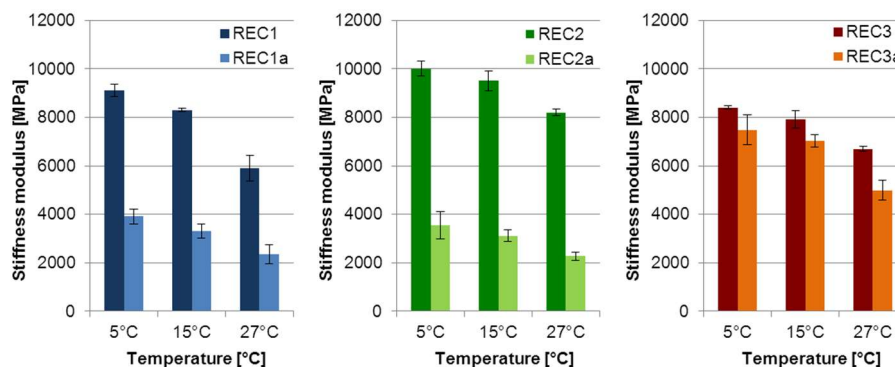


Fig. 9. (a) (b) (c) Stiffness modulus of cold recycled mixes containing waste filler or fine grained aggregates (with standard deviation error bars)

Fig. 9 clearly show that mixtures containing waste filler achieve much better results than mixtures with the same content of fine grained aggregates. The difference is not so significant in the third chart, but this fact only confirms the positive effect of waste filler. Both presented mixes contain 20 % of fine aggregate / waste filler, whereas mixture REC3a contains additional 10 % of waste filler, and therefore the measured stiffness demonstrate high values for mixtures REC1 – REC3. Moreover the mix REC3 contains about 0.5 % less cement than mix REC3a, which contributes to smaller difference between them.

5. Mixes with recycled concrete, recycled gravel/sand and pulverized concrete – case study Czech Republic

5.1. Mix design

The research of the CoRePaSol project was also complemented by investigation of mixes with different composition of the granular element. Mix design of 11 mixes containing some alternatives to classical RAP such as recycled concrete or recycled gravel/sand are shown in Table 4. The used recycled concrete was partly re-crushed in the laboratory of the Department of Road structures at CTU in Prague for 0/22 mm grading. The original material comes from the ongoing modernization and reconstruction of the key Czech D1 motorway (lot 14). The recycled gravel/sand comes also from this construction site, from its unbound base course.

Table 4: Composition of designed and tested mixtures

Mix type	Mix BA	Mix BC	Mix OA	Mix 3O	Mix 5O
RAP 0/22	45.5%	47.0%	45.5%	89.5%	87.5%
Recycled concrete 0/22	45.5%	47.0%	45.5%	0.0%	0.0%
Bituminous emulsion	3.5%	3.5%	3.5%	3.5%	3.5%
Cement / pulverized concrete	3.0% / 0.0%	0.0% / 0.0%	0.0% / 3.0%	0.0% / 3.0%	0.0% / 5.0%



Mix type	Mix DA	Mix DE	Mix DB	Mix DO	Mix PA	Mix PC
Recycled concrete 0/22	44.75%	45.75%	68.625%	43.75%	0.0 %	0.0 %
RAP 0/22	0.0 %	0.0 %	0.0 %	0.0 %	68.25%	70.5%
Sand	44.75%	45.75%	22.875%	43.75%	22.75%	23.5%
Bituminous emulsion	3.5%	3.5%	3.5%	3.5%	3.5%	3.5%
Cement / pulverized concrete	3.0% / 0.0%	1.0% / 0.0%	1.0% / 0.0%	0.0% / 5.0%	3.0% / 0.0%	0.0% / 0.0%

Another used material was pulverized concrete (micro-milled, mechanically activated by high-speed milling technique). This concrete originates from the reconstruction of the main runway of Vaclav Havel International Airport Prague. The crushed concrete was milled by a co-partner company Lavaris s.r.o. The accelerated curing was not applied on these specimens. They were just cured at laboratory conditions for 7, 14 and 28 days (first 24 hours in a plastic bag).

5.2. Discussion of results

Determined voids content of these mixes ranges from 10-20 %. The highest values were achieved for mixes with only recycled concrete, whereas the lowest values were achieved by mixes, which contained only RAP. The resulting values of stiffness modulus and indirect tensile strength are summarized in Fig. 10. Test specimens made from mix BC for testing after 7 and 28 days of curing and specimens made from mixes BA and OA for testing after 28 days of curing were produced from a different batch of RAP. Columns representing these mixes are marked by black hatch in the charts. Because of RAP heterogeneity these specimens achieved lower bulk density.

The main finding, clearly visible from the figures, is a large difference among the trend of stiffness modulus and the trends of ITS values. Considering that during both ITS and stiffness modulus test specimens are strained by indirect tension, and also due to so far obtained findings, this phenomenon is relatively surprising.

Generally it can be stated, that the highest ITS values were achieved by mixes containing only RAP. Replacing 25 % of RAP by recycled gravel/sand or substitution of 50 % of RAP by recycled concrete didn't result in a significant reduction or increase of ITS. Nevertheless the RAP content is crucial for this characteristic, which is proven by low values of ITS measured by mixes, which contained only recycled concrete and gravel/sand. In terms of stiffness modulus the gained findings are totally different. The highest values were achieved by mixes without RAP, thus mixes with recycled concrete and recyclable gravel/sand.

When comparing the results of mixes with ≤ 1 % of cement (BC, DE, DB, PC) the unambiguous negative effect of RAP absence on ITS values can be seen. Despite the fact that mixes DE and DB unlike mixes BC and PC contain 1 % of cement i.e. they will have slightly increased costs, cement doesn't guarantee the ITS values similar to values of mixes BC and PC. On the other hand and with fully opposite conclusions the difference between mixes without RAP and mixes BC and PC in terms of stiffness modulus values is in this comparison even more significant. It could be caused by the presence of the 1 % of cement, which cold recycled mixes DE and DB contain. Nevertheless this does not answer the question of the different results if comparing stiffness modulus and ITS values.

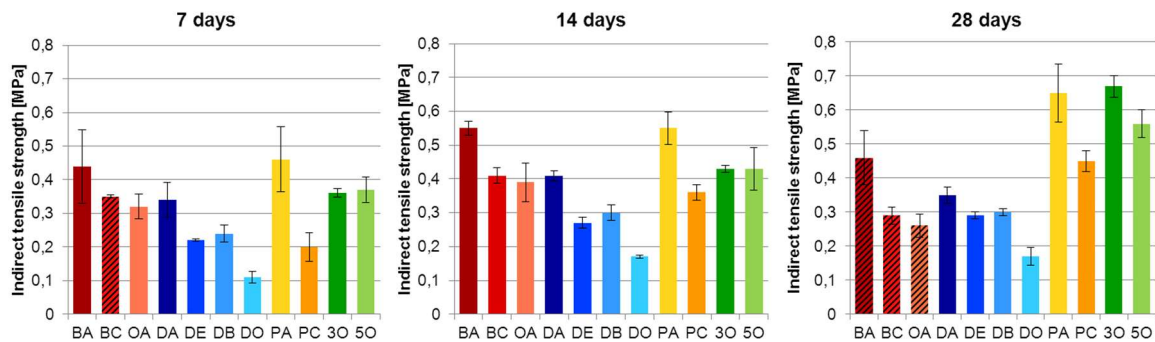
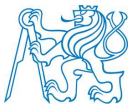


Fig. 10. Indirect tensile strength after (a) 7 days, (b) 14 days and (c) 28 days of curing (with standard deviation error bars)

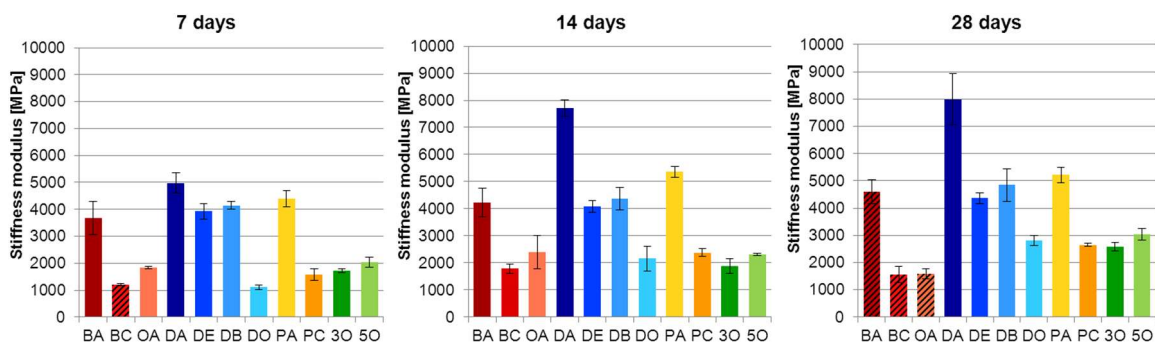


Fig. 11. Stiffness modulus after (a) 7 days, (b) 14 days and (c) 28 days of curing (with standard deviation error bars)

6. Conclusions

To summarize two years of work into one contribution is quite difficult. To sum up just the most important findings into few concluding sentences – that is a challenge. Nevertheless it can be stated:

- Optimal foam bitumen content seems to be between 2.0 % and 2.5 %, higher content of foamed bitumen leads to lower stiffness modulus and ITS. Similarly for bituminous emulsion optimal content is 2.5-3.0 %.
- Increased bitumen content will improve the material flexibility which however results in a decrease of stiffness.
- Using additional cement has more significant impact on both characteristics than higher content of foamed bitumen. With increasing cement content ITS and stiffness are increasing as well, but the positive effect of cement has also negative impact – it results in an increased brittleness.
- There is a significant difference in stiffness values gained after 7 days of specimen curing in mixes with cement and without cement. This difference then gradually decreases.
- Addition of cement has markedly bigger positive influence on stiffness values than on ITS values.
- Adding fine aggregate seems to be quite advantageous; waste filler causes even more significant increase of investigated characteristics and can partly substitute cement.
- Concerning the mixes including alternatives to standard RAP – recycled concrete and/or recycled gravel/sand – it can be stated, that these mixes show very different trends in stiffness compared to ITS trends. Content of RAP is necessary for high ITS, but highest stiffness was achieved by mixes without RAP.
- Influence of the aggregate skeleton appears to be much more important than the amount of pulverized concrete added. The pulverized concrete has very good effect on stiffness but it caused similar or lower values of ITS.



Acknowledgements: *This paper is an outcome of the research project “Characterization of Advanced Cold-Recycled Bitumen Stabilized Pavement Solutions (CoRePaSol)” carried out as part of the CEDR Transnational Road Research Programme. The project was funded by the National Road Administrations of Belgium (Flanders), Denmark, Finland, Germany, Ireland, Netherlands, Norway, Sweden and UK.*

REFERENCES

Czech Ministry of Transportation: Technical specification TP 208, 2009. Recyklace konstrukčních vrstev netuhých vozovek za studena, Ministerstvo dopravy, odbor silniční infrastruktury, Praha.

Wirtgen: Wirtgen Cold Recycling Technology, 2012. Manual, Wirtgen GmbH, first edition, Windhagen, Germany.

ČSN EN 12697-26, 2012. Bituminous Mixtures - Test Methods for Hot Mix Asphalt - Part 26: Stiffness. Czech Office for Standards, Metrology and Testing,.

EN 197-1, European standard, Cement - Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements, European committee for standardization, 2000

EN 13286-2, European standard , Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 2: Test methods for the determination of the laboratory reference density and water content - Proctor compaction, 2005

EN 12591, European standard , Bitumen and bituminous binders. Specifications for paving grade bitumens, 2009

EN 13808, European standard, Bitumen and bituminous binders. Framework for specifying cationic bituminous emulsions, 2013



4. Asfaltové směsi s prodlouženou trvanlivostí a životností

Problematiku trvanlivosti vozovek lze vnímat z celé řady pohledů a přístupů. Obecně je možné nalézt mnoho definic, přičemž všechny mají společnou podobnou myšlenku, tedy chápání trvanlivosti jako schopnosti určité věci při obvyklém používání a účelu, pro který mají sloužit, či provozování přetrvat v čase, který je pro různé výrobky definován různou délkou této doby. Obecně trvanlivost lze zahrnout i pod definici návrhové životnosti výrobku či konstrukce (*design lifetime*), [47]. V tomto čase se předpokládá, že daná věc si zachovává svou funkci a účel, které naplňuje a slouží co nejlépe spotřebiteli nebo uživateli, odolává opotřebení, porušení nebo jiné formě ztráty svých vlastností. V neposlední řadě přiměřeně pomalu morálně i technicky zastarává. To samozřejmě neznamená, že taková věc či produkt nepotřebuje žádnou údržbu či pravidelnou péči. Pravidelná údržba je naopak zpravidla předpokladem, aby byla dlouhodobá trvanlivost dosažitelná. Platí, že tato údržba nesmí být nadměrná a nesmí docházet k potřebě četných oprav, které jsou nezbytné, aby byla zachována funkčnost daného výrobku nebo věci. U vozovek obecně vycházíme při jejich návrhu a následném užívání z předpokladu teoretické návrhové životnosti, která bývá alespoň 25 let. Ta je v podmínkách platných v ČR kombinována s návrhovou úrovní porušení, kterou vymezujeme, jaký je přípustný podíl porušení konstrukce na celkové ploše navrhované či posuzované pozemní komunikace ve vazbě na její význam v rámci celé silniční sítě a předpokládané zatížení (viz definice v TP 170). Obecně teoretická návrhová životnost v rozmezí 25-30 let je přetrvávajícím standardem v řadě zemí. Na straně druhé je dlouhodobě snahou rozvíjet i další koncepty, které se někdy označují jako vozovky s dlouhou životností nebo vozovky s tzv. „nekonečnou“ životností, kdy se předpokládá, že návrhová životnost se prodlužuje na min. 35-40 let.

Otázkou obecně zůstává, které vlivy, technické parametry či projevy porušení do posouzení trvanlivosti vozovky zahrneme, jakož i které účinky prostředí trvanlivost mohou ovlivnit a nejčastěji ji pak i omezovat a tím vést ke zkrácování celkové životnosti. U asfaltových vozovek lze za hlavní vlivy chápat vedle intenzity a velikosti dopravního zatížení, především působení střídavých teplot okolí, účinky srážek a jejich případné kombinování se změnami teploty (zejména účinky mrazu a rozmrazování), stejně jako i vlivy UV záření a atmosférického kyslíku, které soustavně působí především na asfaltová pojiva. Působení přirozených vlivů UV záření a kyslíku v kombinaci s účinky vnější teploty vede k fenoménu, který známe jako stárnutí. U asfaltové pojiva uvedené souvisí jako kritický faktor i s celkovým chemickým složením jednotlivých uhlovodíkových skupin, jež předurčují míru náchylnosti k rychlosti procesu stárnutí. Samozřejmě vlastní děje a příčiny změn v chemismu asfaltového pojiva jsou a tedy i asfaltové vrstvy jsou složitější, než vyjadřuje vlastní pojem „stárnutí“ a pro jednoduchost jejich dalšího studia je často členíme na více typů těchto zpravidla nevratných přeměn ve struktuře a složení pojiva. Je však třeba současně mít na paměti, že přesně popsat chování a vlastnosti zestárlé vozovky je kvůli enormnímu množství různých proměnných praktické nemožné. Reálným vlivům se lze laboratorními experimenty přiblížit a simulaci lze provádět do určité míry se specifikováním konkrétních okrajových podmínek. Proto dnes mnohdy v podmínkách experimentálního posuzování asfaltových pojiv či kompozitů nehovoříme stroze o stárnutí, ale o simulaci vlivu nejčastěji termooxidativních účinků na změnu vlastností pojiva či asfaltové směsi.

Obvyklé základní rozdělení rozlišuje krátkodobé a dlouhodobé stárnutí asfaltových pojiv, kdy v prvním případě se jedná o krátký časový úsek od výroby asfaltového pojiva přes jeho použití na obalově asfaltových směsí až po pokládku asfaltové vrstvy ve vozovce. Dlouhodobé stárnutí pak pokrývá časové období několika let nebo desetiletí a věnuje se studiu postupné degradace asfaltového pojiva, kdy v čase dochází v důsledku přeměn v zastoupení saturátů, aromátů, pryskyřic a asfalténů s vznikem některých charakteristických chemických skupin (karbonyly nebo sulfoxidy) zpravidla ke zvyšování tuhosti asfaltu, které je doprovázeno i zvyšující se křehkostí. Projevem stárnutí pak mohou být různé typy poruch, jako jsou například trhliny. Jiným pohledem na proces stárnutí je fyzikální nebo chemický původ vlastního procesu. Zde rozlišujeme: (i) stárnutí



způsobené odpařováním volatilních složek pojiva v závislosti na teplotě – nejčastěji spojené s výrobou a pokládkou asfaltové směsi, (ii) stárnutí termooxidativní, které je působeno kombinací více vlivů a složitějších chemických přeměn v asfaltovém pojivu, k nimž přispívá UV záření, působící teplota a přítomnost kyslíku v atmosféře, a v neposlední řadě (iii) stárnutí strukturní, které je způsobené migračními procesy v asfaltovém pojivu, jakož i (iv) stárnutí fyzikální, které je odvislé od opakovaného zatěžování materiálu v čase, [50, 51, 52].

Jak je patrné z předešlého, procesy stárnutí jsou složitým komplexem více vlivů, které samozřejmě dále determinují i hlediska jako je typ použitého kameniva v asfaltové směsi, navržená čára zrnitosti nebo mezerovitost asfaltové směsi. Je logické, že v případě použití například drenážního asfaltového koberce s mezerovitostí 20 %-obj. bude účinek stárnutí rychlejší a agresivnější než u asfaltové směsi typu SMA, kde se mezerovitost bude pohybovat na úrovni 4 %-obj. Vzduchovými mezerami do asfaltové vrstvy pak vniká s různou intenzitou atmosférický kyslík nebo dochází k různému ovlivnění účinky srážek. Proto nelze stárnutí měřit jednoduše jedinou zkouškou a se stanovením jediného parametru. Skutečností, bohužel, nadále zůstává, že kromě asfaltových pojiv, u nich se v souladu s výrobními normami (ČSN EN 12591, ČSN EN 14023, ČSN 65 7204 nebo ČSN 65 7222-1,2,3) stanovují požadavky alespoň na krátkodobé stárnutí, se tento významný vliv u asfaltových směsí neposuzuje a nehodnotí. I v případě asfaltového pojiva přitom dosud přetrvává zaměření na posouzení fyzikálních nebo reologických vlastností, tedy stanovení hodnoty konkrétní sledované charakteristiky nebo porovnání takové charakteristiky např. poměrovým vyjádřením vlastnosti před a po stárnutí. V technických normách a předpisech nenalezneme požadavky posuzující chemické složení jako je užití infračervené spektroskopie (FTIR-ATR) nebo tenkovrstvé chromatografie se stanovením zastoupení charakteristických uhlovodíkových skupin (analýza SARA). Toto propojení fyzikálně-reologického a chemického posouzení by přitom bylo velmi užitečné a umožnilo by lépe posoudit chování asfaltového pojiva a rizika zvýšené náchylnosti k projevům stárnutí. V zásadě zde lze použít zjednodušeně analogii s lidským tělem. Pokud člověk bude pravidelně chodit na základní preventivní prohlídky, aniž by například lékař v pravidelných odstupech stanovoval různé karcinogenní markery, tak též nezjistíme v předstihu, jaké projevy stárnutí se v organismu chystají nebo mohou vést k „strukturnímu“ porušení.

Výše uvedené vytváří přetrvávající paradox při posuzování asfaltových vozovek, kdy asfaltové směsi hodnotíme výsledky zkoušek stanovených na čerstvých (nezestárnutých) asfaltových směsích, avšak dlouhodobé chování asfaltových vrstev monitorujeme u materiálu, který je vystaven různé míře degradace způsobené stárnutím. V tomto ohledu kritické přitom nutně není posouzení odolnosti proti vzniku a šíření trvalých deformací nebo posuzování změny tuhosti – tyto charakteristiky vlivem stárnutí asfaltového pojiva zpravidla mohou vést ke zlepšení výsledných hodnot. Příkladem takového pozorování jsou výsledky uvedené dále ve 4.B. V případě výzkumných aktivit, který uvedená kapitola uvádí, byly posuzovány jen asfaltové směsi typu VMT, nicméně v období posledních 7-8 let se podobným způsobem v rámci experimentálních aktivit katedry silničních staveb Fakulty stavební ČVUT v Praze sbírala díky zapojení magisterských studentů a doktorandů data i u dalších asfaltových směsích, z nichž plynou podobné závěry o vlivu simulovaného laboratorního stárnutí na charakteristiku tuhosti. Z hlediska predikce chování asfaltové směsi však kritické je, pokud se neposuzují ve stavu jak před stárnutím, tak i po účinku dlouhodobějšího stárnutí charakteristiky chování v oboru nízkých teplot, kdy v důsledku zvyšující se křehkosti roste i riziko křehkého lomu materiálu, nebo charakteristiky únavy. V případě únavových charakteristik je bezesporu přínosem, pokud tento projev chování vůbec posuzujeme, je však nedostačující, pokud se příslušná zkouška nadále provádí výhradně na nezestárnutých zkušebních tělesech posuzovaného kompozitu, ačkoli velmi dobře víme, že ve vozovce materiál bude permanentně vystaven účinkům, které k jeho degradaci v čase povedou a únavové chování do značné míry ovlivní právě tyto účinky postupného stárnutí. Tato degradace v kombinaci s opakovaným zatížením jako hlavním aspektem projevu únavy materiálu potom ovlivňuje rychlost, s níž k faktickému dosažení meze únavy materiálu dojde.



Vlastní problematika stárnutí byla v posledních letech sledována v rámci některých diplomových prací [48, 49] a komplexněji je shrnuta například v disertační práci [52]. V této práci byla problematika stárnutí dále propojena i s dalším poměrně složitou fyzikálně-chemickou vlastností vzájemného působení mezi asfaltovým pojivem a kamenivem, kterou je přilnavost. Disertační práce potvrzuje, že mezi další aspekty ovlivňujícím stárnutí asfaltové směsi patří použitý typ kameniva, který samotný proces stárnutí zmírňuje. Stárnutí asfaltových směsí s různými typy kameniva (vliv petrografického složení horniny) probíhá zcela odlišně, což je dále uvedeno na příkladu experimentálních měření prezentovaných v kapitole 4.A. Aspekt rozdílného vlivu stárnutí a přilnavosti úzce souvisí s chemickou vazbou mezi kamenivem a asfaltovým pojivem (přilnavostí). Mineralogické složení horniny kameniva a současně struktura povrchu vytváří s asfaltovým pojivem unikátní vazbu, čímž výrazně ovlivňuje citlivost směsi vůči procesu stárnutí, jež je umocněné vlivem klimatických jevů a účinků dopravního zatížení. Z tohoto důvodu je v mezinárodním měřítku nespočet experimentálních a vědeckých studií zaměřen na simulaci dlouhodobého stárnutí u asfaltové směsi, jež se blíží více reálným podmínkám, které v konstrukci vozovky mohou nastávat. Důležitým faktorem u použitého kameniva je přitom jeho povrchový náboj, který závisí na chemickém složení daného typu horniny a krystalické mřížce. Dá se říci, že vliv stárnutí bude patrnější v případě kyselého typu hornin se záporným nábojem jako například žula (horniny s vyšším obsahem oxidu křemičitého SiO_2) než v případě zásaditého typu horniny s kladným nábojem jako je například vápenec.

Jak vyplývá z předešlého odstavce, mezi další určující vlastnost, která trvanlivost asfaltové směsi významně ovlivňuje, patří bezesporu přilnavost (adheze) asfaltu ke kamenivu. Jedná se o vlastnost, která patří u asfaltových pojiv mezi nejdéle zkoumané a pravděpodobně z hlediska ovlivňujících faktorů i nejsložitější fenomény spojené s charakterizací asfaltových pojiv. Proto nadále platí, že některé dílčí aspekty a mechanismy přilnavosti zůstávají jen částečně vysvětlené. Obdobné tvrzení lze potom vyslovit i v případě jasného vymezení hranice mezi přilnavostí (adhezí) a kohezí. Tato skutečnost se týká především stanovení příčiny u některých typů porušení v asfaltové směsi, resp. asfaltové vrstvě, kdy se může jednat o důsledek oslabení adheze i koheze, mnohdy potom obou fenoménů současně. Zaměříme-li se především na přilnavost, lze tvrdit, že tato materiálová vlastnost představuje složitý fyzikálně-chemický jev, který ovlivňuje chemické složení obou komponent – tedy asfaltového pojiva i horniny, která tvoří minerální plnivo asfaltové směsi. Pokud se do tohoto systému aplikují další přísady, jež mají chování na rozhraní obou komponent ovlivňovat, potom je vymezení a popsání tohoto jevu ještě složitější, neboť z hlediska působících fyzikálně-chemických sil, zde sehrává důležitou roli i vlastní chemické složení těchto dalších přísad, stabilita jejich účinku v čase, náchylnost způsobená například vlivem zvýšených teplot a v neposlední řadě i míra difuze jednotlivým prostředím, v jehož důsledku následně na rozhraní obou základních prostředí (asfaltového pojiva a horniny) dochází k změnám spojeným s jejich povrchovou aktivitou a schopnosti se na molekulární či atomární úrovni přitahovat a tím vytvářet dostatečně silné a stabilní vazby, jež následně interpretujeme jako přilnavost. Současně však je přilnavost ovlivněna i vnějšími vlivy, které působí zejména na asfaltové pojivo, stejně jako i kvalitou a tloušťkou asfaltového filmu, jež reálně obaluje jednotlivá minerální zrna. Stanovení nebo změření jeho kvality a především tloušťky je dostupnými metodami v zásadě nemožné, a proto se provádí nejčastěji nepřímými postupy. S rozvojem nových metod modelování a možnostmi využívání 3D simulací molekulární dynamiky (techniky dnes obecně známé jako *Molecular Dynamics*) v kombinaci s využitím SEM mikroskopie se však ukazuje, že některé z našich předpokladů, jež v souvislosti s kvalitou asfaltového filmu po desetiletí máme, nemusí být správné či přesné. Dle dosavadních teoretických odhadů dohledatelných v řadě odborných textů se předpokládá, že tloušťka asfaltového filmu se pohybuje na úrovni 9-13 μm . Poznatky prezentované např. v [53] ukazují, že při použití zpřesněných simulací a hodnocení provedených digitální obrazovou analýzou je však reálná tloušťka asfaltového filmu s velkou pravděpodobností nižší a může se pohybovat na úrovni 1-4 μm , což samozřejmě musí nutně mít vliv i na vlastní kvalitu přilnavosti a tím pádem i na trvanlivost asfaltové směsi a její schopnost odolávat účinkům vody. V jejím případě se přitom nejedná



jen o přirozené pronikání a transport skrz asfaltovou vrstvu, ale další kombinace s vlivem teploty a dynamického vtlačování nebo naopak sání vody v důsledku přejezdu pneumatik vozidel.

V uplynulých 7-8 letech byla přilnavost intenzivně řešena například již výše uvedenou disertační prací [52], kde došlo k posouzení různých typů hornin v kombinaci s různými pojivy a celou řadou chemických přilnavostních přísad, jež se v mezinárodním měřítku komerčně nebo v rámci laboratorních studií čistě experimentálně používají nebo jsou minimálně k dispozici. Současně se pozornost věnovala i různým typům filerů (jemnozrnným minerálním příměsím), které za určitých podmínek mohou účinky chemických přísad nahradit a současně napomáhají zvyšovat tuhost asfaltového tmele a tím i vlastní asfaltové směsi, přičemž platí, že tuhost asfaltové tmele je vždy významně vyšší než tuhost samotného pojiva. Tato skutečnost tak dokládá význam, který může typ použitého fileru v asfaltové směsi sehrát. Dále zde byly studovány vzájemné závislosti mezi přilnavostí asfaltu ke kamenivu a trvanlivostí asfaltové směsi, kterou lze vyjádřit nejčastěji některou ze zkoušek poměru pevnosti v příčném tahu na válcových zkušebních tělesech (v zahraniční odborné literatuře existují samozřejmě i metody založené například na poměru Marshallovy stability nebo výjimečně i zkoušce v prostém tlaku). Část zaměření uvedené disertační práce ale i celkového směřování mých aktivit byla proto úzce provázána s výzkumným projektem Grantové agentury ČR 18-13830S (Podrobný výzkum fyzikálně-chemické interakce a souvisejících jevů mezi asfaltem a kamenivem pomocí pokročilých experimentálních metod). Jeho hlavním cílem bylo vyvinout, teoreticky popsat/kvalifikovat, ověřit a přijmout podrobné fyzikální a chemické experimentální techniky za účelem stanovení mezifázových vlastností mezi asfaltovým pojivem a kamenivem (používanými horninami, které jsou v ČR v silničním stavitelství typické), obecně známých jako adhezí/kohezní jevy. Druhým souvisejícím cílem základního výzkumu bylo prozkoumat okamžité i dlouhodobé účinky látek podporujících adhezi aplikovaných do asfaltového pojiva nebo asfaltové směsi. Tyto cíle zahrnovaly: (i) experimentální metody z mikroskopického a makroskopického hlediska (včetně stability v závislosti na čase - skladování, náchylnost ke stárnutí), (ii) analýzu zóny rozhraní, (iii) digitální obrazové korelace a modelování včetně nezbytné validace, (iv) experimentální analýza vlivu různých podmínek na zkoušku trvanlivosti asfaltové směsi – posouzení standardního postupu dle ČSN EN 12697-12, odlišnosti při použití modifikované americké Lottmanovy zkoušky dle AASHTO T283-3, ověření vlivu stárnutí asfaltových těles na výsledné hodnoty pevnosti v příčném tahu, jakož i ověření vlivu cyklů zmrazování a rozmrazování v roztoku NaCl s následným umístěním zkušebních těles do vodní lázně při zvýšené teplotě a stanovením dalšího poměrového ukazatele trvanlivosti, který zahrnuje vliv vody, mrazu, účinku rozmrazovacích látek a zvýšené teploty. Některé z dosažených poznatků s uplatňováním posouzení odolnosti proti kombinovanému účinku vody a roztoku NaCl jsou uvedeny v části 4.D

Během postupného řešení výzkumných cílů projektu 18-13830S byl nejprve identifikován soubor řady potenciálně vhodných přísad a ty byly kombinovány s různými typy používaného kameniva reprezentujícího buď hydrofilní, nebo hydrofobní typy horniny. V pozdější fázi byl tento okruh ještě rozšířen o plniva, neboť filerické (jemnozrnné) částice, které jsou typickou součástí kompozitních asfaltových směsí v podobě vápencové moučky, vápenného hydrátu nebo cementu (různé země využívají různé typy přídatných filerů). Zde bylo důležité ověřit, zda především alternativní minerální plniva mohou být případně použita jako chemicky stabilnější prostředek namísto přilnavostních chemických přísad. Pro testování byly použity nezestárnuté i zestárnuté zkušební vzorky (buď asfaltové pojivo s přilnavostní přísadou, nebo asfaltová směs). Část této problematiky byla motivována skutečností, že v praxi nadále existuje jen velmi omezená znalost dlouhodobého účinku přilnavostních přísad, stejně jako i míra jejich teplotní stability. Některé poznatky z této oblasti jsou prezentované v části 4.C.

Pro stárnutí asfaltového pojiva se využívala kombinace krátkodobého stárnutí metodou TFOT nebo RTFOT a dlouhodobého stárnutí metodou PAV. Současně byly zkoumány i možnosti, kdy bylo pojivo ponecháno po dobu 72-84 hodin v sušárně s teplotou 150-160 °C a následně byla posuzována přilnavost takto namáhaného,



resp. skladovaného, pojiva ke kamenivu. Pro stárnutí asfaltové směsi byly použity standardizované laboratorní postupy, což v českých podmínkách, resp. v zaměření výzkumu na ČVUT v Praze znamená, že pro asfaltovou směs byl přijat dlouhodobě preferovaný protokol dle prEN/TS 12697-52 se stárnutím zkušebních těles asfaltové směsi po dobu 5 dní při teplotě 85 °C, a to opět za účelem pochopení stability účinku přílnavostních látek v závislosti na čase. V omezené míře zde některá tělesa byla simulovaným termooxidativním namáháním kondicionována i 10 dní při teplotě 85 °C. Zde se však ukazuje, že prodloužením vlivu dalšího stárnutí se z hlediska změny odolnosti asfaltové směsi proti účinkům vody nebo vody a mrazu již dopad na asfaltovou směs zmenšuje a navíc takto dlouhá doba laboratorní simulace stárnutí je již do značné míry nepraktická a bezesporu energeticky značně náročná. U několika variant asfaltové směsi byla ztuhnutá válcová zkušební tělesa umístěna i do přístroje PAV určeného pro dlouhodobé stárnutí asfaltových pojiv. Zde se však ukazuje, že vliv tohoto postupu simulovaného stárnutí je u asfaltové směsi nepraktický a to i v případě, kdy dojde k obepnutí zkušebního tělesa ocelovou sítí, jak je prezentováno na jednom z obrázků v části 4.B. Problematická v tomto případě je skutečnost, že v důsledku zvýšené teploty (90-100 °C) a působícího tlaku dochází k deformacím zkušebních těles a následné ověřování charakteristik, jako je pevnost v příčném tahu nebo tuhost, jsou mnohem více ovlivněny těmito deformacemi a nikoli stárnutím asfaltového pojiva ve směsi. Opakovaně se totiž ukázalo, že pevnostní charakteristika i tuhost v případě těles vystavených stárnutí metodou PAV klesaly, což je s ohledem k obecně známému vlivu stárnutí asfaltového pojiva na zvýšení jeho tuhosti nelogické.

Na mikroskopické úrovni byla studována povrchová energie a typické přílnavostní zkoušky (zejména dle ČSN 73 6161) byly rozšířeny o zaměření se na stanovení kontaktního úhlu, jenž se v našem středoevropském regionu, ale šířeji i v praxi silničního stavitelství běžně neuplatňuje. K pochopení účinků modifikovaného chemismu, pokud je asfaltové pojivo dopováno nějakou chemickou přísadou, byla nejprve použita infračervená spektroskopie s Fourierovou transformací (FTIR spektroskopie) a později dílčí chemická analýza saturátů, aromátů a pryskyřic (SARA). Z těchto hledisek se zdá, že testy související s povrchovou energií, kterou můžeme měřit na rozhraní asfaltového pojiva a horniny, poskytují relevantnější informace než chemické analýzy FTIR nebo SARA. Zejména v případě FTIR spektroskopie bylo potvrzeno, že tato analytická metoda je účinná, pokud se porovnávají chemické změny v nezestárnutých a zestárnutých asfaltových pojivech, ale není příliš relevantní, pokud se studuje vliv přílnavostních přísad na samotný základní asfalt. Z makroskopického hlediska byly sledovány čtyři určující směry: (a) tradiční zkoušky a související charakteristiky adheze a citlivosti na účinky vody, (b) zkoušky popisující adhezi/kohezi na povrchu rozhraní asfaltový film-zrno kameniva, (c) alternativní hodnocení odolnosti proti účinkům vody a (d) vybrané funkční nebo výkonnostní makroskopické zkoušky pro stanovení chování asfaltové směsi.

V případě tradičních zkoušek přílnavosti a citlivosti k účinkům vody byl běžný evropský přístup rozšířen o modifikovaný americký postup zohledňující také vliv zmrazování na asfaltovou směs. Této problematice se na katedře silničních staveb Fakulty stavební ČVUT v Praze věnuje pozornost posledních 10 let již standardně a toto pracoviště tak představuje jediné ve střední Evropě, kde takový soustavný sběr dat probíhá. Současně byla prováděna měření nejen pro nezestárnuté kompozity, jak se obecně používají a jsou preferovány pro svou malou časovou náročnost, ale také pro laboratorně zestárnuté materiály. Jak již bylo uvedeno výše, posouzení odolnost proti účinkům vody bylo dále rozšířeno o zvolený počet cyklů zmrazování a rozmrazování s uplatněním roztoku NaCl. Takový přístup se standardně nepoužívá nejen v Evropě, včetně České republiky, ale i v USA či Kanadě. Dále bylo toto dílčí výzkumné téma doplněno o teoretickou studii sorpce vody v asfaltové vrstvě a návrh metodiky stanovení náchylnosti k poškození vlivem vody.

Pro lepší popis adheze a koheze na rozhraní asfaltového pojiva a povrchu kameniva byl vypracován vlastní zkušební protokol založený na odtrhové zkoušce (pull-testu), která je v některých částech světa poměrně populární a lze se setkat s celou řadou modifikací základního principu zkoušky, kdy se buď testuje síla



potřebná k odtržení dvou ploch horniny, mezi kterými je tenká vrstva asfaltového pojiva nebo je tato vrstva mezi plochou sledované horniny a kalibrovaným ocelovým elementem nejčastěji tvaru malého razítka s kruhovou styčnou plochou. V případě přístupu zvoleného na Fakultě stavební ČVUT v Praze byl díky spolupráci několika doktorandů a dlouhodobého průmyslového partnera z oblasti strojírenství nejprve vyvinut vlastní tester (systém kloubového uchycení zkušebních vzorků pro tahovou zkoušku). U zkušebních vzorků byl zkoumán vliv tloušťky asfaltové vrstvy a výsledná data z tahové zkoušky byla kombinována se studiem povrchu zkoušených vzorků, aby bylo možné pochopit, zda v závislosti na tloušťce asfaltové vrstvy byl výsledný způsob poruchy způsoben odlupováním asfaltu od kameniva (problém ztráty adheze), nebo zda k poruše došlo uvnitř tenké asfaltové vrstvy (problém nedostatečné koheze/soudržnosti).

Alternativní hodnocení odolnosti proti účinkům vody (vodní citlivosti) byla založena buď na upravených, nebo nově definovaných zkušebních protokolech. Modifikované protokoly se zaměřovaly především na přidání jednoho nebo dvou mrazových cyklů k tradičně používanému zkušebnímu postupu a/nebo na zkoušení náchylnosti k vodě na sadách nezestárnutých zkušebních těles hutněných standardně 2x25 údery Marshallova pěchu a současně na zkušebních tělesech, která byla zabalena do ocelové sítě, aby se zabránilo rozpadu či deformaci zkušebního tělesa. V tomto druhém případě se zkušební tělesa dlouhodobě stárla (oxidační stárnutí) za daných podmínek se zvýšenou teplotou. Jak již bylo uvedeno dříve, důvodem je přirozené stárnutí asfaltové směsi v důsledku neustálých chemických změn vyvolaných vzdušným kyslíkem a UV zářením. Jelikož se mění chemický složení asfaltu, má to určitý vliv na náchylnost asfaltové směsi k působení vody, nicméně tento jev je z důvodu zjednodušení při zkouškách v praxi ignorován. Kromě toho byl analyzován a experimentálně ověřen zkušební protokol založený na Marshallově zkoušce a využitelný pro posouzení kvality alternativních filerů. Zkouška je založena na hodnocení ztráty Marshallovy stability a Marshallovy tuhosti. Navíc byla hledána vhodná korelace k standardní zkoušce odolnosti proti účinkům vody dle ČSN EN 12697-12, protože Marshallova zkouška se provádí při zvýšených teplotách (60 °C). Podobně to platí i pro nedestruktivní zkoušku tuhosti.

Pro makroskopické funkční zkoušky byly realizovány rozsáhlé dílčí studie. V oblasti zkoušení asfaltů byla asfaltová pojiva s přidavkem přílnavostní přísady testována při zkoušce s frekvenční nebo teplotní rampou (*frequency sweep test* a *temperature ramp test*) pomocí dynamického smykového reometru, aby se zjistilo, zda existují nějaké relevantní dopady přílnavostních přísad na chování asfaltového pojiva. Tato aktivita byla rozšířena též o zaměření na vybraná modifikovaná pojiva (modifikovaná polymery), protože adhezi mezi asfaltem a kamenivem lze logicky zlepšit též použitím modifikovaných asfaltů namísto běžných silničních asfaltů (v tomto ohledu je to vždy otázka nákladů a požadovaných vlastností nebo výkonnosti výsledné asfaltové směsi, kde asfalt hraje dominantní roli). U asfaltových směsí byla standardně posuzována tuhost a chování v oboru nízkých teplotách, aby se zjistilo, zda existují nějaké statisticky významné závislosti mezi adhezí a charakteristikami, které jsou důležité pro popis dlouhodobého chování asfaltové směsi (asfaltové vrstvy). V tomto směru uvedme, že řada výsledků zde vznikala v rámci zpracování disertační práce [54], jež velkou měrou přispěla k rozšíření znalostí především v oblasti posouzení chování asfaltové směsi v oboru nízkých teplot a představuje zcela samostatnou kapitolu badatelství, kterém use katedra silničních staveb na FSv ČVUT v Praze posledních 5-7 let intenzivně věnovala se získáním nejen v ČR ojedinělé velké sady dat pro široké spektrum asfaltových směsí a to především v oblasti zkoušky tříbodového ohybu prováděného na půlválcových zkušebních tělesech. Vrátime-li se zpět k aspektu přílnavosti a vztahu k chování asfaltové směsi v oboru nízkých teplot, potom se dle dosavadních poznatků jeví, že statistické závislosti jsou omezené. Nicméně potvrzuje se, že oslabená (nedostačující) přílnavost nebo v mnohem větší míře nedostatečná soudržnost povedou časem k několika typům poruch vlastní asfaltové směsi, potažmo asfaltové vrstvy. Některé ovlivňující faktory, jako jsou nepravidelné cyklické změny teploty nebo náhlé teplotní změny (např. vysoké teploty během denní doby a následně výrazné poklesy v nočních hodinách), mohou tato selhání



urychlit a omezit očekávanou životnost asfaltové vrstvy. V tomto ohledu byly důležité poznatky z dílčí studie věnované charakteristikám a výsledkům zkoušky třibodového ohybu na půlválcových zkušebních tělese a její použitelnosti pro asfaltové směsi, jak podrobně popisuje zmíněná disertační práce [54].

Na základě údajů získaných ze zkoušek a dílčích studií popsaných v několika předchozích odstavcích bylo možné analyzovat oblast materiálového rozhraní. K tomu velmi napomohly výsledky stanovení povrchové energie, výsledky tahových zkoušek s využitím vlastní metodiky pro navržený pull-test a kvalifikace míry adheze, na jejichž základě byly identifikovány možné funkční vlastnosti. Pro digitální obrazové analýzy byl v rámci projektu postupně vyvinut a zdokonalen nový softwarový nástroj, který využívá principů lokální entropie. Využití programovacího jazyka Python softwarového nástroje PyPAIS je jedním z výstupů tohoto výzkumného projektu, který byl výsledkem intenzivní spolupráce vedeného týmu mladých vědeckých pracovníků/doktorandů. Dosud byl aplikován na více jak 150 různých vzorcích asfaltem obaleného kameniva, které se připravuje v souladu s ČSN 73 6161. Tyto vzorky byly kondicionovány a z hlediska kvality přílnavosti hodnoceny podle standardního vizuálního zkušebního postupu uvedeného ve zmíněné normě a souběžně byla prováděna digitální obrazová analýza s hodnocením v nástroji PyPAIS.

Pro modelování se původně v návrhu projektu 18-13830S předpokládalo použití některých přístupů a technik metody konečných prvků. Ty jsou vhodné a běžně používané pro popis mnoha makroskopických charakteristik a jevů nebo způsobů chování kompozitních materiálů, ale ve výzkumu projektu 18-13830S nebyly tak efektivní pro mezifázové jevy specifické pro asfaltová pojiva a jejich působení společně s kamenivem a filerem. Ukázalo se, že přístupy založené na využití metody konečných prvků nejsou vhodné pro vyjádření potenciálních závislostí mezi charakteristikami asfaltových pojiv či asfaltových směsí, které souvisejí s adhezí na mikro- a makroúrovni. Bylo zjištěno, že pro tento účel a možnou predikci jsou pravděpodobně vhodnější postupy založené na statistických metodách vycházejících z umělých neuronových sítí a z principů strojového učení, které jsou založeny na obecné třídě nelineárních parametrických funkcí a jeví se jako zajímavá možnost pro numerické modelování. Ke zjištění a modelování funkcí mezi vlastnostmi asfaltové směsi a některými charakteristikami systému asfalt/plnivo/adheze bylo použito několika přístupů. Byly založeny na tzv. pulzních (mělkých) neuronových sítích (SNN = shallow neural network). V navržených SNN se vstupní vrstva obvykle skládala ze dvou neuronů odpovídajících počtu vstupních funkcí. Obecným cílem bylo na základě souboru definovaných parametrů (materiálových či fyzikálních charakteristik) provést predikci komplexnější funkční charakteristiky. Příkladem tohoto přístupu je možnost provedení predikce tuhosti asfaltové směsi na základě vlastností, kterými je mezerovitost, Marshallova stabilita, případně obsah pojiva nebo obsah R-materiálu. Souhrnně jsou tato aplikace a teoretický přístup popsány v části 4.E, kde byl potenciál predikce tuhosti asfaltové směsi odvozován od experimentálních dat Marshallovy zkoušky. U zvoleného datového souboru bylo jak laboratorní měření, ta i následné numerické modelování omezeny na poměrně široko sadu asfaltových směsí typu VM, pro které je tuhost z hlediska předpovědi jejich výkonnosti důležitým parametrem. Z této studie lze vyvodit následující závěry:

1. Modul tuhosti stanovený metodou IT-CY dle ČSN EN 12697-26 pro 115 Marshallových zkušebních těles směsí typu VMT připravených v laboratoři, včetně variant s aplikací asfaltového R-materiálu nebo použití polymerem modifikovaného asfaltu byl podroben standardnímu testování jako součást reálných procesů navrhování směsí, přičemž se zde důsledně stanovily a na stejných zkušebních tělesech charakteristiky Marshallovy zkoušky.
2. Byla zjištěna dobrá korelace mezi modulem tuhosti a výsledky Marshallovy zkoušky, přičemž vysoké úrovně tuhosti byly spojeny s vysokými úrovněmi stability nebo hodnot Marshallovy tuhosti. Jeden z těchto empirických parametrů by proto mohl být použit jako vstupní funkce spolu s některými parametry souvisejícími se složením asfaltových směsí VMT (obsah pojiva, mezerovitost, některé z mezí definujících čáru zrnitosti apod.), aby se zlepšila celková výkonnost predikčního modelu.



3. Pro vývoj predikčního modelu modulu tuhosti VMT byly použity přístupy strojového učení s důrazem zejména na pulzní neuronové sítě vzhledem k jejich jednoduché struktuře a dobrému výpočetnímu výkonu i s ohledem na malé soubory dat pro robustnější varianty neuronových sítí.
4. K určení topologie neuronů i přenosové funkce, optimální pro požadované modelování, byl použit přístup Bayesovské optimalizace. Současně s tím byla zvolena augmentační strategie pro rozšíření dat vycházejících ze zkoušky tuhosti IT-CY.
5. Použitím různých metrik výkonnosti bylo možné porovnat optimální modely získané změnou vstupní funkce související s výsledky empirické Marshallovy zkoušky. Zvolený přístup založený na pulzní neuronové síti (SNN), která vykazala nejlepší přesnost predikce průměrné mechanické odezvy variant směsí VMT, vede na vstupní vektor o šesti složkách charakterizující každého zástupce asfaltové směsi, tj. Marshallovu stabilitu (kN), obsah asfaltu (% hmotnosti směsi), mezerovitost (%), maximální a průměrnou zhutněnou objemovou hmotnost (g/cm^3) spolu s proměnnou kategorie, která rozlišuje typ asfaltového pojiva a podíl dávkovaného R-materiálu (hodnoty od 0 do 10); takový vstupní vektor je zpracován šesti neurony ve skryté vrstvě charakterizované aktivační jednotkou hyperbolické tangenty.
6. Vhodným budoucím vývojem by mohlo být hloubkové zkoumání vlivu křivek zrnitosti kameniva na předpovědi tuhosti a to zahrnutím dalších vstupních informací spojených se složením a do jisté míry jedinečným charakterem každé asfaltové směsi. Další velmi zajímavou alternativou by bylo nahradit ve fázi modelování proměnné odkazující na empirické vlastnosti (tj. Marshallovu stabilitu) proměnnými odkazujícími přímo na vlastnosti vozovky. Tímto způsobem by bylo možné předpovídat pomocí přístupů strojového učení únavovou životnost a/nebo odolnost proti trvalým deformacím. Takový experiment by představoval významný krok směrem k návrhu asfaltových směsí založených na jejich skutečné provozní výkonnosti. Úskalím tohoto řešení je však potřeba monitoringu velkého počtu úseků vozovek, kdy se jednotlivé úseky musí lišit použitými vstupními materiály, které se odrážejí v parametrech, které taková směs následně má. Současně by při realizaci dané asfaltové vrstvy muselo důsledně docházet k zajištění odběru asfaltové směsi, která bude analyzována z hlediska souboru zvolených empirických a funkčních zkoušek v laboratoři. V tomto směru by byla nutná i dostatečná identifikace mezi staničením místa odběru vzorku asfaltové směsi při její realizaci a následným sledováním výkonnostních parametrů směsi ve vozovce.

Na tento příklad využití potenciálně efektivně a především časově mnohem rychlejší predikce zvoleného aspektu chování asfaltové směsi navázal druhá studie (shrnutí v části 4.F), jejímž cílem bylo ověřit možnost využití strojového učení a neuronových sítí i v případech, kdy je snahou posoudit využitelnost nebo vhodnost zvoleného typu přídatného fileru z hlediska jeho vlivu na trvanlivost asfaltové směsi (odolnost asfaltové směsi proti účinkům vody). Experimentální studie se týkala několika typů filerů zpravidla se vyskytujících jako lomové odprašky a tří petrochemicky odlišných typu kameniva, která byla použita k výrobě Marshallových zkušebních těles specifických jemnozrnných asfaltových betonů (AC 8) určených původně k posouzení vhodnosti fileru z hlediska ovlivnění kvality přilnavosti mezi asfaltem a kamenivem. U lomových odprašek bylo cílem posoudit jejich vhodnost jako náhrady tradiční vápencové mouky, která se standardně u asfaltových směsí využívá. Varianty asfaltových betonů měly stejné složení co do podílu fileru, kameniva a asfaltového pojiva. I u zastoupení úzkých frakcí kameniva bylo zvolené složení identické, jak je podrobněji uvedeno např. v [55]. Všechna zkušební tělesa byla zhutněna 2x50 údery rázového zhutňovače, obsah fileru byl stanoven na 10 % hmotnosti směsi, u použitého asfaltu se jednalo o měkký silniční asfalt 160/220, jehož obsah v asfaltové směsi byl přibližně 6 % hmotnosti. Mineralogické složení jednotlivých filerů bylo zkoumáno pomocí rentgenové fluorescenční spektrofotometrie. Ta představuje nedestruktivní laboratorní analýzu, která umožnila upřesnit a porovnat hlavní složení přepočítaných oxidů, jež lze u každého typu přírodního anorganického fileru identifikovat. Na základě takto získaných výsledků a při použití tzv. kategoriální proměnné, která rozlišuje typ použitého kameniva (3 kategorie požitá horniny), byl navržen a otestován



neuronový model, který dokáže předpovědět modul tuhosti asfaltových směsí. Tato studie tedy představuje možný postup pro vývoj prediktivních modelů, které by mohly pomoci zlepšit proces navrhování směsí, pokud jsou k dispozici různé typy filerů a kameniva. V standardních podmínkách by bylo v takovém případě potřebné pro jednotlivé kombinace v laboratoři navrhnout složení asfaltové směsi – každý případ bude ovlivněn parametry vstupných složek – provést optimalizace složení a u optimalizované varianty u každé ze zamýšlených kombinací následně provést soubor zvolených zkoušek, které charakterizují vlastní směs. To představuje enormní časovou náročnost s výsledkem, který se v předstihu nedá příliš dobře předpovědět. Vhodný prediktivní model by měl takovou časovou náročnost zkrátit a měl by pomoci eliminovat nevhodná řešení.

Neuronová síť navržená v tomto druhém příkladu má následující strukturu. Vstupní vrstva se skládá z pěti neuronů, jednoho pro každý poměr oxidů, které byly získány přepočtem ze spektrometrické analýzy XRF (SiO_2/CaO , $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$, $\text{SiO}_2/\text{Fe}_2\text{O}_3$, SiO_2/MgO) a kategoriální proměnné identifikující dvojici informací lom (použití kamenivo) / typ přídatného fileru. Skrytá vrstva je tvořena n neurony, přičemž n je celé číslo v rozsahu $\{1, \dots, 25\}$. Aktivačními jednotkami uvažovanými v nastavení této experimentální studie byly 4 hlavní regresní používané funkce: exponenciální lineární (ELU), upravená (rektifikovaná) lineární (ReLU), hyperbolická tangenta (TanH) a logistická sigmoida (LogS), viz podrobněji vysvětleno v části 4.F. Výstupní vrstva s jedním neuronem a lineární aktivační funkcí vytváří výstupy modulu tuhosti odpovídající každému vstupnímu vektoru funkcí. Vlastní stavba neuronové sítě tak i v toto případě měla podobu pulzní (mělké) neuronové sítě (SNN).

K výrobě experimentálních asfaltových směsí specifického složení (AC 8) bylo použito kamenivo ze tří různých kamenolomů spolu se sedmi vybranými typy odprašků, čímž vzniklo 21 dvojic kamenivo - filer. Pro každou dvojici bylo vyrobeno 6 zkušebních těles, které měly v podstatě stejné vlastnosti: všechny byly zhutněny 2x50 úderů, obsah fileru byl stanoven na 10 %-hm. a obsahovala výše uvedeného silničního pojivo se shodným množstvím dávkovaného pojiva ve směsi. Analýza pomocí spektrometrie XRF byla provedena pro všechny typy použitých filerů, čteně referenční vápencové moučky, čímž byl zjištěn obsah 5 hlavních oxidů. Navržený neuronový model, vycházející z poměrů mezi těmito hlavními oxidy (vždy vztažený k SiO_2) a z kategoriální proměnné spojené s dvojicí kamenivo - filer, je schopen s vysokou přesností (zaručenou velmi vysokou hodnotou R (jak je podrobněji uvedeno v textu části 4.F) předpovědět mechanické chování asfaltové směsi z hlediska modulu tuhosti. Model je schopen aproximovat analytický vztah mezi poměry oxidů a modulem tuhosti díky své definované struktuře 5-4-1 charakterizované logistickou sigmoidní aktivační funkcí, kterou je vybavena skrytá vrstva. Tato práce je v tuto chvíli předběžnou studií, protože implementuje MATLAB®Toolbox a používá jeho standardní hyperparametry. Do budoucna by bylo zajímavé implementovat algoritmy optimalizace hyperparametrů, aby bylo možné získat ještě spolehlivější výsledky a rozšířit rozsah skladebných funkcí. Zkoumáním směsí vyznačujících se různými křivkami zrnitosti asfaltové směsi a různými poměry filer/asfaltové pojivo/mezerovitost směsi by totiž bylo možné vytvořit výkonný nástroj pro předpovídání alespoň některých mechanických vlastností, který by však byly užitečné z hlediska procesu navrhování asfaltových směsí a možnosti snížit potřebný čas, které při tradičním postupu v laboratoři, je potřebný.

4.1 Vozovky s dlouhou životností

Jak již vyplývá z některých formulací v úvodu této práce, představuje dopravní infrastruktura jeden z klíčových veřejných majetků, který v sobě akumuluje značnou ekonomickou hodnotu, je nadále stěžejní pro zajištění mobility zboží, služeb a osob, umožňuje rozvoj municipalit i regionů a současně s postupem času má rostoucí nároky na svou údržbu. Tato skutečnost je dána tím, že s rozvojem daného státu se postupně budování nové infrastruktury přesouvá do její obnovy, správy a účelné údržby. Z tohoto důvodu jsou



potřebná taková technická řešení a inženýrské přístupy k jejich dosažení, které umožní efektivní prodloužení životnosti při zachování co nejvyšší užitné hodnoty konstrukcí pozemních komunikací, přičemž musí být respektována ekonomická efektivita i investiční přiměřenost, minimalizace environmentálních dopadů a generování ekologických rizik, jakož i společenský rozměr reprezentovaný především potřebným komfortem, dostupností a mobilitou. V případě dopravně intenzivně využívaných částí infrastruktury, jež vedou k potenciálně kratším cyklům údržby či obnovy, je důležité minimalizovat omezení, která vznikají pro jejich uživatele (např. dopravní kongesce v důsledku uzavírek, objízdné trasy apod.). Pokud jsou opravy dopravní infrastruktury nezbytné, je žádoucí upřednostnit taková řešení, která v budoucnosti povedou k rychlejšímu provedení těchto zásahů. V kontextu uvedeného se v případě pozemních komunikací jeví jako efektivní identifikovat a zavádět technická řešení, která umožňují získat konstrukce asfaltových vozovek, u kterých bude naplněn předpoklad prodlouženého životního cyklu (fyzické životnosti). Tohoto cíle je obecně ve světě dosahováno rozvojem konceptů vozovek s dlouhou životností. Jedním z důležitých hledisek přitom je nastavení takové skladby konstrukce vozovky, u které se prováděná oprava v nezbytných intervalech omezí na rychlé provedení obnovy tenkých obrusných vrstev, přičemž ložní a asfaltové podkladní vrstvy se vyznačují takovou výkonností a životností, která buď významně oddaluje potřebu jejich sanace či výměny nebo teoreticky může vést až k dosažení stavu „nekonečné životnosti“. Uvedený pojem je však třeba brát s rezervou neboť zkušenosti v tomto směru se pohybují na úrovni 50 let, což z daleka nelze považovat za „nekonečný“ časový interval. Navrhovaný přístup pak není nadměrně náročný ani časově, ani z hlediska dalších ekonomických výdajů. Navíc při vhodném nastavení takového technického systému lze docílit co nejvyšší opakované využitelnosti materiálu z původní obrusné vrstvy.

Je zřejmé, že důležitou položkou státního (popř. municipálního) rozpočtu jsou investice do rozvoje a správy silniční infrastruktury. Takovéto investice jsou vždy dlouhodobě plánovány a dosahují i v malém rozsahu staveb milionových částek. Peníze na infrastrukturu pocházejí z daní občanů, kteří si za své peníze přejí co nejkvalitnější a nejtrvalejší pozemní komunikace. Jednou z nejdůležitějších otázek při sestavování rozpočtu by zcela jistě měla být otázka týkající se nákladů životního cyklu stavebních konstrukcí, tedy prostředků vynaložených na stavbu a údržbu konstrukce v rámci celé životnosti ve vyhovujícím stavu. Bohužel až příliš často se ve stavební praxi setkáváme s tím, že opravená nebo nově vybudovaná asfaltová vozovka vykazuje po krátké době poruchy v množství, které zcela jistě nekoresponduje s výší vynaložených prostředků. Důvody mohou být různé – nevhodně navržená konstrukce vozovky, nevhodně zvolené asfaltové pojivo, nekvalitní výroba asfaltové směsi, nedostatečně kvalitní pokládka asfaltové vrstvy a další. Do konstrukce asfaltové vozovky vstupuje široká škála vlivů, které mohou ovlivňovat její kvalitu, avšak velmi často bývá příčinou tlak investora na co nejnižší cenu díla, resp. nepřipravenost nebo neochota opustit zažitý režim realizace veřejných zakázek pouze s cenovým kritériem.

V případě konstrukcí (ať už vozovek či jakýkoliv jiných stavebních objektů) existují dva základní pohledy na investici – pořizovací cena a náklady životního cyklu konstrukce. Pořizovací cena je prvotní cena na výstavbu. Cena zahrnuje návrh, výrobu a pokládku asfaltové vrstvy, po zahájení provozu se již další výdaje nezapočítávají. Cena životního cyklu zahrnuje nejen pořizovací náklady, ale také náklady na údržbu a provoz v rámci celého životního cyklu. V případě asfaltových vozovek se počítá s teoretickým návrhovým obdobím životnosti konstrukce 25 let, což znamená, že do nákladů životního cyklu by měly být zahrnuty veškeré výdaje na údržbu a opravy vozovky po dobu minimálně 25 let.

V současné době je pořizovací cena vozovky nadále nejzásadnějším parametrem pro vhodný výběr varianty řešení a samozřejmě klíčovým kritériem při volbě konečného řešení. Tento přístup však může být a v mnoha případech bývá zavádějící, protože nižší kapitálová hodnota pořizovaného majetku (CAPEX) nutně neznamená, že celkové náklady životního cyklu budou nejnižší. Nízká pořizovací cena tak zdaleka nezaručuje nízkou nákladovou náročnost z hlediska provozní fáze a tudíž životního cyklu vozovky. Nízké pořizovací



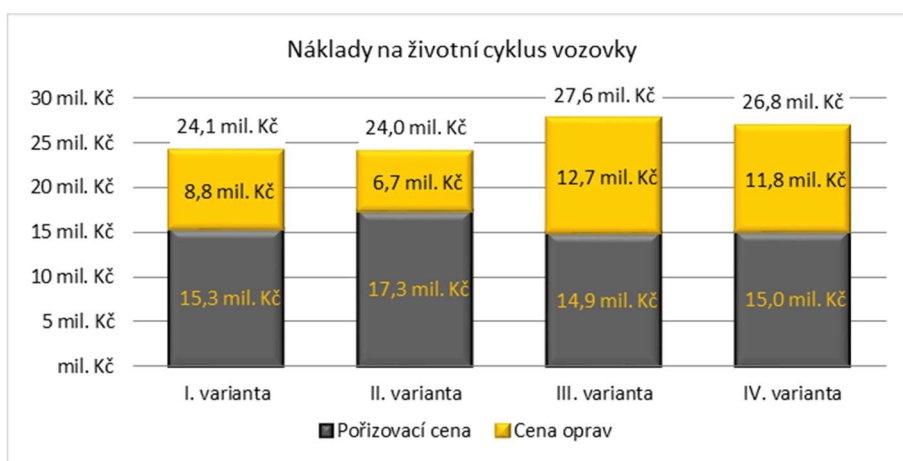
náklady velmi často znamenají vyšší náklady na údržbu a opravu vozovky během jejího návrhového období, protože při nižším investování do technicky efektivnějších řešení, jež zpravidla jsou dražší, nelze očekávat, že výsledné dílo bude mít za následek minimalizované náklady na údržbu a opravy. Do životního cyklu vozovky je pak nutné započítat nejen monetární náklady jako je cena materiálu, výstavby, platy zaměstnanců a podobně, ale je nutné také započítat snížení komfortu řidičů při provozu na poničeném povrchu vozovky a zohlednit jejich časové ztráty vlivem dopravně inženýrských omezení v době údržby, opravy a rekonstrukce. Všechny tyto aspekty by měly být zahrnuty již do prvotního návrhu a ekonomického propočítávání volby technického řešení konstrukce vozovky.

Praktický příklad ekonomického porovnání variant řešení konstrukce vozovky je uveden v tabulce 4.1 a na obrázku 4.1 (data jsou převzata z disertační práce [66]). Jednalo se o asfaltovou vozovku ve čtyřech konstrukčních variantách. Pro ložní a podkladní vrstvy byly ve výpočtech použity stejné asfaltové směsi. Variantní obrusné vrstvy byly následující:

- I.varianta - asfaltový koberec mastixový SMA 11S;
- II.varianta - litý asfalt MA 11 I;
- III.varianta - asfaltový beton pro velmi tenké vrstvy BBTM 8S;
- IV.varianta - asfaltový koberec pro obrusné vrstvy ACO 11S.

Tabulka 4.1: Náklady na životní cyklus vozovky, příklad z [66]

	Požizovací cena	Cena oprav	Celková cena	Trvání stavby	Trvání oprav	Celkové trvání
I. varianta	15 272 763 Kč	8 817 597 Kč	24 090 360 Kč	18,3	33,4	51,7
II. varianta	17 276 500 Kč	6 697 763 Kč	23 974 263 Kč	20,0	25,4	45,4
III. varianta	14 880 130 Kč	12 719 116 Kč	27 599 246 Kč	19,0	51,2	70,2
IV. varianta	15 020 000 Kč	11 826 608 Kč	26 846 608 Kč	18,3	46,9	65,2



Obrázek 4.1: Náklady na životní cyklus vozovky, příklad z [66]

Cena II. varianty je z hlediska primárních nákladů o téměř 2,5 milionu CZK vyšší než u ostatních směsí. Z hlediska celkové ceny v rámci životního cyklu však tato „nejdražší“ varianta vychází nejlevněji. Tato varianta zabere v rámci oprav pouhých 25 dní a částku 6,7 mil. CZK. Naopak v případně nejnižší pořizovací ceny – III. varianta, se dostáváme na více než dvojnásobek dní potřebných na opravy pozemní komunikace a téměř na dvojnásobek ceny oprav. Nejnižší pořizovací cena tedy z pohledu životního cyklu vozovky znamená v tomto případě nejvyšší celkové náklady.



Konstrukce vozovek by tedy měly být navrhovány nejen z hlediska primárních (investičních) nákladů, ale především z ohledněním dlouhodobého výhledu zahrnujícího cenu a dobu údržby a oprav. Proto by jak stát, tak jednotlivé municipality měly rozvíjet dlouhodobé podrobné plány využití finančních prostředků do infrastruktury, které v minimální míře budou náchylné na krátkodobé 1-4 leté výhledy závislé na volební období dané politické vlády či administrativy.

Z ryze technického hlediska řešením výše uvedených úskalí může být zvolení zcela odlišného způsobu návrhu vozovky, než který se doposud v České republice používal. Jedná se o koncept návrhu „trvalých“ vozovek („*perpetual pavement*“) nebo jindy označovaných také jako vozovky s dlouhou životností („*long life pavements*“). Koncept „*perpetual pavement*“ byl poprvé formulován v USA asociací Asphalt Pavement Alliance v roce 2000. Princip těchto konstrukcí spočívá v návrhu a provedení vozovky tak, aby se dosáhlo životnosti asfaltového souvrství min. 50 let bez nutnosti výrazných oprav či rekonstrukcí, pouze s pravidelným obnovením obrusné vrstvy v závislosti na jejím poškození. Podnětem pro rozvoj teorie trvalých vozovek byl fakt, že některé úseky asfaltových vozovek v USA se vyznačovaly vynikajícím stavem i přesto, že byly vybudovány v 60. letech dvacátého století. Podrobnějším zkoumáním bylo zjištěno, že v některých bodech mají stejné rysy, které jsou nejspíše důvodem jejich dlouhodobé životnosti. Ve většině případů se jednalo o tzv. „*full-depth*“ nebo „*deep-strength*“ konstrukce, tedy o konstrukce kde vrstvy vykazují dobré pevnostní charakteristiky i při prodlouženém životním cyklu.

„*Full-depth*“ konstrukce je definována jako asfaltové souvrství s poměrně masivní, pružnou, podkladní vrstvou s vysokým obsahem asfaltového pojiva. Asfaltové souvrství je podkládáno přímo na zemní pláň, bez použití dalších nestmelených vrstev. V případě nutnosti je možné zemní pláň stabilizovat hydraulickými nebo jinými pojivy. Ložní a obrusná vrstva mohou být dle potřeby dimenzovány s menší tloušťkou.

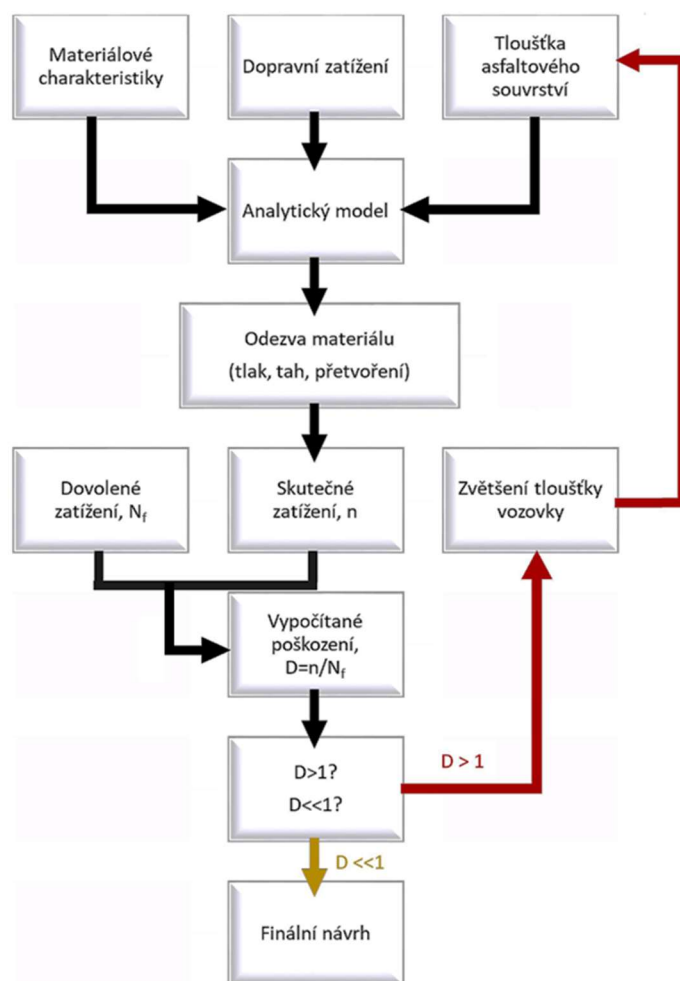
„*Deep-strength*“ konstrukce je obdobná konstrukce s masivní pružnou podkladní vrstvou, ale oproti předchozímu typu vždy pokládány na zrnitý materiál s kontrolovanou zrnitostí. Tato mezivrstva je důležitá především při větší hloubce promrznání nebo v případě předpokládaného účinku vysokého dopravního zatížení.

Podle umístění v konstrukci vozovky jsou jednotlivé asfaltové vrstvy namáhány účinky dopravy (mechanického namáhání) a atmosférickými vlivy. Mezi požadavky zlepšování vlastností konstrukce vozovky (prodloužení provozní způsobilosti) patří zvyšování tuhosti, zvyšování odolnosti proti trvalým deformacím a prodloužení životnosti. Tyto požadavky je možné ovlivňovat složením asfaltové směsi, množstvím asfaltového pojiva, modifikací asfaltového pojiva nebo modifikací samotné asfaltové směsi.

Přístup k návrhu „trvalých“ vozovek je odlišný od běžného návrhu asfaltových vozovek. Při klasickém návrhu asfaltové vozovky je prvním krokem návrh konstrukce vozovky buď inženýrským odhadem nebo výběrem z katalogu vozovek TP 170. Pro tento empirický návrh jsou určující odhad růstu intenzity dopravy (nejvyšší předpokládané dopravní zatížení), kvalita materiálů a tloušťka jednotlivých vrstev. Pro daný stupeň kvality materiálu tloušťka asfaltových vrstev roste s rostoucím dopravním zatížením, nicméně není ekonomické jí zvětšovat do nekonečna. V určitém bodě tloušťka dosáhne již takové úrovně, že je dostatečná i pro to největší předpokládané zatížení a další navyšování vrstev způsobí pouze zbytečné dodatečné náklady.

Pro „trvalé“ vozovky se v USA osvědčil oproti tradičnímu empirickému návrhu spíše model mechanicko-empirický. Pro mechanicko-empirický návrh konstrukce jsou určující poznatky plynoucí ze sledování a ověřování reakce asfaltové vrstvy na tah, tlak a přetvoření, včetně možného zohlednění proměnlivosti zatížení a samozřejmě teploty. Tyto parametry jsou použity ke stanovení hodnoty maximálního tahového přetvoření na spodní straně podkladní vrstvy vozovky. Toto přetvoření by mělo vykazovat dostatečnou výkonovou rezervu vůči limitnímu únavovému prahu FEL („*fatigue endurance limit*“). Prahové únavové přetvoření je definováno jako největší přetvoření, při kterém se počet cyklů zatížení, nutný k vyvolání

únavového porušení, blíží nekonečnu. Základním předpokladem pro návrh „trvalých“ vozovek je tedy navrhnout vozovku tak, aby přetvoření na spodní straně podkladní asfaltové vrstvy bylo menší, než je hodnota únavového prahu FEL. Při překročení maximálního tahového napětí ve vrstvě dochází ke vzniku únavových trhlin. Únavové trhliny vznikají na spodní hraně nejnižší asfaltové vrstvy a šíří se směrem nahoru do celé konstrukce (tzv. „*bottom-up cracking*“). Typický příklad postupu provedení mechanicko-empirického návrh je na obrázku 4.2.



Obrázek 4.2: Zjednodušený diagram mechanicko-empirického návrhu konstrukce vozovky [67]

Jak již bylo uvedeno výše, vozovky s dlouhou životností mají praktický základ právě v USA. Organizace APA („*Asphalt Pavement Alliance*“) průběžně posuzuje na základě splnění výčtu stanovených kritérií, která vozovka má charakter „trvalé“: (i) vozovka je v provozu minimálně 35 let, (ii) výměna obrusné vrstvy proběhla průměrně maximálně jednou za 13 let a (iii) po celou dobu životnosti nebyly zapotřebí opravy do hloubky větší než 4 palce (cca 10 cm). Od roku 2001, kdy se hodnocení provádí, do roku 2016 získalo na 118 asfaltových vozovkách toto zařazení. Vybrané vozovky se z hlediska stáří pohybují v rozpětí 35 až 99 let od uvedení do provozu s tím, že průměrné stáří vozovky v době provedení posouzení a vyhodnocení je 44,7 roku, [68].

Jednou z prvních vozovek oceněných organizací APA byla pozemní komunikace I-90 ve státě Washington postavená v letech 1964-67, která má délku cca 20,5 km. Tloušťka konstrukce se od západu na východ zmenšuje, na východní straně má podkladní a ložní vrstva tloušťku cca 37 cm, na západě už pouze cca 24 cm. První poruchy se v obrusné vrstvě objevily až téměř po 20 letech. Poté byla část obrusné vrstvy odfrézována



a nahrazena cca 5 cm nové obrusné vrstvy. Další obnova obrusné vrstvy byla provedena až na začátku 90. let minulého století, [68]. Další příkladem „trvalé“ vozovky je mezistátní silnice 40 v Caddo Country. Tato pozemní komunikace byla používána především v době, před dokončením slavné americké Route 66. Silnice 40 byla postavena v roce 1961 a vydržela bez nutnosti oprav a zásahů v neporušeném stavu až do roku 1991. Vozovka byla konstruována na cca 205 mm asfaltové podkladní vrstvě, [68].

Jiným příkladem je situace v Kanadě, kde v průměru 73 % obyvatel používá auto k cestě do práce. Dalších 7 % používá autobusové linky jako primární dopravní prostředek cesty do práce a navíc 41 % veškerého zboží je dopravováno s využitím nákladní silniční dopravy. Tyto skutečnosti osvětlují význam silniční infrastruktury v této severoamerické zemi, [69]. Životnost vozovek v klimatickém prostředí Kanady samozřejmě snižována a to především zmrazovacími cykly, které se střídají s táním. První stavební projekt odpovídající definici „trvalých“ vozovek se v Kanadě datují už do roku 1957. Pozemní komunikace Don Valley Parkway je první kanadskou vozovkou, která byla ze strany APA posouzena a vyhodnocena jako trvalá vozovka. Na této komunikaci byla do roku 2004 pouze dvakrát obnovena obrusná vrstva, jinak byla konstrukce ponechána bez nutnosti většího zásahu.

Ontarijské ministerstvo dopravy vytvořilo v uplynulých 6-8 letech projekt na implementaci „trvalých“ vozovek, především kvůli zvýšení celkové životnosti vozovek. V rámci projektu byla vybudována řada konstrukcí vozovek, které jsou od té doby v delším časovém úseku sledovány. Příkladem vozovek vybudovaných v rámci tohoto projektu jsou např. dálnice 401 blízko Woodstocku, dálnice 7 v Carletonu a dálnice 406 blízko Thoroldu. Do konstrukcí vozovek byly zabudovány snímače a čidla pro monitorování a měření chování vozovky, [71]. I to je jeden z účinných nástrojů, jak získávat průběžně velké množství dat, jež mohou napomáhat při dalším zlepšování volby vhodných materiálů, při návrhu složení jednotlivých konstrukčních vrstev i při celkovém návrhu souvrství vozovek. Jiným příkladem může být osmikilometrový úsek dálnice u města Hamilton postavený v roce 2007. Použití asfaltové směsi se zvýšeným obsahem asfaltového pojiva v podkladní vrstvě (RBL) umožnilo snížit tloušťku asfaltových vrstev z 300 mm na 240 mm. Zatím se za 15 let provozované vozovce neprojeví žádné významné závady, přestože dopravní zatížení je na daném úseku vysoké a přesahuje 90.000 vozidel za den, [74].

V Evropě jsou „trvalé“ vozovky označovány jiným způsobem a nejčastěji hovoříme o tzv. „*Long-Life Pavement*“ (LLP), tedy vozovky s dlouhou životností. Pracovní skupina „*European Long-Life Pavement Group (ELLPAG)*“ definuje vozovky s dlouhou životností jako „typ vozovky, kde se nevyskytnou žádné významné poruchy v podkladních vrstvách nebo horní podkladní asfaltové vrstvě za předpokladu, že bude prováděna správná údržba povrchu, tedy obrusné vrstvy“, [70]. Na rozdíl od americké definice „trvalých“ vozovek, která stanovuje vozovku jako trvalou, pokud zjednodušeně vydrží bez zásadních oprav alespoň 50 let, se zde neobjevuje žádné minimální časové období životnosti vozovky. Všechny vrstvy vozovky, kromě obrusné vrstvy, jsou totiž považovány za trvalé.

Při návrhu konstrukce vozovky s dlouhou životností existují dle organizace EAPA [70] dvě varianty. První variantou je návrh podkladní asfaltové vrstvy s vysokým obsahem pojiva při současném zachování klasických tloušťek jednotlivých vrstev. Takto navržená podkladní vrstva je charakteristická zvýšenou odolností proti projevům únavy. Druhou variantou je celkové zvýšení tloušťek všech vrstev při současném zachování běžné skladby konstrukce a jednotlivých vrstev. Tato metoda však vede k robustním a předimenzovaným konstrukcím, které jsou často velmi drahé. Ve Velké Británii nicméně již v 90. letech minulého století prodloužili návrhové období vozovek z 20 let na 40 let. Na podobné návrhové období mají zavedené koncepty i v Německu a ve Francii. Ostatní země Evropy se snaží přiblížit podobnému trendu, [88].



4.2 Trvanlivé asfaltové vrstvy a možnosti v ČR

Asfaltové směsi s vysokým modulem tuhosti

Nejdéle zavedeným typem asfaltové směsi, která se v konceptech trvalých vozovek nebo vozovek s dlouhou životností využívá, jsou v ČR směsi s vysokým modulem tuhosti (dále VMT). Ty jsou v mezinárodním kontextu v zásadě 20 let rozvíjeným a zavedeným řešením, přičemž v některých zahraničních regionech doznaly dalšího vylepšení a naproti tomu v České republice setrváváme víceméně na první generaci tohoto typu asfaltové směsi. Směsi typu VMT jsou využívány k dosažení vysoké odolnosti proti trvalým deformacím a únavě, tím že mají zvýšené pevnosti (tuhosti), čímž minimalizují logicky vznik trvalých deformací a jsou schopné lépe odolávat intenzivním účinkům zatížení a do značné míry i klimatickým vlivům. Díky konstrukčním vlastnostem asfaltové směsi je možné v porovnání s běžnými asfaltovými betony při jejich využití snížit tloušťku asfaltové vrstvy a tím i tloušťku celé konstrukce vozovky. Samozřejmě této přednosti je třeba využívat rozvážně a v zemích, kde z principu jsou navržena a katalogizovaná řešení vozovkových souvrství z hlediska tloušťek subtilnější, je využívání takové možnosti pro další snížení celkové tloušťky konstrukce vozovky spíše ke škodě. V těchto případech je naopak výhodou, že u stávající navržené konstrukce vozovky směs typu VMT díky vylepšeným funkčním (výkonnostním) parametrům může přinést delší životnost.

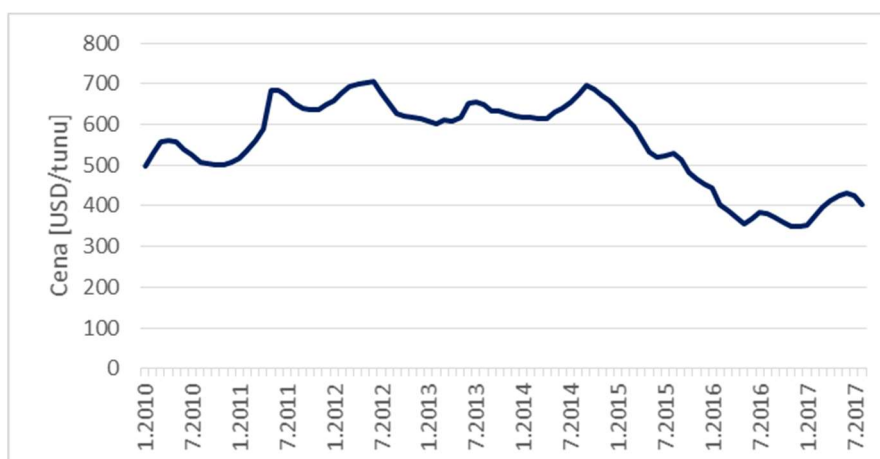
Zvýšený modul tuhosti je v České republice obvykle dosahován použitím asfaltového pojiva s nižší gradací (nejčastěji 20/30), popřípadě lze použít aditiva pro další zlepšení vlastností asfaltové směsi. V České republice je v posledních letech tedy často do tohoto typu směsí používáno tvrdé silniční pojivo gradace 20/30, v některých případech se aplikují multigrádová asfaltová pojiva a častější při realizaci nebo v projektové dokumentaci dnes jsou také modifikovaná asfaltová pojiva PMB 25/55-60 nebo PMB 10/40-65. Použití modifikovaného asfaltového pojiva má větší význam především při použití směsi v ložní vrstvě, kde se tím zvyšuje odolnost vrstvy proti vzniku trvalých deformací, využití tohoto pojiva se v řadě případů objevuje i u aplikací asfaltové podkladní vrstvy. Jako pozitivní zpětná vazba, kterou například katedra silničních staveb díky mnohaletému provádění ověřovacích zkoušek tuhosti u směsí typu VMT zajišťuje, jsou doporučení na předcházení některých řešení, kde je dosahováno neúměrně vysokých tuhostí. K tomu zpravidla dochází zejména u kombinace tvrdých pojiv a kameniva s vysokou objemovou hmotností (čedič apod.), kdy i vlastní hornina má vyšší hodnoty tvrdosti, jež se přenáší do tuhosti asfaltové směsi.

Asfaltové směsi VMT byly v České republice navrhovány a používány dle technických podmínek TP 151, v současnosti se u nich postupuje dle ČSN 73 6120. Dle normových požadavků jsou povinně sledovány kromě volumetrických parametrů asfaltové směsi pouze odolnost proti tvorbě trvalých deformací, odolnost proti negativním účinkům vody a modul tuhosti při teplotě 15 °C - v ČR prioritně na tělesech tvaru komolého klínu (metoda 2PB-TR dle ČSN EN 12697-26), nicméně od zavedení směsí VMT do české silniční praxe v řadě případů též na válcových zkušebních tělesech (metoda IT-CY dle ČSN EN 12697-26). Omezení se pouze na jednu teplotu tuhosti již samo o sobě není technicky nejšťastnější volbou, neboť nelze indikovat jakékoli trendy z hlediska teplotní citlivosti asfaltové směsi a tím i případně odlišného chování v širším teplotním intervalu. Dále jsou stanoveny minimální hranice pro odolnost vůči únavě, pevnost v tahu za ohybu a maximální hranice pro pokles napětí při zkoušce relaxace, která však je vyžadována jen v omezených případech, obdobně jako únavová zkouška, kde platí, že sledování únavových parametrů až na výjimky není prakticky prováděno. Důvodem je především časová náročnost vlastní zkoušky a omezený počet zkušebních zařízení, který je navíc limitován normovým požadavkem v ČR na využívání jen dvoubodové zkoušky 2PB-TR dle ČSN EN 12697-24 (v současnosti v souladu s ČSN 73 6120 nelze využít například čtyřbodovou zkoušku 4PB-PR dle ČSN EN 12697-24, která by umožnila rozšířit další kapacitu dostupných zkušebních zařízení). Absence provádění únavové zkoušky pak v zásadě snižuje jakoukoli větší snahu zabývat se v českých podmínkách koncepty vozovek s prodlouženou nebo dlouhou životností, protože pro konkrétní řešení, konkrétní funkční či výkonové parametry nejsou k dispozici. Nutnost provedení těchto zkoušek závisí buď na



požadavku investora, nebo na podmínkách použitého pojiva a nadměrně vysokého modulu tuhosti. Přesněji tedy ČSN 73 6120 vymezuje, že „stanovení odolnosti proti únavě se musí provádět v případě použití silničních asfaltů a tvrdých silničních asfaltů použitých do směsí typu VMT, pokud hodnota modulu tuhosti stanovená při 15 °C překročí 12 500 MPa při stanovení metodou A nebo 13 500 MPa při stanovení metodou C“.

Principy asfaltových směsí VMT vycházejí z konceptu pro francouzské směsi EME2 („*Enrobé à module Élevé 2*“). Tyto směsi byly vyvinuty v průběhu 90. let ve Francii a později se staly oblíbenými v dalších zemích Evropy. Filozofií směsí EME2 je vysoký modul tuhosti, dobrá odolnost proti trvalým deformacím a vysoká odolnost proti únavě, která je v posledních letech dále akcentována při rozvoji tohoto typu asfaltových směsí ve zmíněné Francii. Během vývoje těchto asfaltových směsí bylo zjištěno, že díky použité návrhové metodě je možné predikovat chování a vlastnosti těchto směsí. Při návrhu byl kladen velký důraz na výběr kvalitních vstupních materiálů a na správný laboratorní návrh. Zjednodušeně lze závěry shrnout tak, že ve směsích EME2 je často použito velmi tvrdé asfaltové pojivo (ve Francii nejčastěji gradace 10/20) s vyšším procentuálním zastoupením pojiva – okolo 6 %. U dalších generací těchto směsí ve Francii pak postupně byly nastaveny i různé třídy tuhosti, které mají lépe reagovat na konkrétní potřeby v konstrukci vozovky. Ve směsích VMT se v ČR oproti tomu požaduje množství asfaltového pojiva v rozmezí od 4,2 % do 5,6 % v závislosti na objemové hmotnosti zhutněné směsi a tedy dosažení potřebné mezerovitosti. Francouzský přístup se tak v porovnání s požadavky v ČR co do obsahu pojiva do určité míry blíží konceptu asfaltové směsi typu RBL (rich bottom layer), kde je díky zvýšenému obsahu dávkovaného pojiva zlepšena únavová životnost.



Obrázek 4.3: Cena vývoje asfaltového pojiva během roku

[Zdroj: <https://connect.ncdot.gov/projects/construction/Pages/Pavement-Construction-Prices.aspx>]

Díky upraveným vlastnostem, jak jsou voleny u směsí typu VMT, je oproti tradičnímu asfaltovému betonu možné dosáhnout delší životnosti konstrukce a to i při snížení tloušťky asfaltové vrstvy. Snaha o snížení tloušťky asfaltové vrstvy souvisí se snížením tloušťky celé konstrukce, snížením výrobních nákladů a také snížením dodatečných nákladů na údržbu (optimalizace nákladů životního cyklu). Snížení tloušťky asfaltové vrstvy u asfaltových směsí typu VMT však nemusí nutně vždy vést ke snížení primárních výrobních nákladů. Materiál používaný pro tyto druhy směsí by měl být velmi kvalitní a to především z pohledu asfaltového pojiva a použitého množství pojiva ve směsi. Asfaltové pojivo tvoří podstatnou část ceny výsledné asfaltové směsi, ačkoli jeho podíl v asfaltových směsích dosahuje „pouze“ 4,5 až 6 %. Použité asfaltové pojivo má největší vliv na výsledné vlastnosti asfaltové směsi, takže je velmi důležité zvolit správný typ a případně vhodnou modifikaci. Vývoj ceny asfaltového pojiva se skokově mění v závislosti na ceně ropy a světové poptávce. Do jisté míry souvisí i s preferencemi výroby petrochemického průmyslu, kdy například velmi tvrdá silniční pojiva se stávají postupem času omezeně dostupnou komoditou. Pokud se zaměříme pouze na evropský trh, tak



k této skutečnosti přistupují i různé sezónní vlivy a poptávka po dalších petrochemických výrobcích, kdy asfaltové pojivo bývá levnější v zimních měsících (poptávka po jeho dodávkách je nízká), protože zpravidla neprobíhají stavební práce hlavní sezóny. Ceny pojiva během roku potom stoupají a nejčastěji dosahují vrcholu v průběhu podzimního období, kdy je poptávka nejvyšší, a proto je vysoká i cena. Bez ohledu na použitý typ asfaltové směsi tak jedním z řešení je jiné rozložení stavebních prací v průběhu stavební sezóny.

Na Fakultě stavební ČVUT v Praze probíhá od roku 2013 průběžný výzkum zaměřený na směsi VMT nové generace. Hlavním cílem řešení dílčí aktivity v rámci Centra pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI) bylo posoudit chování vybraných variant směsi VMT 22 (případně VMT 16) v závislosti na typu a množství některých méně častých asfaltových pojivech. Byla vybraná pojiva běžně používaná pro výrobu směsí typu VMT, jakož i méně tradiční modifikovaná pojiva. Výsledky uvedeného výzkumu jsou shrnuty ve výzkumných zprávách [75, 76] a prezentovány např. ve článcích [77, 78]. Současně se pozornost zaměřila i na další možnosti efektivního využívání asfaltového R-materiálu, kde se vedle opětovného využití dostupných recyklátů může jiným způsobem řešit horší dostupnost některých tvrdých asfaltových pojiv. S ohledem k obvyklé míře degradace asfaltového pojiva v R-materiálu je výhodnější použít méně tvrdé přidávané čerstvé asfaltové pojivo a tím docílit požadované, nikoli však nadměrně vysoké tuhosti výsledné směsi. Další výzkum se v posledních přibližně 5 letech zaměřil na posouzení závislosti mezi hodnotami tuhosti a Marshallovou stabilitou, která se dlouhodobě v případě směsí typu VMT uplatňovala jako jednoduchá a rychlá indikace, zda daný návrh směsi dosáhne potřebné minimální tuhosti či nikoli.

Asfaltové směsi typu ACP RBL

Druhým příkladem nového typu v ČR zavedené asfaltové směsi, je upravená verze asfaltového betonu pro podkladní vrstvy, jež se dle americké předlohy označuje jako RBL („*rich bottom layers*“). Takto jsou zpravidla označovány směsi používané do pokladních, v ojedinělých případech i do ložních vrstev, které obsahují minimálně o 0,5 % asfaltového pojiva více v porovnání s běžným asfaltovým betonem. Toto zvýšení obsahu asfaltového pojiva má za následek zlepšení únavových parametrů. Směsi typu RBL jsou v některé zahraniční literatuře označovány i jiným názvem FRL („*fatigue resistant layer*“), tedy vrstvy s vysokou odolností vůči únavě (např. v [72]). Nejdůležitější funkcí tohoto typu směsi je tedy zvýšená nebo vysoká odolnost vůči únavě, která díky tomu má vést k vysoké trvanlivosti/životnosti. Vrstva slouží především k přenášení napětí z dopravního zatížení a k zamezení případů porušení na spodní hraně asfaltové podkladní vrstvy (vzniku únavové trhliny), kdy dochází následně dalším zatěžováním v krátké době k destrukci zbytku konstrukce.

Na směsi typu ACP RBL existuje v současné době od roku 2021 předpis v podobě přílohy E normy ČSN 73 6120, přičemž z důvodu velmi omezených zkušeností s tímto typem směsí v ČR byly požadavky na minimální únavové parametry nastaveny velmi konzervativně (odolnost proti únavě vyjádřená parametrem ϵ_6 stanoveným podle ČSN EN 12697-24, metodou A – 2PB-TR pro silniční asfalt min. 110 microstrain a pro PMB nebo CRMB N min. 120 microstrain. Z proběhlých výzkumů je navíc patrné, že zvýšením obsahu asfaltového pojiva alespoň o 0,5 % se prokazatelně skutečně zvyšuje odolnost vrstvy vůči únavě. Vrstva se tak stává flexibilnější a snáze přenáší opakovaná zatížení. Dle [67] je pak navíc doporučeno nespoléhat jen na zvýšení obsahu asfaltového pojiva ve směsi, ale zároveň mírně zvýšit tloušťku vrstvy pro dosažení požadovaných návrhových hodnot životnosti, v amerických podmínkách tedy tzv. trvalých vozovek s životností okolo 50 let.

Dále má pozitivní vliv na požadované vlastnosti asfaltové směsi mírné snížení její mezerovitosti. Běžné asfaltové betony pro podkladní vrstvy se navrhují v rozmezí 5,0-7,0 % pro zkoušky typu. Kontrolní zkoušky směsí mají hranici mezerovitosti ještě širší, v rozmezí 4,0-9,0 %. Pro směsi typu RBL je dle normy požadována mezerovitost v rozmezí pouze 3,0-5,5 % při zkoušce typu a 2,0-7,0 % u kontrolních zkoušek, čímž je dosaženo návrhu kompaktnější asfaltové směsi. Ruku v ruce se snížením mezerovitosti jde i mírné „zjemnění“ čáry



zrnitosti. Jak lze dohledat v odborné literatuře, tak tento poslední krok s úpravou čáry zrnitosti má pozitivní vliv na odolnosti směsi vůči vzniku trhlin, [79].

Asfaltové směsi RBL jsou v zahraničí poměrně známé a existuje již řada realizovaných úseků především v USA a Kanadě, kde tento koncept asfaltové směsi pro ložní nebo horní podkladní vrstvu vznikl. V České republice se asfaltovými směsmi typu RBL dosud zabývala především společnost Eurovia CS v rámci společného výzkumu s ČVUT v Praze a VUT v Brně. Výsledky jejich výzkumu jsou shrnuty např. ve výzkumné zprávě [74]. V rámci aktivit centra kompetence CESTI byl v roce 2015 realizován i pokusný úsek na silnici I/26 v části průtahu obcí Líně v celkové délce 353 m. Na stávající komunikaci se opakovaně vyskytovaly poruchy (podélné a příčné trhliny, deformace a vyjeté koleje), proto bylo rozhodnuto provést rekonstrukci vozovky. Do podkladní vrstvy komunikace byla navržena jak standardní směs ACP, tak směs typu ACP RBL. Na odebraných vzorcích byly provedeny zkoušky a komunikace bude dlouhodobě sledována.

Asfaltové směsi typu SMA do ložních vrstev

Asfaltové koberce mastixové (SMA) jsou více jak 35 let primárně používány do obrusných vrstev velmi zatížených vozovek. V posledních přibližně 8 letech se především v Německu u řady aplikací na vysoce zatížených pozemních komunikacích začínají používat s upravenými obory zrnitosti v provedení s maximálním zrnem 16 mm nebo 22 mm i do ložních vrstev. Obdobně se tento koncept začal rozvíjet i ve Velké Británii a to například pod označením Viabase®, zde však více jako asfaltová směs v podkladní vrstvě vozovky.

Asfaltové směsi SMA L pro ložní vrstvy vozovek, pokud je porovnáme s tradičními asfaltovými betony, se vyznačují přerušenou čarou zrnitosti a vyšším obsahem asfaltového pojiva (výhradně polymerem modifikovaného). V současné době jsou upraveny v příloze D normy ČSN 73 6120. Přerušená čára zrnitosti zaručuje pevnou minerální kostru z hrubého kameniva, která je spojena asfaltovým mastixem tvořeným pojivem, vápencovou moučkou a drobným kamenivem. Díky svému složení směsi SMA L velmi dobře odolávají dopravnímu zatížení a mají vysokou odolnost vůči trvalé deformaci (vyjeté koleje). Současně u nich je opakovaně prokázána lepší trvanlivost v důsledku vyššího obsahu polymerem modifikovaného pojiva (zpravidla nižší penetrace), zvýšeného obsahu vápencového fileru a celulózových nebo minerálních vláken. Směsi se navrhují s nízkou mezerovitostí ve velmi úzkém intervalu 3-4 %.

Zlepšení asfaltové směsi rozptýlenou výztuží v podobě různých vláken

Vlákna se v asfaltových směsích používají z několika různých důvodů. Vlákna zabraňují stékání asfaltového pojiva z kameniva, slouží k vyztužení asfaltových směsí, zlepšují odolnost směsi vůči únavě, vzniku trvalé deformace, případně mohou mít další funkce. Rozdíl ve vyztužení vláknou oproti vyztužení mříží je ve způsobu docíleného efektu. Zatímco geomříž nebo geotextilie působí jako anizotropní výztuž, přidání vláken tvoří izotropní vyztužení, tzn. stejnou pevnost ve všech třech rozměrech, [83, 85].

Vlákna pro použití v silničním stavitelství se mohou vyrábět z různých materiálů, nejčastěji jsou však dnes v České republice používána celulózová a aramidová vlákna. Dalšími používanými vlákny v zahraničí jsou např. minerální (dříve azbestová, dnes karbonová, čedičová), přírodní (jutová, lněná, konopná, ale i kokosová, palmová nebo bavlněná), syntetická (polystyrenová, polypropylenová, kombinovaná), skleněná, recyklovaná (drcené pneumatiky) a další.

Celulózové vlákno je v České republice nejpoužívanější vláknem do asfaltových směsí vůbec – zde však primárně za účelem zabránění stékavosti pojiva a asfaltového tmele z kameniva, tzn. jako nosič pojiva. Celulózová vlákna vznikají buď extrakcí z dřevin, nebo stále častěji z recyklovaného papíru. Toto vlákno je využíváno především u směsi typu SMA (asfaltový koberec mastixový), které se vyznačuje přerušenou čarou

zrnitosti a vyšším obsahem pojiva. Použitím vlákna se zamezí segregaci (rozmísení) směsi a garantuje se vysoká kvalita od výroby po pokládku a ztuhnutí asfaltové vrstvy.



Obrázek 4.4: Celulóznové vlákno S-CEL nezpracované (vlevo), zpracované v peletách (vpravo)

Nejnovější trendem je použití celulóznových vláken i do jiných typů směsí než jen asfaltových kobereců mastixových. Ve výzkumech z posledních let se stále častěji objevují celulóznová vlákna i v ložních či podkladních vrstvách, kde jsou používány primárně pro zvýšení tuhosti vrstvy a zvýšení odolnosti vůči trvalým deformacím. Výsledky některých vývojových projektů jsou uvedeny např. v pracích FSV ČVUT v Praze [80, 81, 82]. Z výsledků je patrné, jaký vliv může celulóznové vlákno mít na vlastnosti směsi, ačkoli je běžně dávkováno v množství pouze 0,3 % hmotnosti směsi.

Za minerální vlákna se považují vlákna např. azbestová, karbonová, čedičová apod. Minerální vlákna jsou používána jak pro zamezení stékavosti pojiva z kameniva, tak především jako ztužující prvek v asfaltové směsi. Minerální vlákna neabsorbují pojivo v takové míře jako celulóznová, ale mají výrazně vyšší ztužující efekt. Azbestová vlákna byla vůbec prvními vlákny používanými do asfaltových směsí. Jejich první použití se datuje už do roku 1920. Byly hojně používány až do 60. let, kdy byl zjištěn negativní vliv azbestu na životní prostředí a jejich použití bylo zakázáno, [83]. Čedičová vlákna se používají pro zvýšení stability směsi, zvýšení odolnosti vůči vzniku trhlin a pevnostních charakteristik. Fyzikální a chemické vlastnosti vlákna z čediče jsou podobné jako u kameniva, tím pádem dochází k dobrému spolupůsobení a spojení materiálů, [86].



Obrázek 4.5: Čedičová vlákna v peletách (vlevo), příklad ocelových vláken

Ocelová vlákna mohou být v asfaltových směsích používána pro zvýšení tuhosti. Nevýhodou těchto vláken je, že mohou korodovat vlivem klimatu, především vlivem přítomnosti vody v asfaltových vrstvách. U ocelových vláken se životnost odhaduje mezi 5 až 7 lety právě kvůli korozi materiálu [83]. Další nevýhodou je tvrdost a drsnost vláken, které při nesprávné použití (v obrusné vrstvě) mohou způsobit poničení pneumatik. V neposlední řadě u tohoto konceptu stále ještě není uspokojivě dořešena otázka recyklace a opětovného použití asfaltové směsi s těmito vlákny.



U polymerových vláken je velmi důležitý bod tání materiálu a jejich složení. Polymerových materiálů pro výrobu vláken existuje velké množství, ale u řady z nich nebyl kvůli dostatečně širokému výzkumu prokázán dlouhodobý vliv. V České republice se v tomto ohledu nejčastěji používají aramidová (kevlarová) a polyolefinová vlákna vyráběná pod komerční značkou FORTA-FI. První patent pro výrobu vláken do asfaltových směsí byl americkou firmou získán už v roce 1982. Od té doby byla vyvinuta celá řada dalších produktů. Vyztužením asfaltové směsi touto kombinací vláken dochází ke zvýšení tuhosti asfaltové směsi, zlepšení únavového chování a zvýšení odolnosti asfaltové směsi vůči tvorbě trvalých deformací. Aramidová vlákna v asfaltové směsi působí jako vyztužující prvek a dle výrobce při zachování stejné tloušťky prodlužují životnost vrstvy až o 50 %. Naopak při zachování běžné životnosti umožňují vlákna snížení tloušťky vrstvy až o 30 % [84].



Obrázek 4.6: Aramidová vlákna FORTA-FI

[Zdroj: <http://hawaiiasphalt.org/wp/wp-content/uploads/fiber-blend-called-Forta-FI.jpg>]

Největší nevýhodou tohoto typu vláken je vysoká cena. Do asfaltové směsi je dávkováno malé množství materiálu, přibližně 0,5 kg/t asfaltové směsi, ale vlákno prodraží cenu asfaltové směsi zpravidla přibližně o 200 Kč/t. Dále výrobce doporučuje zvýšení obsahu asfaltového pojiva minimálně o 2 kg/t oproti běžně používané receptuře. Navýšení obsahu pojiva tudíž vede k dalšímu mírnému navýšení ceny asfaltové směsi. V některých případech nevýhodou výroby takto modifikované asfaltové směsi je dávkování vláken do míchacího zařízení. Celulózová vlákna jsou zpravidla stlačena do malých pelet, které je možné dávkovat foukáním přímo do váhy obalovny, aramidová vlákna jsou oproti tomu často balena pouze v sáčcích a je nutné, aby je obsluha obalovny vhažovala ručně přímo do míchacího zařízení. Takové dávkování znamená nutnost zvýšení míchací času pro správné zhomogenizování vláken v asfaltové směsi.



Obrázek 4.7: Asfaltová směs upravená vlákny FORTA-FI

[Zdroj: http://www.silnice-zeleznice.cz/PublicFiles/UserFiles/image/SZ/2014/SZ114/800x800_zemzet10.jpg]



4.3 Trvanlivé asfaltové vrstvy a prováděné experimentální úlohy

V souvislosti s cílem rozvíjet postupně některé směry pro asfaltové vrstvy, jež by mohly přispívat k zavádění konceptu vozovek s prodlouženou životností, byla pozornost věnována především asfaltovým směsím typu VMT a potom možnostem praktického uplatnění asfaltových směsí typu SMA L. V případě asfaltových směsí VMT se přibližně od roku 2017 provádí soustavný sběr experimentálních dat tuhosti stanovené metodou IT-CY (opakované nedestruktivní namáhání válcového zkušebního tělesa v příčném tahu) a Marshallovy stability. Získané poznatky byly z hlediska studia závislosti těchto dvou charakteristik využity například při vytvoření prediktivního modelu založeného na principech a přístupech strojového učení (viz uvedeno výše v textu a podrobněji potom v části 4.E).

Z hlediska rozvoje praktického uplatnění směsí typu SMA L je pravděpodobně stěžejní realizace zkušebního úseku, na jehož přípravě a monitoringu se FSv ČVUT v Praze podílela a poznatky jsou pro účely této práce shrnuty v části 4.H. V souhrnné výzkumné zprávě jsou uvedeny výsledky provedených kontrolních zkoušek asfaltových směsí krytového souvrství provedené opravy (výměny ložní a obrusné vrstvy) pozemní komunikace II/236 Kačice - Směčno, která je ve správě Středočeského kraje. Tento úsek byl řešen jako součást aktivit podpořených v rámci programu Nové technologie Státního fondu dopravní infrastruktury s realizací na podzim 2017 a to s využitím konceptu nízkoudržbového krytu. Pokusný úsek na pozemní komunikaci II/236 byl dle Celostátního sčítání dopravy z roku 2010 zatížen 987 přejezdy TNV za 24 hodin v obou směrech, intenzita dopravy v úseku byla 5817 vozidel za den. Dle Celostátního sčítání dopravy z roku 2016 intenzita přejezdů TNV vzrostla na 1009 za 24 hodin a intenzita dopravy se zvýšila na 6111 vozidel za den. Tato silnice II. třídy slouží jako spojka mezi dálnicemi D6 a D7, respektive silnicí I/7, a v případě dopravních komplikací na jedné z těchto dálnic je využívána i těžkou nákladní dopravou. Cílem projektu přitom bylo ověřit realizaci a funkčnost nízkoudržbového asfaltového krytu, kde byla realizována kombinace asfaltové směsi nového typu SMA 22 L v ložní vrstvě s obrusnými vrstvami SMA 8 NH a BBTM 8 NH (resp. asfaltová vrstva SMA byla původně navrhována jako SMA 8S). V jednotlivých podúsecích bylo variantně použito 0 % až 50 % R-materiálu v ložní vrstvě a 0 % až 30 % R-materiálu v obrusné vrstvě. Jedná se o jedno z udržitelných řešení pro celoplošné opravy krytu.

Poznatky uvedené v části 4.H jsou doplněny i o užitečný vzor (část 4.G), který v souvislosti s novým typem asfaltové směsi SMA (označené dle ČSN 73 6120 jako SMA L) byl pro potřeby v českém silničním stavitelství zpracován a díky výše uvedenému zkušebnímu úseku bylo vlastní technické řešení i ověřeno.

Samostatným řešením, které bylo do značné míry provázáno s výše uvedenými aktivitami, byla snaha o další rozvinutí konceptu nízkoudržbových krytových souvrství. Zde je myšlenkou uzpůsobit celkový návrh konstrukčního řešení asfaltové vozovky způsobem, kdy u krytového souvrství bude umožněno volit relativně tenké obrusné vrstvy (cca 30 mm), jejichž životnost i díky požadavkům na povrchové vlastnosti vozovky bude přibližně 10 let. Takové vrstvy budou umístěny na trvanlivějších ložních vrstvách (např. SMA L nebo VMT), jež se budou vyznačovat minimální životností 20-25 let. V důsledku tohoto přístupu, tak bude souvislá údržba zaměřena primárně na obrusnou vrstvu a to včetně její případné výměny po 10 a více letech, kdy frézování a nová pokládka tenké obrusné vrstvy je časově i ekonomicky efektivnější než potřeba například po 15 letech provádět výměnu krytového souvrství. Jako příklad tohoto řešení jsou v části 4.I prezentovány výpočty variantních návrhů vozovky pro rekonstrukci části Štěrboholské radiály v Praze.



4.A A comprehensive study on adhesion between modified bituminous binders and mineral aggregates

(článek v *Construction and Building Materials* Vol. 305 (2021), paper 124686)

Autorský kolektiv: J. Valentin, J. Trejbal, V. Nežerka, T. Valentová, P. Vacková, P. Tichá – Fakulta stavební ČVUT v Praze

ABSTRACT

The lifetime cost and environmental footprint of asphalt pavements hugely depend on their durability. It is widely accepted that water action plays a crucial role in the deterioration of hot mix asphalt concretes. Researchers seek solutions for promoting adhesion between bituminous binders and aggregate to avoid debonding (stripping) due to the presence of water and mechanical loading. In this research study, five different adhesion promoters were studied at multiple scales. The impacts on bituminous binders, their interactions with water and aggregates, and macroscopic properties of a selected type of asphalt concrete were assessed using both custom and standardized experimental test methods. The study revealed that the performance of additives cannot be assessed based on the results of a single test. A correlation was found between bituminous binder adhesion to aggregates, fracture-mechanical properties of asphalt concretes, and their susceptibility to deterioration in mechanical properties. The results indicate that silane-based adhesion promoter holds the biggest promise for increasing the resistance to stripping in asphalt concrete pavements.

1. Introduction

Water action plays a significant role in the deterioration of hot mix asphalt (HMA) concretes and poses an ever-present threat to the longevity of asphalt pavements even when good mix design and adequate drainage are adopted [1, 2]. It is generally accepted that loss of adhesion between bitumen and aggregates due to the presence of water, along with fluctuating temperature and traffic load, is the most typical failure mechanism [3–5]. Such distress in HMA pavements, referred to as asphalt stripping, can be moderated or even prevented by improved bonding between bituminous binders and mineral aggregates, typically used in HMAs [6, 7]. Unmodified bituminous binders exhibit higher molecular weight and lower polarity than water, hence develop a weak bond with aggregates and peel off easily in the presence of moisture [8–10].

Enhancing the bonds between bitumen and aggregates remains a challenge to pavement engineers [11]. Several laboratory tests have been developed to quantify the adhesion or impact of moisture on HMAs directly. These tests can be classified into two major categories [2, 12]: (i) those performed on loose mixtures, such as the static immersion test [13], rolling-bottle test [14], and the boil test [15], and (ii) those performed on compacted mixtures, such as the compression–immersion [16], indirect tensile strength [17,18], and dynamic modulus tests [19, 20]. The tests performed on loose mixtures are easy to conduct, but their evaluation is often biased [21]. This shortcoming was reduced by using computer-aided evaluation procedures based on image analysis [22–25], yet even these procedures are semi-automatic and require a seasoned operator. The procedures from the latter category offer results that are easy to interpret and directly provide strength parameters for HMA specimens. However, aging and fatigue should not be neglected to make the test results relevant to real-world applications [26].

It is necessary to combine or even modify the methods mentioned above to assess and compare the effects of additives. The additives do not act only as surfactants enhancing intermolecular bonding and reducing aggregate hydrophilicity [27–29], but influence also the workability of HMA mixtures and mechanical properties of their matrix [30]. In the present study, we examine the interaction between bitumens modified using five different liquid additives and two types of mineral aggregates, focusing on adhesion at the scale of



individual aggregate grains and macroscopic performance of HMA mixtures. Using this strategy, we extend the findings by Li et al. [31], who employed particle probe scanning microscopy to determine adhesion caused solely by intermolecular forces. It should be emphasized that in the research by Li et al. [31] the focus was on chemically modified bitumens (use of polymers such as SBS, SBR or organic polyphosphoric acid). In our case, the additives did not modify the rheological or mechanical properties of the bitumen itself and were supposed only to promote adhesion between the bitumen and used aggregate. Inspired by studies focused on aging [32–34], changes in chemical composition due to the presence of the additives were studied using Fourier-transform infrared spectroscopy (FTIR). The adhesion of bitumens to aggregates was assessed using the adhesion test, pull tests, and wettability measurements. Water susceptibility was tested for asphalt concrete specimens to evaluate the effects of individual adhesion promoters on the resistance to detrimental water action and aging.

2. Materials and samples

2.1. Binders

Paving grade bitumen 50/70 [35] was used blended with various admixtures (concentrations based on producers' recommendations) to enhance bonding with aggregates (Table 1). Rhodoval DP500 T (A1) produced by Valochem (France) is a liquid phosphate (phosphoric acid, isotridecyl ester) with an acid number between 200 and 220 mg KOH/g. AD2 (A2) produced by Environ (Czech Republic) is a viscous liquid based on unsaturated fatty acids combined with diethanolamine. Iterlene SL100 (A3), produced by Interchimica (Italy), is a silane based liquid. Anova 1420 (A4), produced by Cargill (USA), is a liquid bio-based antistripping agent manufactured from vegetable oils, capable of reacting with bituminous binders modified using polyphosphoric acid. AdHere 65-00 LOF (A5), produced by ArrMazz Custom Chemicals (USA), is a liquid low-viscosity adhesion promoter based on slightly toxic ethylene polyamine.

Table 1: Tested bituminous binders

Code	Additive	Adhesion promoter in the additive	Additive concentration [wt. % to binder]
50/70 (ref.)	–	–	–
50/70 + A1	Rhodoval DP500 T	Phosphate	0.3
50/70 + A2	AD2	Unsaturated fatty acids + diethanolamine	0.2
50/70 + A3	Iterlene SL100	Silane	0.1
50/70 + A4	Anova 1420	Vegetable oils	0.3
50/70 + A5	AdHere 65-00 LOF	Ethylene polyamine	0.3

2.2. Aggregates

Two types of aggregates were selected to represent a typical sample used for the construction of asphalt pavements in Central Europe (Table 2). First, crushed aggregates of a fraction 8/16 mm, quarried in Brant, contained granite porphyry as the key mineral (mostly composed of hydrophilic acidic minerals like granite and quartz with a strong affinity for water, higher than for bitumen [27,28]). Despite the porous surface of Brant aggregate due to weathering, it is hydrophilic and therefore susceptible to stripping. Second, aggregates from the Chlum quarry were supplied as a mixture of 8/11 mm and 8/16 mm fractions; the rock can be classified as phonolite (mostly composed of alkali feldspar) containing melanite. These aggregates have a slightly porphyritic to trachytic fine-grained structure.

**Table 2: Aggregates used for preparation of test specimens**

Code	Quarry	Grade [mm]	Mineralogical origin	Texture
B	Brant	8/16	Amphibole-biotitic granodiorite	Coarse-grained
C	Chlum	8/11 + 8/16	Analcim-hauynic phonolite	Fine-grained

2.3. Asphalt mixtures tested at mesoscale

Testing at the mesoscale involved (i) measurements of contact angles between aggregates and modified bituminous binders, (ii) adhesion assessment, (iii) and bond strength tests. The preparation of samples and specimens for testing was different for each test and is therefore provided in respective subsections of Section 3. A unified naming of specimens was adopted as outlined in Table 3.

Table 3: Key for naming asphalt mixtures

X_1 - X_2 (X_3)	
X_1	Aggregate specification; B = Brant, C = Chlum (see Table 2)
X_2	Additive type; A1–A5 (see Table 1) or 0 for the reference binder
(X_3)	Optional, specimen number

2.4. Asphalt mixtures for macroscopic tests

To assess the effect of adhesion promoters at the macroscopic level, a regular asphalt concrete for a wearing course (AC 11_{surf}) was selected. For that purpose, an original mix design by the mixing plant located near the Brant quarry was adopted; only the originally used adhesion promoter Wetfix (0.3 wt %) was not used in this study (Table 4). The tested mixtures contained 15 wt.% of aggregates 0/11 mm from the Brant quarry and 15 wt.% of reclaimed asphalt 0/11 mm (RA 0/11). The used bitumen produced by the Schwechat refinery (Austria) fulfilled the standard requirement EN 12591 [35] for paving grade 50/70; the softening point was 47.2 °C and the penetration 57 mm. The original mix design fulfills requirements specified in the ČSN 736121 [36] and EN 13108-1 [37] standards. Unlike in the original mix design used in the mixing plant, the regular limestone filler was replaced for the reference mixture and mixtures containing the additives with a back (backhouse) filler of the same origin as the aggregates. This approach eliminated the positive effects of the limestone filler on the mix properties. However, the mixture that contained regular limestone filler and no additives was tested as well (mixture AC 11_{surf} (limestone)).

3. Experimental methods

3.1. FTIR spectroscopy

FTIR is a well-recognized analytical method suitable for identification of functional groups typical for organic molecules and mineral products. The molecules are excited with an electromagnetic wave in the infrared radiation region (for bitumens typically 400 to 4000 cm⁻¹). When a molecule absorbs electromagnetic radiation, there is an increase in its total energy which can be divided into vibrational, rotational or transitional part. Each vibration mode can be related to a wavelength or absorption energy [38]. When studying the response from FTIR test, the vibration energy can be expressed in terms of intensity and related to the wavelength number, providing peaks that represent typical functional organic groups. The position of the wavelength peak provides information about the structure of these molecular groups as well as their concentration and the peak shape indicates, e.g., intermolecular interactions; the narrower the peak, the weaker the bond.

Table 4: Mix design of tested asphalt mixtures (wt. %)

Asphalt mixture	Aggregate fraction				RA 0/11	Filler	Bitumen	Additive [binder wt. %]
	8/11	5/8	2/5	0/2				
AC 11-orig						1.9 (limestone)		0.3 (Wetfix)
AC 11-ref								–
AC 11-A1								0.3 (A1)
AC 11-A2	20.8	17.0	17.9	22.7	14.1	1.9 (back filler)	5.6	0.2 (A2)
AC 11-A3								0.1 (A3)
AC 11-A4								0.3 (A4)
AC 11-A5								0.3 (A5)
AC 11-lmst						1.9 (limestone)		–
Aggregate content [%]	22.0	18.0	19.0	24.0	15.0	2.0	–	–

FTIR spectra were measured using a Nicolet iS50 spectrometer equipped with a single-bounced diamond ATR crystal, KBr beam splitter, and DLsTGS detector. The optical absorbance was calculated in standard absorbance units as $A = -\log(R/R_0)$, where R is the spectrum of the analyzed material, and R_0 is the reference (background) spectrum of ambient air.

For all mixtures, the spectra represent an average of 64 scans recorded with a resolution of 4 cm^{-1} . Before each measurement, the diamond crystal was cleaned with tetrachloroethylene, isopropanol, and water and wiped dry. The background spectra were measured before each measurement to examine the removal of sample debris. Each sample was spread onto a diamond crystal using a spatula without additional heating or other modification.

3.2. Contact angle measurements

Wettability of aggregate surface by a bituminous binder is a physical–chemical phenomenon involving all three phases: solid (aggregates), liquid (binder), and gas (atmospheric air). Before the measurements, the rock cores were precisely cut using a diamond saw to create planar surfaces, polished using a 1200 grit SiC paper to ensure a perfectly smooth surface. A soldering wire was used to deposit $10 \pm 1 \mu\text{l}$ droplets onto the rock substrates (Fig. 1). The volume was calculated by the apparatus, and drops not within the prescribed volume range were eliminated from the measurement.

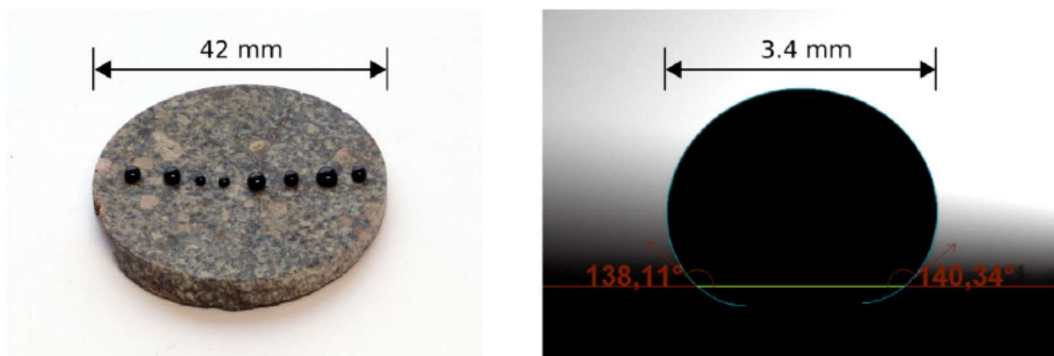
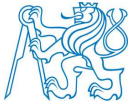


Fig. 1. Droplets of heated bituminous binders on an aggregate substrate (left) and evaluation of contact angles using the surface tensiometer and Young–Laplace fitting (right); the two smallest droplets were eliminated from the measurement for not fulfilling the criterion on minimum volume.



The substrates, the binders, and the soldering wire were preheated in a climatic chamber to 80 ± 1 °C, as recommended by Yao et al. [39]. Higher temperatures led to excessive wettability, which was detrimental to the accuracy of the measurements. The measurements of contact angle, θ , were carried out using an Attension Theta (Biolin Scientific, Finland) surface tensiometer capturing a silhouette of a droplet outline. One Attension software employing Young–Laplace-fit method [40] was used for the evaluation of θ from the images. Each aggregate-binder configuration was represented by 10 measurements.

3.3. Free-surface energy measurements

Wettability of substrates by a liquid crucially depends on their free surface energies, which cannot be measured directly and is usually determined based on contacts angle between liquids and a perfectly flat homogeneous solid surface [41]. In this study, free-surface energies were determined for the studied asphalt mixtures using the Owens–Wendt–Rabel and Kaelble (OWRK) method [42, 43], based on contact angle measurements for at least two liquids. The method utilizes WORK equation in the form of

$$\sqrt{\gamma_S^d \gamma_L^d} + \sqrt{\gamma_S^p \gamma_L^p} = 0.5 \gamma_L (1 + \cos \theta), \tag{1}$$

where θ is the contact angle, γ_S^d and γ_L^d are dispersive and polar components of a solid, and γ_S^p and γ_L^p are dispersive and polar components of a liquid. The dispersive component γ_L^d is equivalent to the Lifshitz-van der Waals component γ^{LW} and the polar component γ_L^p is equivalent to the acid–base component γ^{AB} , which can be expressed in terms of acidic and basic components, γ^+ and γ^- , as $\gamma^{AB} = 2\sqrt{\gamma^+ \gamma^-}$. Measuring contact angles from silhouette images of sessile drops for selected polar liquids (distilled water and formamide) and a dispersive liquid (diiodomethane) with well-known surface energies (Table 5) allowed to solve the OWRK equation (1) and determine the free surface energies for bituminous substrates dispersed over microscope glass slides. All these liquids satisfied the requirements on purity and homogeneity, inertness with respect to the tested bituminous binders, and a higher surface energy compared to the bituminous substrates [44]. The measurements of contact angles were carried out at 25 ± 1 °C on automatically deposited five sessile drops per each probe liquid–substrate combination, using the same equipment and methodology as described in Section 3.2. Standard deviations of these measurements for each liquid–substrate combination were below 2.5°. Bitumen layers had to be evenly distributed to ensure a smooth surface to reach such precision. Evaporation of liquids was limited by fast measurement (less than 10 s per sample), the volume of drops had to be constant (2 μ l), and drop vibrations were avoided.

Table 5: Surface free energy and its components values for the selected probe liquids (mJ/m²)

Probe liquid	Character	γ_L	γ^{LW} (γ_L^d)	γ^{AB} (γ_L^p)	γ^+	γ^-
Distilled water	polar	72.8	21.8	51.0	25.5	25.5
Formamide	polar	58.0	39.0	19.0	2.28	39.6
Di-iodomethane	dispersive	50.8	50.8	0.00	0.00	0.00

3.4. Adhesion test

Adhesion between aggregates and bituminous binders is a thermodynamic phenomenon related to the surface energy of both materials [45] and depends on the surface characteristics and chemical compositions of both constituents. Grönninger et al. [14] and Paliukaite et al. [46] concluded in their extensive studies that the rolling bottle test is, from all testing methods for the determination of aggregate–bitumen affinity defined in European standard EN 12697-11 [47], the most suitable for asphalt mixtures in terms of reliability. A simplified procedure described in the ČSN 73 6161 standard [48] is the only accepted method used in the

Czech Republic and therefore was followed in this study. Before weighing the required amount of aggregate, it was washed in water and dried. For each batch, 300 g of 8/16 mm aggregate was heated to 160 ± 5 °C and coated with 12 ± 0.3 g of a particular binder heated to 170 ± 5 °C. After 24 h of curing, the test samples were subjected to stripping by distilled water heated to 60 ± 3 °C for 1 h.

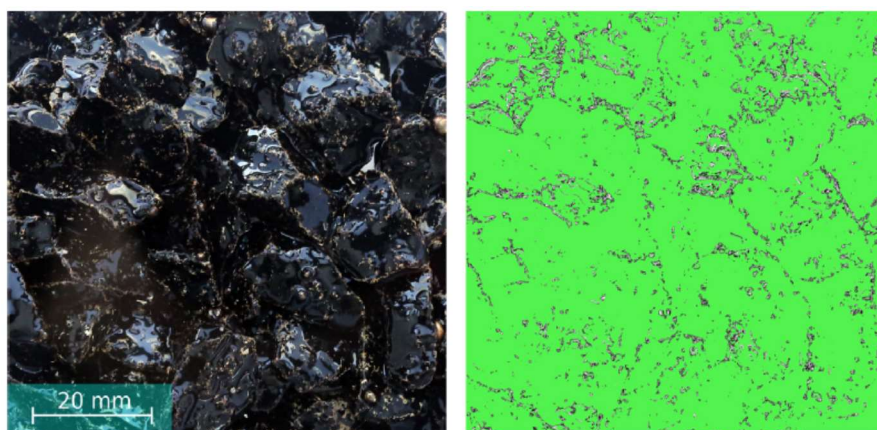


Fig. 2. Evaluation of bitumen cover after adhesion test according to ČSN 73 6161 standard using the in-house software PyPAIS [25], sample B-0(1).

The images of samples submerged in distilled water (20 °C) were taken using a DSLR full-frame camera Canon EOS 6D equipped with Canon EF 100 mm f/2.8L Macro IS USM lens with circular polarizing filter Hoya. For the evaluation of the degree of bitumen coating, a segmentation procedure based on image intensity and Shannon entropy [49] evaluation was employed (Fig. 2). This semi-automatic approach proposed by Nežerka and Trejbal [25] utilizes image segmentation based on the combination of intensity and roughness thresholding, and the local intensity variations can be smoothed using a Gaussian filter. The proposed method does not require any special preprocessing of images or non-standard equipment for image acquisition.

3.5. Direct-pull test

Bonding of bituminous binders to aggregates were tested using a direct-pull test. Cylindrical rock cores of 42 mm in diameter were bored from larger pieces of rock extracted in the quarry. These samples were cut using a water-cooled diamond saw Struers Secotom 15 at the rate of 0.14 mm/sec and 3100 rpm to yield 35 mm long cylinders having parallel faces. The faces were consequently polished using a 1200 grit SiC paper. After proper cleaning, pairs of polished cores were preheated to 160 ± 5 °C in a climatic chamber and glued together using (i) 1 g and (ii) 0.05 g of a particular binder, heated to the same temperature. For the first case (i), a 1 mm thick layer was expected to fail in cohesion, while the latter (ii) a 0.035 mm thick layer was supposed to ensure an adhesive failure [50].

A 3D-printed plastic ring was tightened around the interface in the case of a 1 mm thick bitumen layer to avoid binder leakage (Fig. 3). The specimens were cooled to 15 °C and stored at this temperature for 24 h before the testing, which took place at 20 °C.

Own developed prototype of the clamping apparatus was used to enable rotation around all axes and to ensure uniaxial tension. A rubber sleeve was inserted between the clamps and specimens to ensure slip-free connection and avoid local damage due to stress concentrations. Displacement-controlled loading of specimens was accomplished using a LabTest 4.100 SP1 loading frame at a rate of 0.5 mm/min and

terminated after reaching 4 mm cross-head displacement (resulting in a complete detachment and zero force). Each aggregate-binder configuration was represented with 5 measurements. The strength of specimens corresponded to the maximum nominal stress reached during loading, calculated as the maximum force divided by the area of samples at the interface (1385.5 mm²).



Fig. 3. Use of 3D-printed ring to avoid binder leakage during preparation of specimens for the direct-pull test (left) and clamping of a specimen failing in cohesion during the test (right).

3.6. Water susceptibility and thermal cracking tests

3.6.1. Preparation of test specimens

For the laboratory asphalt mix production, the bitumen was heated to 150 °C, the aggregates and fillers to 160 °C, and the reclaimed asphalt to 130 °C. Mixing was accomplished by using an Infratest 30 l laboratory mixer. Each asphalt mixture was mixed for 360 s in total, according to a predefined laboratory mixing protocol. Afterward, each asphalt mixture was used to produce nine Marshall test specimens compacted at 150 °C with 2×25 blows, six Marshall test specimens compacted at 150 °C by 2×50 blows, and about 1 kg of the material was used for determining maximum density according to EN 12697-5 [51].

3.6.2. Water susceptibility test

The nine test specimens were later used for the water susceptibility test according to EN 12697-12 [52] and the modified test protocol of AASHTO T-283 [53]. Since it is not common in most European countries to prepare cylindrical test specimens by the gyratory compactor, the determinant modification of the American procedure was in using specimens compacted with 2×25 blows. The conditioning of three test specimens for each asphalt mix variant followed, according to recommendations by the AASHTO T-283. As a result of using two different conditioning procedures (Fig. 4), it was possible to set down two different water susceptibility ratios: (i) the first one based on

the EN 12697-12 standard, in which indirect tensile strength (ITS) values of dry specimens are set against water immersed test specimens (conditioned in a water bath at 40 °C for 72 h); (ii) the latter based on the AASHTO T-283 protocol in which ITS values of dry specimens are set against test specimens firstly conditioned by a freezing cycle for 16 h at -18 ± 3 °C and then stored in the water bath at 60 °C for 24 h. The ratio of ITS measured for dry specimens to ITS for conditioned ones is then referred to as ITSR.

3.6.3. IT-CY test

Stiffness of the tested asphalt concrete mixtures was determined according to the EN 12697-26 [54], using the IT-CY test method (non-destructive test by applying repeated indirect tensile stress) at a test temperature

of 15 °C, selected because this temperature has been established in the Czech pavement design standards for the strain characteristics measurements. After stiffness assessment on the six virgin test specimens for each asphalt concrete mixture, half of the test specimens were subjected to simulated laboratory aging according to prEN/TS 12697-52 [55], using the test procedure in which compacted specimens are conditioned at 85 °C in an oven with forced ventilation for 5 days. Consequently, the stiffness modulus was determined on the three test specimens for each asphalt mixture again.

3.6.4. SCB test

A semi-circular bending test (SCB test) was selected to assess asphalt mix behavior in a low-temperature range. A modified test protocol was used, derived from the standard procedures given by EN 12697-44 [56]. Notched specimens are subjected to three-point bending using this method. The modified test protocol assumes specimens compacted according to EN 12697-30 [57] using an impact compactor with a 100 mm diameter, instead of the test specimen having 150 mm in diameter and compacted according to EN 12697-31 [58] using a gyratory compactor. The reason for this modification was given by the fact that in most European countries the impact compactor is a traditional and preferred way of preparing test specimens. The use of a gyratory compactor is limited in the Czech Republic, and for later practical use of the SCB test, it is less favorable. The modified method prescribes the loading rate of 2.5 mm/min and temperature during testing 0 °C; the European standard requires the loading rate of 5.0 mm/min. The reason for changing this rate was explained, e.g., by Vacková et al. [59].

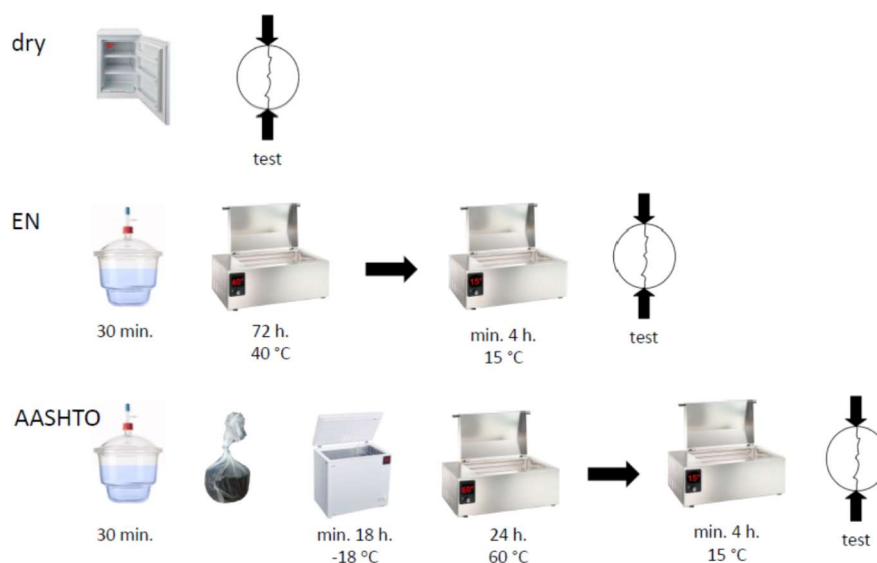


Fig. 4. Description of ITS testing according to methodology prescribed by the EN 12697-12 standard and by the AASHTO T-283 protocol.

4. Results and discussion

4.1. FTIR spectroscopy results

Bitumens are organic materials that consist of predominantly hydrocarbon molecules with small amounts of sulfur, nitrogen, and oxygen atoms [60] and their chemical structure determines the viscoelastic and viscoplastic properties [61]. The elastic behavior at small strains is attributed to weak van der Waals, dipole, and hydrogen bonds. Subjecting the material to larger strains results in plastic deformation, which is influenced mainly by the ratio of saturates, aromatics, and resins. Additionally, non-linear deformations of polymer-modified bitumens are affected by the disentanglement of polymer molecular chains and their

relative slips [62], which is an important aspect but not relevant to this study, since polymer modified bitumens were not experimentally used.

In the field of bitumen characterization, FTIR spectroscopy provides reliable information on the chemical structures in bituminous binders, such as aliphaticity, aromaticity, and oxygenation rate [63]. Bitumens typically absorb infrared radiation within the wavelength interval of $400\text{--}4000\text{ cm}^{-1}$ and changes in FTIR signal are usually investigated to detect aging related oxidation of carbonyl and sulfoxide groups [64–68]. The representation of individual groups can also indicate the rheological and mechanical properties of bituminous binders [69]. The ratios of areas of specific functional bands within $1700\text{--}1030\text{ cm}^{-1}$ can be related to the level of deterioration due to UV radiation and brittleness of a bituminous matrix [33, 34, 70]. Nevertheless, different functional groups in various wavelength ranges might be suitable for quantification of bitumen modifications, especially if polymer modified bituminous binders are analyzed [32, 71]. These findings were considered and motivated us to use FTIR spectroscopy as a supplementary method that could provide information about changes in functional groups when adhesion promoters are added to bitumen. The main focus was on new peaks that could possibly form; it is known from the work of RILEM TC 372 PIM Task group 1 that wavelengths of $600\text{--}900\text{ cm}^{-1}$ correspond to aromatic groups, $900\text{--}1200\text{ cm}^{-1}$ to sulfoxide functional groups or styrene and butadiene, $1200\text{--}1500\text{ cm}^{-1}$ mostly to aliphatic groups, $1600\text{--}1800\text{ cm}^{-1}$ typically to carbonyl functional groups, and finally broad band $2600\text{--}3200\text{ cm}^{-1}$ can be attributed to the presence of alkyl groups. Using these wavelength distributions and knowing the spectra for virgin paving grade bitumen, the intention was to analyze possible changes in wavelength intensity within these particular subintervals. Similar approach was adopted by Nivitha et al. [72, 73], who used FTIR to analyze phase changes in bituminous binders modified using elastomer/SBS, crumb rubber, and functionalized plastomers.

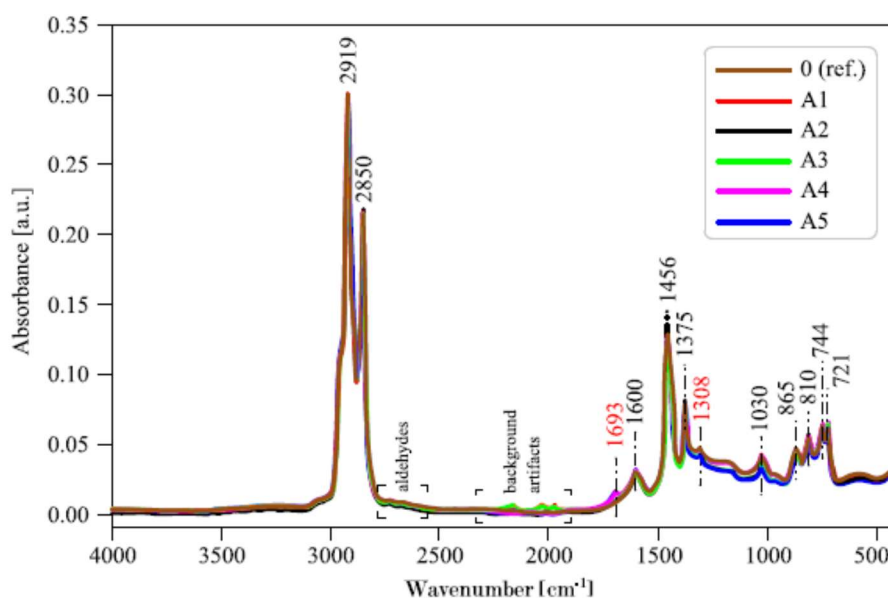


Fig. 5. FTIR spectra for all studied mixtures.

The measured FTIR spectra (Fig. 5) exhibited distinct peaks, consistent for all studied bitumen blends. In comparison with the findings by Liu et al. [74], whose research was also focused on the adhesion of bituminous binders and stripping of asphalt mixtures, there is an agreement in main peaks with black labels at their maxima. These peaks correspond to the hydrocarbon matrix of the studied bitumens. The peak corresponding to the presence of carbonyl at 1693 cm^{-1} was observed for mixtures containing A4 and A5. Sulfoxide functional groups are related to the peaks at 1030 cm^{-1} . The most dominant peaks in the interval of 2850 cm^{-1} to 2919 cm^{-1} as well as in the interval 1375 cm^{-1} to 1456 cm^{-1} are related to aliphatic



hydrocarbons. Small peaks detected between 2750 and 2800 cm^{-1} indicate the presence of aldehydes. Peaks in the interval of 721 cm^{-1} to 865 cm^{-1} represent polyaromatics.

Considering the formulas presented by Cheraghian and Wistuba [33, 34], their approach to evaluating the formation of carbonyl and sulfoxide bonds was not applicable here because the peak located around 1700 cm^{-1} was not detected. Moreover, the absorbance peak in the vicinity of 1030 cm^{-1} , corresponding to the carbonyl groups, was not distinct, and selection of the width of the carbonyl band would influence the results. The additives did not significantly alter the chemistry of bitumens, and that only the A5 additive based on ethylene had a noticeable impact and slightly reduced the number of carbonyl groups.

4.2. Contact angles between hot bitumens and mineral substrates

It was assumed that both the aggregate type and additives would considerably affect the affinity of aggregates for hot bituminous binders. It was found that the impact of additives was superior to the aggregate-type (Table 6). Both reference samples B-0 and C-0 exhibited very similar contact angles, $146 \pm 4.5^\circ$ and $150 \pm 6.6^\circ$, respectively. Almost no change in contact angles was detected when using the A3 or A4 additives, regardless of the aggregate type. A detectable change in contact angles (about 6%) demonstrated the positive impacts of the A2 additive. Even more significant reduction in contact angles was measured for bituminous binders containing the A3 and A5 additives (about 14%). It is important to keep in mind that the measurement was performed at the reduced temperature ($80 \pm 1^\circ\text{C}$) and the temperatures suitable for the preparation of asphalt concrete in mixing plants (about 150°C) caused complete wetting of aggregates.

Table 6: Contact angles between the drops of heated bituminous binders and aggregate ($^\circ$)

B-0	B-A1	B-A2	B-A3	B-A4	B-A5
146 ± 4.5	127 ± 9.2	137 ± 3.4	154 ± 3.0	149 ± 3.2	127 ± 6.0
C-0	C-A1	C-A2	C-A3	C-A4	C-A5
150 ± 7.6	129 ± 8.4	140 ± 1.6	148 ± 6.1	152 ± 3.5	130 ± 2.2

4.3. Free-surface energies

Linear regression based on measurements using different liquids allowed to establish linear relationship:

$$y = \sqrt{\gamma_S^p} x + \sqrt{\gamma_S^d}, \text{ where } x = \sqrt{\gamma_L^p / \gamma_L^d} \text{ and } y = 0.5 \gamma_L (1 + \cos \theta) / \sqrt{\gamma_L^d} \quad (2)$$

The total surface energies of the tested binders could be calculated simply as:

$$\gamma_S = \gamma_S^p + \gamma_S^d \quad (3).$$

The results of linear regression for the tested bituminous binders are presented in Table 7. The measured contact angles for all substrate-liquid combinations can be found in Appendix A, Table A.13. The dispersive components (γ_S^d) was identified as dominant for all studied bitumens, being consistent with the fact that most bituminous binders exhibit weak polarity [75]. The contribution of (γ_S^d) was most significant for the reference bitumen and the additives appear to almost completely diminish the contribution of γ_S^p to γ_S . Except for the A4 additive based on vegetable oils (-0.04 %), all studied additives also increased γ_S , with the phosphate-based A1 additive, being the most efficient (+15.4 %), followed by A2 (+5.44%), A3 (+2.74 %), and A5 (+0.86 %).



Table 7: Surface free energy of the tested bitumens (mJ/m²)

Bituminous binder	γ_s	γ_s^d	γ_s^p
50/70 (ref.)	26.67	26.42	0.25
50/70 + A1	30.78	30.69	0.09
50/70 + A2	28.12	27.98	0.14
50/70 + A3	27.40	27.32	0.08
50/70 + A4	26.66	26.64	0.02
50/70 + A5	26.90	26.88	0.02

4.4. Adhesion of binders to aggregates

The test method defined in the ČSN 73 6161 standard is commonly used to investigate the adhesion of bituminous binders to particular aggregates and it is assumed to simulate real-world conditions. In this study, both reference samples B-0 and C-0 exhibit similar affinity despite the different mineralogical composition of aggregates (Table 8). The adhesion-promoting effects of additives were more significant in smooth phonolite-based aggregates from the Chlum quarry, but improvements were observed for all modified bituminous binders. The highest increase in adhesion was observed for C-A3 and C-A4 samples, 9.1% and 8.2% with respect to the reference C-0, respectively. On the other hand, the improvements were negligible (up to 1.9% for B-A5) in the case of the more suitable granite-based Brant aggregates.

Table 8: Aggregate areas covered with bitumen after adhesion test according to the ČSN 73 6161 standard (%)

B-0	B-A1	B-A2	B-A3	B-A4	B-A5
89.3 ± 0.14	90.1 ± 0.47	91.1 ± 0.20	91.0 ± 0.16	90.2 ± 0.20	92.2 ± 0.73
C-0	C-A1	C-A2	C-A3	C-A4	C-A5
87.2 ± 0.83	87.7 ± 0.54	87.5 ± 0.01	96.3 ± 0.99	95.4 ± 0.71	91.6 ± 0.97

4.5. Bonding strength

AASHTO T 361-16 standard [76] that specifies a method for determining bituminous binder bond strength employing the bitumen bond strength test, defines three failure modes for bitumen–aggregate systems: cohesion failure within the binder, adhesion failure at the bitumen–aggregate interface, and a mixed mode [77,78]. In this study, cohesive failure was assumed for a 1 mm thick layer of bitumen confined between adjoining two cylinders of mineral aggregate and subjected to tension (Fig. 7). The adhesive failure was expected for thin films, based on studies by Marek and Herrin [79] and Frolov et al. [80].

This observation was confirmed by the results of the direct-pull test (Table 9 and Fig. 6); on average, the values of adhesion strength exceeded cohesion strength by a factor of about 4.1. While the impact of aggregate-type on cohesion strength was not detected, although more suitable granite-based Brant aggregates exhibited about 20 % higher adhesion than phonolite-based aggregates from Chlum quarry. The role of additives was also negligible regarding cohesive failure. Still, their impact on adhesion was significant; especially for Chlum aggregates, the additives (except A5) increased adhesion by about 50%. This finding is in agreement with the results of the adhesion test. Force-displacement diagrams from pull tests were recorded for specimens with a thick layer of bituminous binders, see Appendix B, Fig. B.12. Force-displacement diagrams recorded for specimens with a thin layer are not presented because the failure was brittle and therefore crack formation unstable [81].

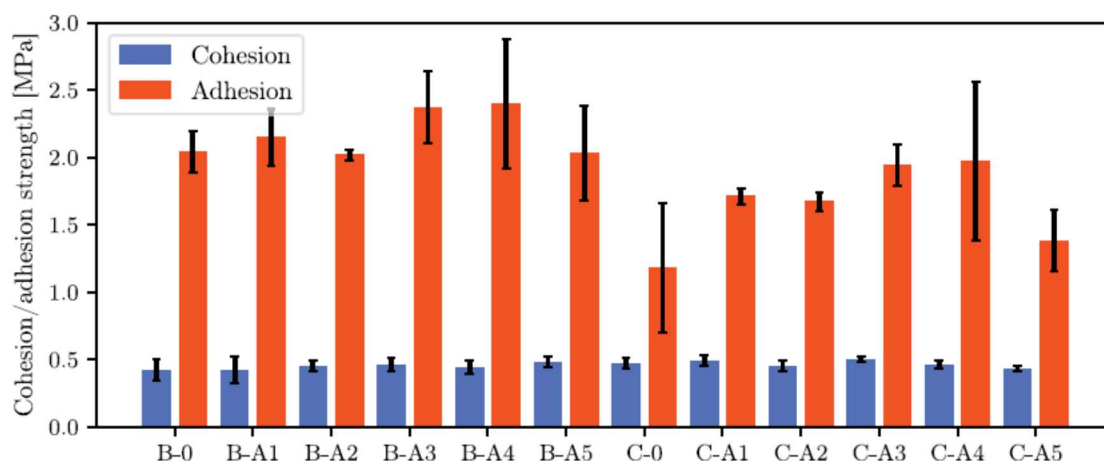


Fig. 6. Maximum normal stresses for cohesive and adhesive failures reached during the direct-pull test.



Fig. 7. Pull test specimens after cohesive (left) and adhesive (right) failure.

Table 9: Bonding strength of specimens loaded during the direct-pull test (MPa)

	B-0	B-A1	B-A2	B-A3	B-A4	B-A5
Cohesion	0.42 ± 0.08	0.42 ± 0.10	0.45 ± 0.04	0.46 ± 0.05	0.44 ± 0.05	0.48 ± 0.04
Adhesion	2.04 ± 0.15	2.15 ± 0.21	2.02 ± 0.04	2.37 ± 0.27	2.40 ± 0.48	2.03 ± 0.35
	C-0	C-A1	C-A2	C-A3	C-A4	C-A5
Cohesion	0.47 ± 0.04	0.49 ± 0.04	0.45 ± 0.04	0.50 ± 0.02	0.46 ± 0.03	0.43 ± 0.02
Adhesion	1.18 ± 0.48	1.71 ± 0.06	1.67 ± 0.07	1.94 ± 0.15	1.97 ± 0.59	1.38 ± 0.23

4.6. Water susceptibility and aging of asphalt concretes

Both cohesive and adhesive strength change in time [9, 82, 83], resulting in completely different behavior of aged mixes. Besides, cracking of aggregates, particularly due to freezing, significantly affects the strength of asphalt pavements [84] and therefore, laboratory testing of strength should not be limited only to virgin specimens. For this reason, the experimental agenda involved a series of tests on water susceptibility, outlined in Section 3.6; results of these tests are summarized in Table 10. First, Marshall test specimens were prepared for each asphalt mix variant and compacted with 2×50 blows following the requirements by ČSN EN 13108-1 [37] for AC 11 mixes; bulk density and voids content were determined for these test specimens. In the second step, Marshall test specimens compacted with 2×25 blows were prepared and used for ITS measurement and determination of $ITSR_{EN}$ and $ITSR_{AASHTO}$ (recall Fig. 4).

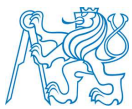


Table 10: Properties of tested asphalt concretes

Asphalt mixture [g/cm ³]	Bulk density [%]	Voids [%]	ITS _{dry} [MPa]	ITSR _{EN} [%]	ITSR _{AASHTO} [%]	ITMR [-]
AC 11-orig	2350	3.4	1.81 ± 0.02	91 ± 1.9	N/A	N/A
AC 11-ref	2331	4.5	1.87 ± 0.06	91 ± 0.8	86 ± 0.8	0.99
AC 11-A1	2326	4.2	1.87 ± 0.04	86 ± 1.0	77 ± 0.9	0.55
AC 11-A2	2353	3.0	1.69 ± 0.04	81 ± 1.2	78 ± 1.1	0.78
AC 11-A3	2354	3.0	2.11 ± 0.07	93 ± 2.1	88 ± 1.2	0.85
AC 11-A4	2336	3.1	1.98 ± 0.05	81 ± 0.5	77 ± 0.1	0.77
AC 11-A5	2343	3.2	2.33 ± 0.01	91 ± 1.4	85 ± 0.2	0.75
AC 11-lmst	2328	3.6	2.05 ± 0.01	83 ± 1.1	74 ± 1.0	0.74

The bulk densities of all mix variants exhibit a small standard deviation of 0.0108. Therefore adhesion promoters appear to have no impact, similarly to voids content, where only the reference material and the mixture containing A1 additive show slightly higher value. The standard deviations for bulk densities and voids contents in the same mix samples is lower than 0.01 g/cm³ and 0.1%, respectively. For the indirect tensile strength values (ITS_{dry}), the differences are more pronounced. For the asphalt mixtures containing back filler, the A5 adhesion promoter delivered the highest value, while the addition A2 had the opposite effect, and the difference was rather significant, about 0.6 MPa. The results of water sensitivity tests, when tested according to EN 12697-12, indicate that adhesion promoters in combination with back filler do not have a substantial effect on this characteristic. The reference mixture already exhibited very good water susceptibility, equal to the original mix design by the mixing plant that involved the mixture with limestone filler and those containing adhesion promoters. The role of adhesion promoters was revealed by comparing the ITSR_{EN} of mix designs involving adhesion promoters (including AC 11-orig) with the AC 11-lmst mix variant. The ITSR_{EN} of mixtures containing A2 and A4 additives were surprisingly low, consistently with the outcomes of the modified AASHTO T-283 procedure.

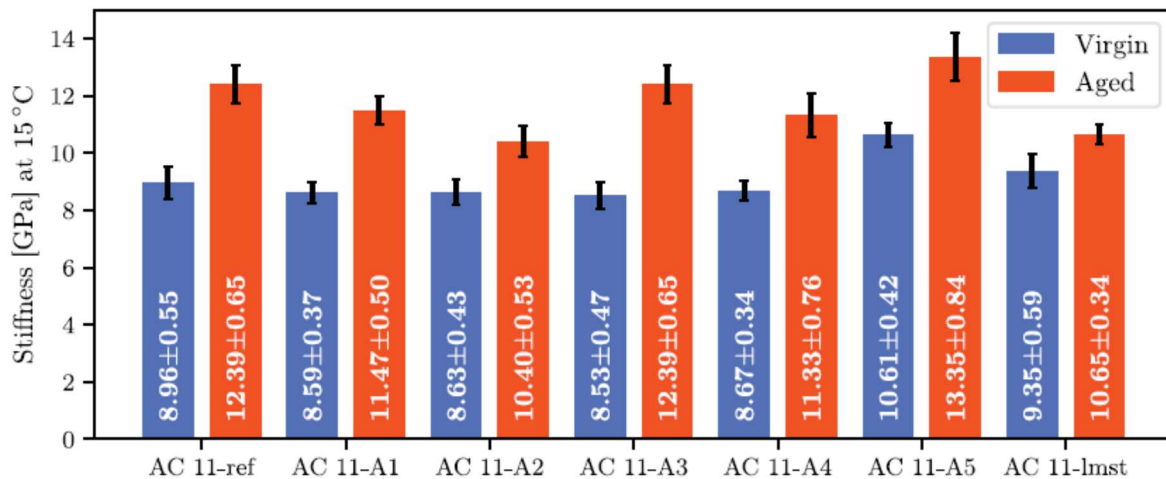
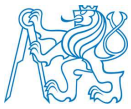


Fig. 8. Stiffness values of tested virgin and aged asphalt concretes measured using the IT-CY test method at 15 °C.

The results of stiffness measurements (Fig. 8 and Table 11) demonstrate that only the mixture containing A5 contributed to increased values. The remaining adhesion promoters did not affect stiffness. Comparison between the reference mixture with AC 11-lmst also revealed negligible difference, ruling out positive effects of limestone filler compared to the use of cost-effective back filler. Considering the amounts of asphalt concrete produced annually worldwide, replacing limestone fillers with waste back fillers would bring enormous environmental and economic benefits. Only the European road sector annually produces about 263–326 × 10⁹ kg of hot and warm mix asphalts [85]. Considering that each ton contains on average 3 wt.%



of limestone filler, $7.9\text{--}9.8 \times 10^9$ kg could be replaced with a suitable back filler or quarry dust without compromising mechanical properties of the asphalt pavements. Considering the average price for limestone filler about 26,000 EUR/t and the fact that back fillers are often classified as waste, the economic and ecological benefits are indisputable.

Table 11: Ageing index calculated based on results of different tests

Parameter	AC 11-ref	AC 11-A1	AC 11-A2	AC 11-A3	AC 11-A4	AC 11-A5	AC 11-lmst
Stiffness	1.38	1.34	1.20	1.45	1.31	1.26	1.14
K_f	1.17	1.00	1.15	1.28	0.98	0.97	0.94
G_{cr}	1.21	0.81	1.33	1.21	0.80	0.71	0.68
G_{tot}	1.18	0.77	1.21	0.97	0.74	0.66	0.65

Stiffness measurements of specimens subjected to simulated laboratory aging revealed how the additives contribute to excessive deterioration. Mix variant with A3 additive exhibited the highest aging index of 1.45, while the mixture containing limestone filler and no adhesion promoters provided susceptibility to aging about 20 % lower than the reference mixture. When comparing only the mixtures containing additives, A2 outperformed the other adhesion promoters. The results of bending tests performed on semi-circular specimens indicate the role of individual additives (Fig. 9). The measured values of fracture toughness, K_f , were ranging between 29 and 40 $\text{N/mm}^{1.5}$, the lowest toughness was reached for AC 11-A1 and AC 11-A3 specimens, followed by the reference specimen AC 11-ref. The highest values were obtained for AC 11-A2 and AC 11-lmst specimens.

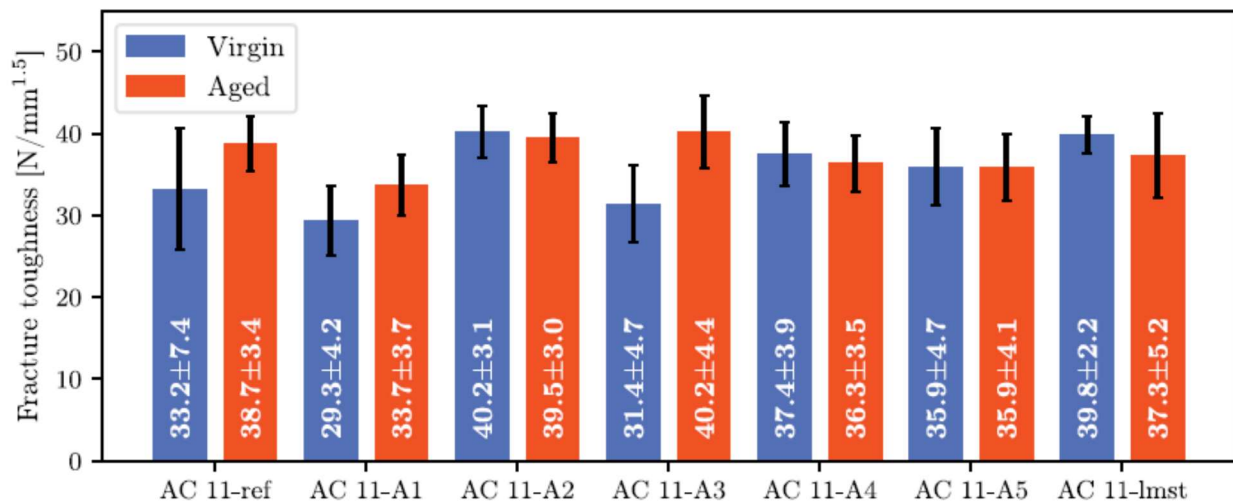


Fig. 9. Fracture toughness of tested virgin and aged asphalt concretes measured on semi-circular specimens.

Fracture energies were evaluated from load-displacement diagrams as (i) work needed for reaching the maximum strength when the deformation is mostly linear-elastic until a crack initiates, G_{cr} (Fig. 10) and (ii) work needed to open a newly formed crack and split the semicircular specimens completely, G_{tot} (Fig. 11). The highest values of both energies were obtained for AC 11-A2, AC 11-A4 (being the highest of all), and AC 11-lmst specimens. The lowest values were obtained for AC 11-A1 and AC 11-A1, which correlates with fracture toughness values. However, interesting phenomena were observed when comparing virgin and aged specimens. The aging index of best-performing mixtures in terms of fracture energies was significantly lower than mixtures exhibiting low fracture energies before subjected to weathering. This finding signifies that fracture toughness assessments according to EN 12697-44 [56] should be complemented with

measurements on weathered specimens to take into account water susceptibility and the impact of aging. Additionally, the flexibility index should also be considered as an important indicator when interpreting SCB test results [86–88]. However, the brittle nature of the tested materials in this study did not allow to assess this quantity.

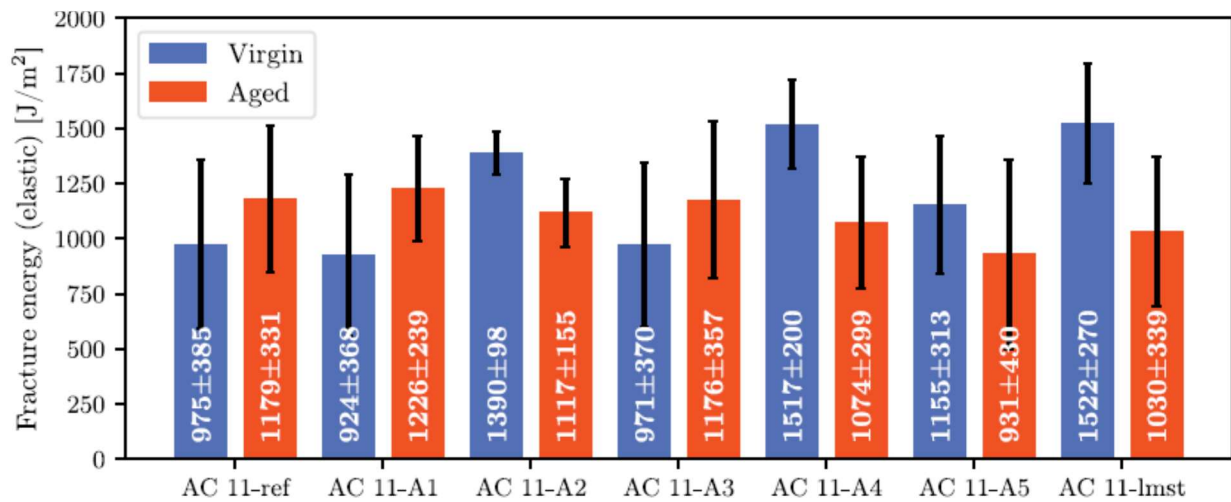


Fig. 10. Elastic-range fracture toughness of tested virgin and aged asphalt concretes measured on semi-circular specimens.

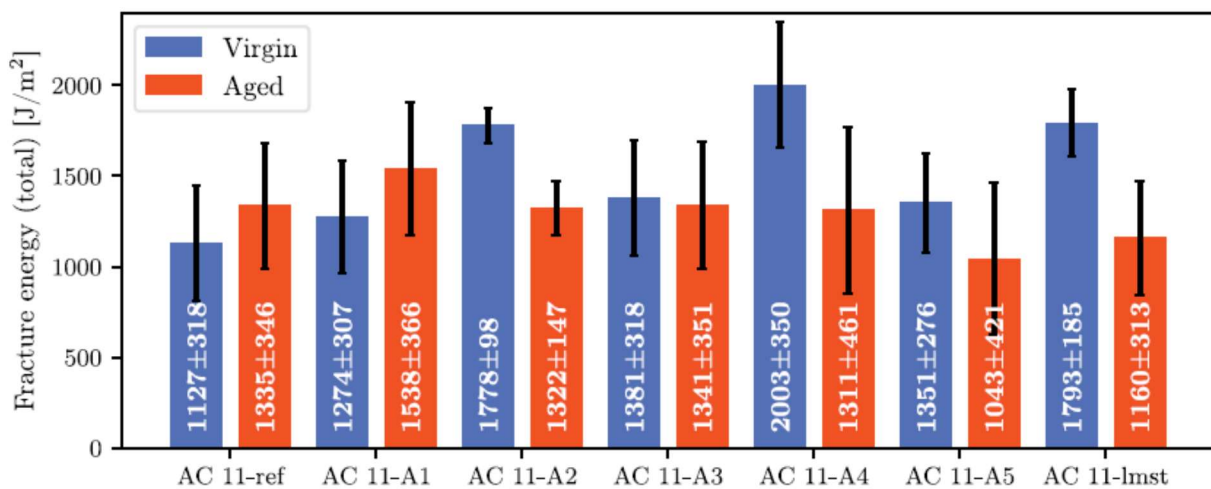


Fig. 11. Total fracture toughness of tested virgin and aged asphalt concretes measured on semi-circular specimens.

4.7. Summary of results

To summarize the results, assess the contribution of individual additives, and indicate correlations between selected experimental methods, a tabularized qualitative assessment is provided (Table 12). Besides an overview of the performance of adhesion promoters, it indicates the suitability of individual tests for the assessment of adhesion between aggregates and bituminous binders in general.

By definition, adhesion promoters should not affect the stiffness of asphalt concretes or their behavior at low temperatures, as these additives have no impact on cohesion (see the effects of additives on cohesion strength assessed in Table 12 and recall Fig. 8). This assumption was confirmed, although slight differences were detected. The results of macroscopic tests after simulated aging indicate that both long-term stiffness and fracture properties can be affected by the presence of additives. On the other hand, adhesion promoters are intended for increased durability, reflected notably in ITSR values. However, such an increase was not



detected due to optimum composition of the reference material AC 11-ref containing limestone filler and the composition of AC 11surf with relatively high amount binder, responsible for predominantly cohesive failure. From this perspective, asphalt concretes containing about 1% less binder and more coarse aggregates used for binder courses could provide more conclusive evidence about the role of adhesion promoters. Nevertheless, important findings could be observed: (i) adhesion promoters do not affect the cohesion of bituminous binders negatively, (ii) the use of silane-based additive (A3) was beneficial to the AC 11surf mixture, and (iii) the use of the additive based on unsaturated fatty acids with diethanolamine (A2) or vegetable oils (A4) can negatively affect ITSR values. The last claim is not consistent with the results of adhesion and direct-pull tests and therefore needs further testing and analysis.

Table 12: Qualitative assessment of the performance of individual additives in different tests; ++ = high positive impact of the additive, + = positive impact, 0 = no impact, - = negative impact, and - - = very negative impact

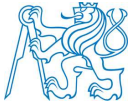
Test method	Outcome	A1	A2	A3	A4	A5
FTIR spectrometry	Chemical composition	0	0	0	0	0
Measurement of contact angles	Affinity of aggregates for binders	+	+	0	0	+
Surface energy measurements	Wettability of binders by liquids	+	+	0	0	0
Adhesion test	Adhesion between aggregates and binders	0	0	++	+	+
Direct-pull test	Cohesion strength	0	0	0	0	0
	Adhesion strength	+	+	++	++	0
Water susceptibility test	Susceptibility to water-induced damage	-	-	+	-	0
IT-CY test	Ageing due to high-temperature cycles	0	0	++	0	+
SCB test	Fracture toughness and fracture energies	0	+	0	++	0
	Ageing due to low-temperature cycles	+	0	0	-	-

Table A.13: Contact angles measured on the studied bituminous binders in the role of solid substrates for sessile drops of selected probe liquids; mean values and standard deviations were calculated based on five measurements for each substrate–liquid combination

Bituminous binder	Probe liquid	Mean contact angle [°]	Standard deviation [°]
50/70 (ref.)	Water	102.2	1.05
	Diiodomethane	58.5	2.02
	Formamide	86.1	0.44
50/70 + A1	Water	101.0	0.74
	Diiodomethane	48.8	2.48
	Formamide	84.8	0.39
50/70 + A2	Water	102.4	0.92
	Diiodomethane	55.2	1.79
	Formamide	85.7	2.22
50/70 + A3	Water	104.3	0.81
	Diiodomethane	57.7	0.85
	Formamide	85.7	0.89
50/70 + A4	Water	106.8	0.58
	Diiodomethane	59.8	2.48
	Formamide	86.9	0.62
50/70 + A5	Water	106.6	0.51
	Diiodomethane	59.3	1.99
	Formamide	86.7	1.83

5. Conclusion

It is widely accepted that adhesion-promoting additives enhance the strength and durability of asphalt concrete. It is assumed that improved bonding between bituminous binders and mineral aggregates provided by adhesion promoters can moderate stripping. In this study, the impact of different adhesion-promoting



agents was placed under scrutiny, and properties of enhanced bituminous binders and asphalt concrete were thoroughly tested according to custom and standardized experimental methods. The main findings can be summarized as follows:

- The additives did not substantially alter the chemistry of bituminous binders.
- Phosphate-based and ethylene polyamine-based additives increased affinity of mineral aggregates for the doped bituminous binders when heated to 80 ± 1 °C, although temperatures suitable for preparation of asphalt concrete in mixing plants (about 150 °C) caused complete wetting of aggregates during the contact angle measurements, regardless of the presence of adhesion promoters.
- The additives had very limited impacts on the surface free energy of bituminous binders. Yet, a slight increase of up to 15 % was detected, rendering the binder potentially less susceptible to stripping.
- Additives based on silane or vegetable oils contributed to enhanced adhesion of bituminous binders in case of less suitable smooth phonolite-based aggregates; the contribution of other additives was negligible.
- Cohesion strength was not affected by the presence of adhesion promoting additives.
- All the studied adhesion promoters increased bonding of thin bituminous layers failing in adhesion; this increase was most significant for additives based on silane or vegetable oils, agreeing with the adhesion test results. The AC 11surf compacted test specimens exhibited the highest fracture energy when enhanced with additives based on unsaturated fatty acids with diethanolamine or vegetable oils; this indicates the connection of fracture-mechanical properties to adhesion strength.
- Regarding stiffness and fracture toughness deterioration of asphalt concretes due to exposure to high-temperature cycles, and only the silane-based additive turned to be more efficient than limestone filler in the reference mixture.
- The studied adhesion promoters did not significantly prevent deterioration due to exposure to low temperature.

The results indicate that the performance of additives cannot be assessed based on the results of a single test except long-term performance monitoring on a road segment subjected to traffic loading combined with weathering. It turned out that laboratory measurements can often be inconclusive or even in a mutual contradiction. However, when analyzing the results in this study, it can be concluded that the studied additives showed a potential to increase stripping resistance and hence the durability of asphalt pavements, with silane-based additive being the most promising. A secondary finding that the performance of cost-effective back fillers was comparable to the raw limestone filler is also worth mentioning.

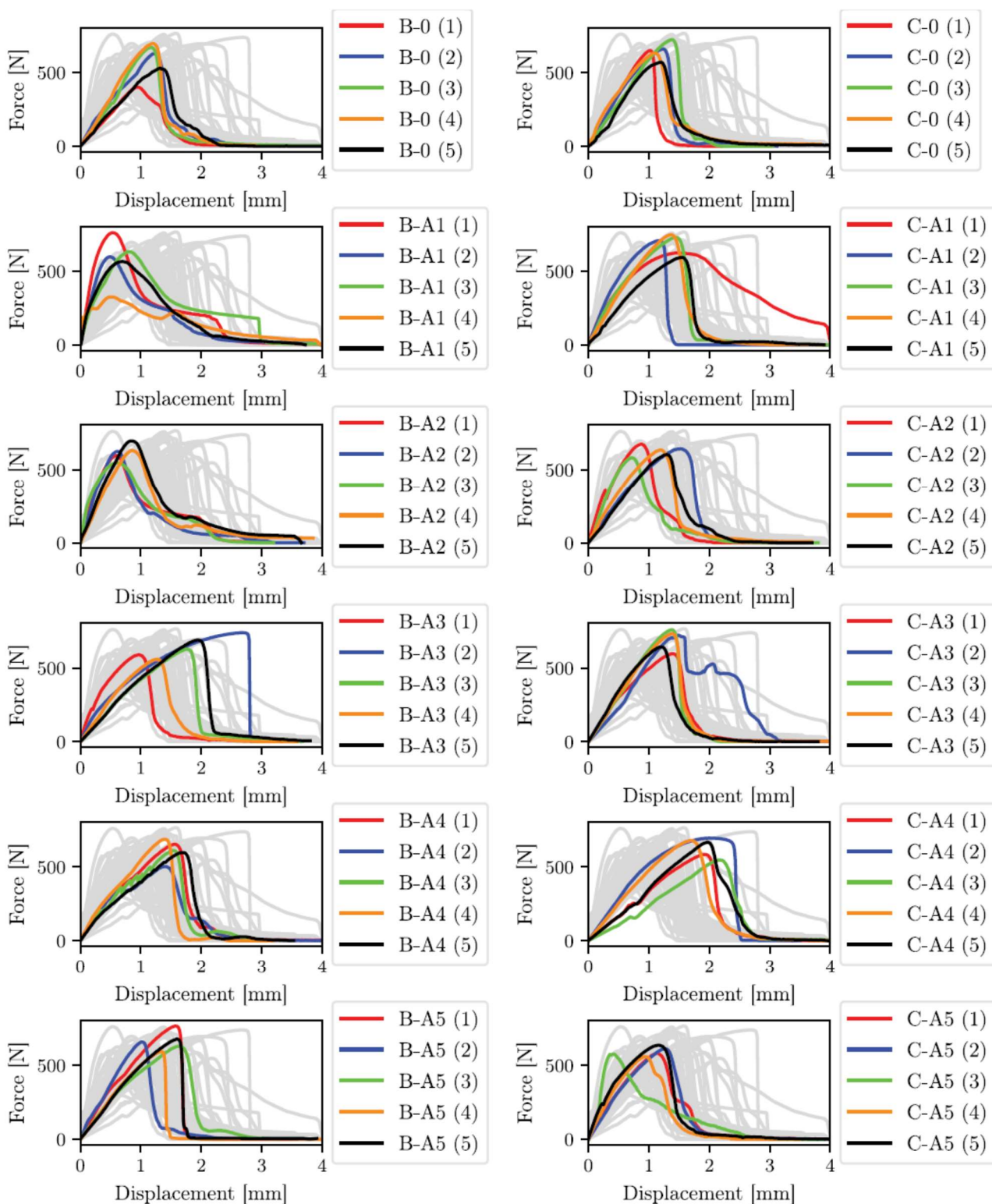


Fig. B.12. Load–displacement diagrams recorded during pull tests of specimens that exhibited cohesive failure.

References

- [1] K.P. Thomas, J.F. McKay, J. f Branthaver, Surfactants in aged asphalt and impact on moisture susceptibility of laboratory-prepared mixes, *Road Mater. Pavement Des.* 7 (2006) 477–490, <http://dx.doi.org/10.3166/rmpd.7.477-490>.
- [2] S. Amelian, S.M. Abtahi, S.M. Hejazi, Moisture susceptibility evaluation of asphalt mixes based on image analysis, *Constr. Build. Mater.* 63 (2014) 294–302, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.04.012>.



- [3] A. Mehrara, A. Khodaii, A review of state of the art on stripping phenomenon in asphalt concrete, *Constr. Build. Mater.* 38 (2013) 423–442, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.08.033>.
- [4] G. Hamed, S. Tahami, The effect of using anti-stripping additives on moisture damage of hot mix asphalt, *Int. J. Adhes. Adhes.* 81 (2018) 90–97, <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijadhadh.2017.03.016>.
- [5] W. Wang, L. Wang, H. Xiong, R. Luo, A review and perspective for Research on moisture damage in asphalt pavement induced by dynamic pore water pressure, *Constr. Build. Mater.* 204 (2019) 631–642, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.01.167>.
- [6] J. Grenfell, N. Ahmad, Y. Liu, A. Apeagyei, D. Large, G. Airey, Assessing asphalt mixture moisture susceptibility through intrinsic adhesion, bitumen stripping and mechanical damage, *Road Mater. Pavement Des.* 15 (2013) 131–152, <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2013.863162>.
- [7] W. Wang, A. Shen, X. Yang, Y. Guo, T. Zhao, Surface free energy method for evaluating the effects of anti-stripping agents on the moisture damage to asphalt mixtures, *J. Adhes. Sci. Technol.* 1 (2020) 1–24, <http://dx.doi.org/10.1080/01694243.2020.1742077>.
- [8] U. Bagampadde, U. Isacsson, B.M. Kiggundu, Classical and contemporary aspects of stripping in bituminous mixes, *Road Mater. Pavement Des.* 5 (2004) 7–43, <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2004.9689961>.
- [9] S. Caro, E. Masad, A. Bhasin, D. Little, Moisture susceptibility of asphalt mixtures, Part 1: mechanisms, *Int. J. Pavement Eng.* 9 (2008) 81–98, <http://dx.doi.org/10.1080/10298430701792128>.
- [10] S. Caro, E. Masad, A. Bhasin, D. Little, Moisture susceptibility of asphalt mixtures, Part 2: characterisation and modelling, *Int. J. Pavement Eng.* 9 (2008) 99–114, <http://dx.doi.org/10.1080/10298430701792144>.
- [11] M.N. Alam, P. Aggarwal, Effectiveness of anti stripping agents on moisture susceptibility of bituminous mix, *Constr. Build. Mater.* 264 (2020) 120274, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120274>.
- [12] Y. Liu, A. Apeagyei, N. Ahmad, J. Grenfell, G. Airey, Examination of moisture sensitivity of aggregate-bitumen bonding strength using loose asphalt mixture and physico-chemical surface energy property tests, *Int. J. Pavement Eng.*
- [13] A.T. Handayani, S.N. Peni, H. Pandita, Marshall immersion test of warm mix asphalt polymer using Bayat natural zeolite, *IOP Con. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 602 (2019) 012106, <http://dx.doi.org/10.1088/1757-899x/602/1/012106>.
- [14] J. Grönniger, M.P. Wistuba, P. Renken, Adhesion in bitumen-aggregate-systems, *Road Mater. Pavement Des.* 11 (2010) 881–898, <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2010.9690311>.
- [15] C. Ling, A. Hanz, H. Bahía, Measuring moisture susceptibility of Cold Mix Asphalt with a modified boiling test based on digital imaging, *Constr. Build. Mater.* 105 (2016) 391–399, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.093>.
- [16] D. Petersen, R. Link, N. Yoshida, K. Enami, K. Hosokawa, Staged compressionimmersion direct shear test on compacted crushed mudstone, *J. Test. Eval.* 30 (2002) 239, <http://dx.doi.org/10.1520/jte12311j>.
- [17] Y.M. Su, N. Hossiney, M. Tia, Indirect tensile strength of concrete containing reclaimed asphalt pavement using the superpave indirect tensile test, *Adv. Mater. Research* 723 (2013) 368–375, <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/amr.723.368>.
- [18] P. Zieliński, Indirect tensile test as a simple method for rut resistance evaluation of asphalt concrete, *Arch. Civ. Eng.* 65 (2019) 31–44, <http://dx.doi.org/10.2478/ace-2019-0032>.
- [19] L. Francken, M.P. and, Complex modulus testing of asphaltic concrete: RILEM interlaboratory test program, *Transp. Res. Res. Rec.: J. Transp. Res. Board* 1545 (1996) 133–142, <http://dx.doi.org/10.1177/0361198196154500118>.
- [20] A. Chomicz-Kowalska, W. Gardziejczyk, M.M. Iwański, Analysis of IT-CY stiffness modulus of foamed bitumen asphalt concrete compacted at 95°C, *Procedia Eng.* 172 (2017) 550–559, <http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.065>.
- [21] M. Solaimanian, J. Harvey, M. Tahmoressi, V. Tandon, Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements, Topic 3: Test Methods To Predict Moisture Sensitivity of Hot-Mix Asphalt Pavements, Transportation Research Board, 2003, <http://dx.doi.org/10.17226/21957>.
- [22] F. Merusi, A. Caruso, R. Roncella, F. Giuliani, Moisture susceptibility and stripping resistance of asphalt mixtures modified with different synthetic waxes, *Trans. Res. Res. Rec.: J. Trans. Res. Board* 2180 (1) (2010) 110–120, <http://dx.doi.org/10.3141/2180-13>.
- [23] Y.-R. Kim, I. Pinto, S.-W. Park, Experimental evaluation of anti-stripping additives in bituminous mixtures through multiple scale laboratory test results, *Constr. Build. Mater.* 29 (2012) 386–393, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.10.012>.



- [24] H. Källén, A. Heyden, K. Lström, P. Lindh, Measuring and evaluating bitumen coverage of stones using two different digital image analysis methods, *Measurement* 84 (2016) 56–67, <http://dx.doi.org/10.1016/j.measurement.2016.02.007>.
- [25] V. Nežerka, J. Trejbal, Assessment of aggregate-bitumen coverage using entropybased image segmentation, *Road Mater. Pavement Des.* 21 (2019) 1–12, <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2019.1605304>.
- [26] T. Valentová, J. Altman, J. Valentin, Impact of asphalt ageing on the activity of adhesion promoters and the moisture susceptibility, *Transp. Res. Procedia* 14 (2016) 768–777, <http://dx.doi.org/10.1016/j.trpro.2016.05.066>.
- [27] A. Baldi-Sevilla, J.P. Aguiar-Moya, A. Vargas-Nordbeck, L. Loria-Salazar, Effect of aggregate-bitumen compatibility on moisture susceptibility of asphalt mixtures, *Road Mater. Pavement Des.* 18 (2017) 318–328, <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2017.1304248>.
- [28] Y. Gao, Y. Zhang, F. Gu, T. Xu, H. Wang, Impact of minerals and water on bitumen-mineral adhesion and debonding behaviours using molecular dynamics simulations, *Constr. Build. Mater.* 171 (2018) 214–222, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.136>.
- [29] J. Trejbal, T. Valentová, V. Nežerka, P. Semerák, Mechanical and image analysis of adhesion between mineral aggregate and bituminous binder, *Acta Polytech. CTU Proc.* 26 (2020) 112–116, <http://dx.doi.org/10.14311/app.2020.26.0112>.
- [30] N.J. Sheng, M.R.M. Hasan, S. Poovaneshvaran, R.P. Jaya, A.H. Ibrahim, Assessments on the performance of asphalt mixtures prepared with adhesion promoters, *Int. J. Rec. Technol. Eng.* 8 (2019) 332–339, <http://dx.doi.org/10.35940/ijrte.C1002.11835319>.
- [31] Y. Li, J. Yang, T. Tan, Measuring adhesion between modified asphalt binders and aggregate minerals: Use of particle probe scanning force microscopes, *Trans. Res. Rec.: J. Trans. Res. Board* 2574 (2016) 117–123, <http://dx.doi.org/10.3141/2574-13>.
- [32] J.J. Adams, M.D. Elwardany, J.-P. Planche, R.B. Boysen, J.F. Rovani, Diagnostic techniques for various asphalt refining and modification methods, *Energy Fuels* 33 (2019) 2680–2698, <http://dx.doi.org/10.1021/acs.energyfuels.8b03738>.
- [33] G. Cheraghian, M.P. Wistuba, Ultraviolet aging study on bitumen modified by a composite of clay and fumed silica nanoparticles, *Sci. Rep.* 10 (2020) <http://dx.doi.org/10.1038/s41598-020-68007-0>.
- [34] G. Cheraghian, M.P. Wistuba, Effect of fumed silica nanoparticles on ultraviolet aging resistance of bitumen, *Nanomaterials* 11 (2021) 454, <http://dx.doi.org/10.3390/nano11020454>.
- [35] EN 12591:2009: Bitumen and bituminous binders - Specifications for paving grade bitumens, CEN, 2009, <http://dx.doi.org/10.3403/30164891>.
- [36] ČSN 73 6121: Road construction. Compacted asphalt layers, ČSNI, 2000, (in Czech).
- [37] EN 13108-1:2016: Bituminous mixtures—Material specifications—Part 1: Asphalt Concrete, CEN, 2016, <http://dx.doi.org/10.3403/30147079u>.
- [38] L. Porot, E. Chailleux, P. Apostolidis, J. Zhu, A. Margaritis, L. Tsantilis, Complex bituminous binders, are current test methods suitable for? in: International Symposium on Bituminous Materials RILEM Symposium, Lyon, 2020.
- [39] H. Yao, Q. Dai, Z. You, J. Zhang, S. Lv, X. Xiao, Evaluation of contact angle between asphalt binders and aggregates using Molecular Dynamics (MD) method, *Constr. Build. Mater.* 212 (2019) 727–736, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.283>.
- [40] H. Liu, G. Cao, Effectiveness of the Young-Laplace equation at nanoscale, *Sci. Rep.* 6 (2016) <http://dx.doi.org/10.1038/srep23936>.
- [41] M. Koc, R. Bulut, Assessment of a sessile drop device and a new testing approach measuring contact angles on aggregates and asphalt binders, *J. Mater. Civ. Eng.* 26 (2014) 391–398, [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0000852](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0000852).
- [42] D.K. Owens, R.C. Wendt, Estimation of the surface free energy of polymers, *J. Appl. Polym. Sci.* 13 (1969) 1741–1747, <http://dx.doi.org/10.1002/app.1969.070130815>.
- [43] D.H. Kaelble, Dispersion-polar surface tension properties of organic solids, *J. Adhes.* 2 (1970) 66–81, <http://dx.doi.org/10.1080/0021846708544582>.
- [44] D.H. Kaelble, Dispersion-Polar Surface Tension Properties of Organic Solids (Ph.D. thesis), University of Nottingham, 2011.
- [45] R. Delgadillo, H.U. Bahia, Effects of temperature and pressure on hot mixed asphalt compaction: Field and laboratory study, *J. Mater. Civ. Eng.* 20 (2008) 440–448, [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2008\)20:6\(440\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2008)20:6(440)).



- [46] M. Paliukaite, V. Vorobjovas, M. Bulevičius, V. Andrejevas, Evaluation of different test methods for bitumen adhesion properties, *Transp. Res. Procedia* 14 (2016) 724–731, <http://dx.doi.org/10.1016/j.trpro.2016.05.339>.
- [47] European Standard EN 12697-11, Bituminous mixtures—Test methods for hot mix asphalt, Part 11: Determination of the affinity between aggregate and bitumen, 2012.
- [48] ČSN 73 6161:2000: Determination of the adhesivity of asphalt binding materials to the stone, ČNI, 2000.
- [49] C.E. Shannon, A mathematical theory of communication, *Bell Syst. Tech. J.* 27 (1948) 623–656, <http://dx.doi.org/10.1002/j.1538-7305.1948.tb00917.x>.
- [50] T.A. Ahmed, H.D. Lee, R.C. Williams, Using a modified asphalt bond strength test to investigate the properties of asphalt binders with poly ethylene wax-based warm mix asphalt additive, *Int. J. Pavement Res. Technol.* 11 (2018) 28–37, <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijprt.2017.08.004>.
- [51] EN 12697-12: Bituminous mixtures—Test methods—Part 12: Determination of the maximum density, CEN, 2018, <http://dx.doi.org/10.3403/BSEN12697>.
- [52] EN 12697-12: Bituminous mixtures—Test methods—Part 12: Determination of the water sensitivity of bituminous specimens, CEN, 2018, <http://dx.doi.org/10.3403/BSEN12697>.
- [53] AASHTO T 283: Standard Method of Test for Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2014.
- [54] EN 12697-26: Bituminous mixtures—Test methods—Part 26: Stiffness, CEN, 2018, <http://dx.doi.org/10.3403/BSEN12697>.
- [55] EN 12697-26: Bituminous mixtures—Test methods—Part 52: Conditioning to address oxidative ageing, CEN, 2015 (pending), <http://dx.doi.org/10.3403/BSEN12697>.
- [56] EN 12697-44: Bituminous mixtures—Test methods—Part 44: Crack propagation by semi-circular bending test, CEN, 2019, <http://dx.doi.org/10.3403/BSEN12697>.
- [57] EN 12697-30: Bituminous mixtures—Test methods—Part 30: Specimen preparation by impact compactor, CEN, 2018, <http://dx.doi.org/10.3403/BSEN12697>.
- [58] EN 12697-31: Bituminous mixtures—Test methods—Part 31: Specimen preparation by gyratory compactor, CEN, 2019, <http://dx.doi.org/10.3403/BSEN12697>.
- [59] P. Vacková, J. Valentin, M. Belhaj, What information can be provided by the asphalt crack propagation test done on semicylindric specimens? *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 960 (2020) 042032, <http://dx.doi.org/10.1088/1757-899x/960/4/042032>.
- [60] J. Reed, D. Whiteoak, *The Shell Bitumen Handbook*, 5th Edition, Thomas Telford Ltd, 2003, <http://dx.doi.org/10.1680/sbh.32200>.
- [61] L.D. Poulidakos, M.N. Partl, Micro scale tensile behaviour of thin bitumen films, *Exp. Mech.* 51 (2010) 1171–1183, <http://dx.doi.org/10.1007/s11340-010-9434-3>.
- [62] J. Roesler, H. Harders, M. Baeker, *Mechanical Behaviour of Engineering Materials*, Springer Berlin Heidelberg, 2007, <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-73448-2>.
- [63] J. Lamontagne, Comparison by Fourier transform infrared (FTIR) spectroscopy of different ageing techniques: application to road bitumens, *Fuel* 80 (2001) 483–488, [http://dx.doi.org/10.1016/S0016-2361\(00\)00121-6](http://dx.doi.org/10.1016/S0016-2361(00)00121-6).
- [64] X. Lu, U. Isacsson, Effect of ageing on bitumen chemistry and rheology, *Constr. Build. Mater.* 16 (2002) 15–22, [http://dx.doi.org/10.1016/S0950-0618\(01\)00033-2](http://dx.doi.org/10.1016/S0950-0618(01)00033-2).
- [65] J.C. Petersen, R. Glaser, Asphalt oxidation mechanisms and the role of oxidation products on age hardening revisited, *Road Mater. Pavement Des.* 12 (2011) 795–819, <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2011.9713895>.
- [66] M. Naskar, K.S. Reddy, T.K. Chaki, M.K. Divya, A.P. Deshpande, Effect of ageing on different modified bituminous binders: comparison between RTFOT and radiation ageing, *Mater. Struct.* 46 (2012) 1227–1241, <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-012-9966-3>.
- [67] S. Weigel, D. Stephan, Bitumen characterization with Fourier transform infrared spectroscopy and multivariate evaluation: Prediction of various physical and chemical parameters, *Energy Fuels* 32 (2018) 10437–10442, <http://dx.doi.org/10.1021/acs.energyfuels.8b02096>.
- [68] B. Hofko, L. Porot, A.F. Cannone, L. Poulidakos, L. Huber, X. Lu, K. Mollenhauer, H. Grothe, FTIR spectral analysis of bituminous binders: reproducibility and impact of ageing temperature, *Mater. Struct.* 51 (2018) <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-018-1170-7>.
- [69] M. Liu, M.A. Ferry, R.R. Davison, C.J. Glover, J.A. Bullin, Oxygen uptake as correlated to carbonyl growth in aged asphalts and asphalt corbett fractions, *Ind. Eng. Chem. Res.* 37 (1998) 4669–4674, <http://dx.doi.org/10.1021/ie980450o>.
- [70] A. Mansourkhaki, M. Ameri, M. Habibpour, D. Daryaei, The effect of polybutadiene rubber (PBR) on chemical and rheological properties of the binder including RAP, *Constr. Build. Mater.* 244 (2020) 118320, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118320>.



- [71] J.-F. Masson, L. Pelletier, P. Collins, Rapid FTIR method for quantification of styrene-butadiene type copolymers in bitumen, *J. Appl. Polym. Sci.* 79 (2001) 1034–1041, [http://dx.doi.org/10.1002/1097-4628\(20010207\)79:6<1034::AID-APP60>3.0.CO;2-4](http://dx.doi.org/10.1002/1097-4628(20010207)79:6<1034::AID-APP60>3.0.CO;2-4).
- [72] M. Nivitha, E. Prasad, J. Krishnan, Ageing in modified bitumen using FTIR spectroscopy, *Int. J. Pavement Eng.* 17 (2015) 565–577, <http://dx.doi.org/10.1080/10298436.2015.1007230>.
- [73] M.R. Nivitha, E. Prasad, J.M. Krishnan, Transitions in unmodified and modified bitumen using FTIR spectroscopy, *Mater. Struct.* 52 (2019) 6289–6295, <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-018-1308-7>.
- [74] X. Liu, A. Sha, C. Li, Z. Zhang, H. Li, Influence of water on warm-modified asphalt: Views from adhesion, morphology and chemical characteristics, *Constr. Build. Mater.* 264 (2020) 120159, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120159>.
- [75] R. Luo, D. Zhang, Z. Zeng, R.L. Lytton, Effect of surface tension on the measurement of surface energy components of asphalt binders using the Wilhelmy Plate Method, *Constr. Build. Mater.* 98 (2015) 900–909, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.125>.
- [76] AASHTO T 361-16: Standard Method of Test for Determining Asphalt Binder Bond Strength by Means of the Asphalt Bond Strength (ABS) Test, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2020.
- [77] TP, AASHTO, Standard Method of Test for Determining Asphalt Binder Bond Strength By Means of the Binder Bond Strength (BBS) Test, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2011.
- [78] F. Canestrari, F. Cardone, A. Graziani, F.A. Santagata, H.U. Bahia, Adhesive and cohesive properties of asphalt-aggregate systems subjected to moisture damage, *Road Mater. Pavement Des.* 11 (2010) 11–32, <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2010.9690325>.
- [79] R. Marek, M. Herrin, Tensile behaviour and failure characteristics of asphalt cement in thin films, *Proc. Assoc. Asph. Paving Technol.* 37 (1967) 387–421.
- [80] A.F. Frolov, V.V. Vasileva, E.A. Frolova, V.N. Ovchinnikova, Strength and structure of asphalt films, *Chem. Technol. Fuels Oils* 19 (1983) 415–419, <http://dx.doi.org/10.1007/bf00726614>.
- [81] D. Verel, A. Sleswyk, Crack propagation as an unstable stress relaxation process, *Scr. Metall.* 5 (1971) 37–41, [http://dx.doi.org/10.1016/0036-9748\(71\)90223-7](http://dx.doi.org/10.1016/0036-9748(71)90223-7).
- [82] Y. Yuan, X. Zhu, L. Chen, Relationship among cohesion, adhesion, and bond strength: From multi-scale investigation of asphalt-based composites subjected to laboratory-simulated aging, *Mater. Des.* 185 (2020) 108272, <http://dx.doi.org/10.1016/j.matdes.2019.108272>.
- [83] H. Soenen, S. Vansteenkiste, P.K.D. Maeijer, Fundamental approaches to predict moisture damage in asphalt mixtures: State-of-the-art review, *Infrastructures* 5 (2020) 20, <http://dx.doi.org/10.3390/infrastructures5020020>.
- [84] D. Cheng, D.N. Little, R.L. Lytton, J.C. Holste, Surface energy measurement of asphalt and its application to predicting fatigue and healing in asphalt mixtures, *Trans. Res. Rec.: J. Trans. Res. Board* 1810 (2002) 44–53, <http://dx.doi.org/10.3141/1810-06>.
- [85] Asphalt in figures, European Asphalt Pavement Association (EAPA), 2019, <https://www.h-a-d.hr/pubfile.php?id=746>.
- [86] F. Kaseer, F. Yin, E. Arámbula-Mercado, A.E. Martin, J.S. Daniel, S. Salari, Development of an index to evaluate the cracking potential of asphalt mixtures using the semi-circular bending test, *Constr. Build. Mater.* 167 (2018) 286–298, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.014>.
- [87] S.R. Omranian, M.O. Hamzah, M.R.M. Hasan, Introducing new indicators to evaluate fracture properties of asphalt mixtures using semicircular bending test, *Iran. J. Sci. Technol. Trans. Civ. Eng.* 43 (2018) 541–549, <http://dx.doi.org/10.1007/s40996-018-0205-1>.
- [88] K.E. Haslett, Evaluation of Cracking Indices for Asphalt Mixtures using SCB Tests at Different Temperatures and Loading Rates, Honors Theses and Capstones, University of New Hampshire, Durham, 2018.



4.B Behaviour of High-Modulus Asphalt Concrete from the Perspective of Deformation Characteristics - Stiffness

(článek ve sborníku ke konferenci 5th World Multidisciplinary Civil Engineering-Architecture-Urban Planning Symposium: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering)

Autorský kolektiv: J. Valentin, A. Kotoušová, M. Belhaj – Fakulta stavební ČVUT v Praze; Liang He – Chongqing Jiaotong University

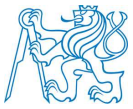
Abstract. High-modulus asphalt concrete is a specific type of asphalt mixture which is used for several decades in pavement engineering. It was originally invented as a solution which should help to minimize the effects of permanent deformation caused mainly by heavy traffic and mainly during the periods with elevated temperatures. These mixtures are used either in binder or base courses, whereas for base courses, it is important to combine reasonably the high stiffness with good fatigue life to avoid premature pavement failures not caused by rutting but by fatigue cracking. In this respect, various types of HMAC used and designed in the Czech Republic were tested first and foremost to determine stiffness. The stiffness modules were tested according to EN 12607-26, test method IT-CY, at selected temperatures representing cold, moderate and high service temperatures. The susceptibility to temperature change can be shown by thermal susceptibility for each mixture. In the parallel test, specimens were laboratory age to identify the changes in stiffness caused by thermo-oxidative ageing. This allows calculating a simple measure of the ageing index. Not presented in this paper but performed as a very last test was resistance to crack propagation.

1. Introduction

High-modulus asphalt concrete mixtures (specified in the Czech Republic under the abbreviation “VMT”) have been in use in the Czech Republic since 2001. Their initial introduction was promoted by an extensive research project commissioned by the Ministry of Transportation of the Czech Republic, known under the project title “New Generation of Asphalt Pavements” (AVNG) which was realized by a broad expert team 20 years ago. The starting point was a collection of practical findings and experience with the application of such type of mixture in France starting from the early 1990s where the mixtures were referred to as EME (*Enrobés à Module Élevé*). The initial development of the mixtures in France was followed by a number of studies and practical implementations in other countries, of which Great Britain should be mentioned where the mixtures gradually established themselves under the term HMAC (*High Modulus Asphalt Concrete*).

In the first stage, the original EME concept was based primarily on high stiffness values and excellent resistance to rutting while, at the time, the French approach distinguished several classes of mixtures: a higher stiffness modulus was required for base layers and a lower stiffness ($S_{\min} = 11\,000$ MPa) applied to binder layers. It shall be pointed out that the French modulus characteristics have been and still are, in compliance with the EN 12697-26 test standard, most often determined by the 4-point beam test or by direct tensile stress test. This, in itself, is a factor complicating a comparison of the original French limits to the limits introduced in the Czech Republic by technical specifications TP 151 (Technical Specifications of the Ministry of Transportation for High-Modulus Asphalt Mixtures).

However, it became obvious over time that too high stiffness might have its critical cons, demonstrated as e.g. fatigue or thermal induced (frost) cracking. Subsequent EME mix generations as developed in France necessitated partial reductions in the required limits and more significant consideration of the fatigue behaviour as another important aspect of asphalt pavement life-time. Similarly, more attention was paid to the asphalt behaviour in low temperature range as this issue was highlighted by one of the partial AVNG project reports focusing purely on High-Modulus Asphalt Mixtures. An extensive literature review was conducted almost 20 years ago in 2000 in relation to asphalt mix behaviour in low temperature range issues.



Based on that, Annex 3 to the original Technical Specifications TP 151, defining principles for assessing cracking risk at low temperatures, was compiled, [1].

Of course, the incorporation of HMAC mixtures in TP 151 did not stop experts from collecting findings and pushing further partial developments in this area. The HMAC mixtures were paid attention within the national CIDEAS research project (2003-2010) involving key technical universities, as well as a number of construction companies involved in road construction. Additional development occurred in the CESTI virtual competence centre for effective and sustainable transport infrastructure which has been in operation in the Czech Republic as an important complex research project since 2013. Here, the objective was focusing on the possible development of second-generation HMAC mixtures and a gradual introduction of RBL (*rich bottom layer*) mixture which basically respond to the need to address the fatigue aspect in base layers to a larger degree. A number of findings concerning these issues can be found e.g. in [2, 3].

2. High-Modulus Asphalt Mixtures

As has been mentioned above, high modulus asphalt concretes (HMAC) are regulated by technical specifications TP 151. They are distinguished from common asphalt mixtures by a more restricted grading curve range, more stringent requirements for air voids content (3-5 % by mass), different requirements for the content of soluble bituminous binder and, first and foremost, by the required minimum stiffness determined at 15 °C; i.e. criterion $S_{\min} = 9000$ MPa.

Generally, the stiffness modulus can be determined by one of the methods listed in EN 12697-26; the results delivered by the individual methods are believed to be inter-comparable, even if it is known from other international research studies that such assumption is at least problematic. However, to this day, no relationship for mutual comparison has been more deeply studied and even found that would provide a sufficient level of reliability, applying simple coefficients or clearly set parameters and stipulating that the stiffness of a mixture, determined at the relevant boundary conditions, delivers the same value with a different setup of boundary conditions of another method. In the Czech Republic, two methods have been admitted: the 2-point test using trapezoidal specimens (2PB-TR) and non-destructive repetitive tensile stress test on cylindrical test specimens (IT-CY). The laboratory results presented hereinafter use solely the latter method, which has been used more often during the last 15 years.

3. Scope of tested HMAC mixtures

A series of 21 HMAC mixtures which fulfilled technical requirements of Czech national specifications TP 151 was of VMT 22 type and was tested in the years 2016 and 2018 at the Czech Technical University in Prague (CTU Prague). The asphalt mixtures varied as to the type and content of bituminous binder and aggregate applied. Most of the mixtures were collected from mixing plants or from construction sites, so they have to be considered as asphalt mixtures paved on trunk roads or motorways where high traffic load intensities are expected. In the majority of cases, the mixtures were produced by particular mixing plants. The binders used in the production of the HMAC mixtures were mostly polymer-modified (PMB 10/40-65, PMB 25/55-60), as well as paving-grade bitumen (30/45) and hard paving-grade bitumen 20/30 following existing European standards, see Table 1. The mixtures and used test specimens were always produced and compacted at mixing plants, the university received final cylindrical test specimens. The compaction is per TP 151 done by impact compactor applying 2x75 blows. In general, at least 6 test specimens are always needed and shall be prepared. Unfortunately, not all of the data necessary for a complex evaluation of the functional parameters measured have been received; this concerned primarily information on the maximum bulk density or bituminous binder content in the asphalt mixture.



The following characteristics were tested and evaluated for the mixtures presented in Table 1:

- Bulk densities of the compacted Marshall test specimens according to EN 12697-6;
- Maximum bulk densities for some mixtures which allowed to determine the air voids content of some versions according to EN 12697-8;
- Stiffness determined according to EN 12697-26 on virgin and aged cylindrical test specimens by the IT-CY test method at four selected temperatures (0 °C, 15 °C, 27 °C, 40 °C);
- Resistance to thermal induced crack propagation according to EN 12697-44 was also tested in both virgin and aged semi-cylindrical specimens of 100 mm diameter by the 3-point bending test in the non-linear visco-elastic range. The specimens were tested with a loading rate of 5.0 mm/min at 0 °C. A detailed recording of the test course was taken using a digital data logger that provides data for each test stage.
- Since 6 test specimens were compacted for each variant, the decision was made to expose part of the specimens to the thermo-oxidative ageing process, once the stiffness has been measured at all test temperatures. The simulated long-term laboratory ageing process was applied to compacted test specimens conditioned in the tempering chamber with forced air circulation for 5 days at 85 °C. This ageing method complies with prEN 12697-52. The aged specimens were then tested for stiffness and the effect of ageing was assessed.

Table 1: Basic information for tested HMAC mixtures

Asphalt mix identification	ID	Used binder	Bitumen content	Bulk density	Maximum density	Voids content
			(% mass)	(g.cm ⁻³)	(g.cm ⁻³)	(%- vol.)
VMT 22 – VD	VD	PMB 10/40-65	4.8	2.510	2.667	5.9
VMT 22 – JO_V.1	VJ1	PMB 25/55-60	4.7	2.409	2.521	4.4
VMT 22 – JO_V.2	VJ2	PMB 25/55-60	4.8	2.378	2.467	3.6
VMT 22 – TE	VTe	PMB 25/55-60	4.6	2.443	2.546	4.0
VMT 22 – SO	VSo	PMB 25/55-60	-	2.386	2.479	3.8
VMT 22 – TÝ	T	PMB 25/55-60	4.7	2.485	2.593	4.2
VMT 22 – PO	VP	PMB 25/55-60	5.0	2.389	2.494	4.2
VMT 22 – EU_01	VE1	PMB 10/40-65	4.7	2.573	2.697	4.6
VMT 22 – EU_02	VE2	PMB 25/55-65	4.7	2.582	2.712	4.8
VMT 22 – VI_V.1	VIA1	PMB 10/40-65	4.9	2.527	2.636	4.1
VMT 22 – VI_V.2	VIA2	PMB 25/55-60	4.9	2.633	2.772	5.0
VMT 22 – BY	BY	PMB 10/40-65	4.9	2.452	2.537	3.4
VMT 22 – VB	VB	PMB 25/55-60	-	2.343	2.455	4.6
VMT 22 – VC	VC	PMB 10/40-65	4.8	2.272	2.422	3.3
VMT 22 – TL	VT	PMB 25/55-60	-	2.357	-	-
VMT 22 – SK	S	30/45	4.7	2.414	-	-
VMT 22 – VA	VA	30/45	4.9	2.252	2.446	4.3
VMT 22 – T-JČO	T-JČO	TSA 20/30	4.8	2.377	-	-
VMT 22 – T-PR	T-PR	TSA 20/30	4.9	2.391	-	-
VMT22 30/45 – PON	VOP	30/45	-	2.521	-	-
VMT22 30/45 V-PR	V-PR	30/45	5.0	2.342	2.491	6.0

4. Results and discussion

4.1 Volumetric characteristics

The bulk density statistics of individual mixtures are summarised in Table 1. Bulk densities according to EN 12697-6 were obtained for all asphalt mixtures; unfortunately, there was a problem with the maximum densities of several mixtures (not provided by the producers). The value was ascertained for only 16 mixtures which allowed subsequent calculation of the respective void contents. Figure 1 depicts the values of bulk density for all tested HMAC mixtures. For the mix marked “VD”, a total of 12 test specimens were compacted and, therefore, groups of three specimens were exposed to thermal ageing for 5 days, 10 days and to long-term ageing based on the PAV test method. The last method is commonly used to simulate long-term ageing of bituminous binders. The test specimens were put in the PAV at 2.1 MPa for 20 hours at 85 °C. It should be pointed out that, prior to the ageing as such, the test specimens were wrapped in a steel mesh and tied by straps to prevent possible lateral deformation (Figure 2) based on prior experience at CTU Prague. Bulk density was rechecked after the PAV ageing due to possible changes which were expected (see Figure 1). The PAV ageing contributed towards reducing bulk density, thus increasing the voids content of the asphalt mixture. The voids content changed from 5.9 % to 10.26 %. This means an increase of almost 100 % in voids content value. This phenomenon was confirmed for other asphalt mixtures tested by CTU Prague in the previous years.

It begs the logical question of why bulk densities were not rechecked after the standard method of thermal ageing in a tempering chamber with forced air circulation. As was discovered earlier [4], thermal ageing has almost no impact on bulk density and, therefore, it was not retested for these asphalt mixtures.

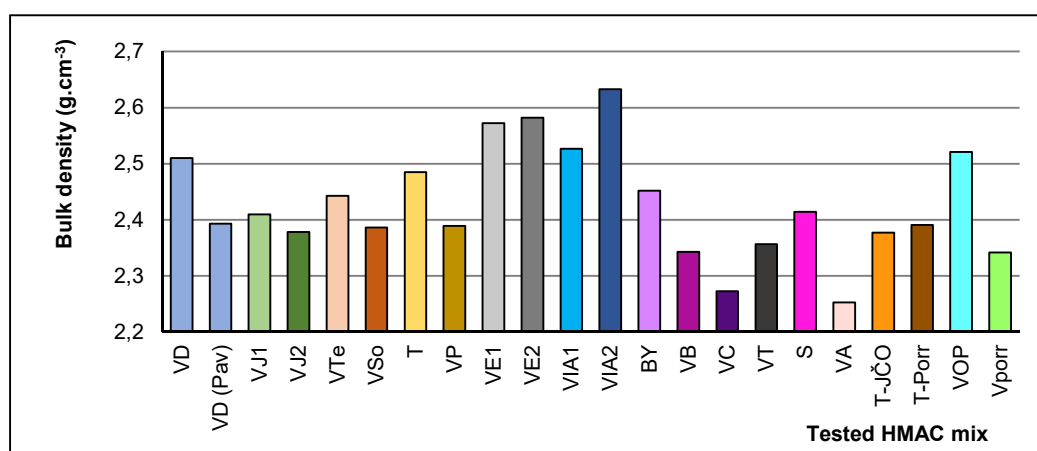
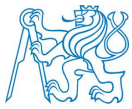


Figure 1. Bulk densities of tested HMAC mixtures



Figure 2. Test specimens wrapped by a steel mesh for PAV ageing procedure



4.2 Stiffness Modulus

As described above, stiffness was tested prior to and after the laboratory ageing process at either three or four different temperatures.

Table 2: Summary of stiffness values, thermal susceptibility and ageing index

Mix ID	Ageing	Stiffness				Thermal susceptibility S_0/S_{40}	Ageing index			
		0 °C	15 °C	27 °C	40 °C		0 °C	15 °C	27 °C	40 °C
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		(-)	(-)	(-)	(-)
VD	virgin	23209	12769	4581	2376	9.80	-	-	-	-
	5d@85°C	22686	13892	7478	2668	8.50	0.98	1.09	1.63	1.12
	10d@85°C	24611	14167	7386	3017	8.16	1.06	1.11	1.61	1.27
	PAV@85°C	13791	7291	3153	914	15.09	0.59	0.57	0.69	0.38
VJ1	virgin	18742	8652	3000	1124	16.68	-	-	-	-
	5d@85°C	19522	10453	4227	1547	12.62	1.04	1.21	1.41	1.38
VJ2	virgin	18898	8351	3000	926	20.41	-	-	-	-
	5d@85°C	20464	9955	3979	1318	15.52	1.08	1.19	1.33	1.42
VTe	virgin	20846	10476	5998	2545	8.19	-	-	-	-
	5d@85°C	21194	13049	7519	3096	6.85	1.02	1.25	1.25	1.22
VSo	virgin	20771	9298	3201	814	25.53	-	-	-	-
	5d@85°C	21742	10373	3632	1078	20.18	1.05	1.12	1.13	1.32
T	virgin	20637	7814	2876	937	22.03	-	-	-	-
	5d@85°C	20003	8285	3303	1266	15.81	0.97	1.06	1.15	1.35
VP	virgin	20019	8943	3858	1483	13.50	-	-	-	-
	5d@85°C	18823	10569	4831	1792	10.50	0.94	1.18	1.25	1.21
VE1	virgin	20512	8190	2510	787	26.07	-	-	-	-
	5d@85°C	21617	9159	3084	1161	18.62	1.05	1.12	1.23	1.48
VE2	virgin	24740	12321	5074	1559	15.87	-	-	-	-
	5d@85°C	25208	13096	5871	2425	10.39	1.02	1.06	1.16	1.56
VIA1	virgin	21408	10116	3610	1257	17.04	-	-	-	-
	5d@85°C	22756	12039	6345	1970	11.55	1.06	1.19	1.76	1.57
VIA2	virgin	28357	14058	6957	2418	11.73	-	-	-	-
	5d@85°C	30643	17255	7231	2722	11.26	1.08	1.23	1.04	1.13
BY	virgin	22331	10427	5916	2349	9.51	-	-	-	-
	5d@85°C	23744	14446	7036	2734	8.68	1.06	1.39	1.19	1.16
VB	virgin	20805	9823	3754	991	20.98	-	-	-	-
	5d@85°C	21323	10973	4180	2190	9.74	1.02	1.12	1.11	2.21
VC	virgin	17621	9422	4209	1426	12.36	-	-	-	-
	5d@85°C	19581	10630	4933	1915	10.22	1.11	1.13	1.17	1.34
VT	virgin	18032	7463	2843	1020	17.68	-	-	-	-
	5d@85°C	18831	8826	3815	1436	13.12	1.04	1.18	1.34	1.41
S	virgin	24719	14819	7310	3032	8.15	-	-	-	-
	5d@85°C	25853	14968	8871	3209	8.06	1.05	1.01	1.21	1.06
VA	virgin	22004	12380	4913	1869	11.77	-	-	-	-
	5d@85°C	22041	13139	6298	1866	11.81	1.00	1.06	1.28	1.00
T-JČO	virgin	18620	10763	6069	2427	7.67	-	-	-	-
	5d@85°C	20027	12635	6581	3296	6.08	1.08	1.17	1.08	1.36
T-PR	virgin	21320	11609	5730	2363	9.02	-	-	-	-
	5d@85°C	22497	13567	6798	2991	7.52	1.06	1.17	1.19	1.27



VOP	virgin	23368	11064	3977	1146	20.40	-	-	-	-
	5d@85°C	26427	13109	4679	1529	17.28	1.13	1.18	1.18	1.33
V-PR	virgin	21615	10738	4618	1736	12.45	-	-	-	-
	5d@85°C	22551	12168	5578	2418	9.33	1.04	1.13	1.21	1.39

The thermal susceptibility value for each mixture was calculated as a ratio of stiffness obtained at the lowest and at the highest test temperatures. The effect of ageing on HMAC mixtures was expressed by the ageing index as the ratio of values scored by aged test specimens to the values scored by virgin test specimens. The results are summarized in Table 2.

The results show that at the temperature crucial for pavement design calculation, 15 °C, ageing is most frequently associated with a 10-20 % stiffness increase. There are versions where ageing had virtually no effect on stiffness; contrastingly – primarily with options containing PMB – there have been several cases where the asphalt mix rated by its stiffness characteristic was more susceptible to ageing and the modulus characteristic rose by 20-40 %. Another generally applicable principle is that increasing test temperature makes the effect of ageing more noticeable; to a certain extent, this reflects the fact that as a composite material, asphalt mixtures are susceptible to temperature. This is then mirrored in the reduced thermal susceptibility of aged test specimens. This finding applies to all versions on test with no exceptions. It can be also noticed – following the VD version – that extended ageing time makes this argument applicable even to specimens which were conditioned for 10 days at 85 °C. On the other hand, different behaviour was recorded in cases where ageing concerned PAV. Here, due to the combined effect of higher temperature and pressure, the test specimens are deformed which makes the resulting stiffness lower and the asphalt mix behaves as if no age-related degrading has occurred. The fact is that the test specimens demonstrate higher voids content and disturbed internal cohesion which results in poorer stiffness, too. The fact basically proves that the PAV method is inappropriate for the simulation of long-term ageing of compacted test specimens.

Figures 3a and 3b compare the stiffness from the point of view of selected temperatures at which the mixtures were tested. Age-related stiffness increase occurs at all of the test temperatures. As has been mentioned, asphalt mix “VD” was exposed not only to five days of ageing but also to ten days of ageing and PAV ageing which influenced the asphalt mixture stiffness differently when compared to the five-day ageing alone. It can be stated that the longer the test specimens were exposed to thermal conditioning, the more distinctive the stiffness increase was. Unfortunately, this statement can only be verified in one of the cases herein; therefore, the conclusions may not be generalised in any way. Long term ageing under elevated pressure had the opposite effect on stiffness: the PAV method made stiffness drop by up to 40 %. Mixture VIA2 (PMB 25/55-60) reached the highest stiffness modulus at 0 °C and, contrastingly, mixture VC (PMB 10/40-65) recorded the lowest stiffness modulus. At 15 °C, mixture S (paving grade bitumen 30/45) achieved the highest stiffness modulus while mixture VT (PMB 25/55-60) scored the lowest value. At the increased temperature of 27 °C, again, mixture S reached the highest stiffness modulus while, contrastingly, mixture VE1 (PMB 10/40-65) scored the lowest stiffness modulus. At 40 °C, mixture S had the highest stiffness modulus while VE1 demonstrated the lowest stiffness modulus value. Out of the full set of asphalt mixtures on the test, mixture S appears to be the stiffest; when HMACs are assessed from the point of view of bituminous binders, the mixtures comprising standard pavement-grade bitumen score higher stiffness modulus values when compared to a number of HMACs with polymer-modified bitumen. This applies primarily to cases where PMB 25/55-60 (65) is used. That can basically be expected as the relevant type of PMB binder usually has a slightly higher penetration; however, the significant factor is the higher elasticity of the binder. Therefore, we cannot automatically conclude that the HMAC options with the relevant PMB binder are inferior from the quality and functionality perspective. This finding just illustrates a certain

shortcoming of the current approach to HMACs in countries like the Czech Republic where stiffness is one of the determining factors along with resistance to permanent deformation.

High stiffness is undoubtedly crucial if the mixtures in question are applied in the binding course of a pavement structure. They can then achieve the best possible resistance to repetitive traffic loading, from the perspective of permanent deformation even in the medium-temperature range (15 °C to 27 °C). Nonetheless, structural design very often applies the relevant mixtures in the base layer where the effect of tensile stress generated by repetitive loading must be taken into account in connection with resistance to material fatigue. Although the structural layer may deform due to the loading in the sense of permanent deformation; however, bending deformation occurs at the same time as the layer is placed on an elastic subbase, of considerably lower stiffness usually. If this layer is too stiff and has to transfer repetitive bending stiffness, it might crack upon the fatigue limit.

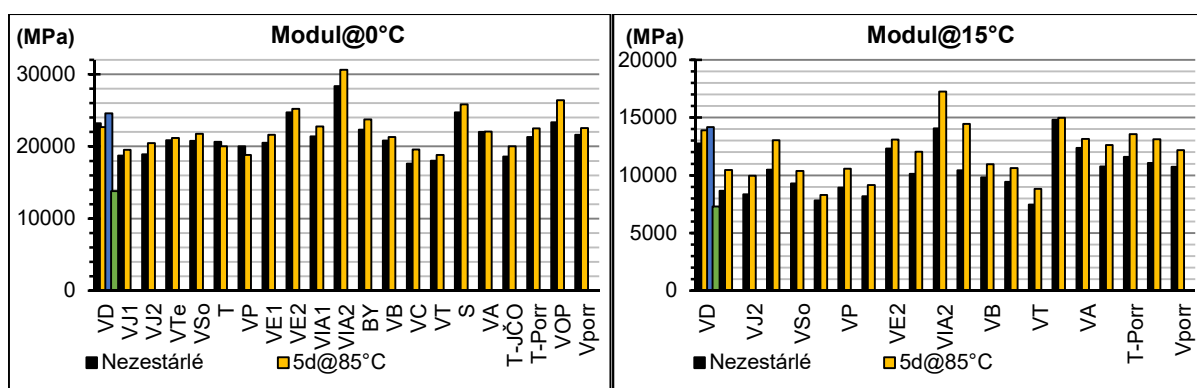


Figure 3a and 3b. HMAC stiffness for tested variants at 0 °C and 15 °C

The results show that stiffness moduli tested by IT-CY method at the determining temperature of 15 °C range from 7,500 MPa to 15,000 MPa. The limit stipulated by TP 151 defines 9,000 MPa as the minimum threshold. From our perspective and in light of the above, the fact that Czech technical regulations do not define the top limit of the modulus characteristic might be risky to a point, as asphalt mixtures with stiffness exceeding e.g. 13,000 MPa at the relevant test temperature should be also assessed for fatigue characteristics, or the critical low temperature test (TSRST) should be carried out according to EN 12697-46 or alternatively bending tensile strength test and relaxation test according to the national specifications TP 151, to rule out any risk of weak points of the mixture: fatigue life or increased risk of frost cracking. Anyway, the approach restricting excess stiffness has been known from the latest HMAC mix generations as used in France.

It must also be emphasised that the selected bituminous binder type has a very important effect on the stiffness of the asphalt mixture; however, we may not omit the importance of the type of aggregate and the aggregate skeleton design for the asphalt mixture, as well as the possible effect of the additives which will influence the useful behaviour of the asphalt mixture as well. Similarly, the bituminous binder content and the resulting void content of the asphalt mixture have an influence that has been repeatedly demonstrated in the past (e.g. [5, 6]).

The charts in Figure 4 show a logical decrease in the stiffness modulus depending on increasing test temperature. It is obvious – and the trend has been repeatedly verified – that this dependence is of an exponential nature and can be generally expressed by the formula:

$$y = be^{-ax} \tag{1}$$



In this equation, the simplified constant “b” indicates the stiffness modulus at 0 °C and “a” is the thermal susceptibility of the asphalt mixture. The lower the value is, the less thermally susceptible the mixture is. The dependent variable “y” determines the stiffness modulus, and independent variable “x” is used for the temperature at which the stiffness modulus is determined. Naturally, the level of suitability of such simplified formula for the dependence between stiffness modulus and temperature needs verification by a sufficiently robust statistical analysis.

Figure 4 further shows that the asphalt mixtures assessed at 0 °C scored stiffness ranging from 14,000 to 32,000 MPa; at 27 °C, the interval was defined by 3,000 to 7,500 MPa and at 40 °C the values were 800 to 3,000 MPa. Six asphalt mixtures on the test, and just two mixtures exposed to simulated long-term ageing failed the minimum stiffness modulus condition as stipulated by TP 151 for 15 °C ($S_{min} = 9,000$ MPa).

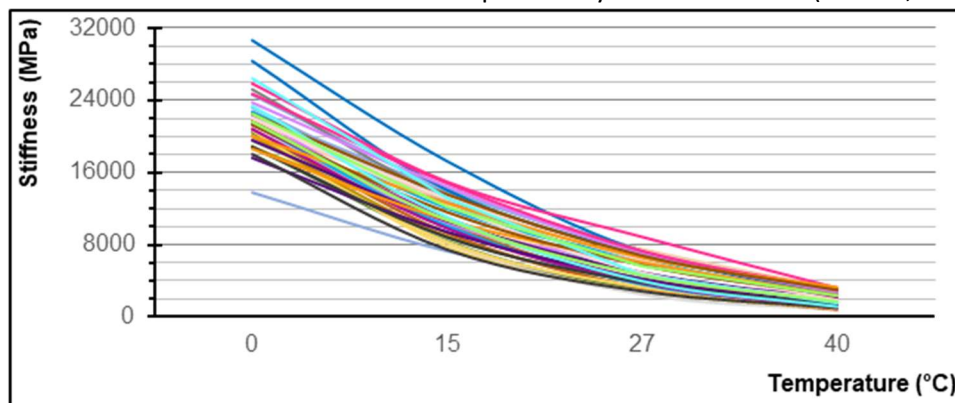


Figure 4. Temperature-Stiffness curves for assessed HMAC mixtures

The Ageing Index depicted in the following figures 5a to 5d for the particular test temperatures indicates the increase or decrease in stiffness due to binder degradation. At 0 °C, stiffness increases by 0 % to 13 %. Any potential drop in the stiffness might be caused by the measurement circumstances – the low temperature might render the test specimen stiff *per se*, and any potential stiffness increase due to ageing is demonstrated to a much lesser extent. Therefore, the test specimen might appear unaged during the tests. At the same time, we have to take into account the permitted variance of IT-CY stiffness between -20 % and +10 % from the mean value. The extent of variance within the measurement as such depends on the positioning of linear shift sensors on the surface of the test specimen.

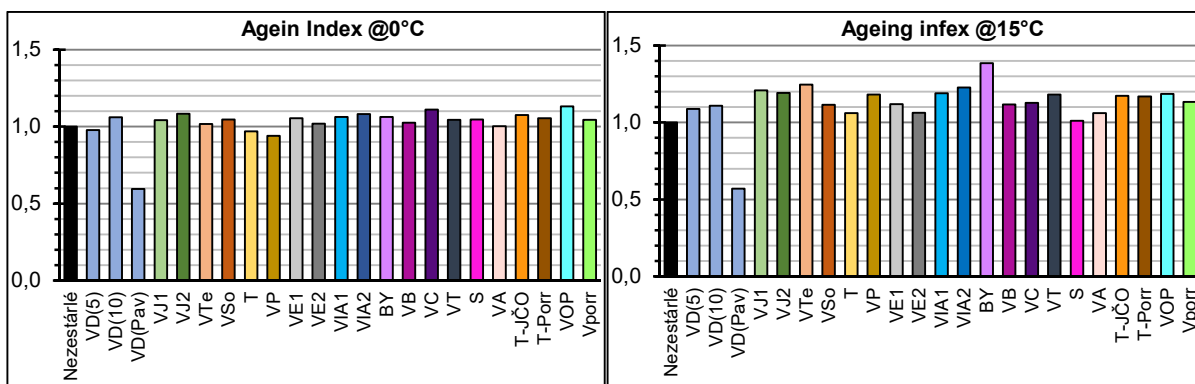


Figure 5a, b. Ageing index of assessed HMAC variants for test temperatures 0 °C and 15 °C

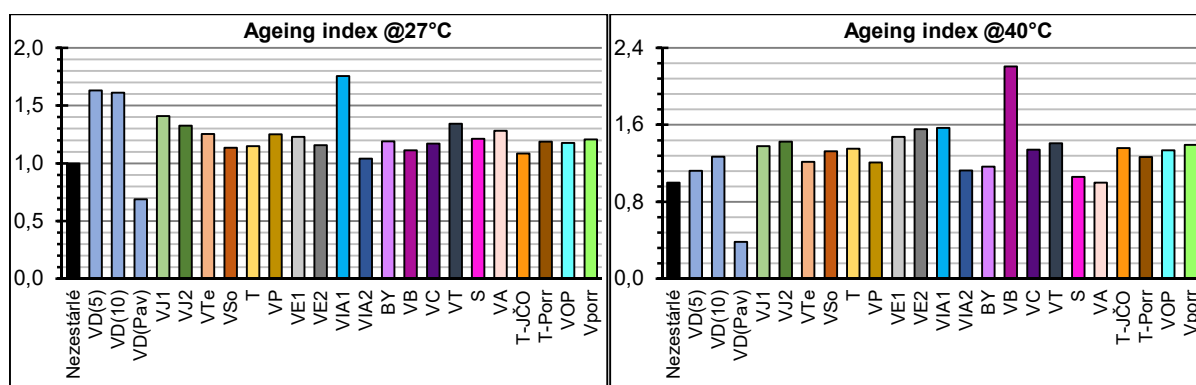


Figure 5c, d. Ageing index of assessed HMAC variants for test temperatures 27 °C and 40 °C

At 15 °C, stiffness increased due to thermal ageing as mentioned above. A 4 % to 76 % increase was recorded at 27 °C, and the stiffness increase at 40 °C amounted to 1 % to 121 %. Therefore, the results confirm that the higher the temperature, the bigger increase of ageing-related stiffness can be expected. This finding rather corresponds with the visco-elastic character of asphalt mix behaviour. If the ageing indices were compared from the perspective of the effect of the bituminous binder used, no correlation between the bituminous binder type and ageing index increase is found. To a certain extent, some asphalt mixtures comprising modified bituminous binders were more affected by simulated ageing when compared to mixtures comprising paving grade or hard bituminous binders.

Stiffness increases in the course of the ageing process. Right along with that, the brittleness of the mixture usually increases as well, and this should be kept in mind. The higher level of stiffness at a higher temperature is logical with respect to the rather high stiffness of the test specimens at or below 0 °C. The consequences of this finding are obvious also in the thermal susceptibility assessment; in the case of stiffness, it is always calculated as the ratio of stiffness measured at the lowest temperature (0 °C) to the value associated with the highest temperature (40 °C). The simulated ageing resulted in a 20 % drop in thermal susceptibility on average. The decrease in thermal susceptibility noted after the ageing process suggests an apparently superior resistance of the mixture to the temperature changes of the aged composite. This finding has been repeatedly verified by a number of tests in the past, and is also logical with respect to the dependence of stiffness changes on test temperature, as has been mentioned above. If the thermal susceptibility drop after the ageing process is larger, this might indicate more serious degradation of the binder. That might have a negative impact on the fatigue characteristic perspective.

The thermal susceptibility decrease will depend on time and temperature used for the ageing process. Test specimens of VD asphalt mixture which were exposed to thermal conditioning for 5 and 10 days can be used as an example. It is obvious that thermal susceptibility kept decreasing depending on the time of ageing, i.e. the bituminous binder kept degrading. With respect to the influence of ageing, the results with PAV ageing are irrelevant in relation to the test specimen deformations which occurred as a result of the combined effect of higher temperature and pressure.

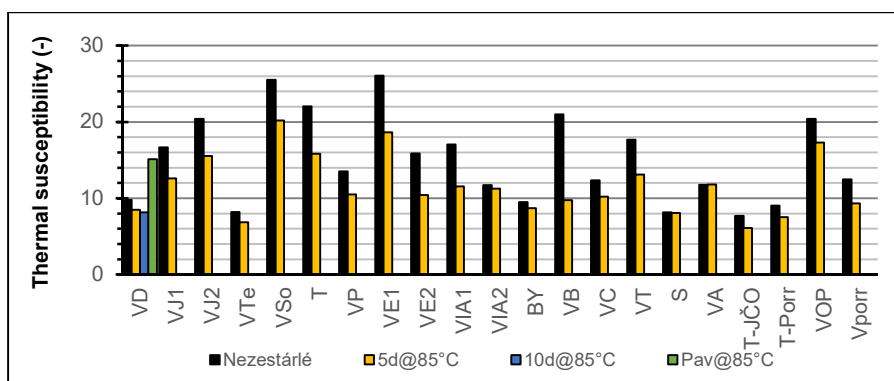


Figure 6. Thermal susceptibility of assessed HMAC variants („nežestárlé“ = virgin)

5. Conclusion

All of the asphalt mixtures included in the assessment presented herein were designed in various laboratories for the purpose of application in real-life construction projects. Although the void content values were not available, the above gives a clear indication that in compliance with TP 151, the void contents of the individual options were in the 3-5 %-vol. range. Therefore, it can be stated that the influence of varying void contents on the stiffness characteristic is in this case very limited. The other aspect that might have a certain effect is the quantity of soluble binder which should range from 4.1 to 5.4 %-wt. according to TP 151. In this case, the stiffness could be affected more considerably.

Presented results show just one part of the analysis performed with HMAC mixtures carried out by CTU in Prague in 2016-2018. The other part consists of a similar handling of the resistance to crack propagation characteristic. With respect to the quantity of data and findings, the second part is not presented in this paper. At the same time, it shall be underlined that the data collection concerning HMACs continued into 2019.

The results as such suggest several more or less important conclusions:

- The stiffness achieved in HMACs using modified or unmodified bituminous binders varies, and is always likely to be slightly lower when standard PMB 25/55-60 is used than in the case of using harder pavement-grade bitumen. However, that does not mean that solutions with harder pavement-grade binders must be more advantageous. If HMAC, in the base layer, in particular, should meet the fatigue life requirement, the type of binder applied must definitely be paid due attention.
- The stiffness data collected for 15 °C suggests that in a number of cases, stiffness exceeds 11 or 12 GPa. The question, with no clear answer, is whether this is risky for the pavement structure or whether it poses a potential chance. Primarily, in case of application in the base layers, placed on an elastic subbase of a much lower stiffness, excess stiffness might introduce the risk of earlier loss of fatigue life under repetitive bending loads. If the objective is the longest possible life of the asphalt pavement, this aspect must be paid attention; it is necessary to consider stipulating the maximum degree of permissible stiffness along with the minimum threshold.
- The effect of ageing in asphalt mixtures, in general, is a self-evident phenomenon. We can manage it to a certain point although we are incapable of eliminating it. That urges us to pay more attention to it. This has not been done sufficiently so far in relation to asphalt mixtures (not to be confused with bituminous binders). From the perspective of the life cycle and durability of the asphalt mixture, this is undoubtedly a shortcoming in need of a practical solution.
- Last but not least, it should be emphasised that the measurements presented herein have been carried out exclusively according to EN 12697-26 applying method C. Technical specifications TP 151 indicate



the option of determining stiffness either by this method or by method A (2-point test on specimens in the shape of the trapezoidal specimen). As has been repetitively proved, it has not been managed to verify that the stiffness determined under sinusoidal load on a trapezoidal specimen is identical with the stiffness determined by repetitive indirect tensile stress for the mixture in question. This might have an impact on other conclusions presented herein as well; if the stiffness modules are to be determined by both methods – or even by the 4-point bending test – in the future, sufficient set of comparisons of these test methods is needed to allow verifying the stiffness limit values as a set and used in the long term.

ACKNOWLEDGEMENT: This paper was supported by the Inter-governmental S&T Cooperation Project of China-Czech (8JCH1002).

References

- [1] J. Fiedler and I. Racek, "Evaluation of the crack occurrence risk on asphalt pavements at low temperatures", *Silniční obzor*, No. 5, Vol. 62, pp. 110-111, Praha, 2001 (in Czech).
- [2] J. Fiedler, P. Bureš and J. Kašpar, "Analysis of experience and available studies for the development of new generation asphalt mixtures of high modulus asphalt concrete type". Research report, Competence centre CESTI, Praha, 2013 (in Czech).
- [3] J. Fiedler, P. Bureš and J. Kašpar, "Asphalt mixtures with elevated bitumen content usable for base pavement layers (mixtures of „Rich Bottom Layer“ type)". Research report, Competence centre CESTI, Praha, 2014 (in Czech).
- [4] A. Kotoušová, "Laboratory simulation of asphalt mix ageing and the impact on performance-based characteristics". Master thesis. Faculty of Civil Engineering CTU in Prague, 2017.
- [5] P. Mondschein, et al., "Flexible pavement structures and used of HMAC or RBL mixtures". In: *Proceedings „Trvalo udržateľný rozvoj cestného staviteľstva“*, XX. seminar of I. Poliaček, pp. 59-62, Jasná, 2015 (in Slovak).
- [6] M. Kühnl, "Asphalt mixtures of VMT type". Master thesis. Faculty of Civil Engineering CTU in Prague, 2014.



4.C Moisture Susceptibility of Asphalt Mix and Bitumen-Aggregate Adhesion – Impact of Ageing and Adhesion Promoter Stability

(článek v Applied Mechanics and Materials Vol. 802 (2015) pp 309-314)

Autorský kolektiv: T. Valentová, J. Valentin, J. Altman – Fakulta stavební ČVUT v Praze; M. Othman Hamzah – Universiti Sains Malaysia

Abstract. Asphalt durability is one of the most important material aspects if developing and support longer lifetime of pavement structures. It is influenced by several factors whereas one of the most important is moisture susceptibility. This characteristic is usually determined by loss in strength properties and is directly connected to quality of adhesion between bitumen and aggregate particles. If the coating of the bituminous binder is not fully provided or is affected by strongly hydrophilic aggregate type which easier creates bonds with more polar water then it is immediately attacking the aggregate surface and can lead to stripping effects – ongoing loss of bitumen-aggregate bonds, mix cohesion problems, formation of potholes and other defects. In winter seasons cracking can be accelerated. With respect to improve adhesion different additives are used and two factors might be critical for them: 1) thermal stability of the adhesion promoters used in bitumen and stored for several days at elevated temperatures; 2) bitumen ageing and the effect on adhesion promoter activity. Both aspects are studied by ongoing research looking on suitable laboratory procedure for simulating the thermal stability and the remaining activity of the additive. Ageing effect on moisture susceptibility is evaluated by changed ratios of indirect tensile strength values for unaged and aged test specimens. Results for one type of mix and different aggregates with application of pen grade bitumen 50/70 and at least 4 different types of adhesion promoters is summarized in the paper.

Introduction

The term adhesion is derived from the Latin “adhaerere” which means “to stick”, [1]. There are a number of definitions of adhesion; in principle, they can be divided into fundamental – expressed by the valence forces between the particle surfaces – and performance adhesion which can be described as the result of destructive types of testing. The latter basically consider both the impact of the valence forces at the interface of two substances, and the mechanical response of the components which act as either binder or filler, including any phenomena on the interface of these two substances. The type of defect can be of adhesive (disturbing the bonds between molecules of various phases) or cohesive nature (disturbing the bonds between the molecules of a single phase/substance), [1]. The surface forces involved in the fundamental adhesion can be attributed to atoms and molecules in areas close to the material surface which usually have distinctive reactivity. On the surface, the homogeneity is disturbed and the particles are usually in adverse conditions from the energy perspective, i.e. the total free energy in the system increases, which allows identify the excess surface energy. Consequently, surface tension arises and water attempts to infiltrate the voids between the particles due to the gravity forces and stability levels of the individual phases. This is then usually evaluated by terms of moisture (water) susceptibility.

Since the completion of first asphalt macadam in the past it is well known that good adhesion between the bitumen and aggregate forms one of the key prerequisites of asphalt pavement performance. Besides the consistency of the bitumen, the adhesiveness was researched. Nevertheless, more intensive research of bitumen to aggregate adhesion only started in the 1920's [1]. Similarly to the present, main driving research force in the past was the negative impact of water infiltrating the mixture and causing defects. The most significant finding of the 1930's was the identification of chemical compounds which could possibly be used to improve adhesion, [2].



Based on the technological development in the second half of the last century, the fundamental findings concerning the relationships on the interface between the aggregate and bitumen gradually improved. However, some new problems arose which are related to asphalt mixture resistance to water – particularly the introduction of the warm mix technology, where the moisture susceptibility can deteriorate in some applications, [3, 4]. Analogously, this issue is known if bitumen or asphalt mixtures modified by crumb rubber are used to create another surface in the bitumen – aggregate system. Research has repetitively proved the experience with decreased moisture susceptibility for this type of mixtures and the necessity to add e.g. lime hydrate [5, 6].

In general the long period of adhesion research lead to development of many solutions which are used in mix design – use of limestone filler, use of lime hydrate, use of chemical additives. Mainly the last area is of interest in the ongoing research, where selected adhesion promoters or surfactants used e.g. also for warm mix asphalts are tested in terms of adhesion quality as well as of asphalt mix moisture susceptibility. The key is the question of thermal stability of used additives (e.g. if bitumen is stored for a longer time) and the activity of the additive after the asphalt mixture is aged.

Adhesion and moisture susceptibility assessment

With respect to over eighty years of adhesion research tradition, it is logical that a number of methods exist which can be used in adhesion quantification, or verification of the level of asphalt mix moisture susceptibility, thus predicting the impact on durability of the mixture. At the same time, test procedures can be divided to easily practicable tests and experimentally very precise procedures based on spectroscopy, gas chromatography or micro-calorimetry. To a certain degree, microscopic analysis of nano-indentation measurements can be used in the near future, too.

From the practical perspective, there are several methods used in Europe today [7]; EN 12697-11 specifies three harmonized test methods besides the national test procedures: (a) Rolling-bottle test; (b) Static tests (of coated aggregate grains in water without circulation) and (c) Boiling water test. In the Czech Republic, non-harmonized test according to CSN 73 6161 has traditionally been used to describe the adhesion. It uses a sample of heated aggregate (8/16mm), weight of 300 ± 3 g and binder of 12 ± 0.3 g at a temperature defined depending on the bitumen gradation (160 ± 5 °C for aggregates and 170 ± 5 °C for 50/70 bitumen). After the bitumen coated aggregates are cooled down for 24 hours, the sample is conditioned in water at 60 ± 3 °C for 60 minutes. When the sample has been removed from the water, the coating of aggregate particles by the binder is assessed visually and classified according to CSN 73 6161 (similar procedure like for method B under EN 12697-11).

For the determination of moisture susceptibility usually described by proportion ratios like ITR (indirect tensile strength ratio), as given in EN 12697-12 is used to assess the effects of water on asphalt mixtures and define its durability. The method uses cylindrical test specimens compacted by 2x25 blows of Marshall hammer and exposed to various application conditions from the point of view of moisture susceptibility; it determines indirect tensile strength for both dry and saturated specimens. At the same time, the European test was further modified according to the American AASHTO T283 test method which, besides other compaction levels, also introduces specimen saturation with water as well as the application of a single freezing cycle; therefore, two negative effects – water and frost – are combined. In this test, the specimens are firstly saturated for 10 minutes under reduced pressure; subsequently, they are located in the freezer at -18 ± 3 °C for 16 hours and then in a water bath with temperature of 60 ± 1 °C for 24 hours. Indirect tensile strength tests for all specimens are conducted at 15°C. Differently to AASHTO T283 in the presented study specimens were compacted by same energy effort like for the ITR according to EN 12697-12.



Specification of the experiment

Adhesion tests were conducted by the method given in CSN 73 6161, using various types of aggregate (different mineralogy) and straight-run bitumen 50/70. The assessments taken solely with bitumen 50/70 were used as reference. A thermal stability simulation was carried out for selected binders with adhesion promoters by triple short-term ageing TFO test (conditioning at 163°C for 15 hours), nevertheless is not presented in this paper.

The ITSR is determined for the majority of asphalt mixtures. Additionally CTU in Prague performs for data collection since 2011 assessments by modified version of the test method according to AASHTO T283 as described previously. Additionally two procedures of asphalt mix ageing simulation were done applying methods recommended by the standard prEN 12697-52. First ageing procedure expects to age bulk asphalt mixture for 9 days at 85°C. After that the test specimens are compacted at 150°C applying 2x25 blows of Marshall hammer. In the second case Test specimens are put for 5 days at 85 °C and after this period tested according to EN 12697-12. In both cases heating chamber with air circulation was used. Within the second ageing protocol it was additionally assessed if there is an impact of the temperature on volumetric changes and cohesion of the test specimens. For this reason same number of specimens was covered on the envelope of the cylindrical specimen by PVC wrapping and aged by the same conditions.

Materials and mix design

Within this experimental study standard straight-run bitumen 50/70 originating from Russian crude oil was used. The bitumen fulfils requirements specified in EN 12591 standard. At the same time it was necessary to select suitable representatives of different rocks available in the Czech Republic. Since the geology in this country is very diversiform. Eight hydrophobic as well as hydrophilic types were selected from aggregates normally used for asphalt mixtures. Adhesion test was performed according to CSN 72 6161. The aggregates are specified in the following Table 1.

Table1. Basic characterization of used aggregates

Quarry	Mineralogy	Short description
Markovice	Amphibolite	Fine-grained metamorphic mineral, grey color.
Chlum	Clinkstone	Extrusive volcanic mineral of porphyric origin, grey color.
Libodřice	Amphibolite	Medium grained mineral partially honeycomb formed with shiny particles, grey color
Litice	Spilite	Extrusive, metamorphic mineral of green-grey color.
Kobylí Hora	Granulite	Granulite of grey-greenish color with appearance of tourmaline a biotite.
Měrunice	Basalt	Grey to black eruptive rock.
Zbraslav	Mixed rock (ash rock, metatuf, spilite)	Slightly metamorphic, mainly pelitic and psamitic rocks, minerals of acidic and alkalic minerals.
Zbečno	Spilite	Sedimentary rock with higher content of shale, silt and greywacke.

With respect to adhesion promoters and based on previous experience [7] four chemical additives were selected for the adhesion testing: Impact 8000 with doping of 0.30 % by mass of bitumen; AdHere 65-00 with 0.30 % by mass of bitumen; Zycotherm with 0.10 % by mass of bitumen and lastly in the Czech Republic most common additive Wetfix BE with 0.30 % by mass of bitumen. Binders containing these additives were used for asphalt mix production as well. Additionally it was decided to evaluate the impact of substituting standard



limestone filler by mechanically activated (pulverized) marble microfiller. This material was prepared by high-speed milling treatment of dried sludge coming from marble processing in Palestine.

For moisture susceptibility assessment and asphalt mix ageing a standard asphalt concrete mix used in binder courses was selected (AC_{bin} 16). Aggregates used for the mix design were selected from the Chlum quarry which is generally known for its higher hydrophilic potential. Sand was used for optimizing the grading curve and originates from Sojovice quarry. The mix design is given in Table 2 including the optimum bitumen content.

Table 2. Mix design for asphalt concrete AC_{bin} 16 (according to EN 13108-1)

Mix components	Content (%)	Content in the asphalt mix (%)
Crushed aggregate Chlum 8/16	37.0	35.08
Crushed aggregate Chlum 4/8	16.0	15.17
Crushed aggregate Chlum 0/5	30.0	28.44
Sand Sojovice 0/4	10.0	9.48
Limestone filler Velké Hydčice	7.0	6.64
Straight-run bitumen 50/70	-	5.20

Table 3. Assessed mix options of AC_{bin} 16

Mix type	Mix acronym	ITS (MPa) – dry specimens		
		unaged	aged 5d @ 85°C	Aged 9d @85°C
AC _{bin} 16 – reference (limestone filler Velke Hydčice)	R_VH	1,88	2,40	2,68
AC _{bin} 16 – reference with activated microfiller	R_K	2,43	2,60	2,62
AC _{bin} 16 with AdHere 65-00 additive	AH	2,10	2,09	2,12
AC _{bin} 16 with Zycotherm additive	ZT	1,82	2,48	2,58
AC _{bin} 16 with Impact 8000 additive	IP	2,09	1,99	2,28
AC _{bin} 16 with Wetfix BE additive	WF	1,95	2,01	2,27

Experimental results and discussion

First part of the discussion is focused on results of adhesion test done according to CSN 73 6161. If comparing all five binder options (including the reference) it is possible to state that for most of the aggregates some improvement in adhesion was reached. The findings presented by this study (see Table 4) unfortunately do not fully correspond with the results which have been presented in [7]. For reference mix unsatisfactory adhesion was found for aggregates from Chlum and Zbraslav. For far the worst results were gained for the granulite from Kobyli Hora quarry. In this case after coating the aggregate by bitumen and expose to water impact only 50 % of the aggregate surface remained coated. Average level of adhesion can be found for aggregates from Markovice, Libodrice, Merunice and Zbecno (amphibolites, basalt, spilite). In this case the coating after water immersion reached usually 80% level. The best result was recorded for spilite from Litice quarry, where the coating loss was after water-temperature impact only 10 %. The evaluation was done independently by two evaluators and the classification in Table 4 is then an average of these evaluations.

Positive impact of used additives was shown for the most critical aggregate types – Kobyli Hora (granulite), Zbraslav (mixed rock) and Chlum (clinkstone). The coating of aggregates improved in case of these aggregates by at least 20 %. For the other tested aggregates the improvement was about 10 % excepting the spilite from Litice which had very good results already for the reference.



Following the results of moisture susceptibility tests it can be stated that application of adhesion promoters as well as the activated microfiller leads to reduced sensitivity. The results are based always on a set of at least 4 test specimens. For ITSr according to EN or AASHTO standard the improvement is about 15 %. The ITSr values for the mix with Wetfix additive after AASHTO are curious and need repeated verification. It is even visible that use of the additives reduces the difference between both ITS ratios and it can be assumed that the asphalt mixes are less sensitive to the combined effect of water saturation and freezing. With exception of Zycotherm the used additives or microfiller led also to a slight increase in dry ITS values with the highest improvement for the asphalt mix option with limestone microfiller.

Table 4. Results of adhesion test according to CSN 73 6161

Aggregates	50/70 (reference)			50/70 + 0.3% AdHere 65-00			50/70 + 0.1% Zycotherm		
	Grade	ITSr (%)	Quality	Grade	ITSr (%)	Quality	Grade	ITSr (%)	Quality
Markovice	B-C	85%	Satisfactory	B	90%	Very good	B +	93%	Very good
Litice	B	90%	Very good	B-C	85%	Satisfactory	B -C	85%	Satisfactory
Libodřice	C	80%	Satisfactory	A -	97%	Excellent	A-B	95%	Very good
Chlum	D +	73%	Unsatisfactory	C	80%	Satisfactory	C -	77%	Satisfactory
Kobylí Hora	E	50%	Unsatisfactory	C	80%	Satisfactory	C	80%	Satisfactory
Měrunice	C -	77%	Satisfactory	B -	87%	Satisfactory	B +	93%	Very good
Zbraslav	D	70%	Unsatisfactory	B -	87%	Satisfactory	C +	83%	Satisfactory
Zbečno	C	80%	Satisfactory	C +	83%	Satisfactory	B -C	85%	Satisfactory
Aggregates	50/70 + 0.3% Impact 8000			50/70 + 0.3% Wetfix BE					
Markovice	A-B	95%	Very good	B-	87%	Satisfactory			
Litice	B-	87%	Satisfactory	B-C	85%	Satisfactory			
Libodřice	A-	97%	Excellent	B	90%	Very good			
Chlum	C-	77%	Satisfactory	C	80%	Satisfactory			
Kobylí Hora	C	80%	Satisfactory	C	80%	Satisfactory			
Měrunice	A-B	95%	Very good	B-C	85%	Satisfactory			
Zbraslav	B-C	85%	Satisfactory	B-C	85%	Satisfactory			
Zbečno	B-C	85%	Satisfactory	B-C	85%	Satisfactory			

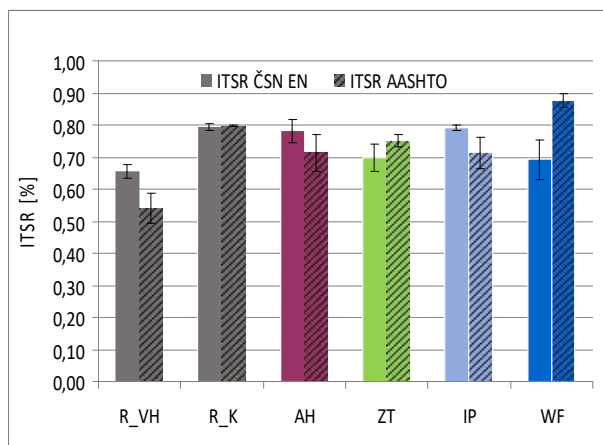


Figure 1. Results of moisture susceptibility test; unaged asphalt mixes

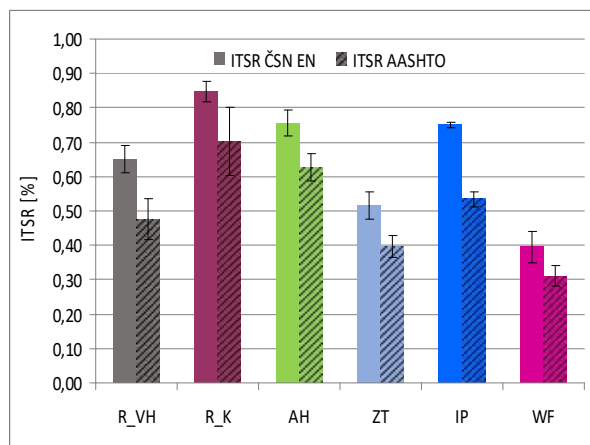


Figure 2. Results of moisture susceptibility test; aged asphalt test specimens



In the Fig. 2 ITSR values are presented for test specimens aged for 5 days at 85°C. The results demonstrate that in general ageing has more significant impact on results of moisture susceptibility according to AASHTO T283 test protocol. In case of ITSR values according to the European test protocol it can be recognized, that ageing influenced the stability of the used additives if ZT or WF have been used. In these cases the results are even worse than the reference mix. In case of the AASHTO test protocol the results are in comparison to Fig. 1 worsened at least by 10 % (in case of WF even more, whereas this has to be validated for both stages). For most of the mix options the ITS for dry specimens was increased confirming the effect of ageing on stiffening the material.

If bulk asphalt mix is aged for 9 days at 85°C before moisture susceptibility evaluation then following findings can be concluded. This ageing procedure has less impact than if test specimens are aged. This is interesting since the ageing period is longer and the bitumen film can be aged better. Again use of activated microfiller has a positive effect on the resulting ITSR. This should be more carefully compared with effect of voids content. Most of the chemical additives result in worsened ITSR, this even in comparison to the reference mix.

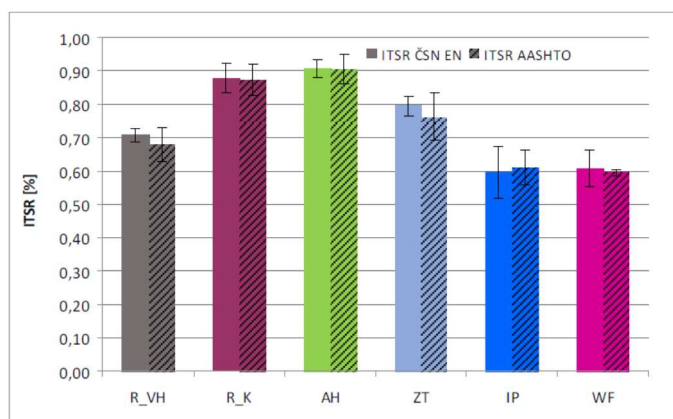


Figure 3. Results of moisture susceptibility test; specimens from aged bulk asphalt mix

Conclusion

This paper summarizes results which can be divided in two areas. Firstly, the effect of selected surfactants (adhesion promoters) was evaluated. The results have confirmed that use of such additives improves the adhesion, nevertheless it is not possible to state unambiguously how large is the difference between the particular additives. It is expected to get a clearer view after the evaluation of aged binder impact. In the second part of the research moisture susceptibility was assessed, using traditional European test method and comparing it to modified American approach. Additionally two different procedures of asphalt mix ageing were applied. From the presented results it can be stated that most of the used chemical additives result in worsened ITSR, this even in comparison to the reference mix if bulk asphalt mix is aged. In case of ageing test specimens, two additives showed good resistance to ageing and good activity of the adhesion promoter. In all tested case the mechanically activated limestone sludge showed very good results of water susceptibility.

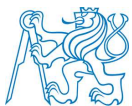
ACKNOWLEDGEMENT: *This paper was prepared under the funding scheme of Competence centre program by the Technology Agency of the Czech Republic within the project Centre for effective and sustainable transport infra-structure (CESTI), project no. TE01020168.*

REFERENCE

- [1] Epps, A.M., Estakhri, C.: Moisture Sensitivity of WMA A Review & Look to the Future. Proceedings of the 2nd International Conference on Warm Mix Asphalt, St. Louis, USA, 2011.



- [2] Hefer, A., Little, D.: Adhesion in Bitumen-Aggregate Systems and Quantification of the Effects of Water on the Adhesive Bond. Research report ICAR –505-1, Texas Transportation Institute, College Station, USA, 2005.
- [3] Kim, Y.R., Baek, Ch., Lee, J., Bacchi, Ch.: Evaluation of Moisture Susceptibility in a Warm Mix Asphalt Pavement: US 157, Hurdle Mills, NC. Proceedings of the 2nd International Conference on Warm Mix Asphalt, St. Louis, USA, 2011.
- [4] Kudrna, J., et al.: Asphalt Mixtures Reducing Traffic Noise and Improving Skid Resistance. Proceedings of Czech Asphalt Pavements Conference, Ceske Budejovice, 2011 (in Czech).
- [5] Nicholson, V.: Adhesion Tension in Asphalt Pavements, its Significance and Methods Applicable in its Determination. Proceedings of the Association of Paving Technologists, 3, 1932, pp. 28-48.
- [6] Valentin, J, Mondschein, P., Holik, M.: Selected Performance Characteristics of Asphalt Mixes With CRmB Binders and Lower Content of Crumb Rubber. Proceedings of Czech Asphalt pavements Conference, Ceske Budejovice, 2011 (in Czech).
- [7] Valentová, T.: Effect of microfiller and selected adhesion promoters on adhesion of asphalt mixture. Bachelor thesis. Faculty of Civil Engineering CTU Prague, 2012 (in Czech).
- [8] AASHTO Designation: T 283-03. Standard Method of Test for: Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage. January 2007. Washington: American Association of State and Highway Transportation Officials, 2007.
- [9] ČSN 73 6161. Determination of adhesion between bitumen and aggregates. Czech Standardization Institute, Prague, 2000.
- [10] ČSN EN 12697-12. Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Determination of the water sensitivity of bituminous specimens, 2005.



4.D Ověřování odolnosti asfaltové směsi proti účinkům vody s uplatněním zmrazovacích cyklů a roztoku chloridu sodného

(článek ve sborníku konference Asfaltové vozovky 2019)

Autorský kolektiv: J. Valentin, P. Vacková, T. Valentová

Anotace: Trvanlivost asfaltových směsí, resp. jejich odolnost proti účinkům vody dlouhodobě ověřujeme v souladu s ČSN EN 12697-12 poměrovým ukazatelem ITSr, pro který část zkušebních těles sytíme vodou a následně uložíme na 72 hodin do vody s teplotou 40 °C. Vedle toho již řadu let ČVUT v Praze sbírá data k obdobnému syčení vodou, kdy jsou ale nasycená tělesa vystavena jednomu zmrazovacímu cyklu a následně po dobu 24 hodin uložena ve vodní lázni o teplotě 60 °C. Současně se několik let věnuje pozornost i aspektu laboratorního dlouhodobého stárnutí, kdy jsou zkušební tělesa před výše uvedeným působením účinků vody, tepla a mrazu vystavena termooxidativním účinkům degradace pojiva. Aby bylo studium vlivů působících ve vozovce kompletní, byla v poslední době provedena i rozsáhlejší série cyklování zkušebních těles ve vodném roztoku NaCl s jejich ukládáním do mrazu. Pro tento účel se využil a modifikoval postup uvedený v příloze ČSN 73 6161, přičemž pro celkovou porovnatelnost různých účinků i v tomto případě byla zkušební tělesa hutněna výhradně 2x25 údery. Dále byly voleny cykly různé délky v rozsahu 5 až 25 cyklů a sledovány byly účinky u asfaltových směsí různého typu a to nejen pro obrusnou vrstvu, kde je cyklováním simulovaný účinek pravděpodobně nejkritičtější.

1. Úvod

Typickým mechanismem porušení vlhkostí je ztráta adheze kvůli proniknutí vlhkosti na rozhraní asfalt-kamenivo a obnažení asfaltového filmu, které může vést k postupnému fyzickému oddělení asfaltového pojiva a kameniva. V důsledku tohoto děje může následně docházet k vytržení kameniva z povrchu vozovky (ztráta hmoty). Jakmile tento proces začne, rychlost degradace vozovky rapidně vzrůstá a pokud nejsou provedena žádná opatření údržby, zpravidla vede až do vytvoření výtluků. Rychlost degradace je silně ovlivněna stárnutím asfaltové směsi. Je proto důležité uvážit vliv stárnutí při hodnocení vodní citlivosti, což se již v minulosti prokázalo i v rámci experimentálního výzkumu na ČVUT v Praze, který se zabýval vývojem vhodné metodiky pro ověření stability adhezivních přísad v asfaltové směsi [1, 2]. Při tomto výzkumu, který nadále pokračuje dlouhodobým sběrem experimentálních dat, se uplatnily různé metody simulovaného dlouhodobého stárnutí.

Uvedené zapadá do celkového cíle vývoje vhodných postupů pro laboratorní posuzování trvanlivosti asfaltových vozovek a pro získání znalostí o dlouhodobých vlastnostech asfaltových vozovek, které je možné využívat již při samotném návrhu asfaltové směsi. Snahou je vytvořit, ověřit nebo vyloučit vhodné či nevhodné laboratorní postupy, jež by simulovaly stárnutí (způsobené významnými faktory, jako oxidace, působení teploty a UV záření), působení negativních účinků vody a mrazu, včetně kombinací s dalšími účinky, mezi které mohou patřit vlivy zimní údržby a chemických posypových solí, a současně by v konečném důsledku odpovídaly podmínkám skutečně položené vrstvy v konstrukci vozovky.

Jak je všeobecně známo, samotná asfaltová směs je vystavena účinkům jednak krátkodobého, ale i dlouhodobého stárnutí. Krátkodobé stárnutí je spojováno s oxidací v důsledku přístupu kyslíku a odpařováním lehkých těkavých složek asfaltového pojiva vlivem vysoké teploty při výrobě, přepravě a pokládce asfaltové směsi. Dlouhodobé stárnutí je spojováno s progresivní oxidací asfaltového pojiva v průběhu životnosti vozovky. Hlavním zdrojem dlouhodobého stárnutí je kyslík a působící UV záření. Přičemž působení UV záření se omezuje jen na horní vrstvu asfaltové vozovky, oproti tomu kyslík proniká hlouběji do vrstev, stejně jako další reaktivní plyny jako oxidy dusíku či ozon, které v důsledku účinku vody mohou



pronikat hlouběji do konstrukčních vrstev vozovky a ovlivnit tak proces stárnutí, resp. děje degradace konstrukce a ztráty její trvanlivosti.

Stárnutí se však dá vyjádřit řadou různých parametrů, např. pomocí spojitosti s mechanickými vlastnostmi asfaltové směsi jako je pevnost v příčném tahu nebo nedestruktivně pomocí charakteristiky modulu tuhosti, případně zkouškou odolnosti proti šíření trhliny. Některými z uvedených zkoušek lze určovat tahovou pevnost asfaltové směsi, která zpravidla koreluje s vlastnostmi, které determinují vytvoření trhlin ve vozovce. V některých studiích a z nich prezentovaných výsledků vyplynulo, že čím vyšší byla pevnost v příčném tahu, tím vyšší odolnost vůči trhlinám byla následně zjištěna, [3, 4]. Ze studie [3] vyplývá, že k nejvyššímu nárůstu pevnosti v příčném tahu během stárnutí dochází během prvního pětidenního cyklu stárnutí, po té je již nárůst pevnosti minimální a další stárnutí tak již na další nárůst pevnosti nemá zásadní vliv. Tento prudký nárůst pevnosti vysvětlují autoři pravděpodobným ztvrdnutím asfaltového filmu. Také křehkost vzorků se v průběhu stárnutí zvyšuje (snižuje se duktilita asfaltového pojiva).

Pro zajišťování sjízdnosti komunikací během zimního období se obecně používají dva základní druhy posypových materiálů, kterými jsou chemické rozmrazovací látky, založené na principu fyzikálně chemických změn sněhu a ledu přítomného na povrchu vozovky, přičemž dochází k jejich tání. Druhou skupinou jsou zdrsňující posypové materiály, které mechanickým způsobem zvyšují součinitel tření zledovatělé vrstvy na povrchu vozovky. Jako nejběžnější posypový materiál pro zajištění sjízdnosti pozemních komunikací je v ČR využíván chlorid sodný (NaCl), který se používá v pevném stavu či jako solankový roztok. Fyzikální vlastnosti solí svou schopností umožňují snížit bod mrazu vody a tak v podstatě zabránit vytvoření ledu, nebo rozpustit sněh. Čím vyšší je koncentrace solného roztoku, tím hlouběji leží jeho bod mrazu. Tento pokles však není nekonečný. Pro jednotlivé druhy posypových solí existují určité limity maximálních koncentrací. [5]

Dále prezentovaný příspěvek navazuje na dlouholetý výzkum ČVUT v Praze se snahou o nalezení vhodného postupu pro laboratorní posuzování trvanlivosti asfaltových vozovek, které by simulovaly stárnutí (způsobené významnými faktory, jako oxidace, působení teploty a UV záření), působení negativních účinků vody (solného roztoku) a zmrazování, a současně by v konečném důsledku odpovídaly podmínkám skutečně položené vrstvy v konstrukci vozovky. Uplatnění těchto postupů by v konečném důsledku mohlo přispět jako podklad při samotném návrhu trvanlivějších asfaltových směsí. Zahrnutí zmrazovacích cyklů s rozmrazováním zkušebních těles v solném roztoku navíc navazuje na leta zavedený postup uváděný v normě ČSN 73 6161, který se ale v ČR v zásadě prakticky nevyužívá.

2. Popis provedených zkoušek

Zkušební tělesa byla podrobena několika různým druhům cyklování a zatěžování pro stanovení odolnosti vůči vlivům vody, mrazu a soli. Všechny zkušební tělesa byla hutněna rázovým zhutňovačem dle ČSN EN 12697-33 vždy 2x25 úderů.

Kontrolní/referenční skupina těles (označena ve výsledcích jako „dry“) byla ponechána v laboratorních podmínkách a poté testována v příčném tahu (ITS).

První saturovaná tělesa byla zkoušena dle evropského postupu popsaného v ČSN EN 12697-12. Jedná se o standardně prováděnou zkoušku v České republice pro stanovení primárních vlastností asfaltových směsí pro zkoušky typu. Tělesa byla před zkouškou ITS nasycena a uložena ve vodní lázni při teplotě 40 °C po dobu 72 hodin. Poté byla tělesa natemperována ve vodní lázni při teplotě 15 °C na zkušební teplotu. Parametry těles jsou ve výsledcích označeny jako „EN“.

Další skupina těles zahrnovala výsledky skupiny zatěžované dle modifikovaného postupu amerického předpisu AASHTO T283-3. I přestože není americká metoda v Evropě vyžadována, je tato zkušební metoda



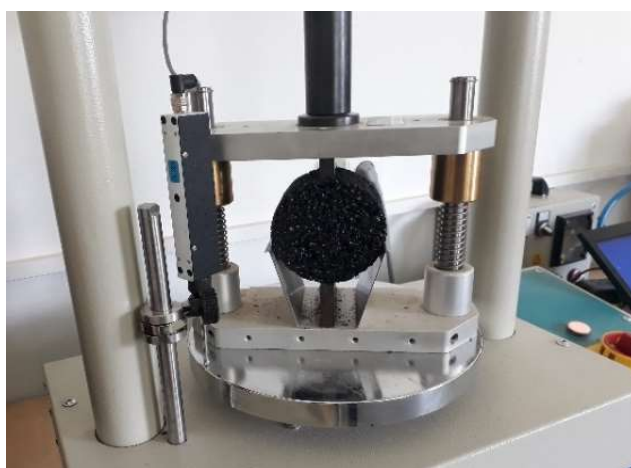
dlouhodobě zařazena do výzkumných i kontrolních prací prováděných v laboratoři Fakulty stavební ČVUT v Praze. Sada zkušebních těles („AASHTO“) byla nasycena a uložena v igelitovém sáčku po dobu minimálně 18 hodin v mrazicím boxu při teplotě $-18\text{ }^{\circ}\text{C}$. Po zmrazovacím cyklu byla tělesa rovnou vložena do vodní lázně o teplotě $60\text{ }^{\circ}\text{C}$ na dobu 24 hodin. Po 24 hodinách byla tělesa předána do vodní lázně o teplotě $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ a temperována na zkušební teplotu.

Odolnost vůči účinkům mrazu a rozmrazování v prostředí NaCl byla zkoušena dle postupu pospaného v české normě ČSN 73 6161 s několika modifikacemi. První modifikací oproti normovému postupu je použití jiného zkušebního parametru, který je porovnávám. Normový postup stanovuje jako rozhodující součinitel poklesu stability a míry tuhosti dle ČSN EN 12697-34. Pro porovnání s odolností vůči vodě a mrazu by vybrán jako rozhodující parametr pevnost v příčném tahu (ITS), respektive její pokles. S tím souvisí i použití Marshallových těles hutněných energií pouze 2x25 úderů.

Všechna zkušební tělesa z této série byla vždy nasaturována vodou a uložena v mrazicím boxu při teplotě $-18\pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$ po dobu minimálně 4 hodin (*zmrazovací cyklus*). Poté byla tělesa přesunuta do vodní lázně s laboratorní teplotou ($20\pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$) se solní roztokem o koncentraci 20 g soli/litr vody. Tělesa se ve vodní lázni rozmrazovala po dobu minimálně 4 hodin (*rozmrazovací cyklus*). Normový postup stanovuje počet zmrazovacích/rozmrazovacích cyklů na 25 („NaCl₂₅“). Počet zmrazovacích/rozmrazovacích cyklů byl v pozdější fázi výzkumu snížen na 20 („NaCl₂₀“), eventuálně 5 („NaCl₅“), pro ověření vlivu počtu cyklů na pokles ITS. V neposlední řadě bylo 5 zmrazovacích/rozmrazovacích cyklů kombinováno s uložením těles po dobu 24 hodin ve vodní lázni při teplotě $60\text{ }^{\circ}\text{C}$ („NaCl_{5+AASHTO}“). Tělesa byla po provedeném cyklování omyta čerstvou vodou a temperována na zkušební teplotu na vzduchu.



Obrázek 1. Zhutněná asfaltová tělesa zpevněná před laboratorním stárnutím



Obrázek 2. Pevnost v příčném tahu



Poslední z testované série těles obsahovala těles po laboratorní cyklu stárnutí. Kdy byla zhutněná tělesa uložena v klimatické komoře s nucenou cirkulací vzduchu při teplotě 85 °C po dobu 5 dní. Jedná se jednu z metod stárnutí popsáné v prEN 12697-52, která je dlouhodobě na ČVUT využívána. Vzhledem k zvýšené mezerovitosti některých těles, z důvodu nízké energie hutnění, byla tělesa před uložení do klima komory zpevněna ocelovou mřížkou, aby se zabránilo případné deformaci těles. Po stárnutí byla tělesa vychladnuta, byla odstraněna ocelová mřížka a tělesa byla saturována a zatížena 5 zmrazovacími/rozmrázovacími cykly v kombinaci s 24 hodinami v 60 °C, jak je popsáno výše.

Všechna zkušební tělesa byla poté zkoušena v pevnosti v příčném tahu dle postupu popsáného v ČSN EN 12697-23 při teplotě 15 °C. Rozhodujícím faktorem byl pokles tohoto parametru vůči referenční („dry“) hodnotě. Čím více je asfaltová směs ovlivněna účinkem vody, mrazu či solného roztoku, tím je tento poměr (ITSR) nižší a dá se předvídat nižší životnost dané asfaltové směsi.

3. Výsledky a diskuse

Pro vlastní posouzení vlivu zmrazovacích cyklů s rozmrazování zkušebních těles ve vodní lázni 2% roztoku NaCl bylo zvoleno několik sérií různých typů asfaltových směsí, kdy bylo cílem posoudit účinky zmrazovacích cyklů a případně ověřit vlivy jako je použití struskového kameniva či asfaltového R-materiálu. Vždy bylo snahou provést minimálně porovnání s odolností proti účinkům vody dle EN 12697-12. V některých případech bylo potom zvoleno více variant, kterými lze ověřit trvanlivost asfaltové směsi z hlediska různých účinků, jež na zkušební tělesa působí. Podstatná je skutečnost, že před posuzování odolnosti proti účinkům vody či vody a mrazu byla všechna zkušební tělesa nasycena vodou v souladu s postupem, který uvádí norma EN 12697-12. Účinku podtlaku, při kterém jsou póry zkušebních těles vyplněny vodou, byla zkušební tělesa vystavena po dobu 30 minut.

První zkušební sadu tvořily tři typy asfaltových betonů (AC), které se uplatní do obrusné (ACO), ložní (ACL) a podkladní vrstvy (ACP). U těchto asfaltových směsí byla vždy jedna frakce přírodního drceného kameniva nahrazena vysokopecní vzduchem chlazenou struskou stejné frakce (označeno „BSF“). Primárně se jednalo o frakci 4/8 mm, v případě asfaltové směsi ACP 22S byla alternativně sledována i varianta s náhradou frakce 8/16 mm. Vyjma asfaltové směsi ACL 16S pro ložní vrstvu byl použit jako pojivo silniční asfalt 50/70 stejné provenience. U asfaltové směsi pro ložní vrstvu byl zvolen polymerem modifikovaný asfalt PMB 25/55-60. Výsledky provedených variant stanovení odolnosti asfaltové směsi proti účinkům vody nebo vody a mrazu jsou uvedena v tabulce 1 a na obrázku 1. Pro porovnání uvádíme, že hodnota poměru ITSR stanoveného dle EN 12697-12 pro referenční asfaltové směsi bez použití struskového kameniva jsou: pro ACO 11+ = 82 %, pro ACL 16S = 80 % a pro ACP 22S = 70 %. Obsah asfaltového pojiva v jednotlivých směsích byl: pro ACO 11+ = 5,9 %, pro ACL 16S = 4,0 % a pro ACP 22S = 4,0 %.

Tabulka 1a: Výsledky pevnosti v příčném tahu asfaltových směsí se struskovým kamenivem

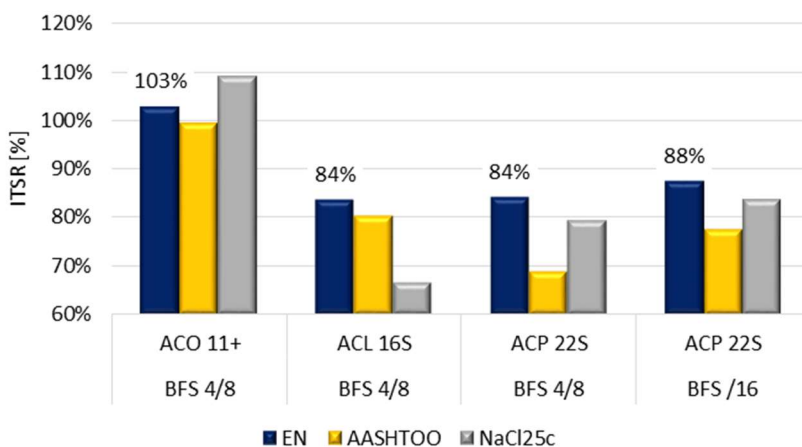
Označení	Asfaltová směs	dry	EN	AASHTO	NaCl _{25c}	NaCl _{5c + 60c}
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
ACO 11+, BFS 4/8	ACO 11+ (BFS 4/8) 50/70	2,34	2,41	2,33	2,55	-
ACL 16S, BFS 4/8	ACL 16S (BSF 4/8) PMB 25/55-60	2,50	2,09	2,01	1,66	-
ACP 22S, BFS 4/8	ACP 22S (BFS 4/8) 50/70	1,69	1,42	1,16	1,34	-
ACP 22S, BFS 8/16	ACP 22S (BFS 8/16) 50/70	1,64	1,43	1,27	1,37	-



Tabulka 1b: Výsledky odolnosti proti účinkům vody (ITSR) asfaltových směsí se struskovým kamenivem

Označení	Asfaltová směs	EN	AASHTO	NaCl _{25c}	NaCl _{5c + 60c}
		(%)	(%)	(%)	(%)
ACO 11+, BFS 4/8	ACO 11+ (BFS 4/8) 50/70	103%	100%	109%	-
ACL 16S, BFS 4/8	ACL 16S (BSF 4/8) PMB 25/55-60	84%	80%	67%	-
ACP 22S, BFS 4/8	ACP 22S (BFS 4/8) 50/70	84%	69%	80%	-
ACP 22S, BFS 8/16	ACP 22S (BFS 8/16) 50/70	88%	78%	84%	-

Výsledky nejsou z hlediska jednotlivých účinků jednoznačné. V případě asfaltové směsi ACO 11+ v podstatě nebyl vlivem působení vody či vody a mrazu zaznamenán žádný negativní vliv. Hodnoty přesahující u ITSr 100 % nelze považovat za zcela relevantní, protože není logické navýšení pevnostní charakteristiky účinkem vody. Pro zjednodušení proto lze uvažovat, že jednotlivé účinky zachovávají původní charakteristiku asfaltové směsi a tato díky tomu vykazuje velmi vysokou trvanlivost ve smyslu ukazatele ITSr. Asfaltová směs ACL 16S nejlépe odpovídá očekávanému trendu a v případě zkušebního postupu „EN“ a „AASHTO“ i řadě poznatků, které ČVUT v Praze v uplynulých 7 letech načerpala, tzn. americký postup posuzování vodní citlivosti vede k horšímu ukazateli ITSr než postup uplatňovaný v Evropě. Režim s 25 zmrazovacími cykly vodní citlivost dále zhoršuje – v daném případě poměrně výrazně. U asfaltové směsi ACP 22S, kde lze očekávat nejnižší procento přidávaného asfaltového pojiva je trend odlišný. Platí poznatek v porovnání „EN“ a „AASHTO“ přístupu. Avšak 25 zmrazovacích cyklů zde více odpovídá účinku, který generuje postup „EN“. Vzájemný rozdíl ke poměrně malý.



Obrázek 3. Grafické znázornění ukazatele ITSr pro jednotlivé posuzované asfaltové směsi

Tabulka 2a: Výsledky pevnosti v příčném tahu asfaltových směsí se struskovým kamenivem

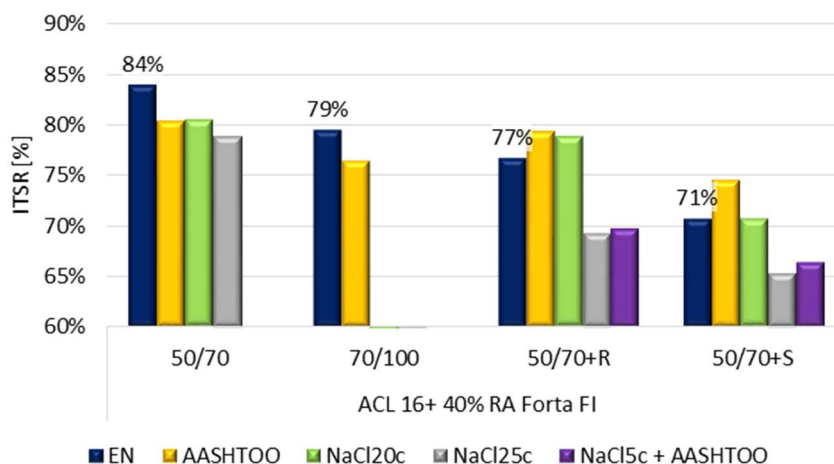
Asfaltová směs	dry	EN	AASHTO	NaCl _{20c}	NaCl _{25c}	NaCl _{5c + 60c}
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
ACL 16+ 40% RA, FORTA FI, 70/100	2,15	1,71	1,64	-	1,10	-
ACL 16+ 40% RA, FORTA FI, 50/70	2,20	1,84	1,77	1,77	1,73	-
ACL 16+ 40% RA, FORTA FI, 50/70+reju R	2,27	1,74	1,80	1,79	1,57	1,58
ACL 16+ 40% RA, FORTA FI, 50/70+reju S	1,65	1,17	1,23	1,17	1,08	1,10
ACO 11+ 20% RA 50/70	2,90	2,33	2,75	1,68	1,67	-
ACO 11+ 20% RA 70/100	2,90	2,33	2,75	2,05	1,94	-
ACO 11+ 20% RA 50/70+reju R	1,77	1,63	1,64	-	1,66	-
ACO 11+ 20% RA 50/70+reju S	1,98	1,70	1,99	1,67	1,53	-



Tabulka 2b: Výsledky odolnosti proti účinkům vody (ITSR) asfaltových směsí se struskovým kamenivem

Asfaltová směs	EN	AASHTO	NaCl _{20c}	NaCl _{25c}	NaCl _{5c + 60c}
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
ACL 16+ 40% RA, FORTA FI, fibres FI 70/100	79%	76%	-	51%	
ACL 16+ 40% RA, FORTA FI, fibres FI 50/70	84%	80%	80%	79%	
ACL 16+ 40% RA, FORTA FI, 50/70+reju R	77%	79%	79%	69%	70%
ACL 16+ 40% RA, FORTA FI, 50/70+reju S	71%	74%	71%	65%	66%
ACO 11+ 20% RA 50/70	80%	95%	58%	58%	
ACO 11+ 20% RA 70/100	80%	95%	71%	67%	
ACO 11+ 20% RA 50/70+reju R	92%	93%		94%	
ACO 11+ 20% RA 50/70+reju S	86%	100%	84%	78%	

Druhá sada posuzovaných asfaltových směsí a jejich zkušebních těles se zaměřila na dva typy asfaltové směsi, které byly aplikovány v rámci zkušebního úseku na silnici II. třídy v blízkosti hl. m. Prahy. U těchto asfaltových směsí bylo primárním cílem posoudit vliv náhrady části kameniva a pojiva asfaltovým recyklátem, přičemž pro vhodnou úpravu výkonnostních parametrů asfaltové směsi se použilo buď asfaltové pojivo vyšší gradace (70/100) nebo rejuvenátor. Ten představuje chemickou přísadu, která má schopnost korigovat přílišnou tuhost asfaltového pojiva obsaženého v R-materiálu a do jisté míry chemicky vyvažovat zastoupení jednotlivých charakteristických skupin, které tvoří chemickou podstatu asfaltu. Zvoleny byly dva typy rejuvenátoru, které se liší původem a chemickým složením – v případě přísady „R“ se jedná o látku na bázi olejových frakcí z ropy, u přísady „S“ se potom jedná o deriváty rostlinného původu. S ohledem k požadavkům konstrukce vozovky v místě zkušebního úseku musela být do asfaltové směsi přidávána i kevlarová vlákna (FI). Z hlediska posuzování vlivu R-materiálu na vlastnosti asfaltové směsi byl pro ložní vrstvu zvolen podíl 40 % a pro asfaltovou směs do obrusné vrstvy podíl 20 %. Pro oba typy asfaltové směsi byl R-materiál stejného původu, nejednalo se nicméně o selektivně frézovanou znovuzískanou asfaltovou směs. Za referenční asfaltovou směs lze v obou případech považovat variantu, kde je R-materiál kombinován s asfaltovým pojivem 50/70. Všechny varianty asfaltových směsí byly vyrobeny na jedné obalovně s využitím stejných složek. Tím by měla být zajištěna o nejlepší vzájemná porovnatelnost.

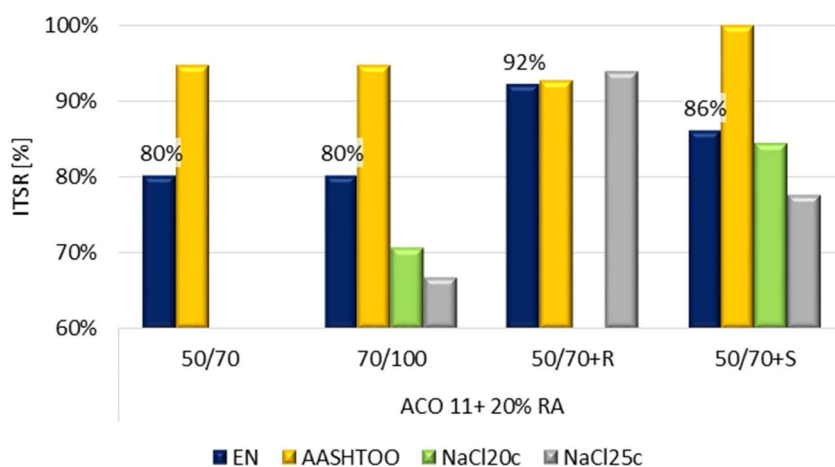


Obrázek 4. Grafické znázornění ukazatele ITSR pro jednotlivé posuzované asfaltové směsi

Z výsledků uvedených v tabulkách 2a a 2b lze odvodit některé dále uvedené poznatky:



- Pozitivní účinek měkčího silničního asfaltu a rejuvenátoru S je zjevný na základě hodnoty pevnosti v příčném tahu pro suchá zkušební tělesa („dry“). Překvapující zde je spíše negativní vliv v případě rejuvenátoru R (obecně očekáváme, že účinkem rejuvenátoru se asfaltová směs mírně změkčí a tudíž musí vykazat nižší pevnost. Uvedené zcela neplatí pro asfaltovou směs ACO 11+, kde je patrný pozitivní vliv obou rejuvenátoru a naopak bez účinku je měkčí silniční asfalt. Z toho lze odvodit, že jako stabilní řešení se jeví dle těchto výsledků rejuvenátor S.
- Pro varianty asfaltové směsi ACL 16+ platí velmi dobře vzájemná závislost mezi odolností proti účinkům vody postupem „EN“ a postupem „AASHTO“. Uvedené opět neplatí pro asfaltové směsi ACO 11+ do obrusné vrstvy. Zde vykazuje namáhání zkušebních těles postupem „AASHTO“ lepší odolnost proti působení vody.
- Vliv 25 cyklů zmrazování je v případě obou směsí nejhorší při volbě měkčího silničního asfaltu. Ke zhoršení dochází i ve zbývajících případech s výjimkou asfaltové směsi ACO 11+ s rejuvenátorem R, která pro všechny sledované varianty kondicionování zkušebních těles vykazuje stejné poklesy pevnostní charakteristiky. Lze současně uvést, že obecně u rejuvenátoru je patrné, že vedou k mírnějšímu poklesu odolnosti proti účinkům vody po aplikaci 25 zmrazovacích cyklů.
- Bylo provedeno i posouzení snížení počtu zmrazovacích cyklů na 20. Minimálně u poloviny případů je však patrné, že rozdíl mezi 20 nebo 25 cykly je minimální.
- V případě dvou variant asfaltové směsi ACL 16+ byl zvolen i postup s 5 cykly a následným uložením do vodní lázně při 60 °C. Pro uvedené dva případy je patrné, že tento postup dobře koreluje s 25 zmrazovacími cykly a mohl by tak být časově rychlejší alternativou.



Obrázek 5. Grafické znázornění ukazatele ITSR pro jednotlivé posuzované asfaltové směsi

Třetí sada posuzovaných asfaltových směsí vychází ze zkušebního úseku silnice II. třídy, kde byly posuzovány dvě základní varianty nízkoudržbového asfaltového kryt s uplatněním inovativní směsi asfaltového koberce mastixového pro ložní vrstva (SMA 22L), na který byla realizována tenká obrusná asfaltová vrstva, která navíc měla mít parametry vrstvy snižující hlukovou emisi na styku vozovky a pneumatik vozidel. Pro tento účel se aplikovaly dva typy asfaltových směsí mírně odlišných konceptů – SMA 8NH a BBTM 8NH. Navíc se u všech tří zvolených asfaltových směsí kombinovaly jednotlivé typy asfaltové směsi v návrhu s asfaltovým R-materiálem proměnného množství. U asfaltové směsi SMA 22L bylo aplikováno 0 %, 30 % a 50 % R-materiálu společně s pojivem PMB 25/55-60, přičemž množství asfaltového pojiva ve směsi bylo v průměru 5,1 %-hm. U asfaltových směsí obrusných vrstev se jednalo o dávkování 0 %, 15 % a 30 % R-materiálu v kombinaci s asfaltovým pojivem PMB 45/80-65. V případě asfaltové směsi BBTM 8NH bylo v průměru aplikováno 4,6 %-



hm. asfaltového pojiva, u směsi SMA 8NH bylo množství vyšší a pohybovalo se na úrovni 6,0 %-hm. Celkem bylo posouzeno 9 variant asfaltové směsi, pro které byly provedeny i další empirické a funkční zkoušky, včetně posouzení vlivu laboratorního stárnutí na vybrané charakteristiky. Zkušební úsek byl realizován v září roku 2017 v celkové délce 1,8 km.

Tabulka 3a: Výsledky pevnosti v příčném tahu asfaltových směsí nízkoúdržbového krytu (SMA L, SMA NH a BBTM NH)

Označení	Asfaltová směs	dry	EN	AASHTO	NaCl _{25c}	NaCl _{5c + 60c}
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
SMA 22L 0RA	SMA 22L 0% RA, 25/55-60	1,84	1,58	1,34	1,71	1,71
SMA 22L 30RA	SMA 22L 30% RA, 25/55-60	1,48	1,14	0,86	1,49	1,35
SMA 22L 50RA	SMA 22L 50% RA, 25/55-60	2,04	1,50	1,44	1,83	1,46
BBTM 8NH 0RA	BBTM 8NH s 0% RA, 45/80-65	1,09	0,86	0,62	1,06	0,85
BBTM 8NH 15RA	BBTM 8NH s 15% RA, 45/80-65	0,57	0,68	0,50	0,52	0,49
BBTM 8NH 30RA	BBTM 8NH s 30 % RA, 45/80-65	1,42	1,14	1,10	1,26	1,30
SMA 8NH 0RA	SMA 8NH s 0% RA, 45/80-65	1,41	1,25	1,21	1,21	1,03
SMA 8NH 15RA	SMA 8NH s 15% RA, 45/80-65	1,43	1,23	1,19	1,30	1,13
SMA 8NH 30RA	SMA 8NH s 30 % RA, 45/80-65	1,53	1,23	1,35	1,41	1,53

Tabulka 3b: Výsledky odolnosti proti účinkům vody (ITSR) asfaltových směsí nízkoúdržbového krytu (SMA L, SMA NH a BBTM NH)

Označení	Asfaltová směs	EN	AASHTO	NaCl _{25c}	NaCl _{5c + 60c}
		(%)	(%)	(%)	(%)
SMA 22L 0RA	SMA 22L 0% RA, 25/55-60	86%	73%	93%	93%
SMA 22L 30RA	SMA 22L 30% RA, 25/55-60	77%	58%	101%	91%
SMA 22L 50RA	SMA 22L 50% RA, 25/55-60	73%	71%	89%	72%
BBTM 8NH 0RA	BBTM 8NH s 0% RA, 45/80-65	79%	57%	97%	78%
BBTM 8NH 15RA	BBTM 8NH s 15% RA, 45/80-65	119%	88%	92%	86%
BBTM 8NH 30RA	BBTM 8NH s 30 % RA, 45/80-65	80%	77%	88%	91%
SMA 8NH 0RA	SMA 8NH s 0% RA, 45/80-65	89%	86%	86%	73%
SMA 8NH 15RA	SMA 8NH s 15% RA, 45/80-65	86%	83%	91%	79%
SMA 8NH 30RA	SMA 8NH s 30 % RA, 45/80-65	80%	88%	92%	89%

Výsledky třetí sady posuzovaných směsí jsou shrnuty v tabulkách 3a a 3b, přičemž vlastní vyhodnocení je třeba rozdělit na několik pohledů. Pokud se zaměříme nejprve na posouzení vodní citlivosti dle postupu uvedeného v EN 12697-12 a dle modifikovaného amerického postupu „AASHTO“, je patrné, že z hlediska odolnosti proti účinkům vody kondicionování zkušebních těles se zahrnutím jednoho zmrazovacího cyklu potvrzuje řadu dřívějších poznatků, které se již v rámci experimentálních aktivit na ČVUT v Praze podařilo nasbírat. Z dosavadních zjištění plyne, že kombinovaný účinek vody a zmrazovacího cyklu vede zpravidla k horší odolnosti proti účinkům vody, zkušební tělesa jsou zjevně více namáhána a dochází k většímu oslabení adheze mezi pojivem a kamenivem. V porovnání s druhou studií prezentovanou výše a s výsledky shrnutými v tabulce 2b, je patrné odlišné chování asfaltových směsí při aplikaci 25 zmrazovacích cyklů nebo 5 zmrazovacích cyklů s následným kondicionováním ve vodní lázni o teplotě 60 °C po dobu 24 hodin. S výjimkou varianty SMA 8NH bez R-materiálu ve všech zbývajících případech je odolnost proti účinkům vody lepší po 25 zmrazovacích cyklech v porovnání s postupem vymezeným v EN 12697-12. Důvod tohoto poznatku se nám nepodařilo objasnit. Zkušební tělesa po dlouhodobé cyklování mají vyšší pevnosti v příčném tahu. Na druhé straně však nelze uvedený počet cyklů a především skladování zkušebních těles ve vodní lázni s roztokem soli považovat za prostředí, které by mělo mít za následek degradaci asfaltového pojiva (jeho stárnutí) s dopadem



na vyšší pevnostní charakteristiky. To by bylo vysvětlitelné v případě termo-oxidativního stárnutí, které bylo v případě jiné sady asfaltových směsí sledováno též. Nicméně v případě zde uvedených asfaltových směsí toto lze vyloučit a otázkou tedy zůstává, zda daný účinek soli a mrazu mají za následek takové změny v asfaltovém pojivu, že dojde k ztužení asfaltové směsi. Nelze zde přitom argumentovat vlivem R-materiálu, protože zlepšení vodní citlivosti po 25 cyklech zmrazování a kondicionování v roztoku NaCl se neukázalo být na této skutečnosti závislé.

Nejednoznačný trend je patrný pro kondicionování s 5 zmrazovacími cykly a následným uložením zkušebních těles na 24 h do vodní lázně o teplotě 60 °C. V případě některých asfaltových směsí je tento způsob namáhání asfaltové směsi obdobný postupu dle modifikovaného AASHTO protokolu. K horšímu výsledku ukazatele ITSR vede v podstatě pouze u asfaltové směsi SMA 8NH s 0 % R-materiálu. Celkově se ukazuje, že v případě zohlednění všech posuzovaných směsí dle tabulky 3b je účinek 5 cyklů zmrazování s následným uložením do vody zvýšené teplotě pro asfaltovou směs škodlivější než samotná aplikace 25 zmrazovacích cyklů. V případě varianty asfaltové směsi SMA 22L s 50 % R-materiálu navíc lze pozorovat, že vliv uskladnění vodou saturovaných zkušebních těles na 72 hodin do vody je v konečném účinku srovnatelný s vlivem postupu dle modifikované metody AASHTO a s vlivem 5 zmrazovacích cyklů. Dále je patrné, že riziko zhoršené trvanlivost v podstatě lze omezit pouze na variantu SMA 22L s 50 % R-materiálu, což lze do jisté míry při tak vysokém podílu recyklovaného materiálu očekávat a indikuje to jediný závěr, že je potřeba parametru trvanlivosti při vyšším podílu R-materiálu věnovat patřičnou pozornost. Druhou asfaltovou směsí, která má v případě 5 zmrazovacích cyklů horší výsledek je SMA 8NH bez R-materiálu. Tento výsledek v porovnání s dalšími směsmi pro obrusnou vrstvu je zarážející – jednak zde není aplikován recyklovaný materiál a jednak tato směs má vyšší množství asfaltového pojiva než směs BBTM 8NH. Pokud bychom tedy něco očekávali, potom skutečnost, že horší výsledky by měla vykazovat právě směs typu BBTM.

Závěrem je třeba ještě doplnit, že s rezervou je třeba brát výsledky pro variantu BBTM 8NH s 15 % R-materiálu, protože dosažené pevnosti v příčném tahu se vymykají výsledkům dalších směsí. Zde je třeba zdůraznit, že zkouška byla pro základní nesaturovaný stav opakována a v zásadě jsme dospěli o obdobným hodnotám.

Posledním, zde prezentovaným příkladem je sada dvou asfaltových betonů třídy „+“, pro něž byl použit shodně silniční asfalt 50/70. Jednalo se o asfaltové směsi odebrané v rámci kontroly kvality z jedné moderní obalovny umístěné ve východní části středních Čech. První posuzovanou asfaltovou směsí byl ACO 11+, který v rámci kontrolních zkoušek vykázal množství pojiva 5,7 %-hm. a zhutněná asfaltová směs měla mezerovitost 5,1 %. Druhou asfaltovou směsí je ACL 16+, kde bylo zjištěno množství pojiva na úrovni 4,4 % a mezerovitost zhutněné asfaltové směsi 5,9 %. Z hlediska kvalitativních parametrů obě směsi vyhovují požadavkům na kontrolní zkoušky.

S ohledem k většímu množství získané asfaltové směsi bylo možné provést více variant namáhání zkušebních těles různými postupy pro ověření jejich trvanlivosti ukazatelem ITSR. Vedle již dříve uvedených postupů (ČSN EN 12697-12, modifikovaný postup AASHTO, 25 zmrazovacích cyklů a 5 zmrazovacích cyklů s následným jednodenním umístěním ve vodní lázni o teplotě 60 °C) byla další zkušební tělesa zestárnuta a to jedním z postupů dle prEN 12697-52, kdy se zhutněná tělesa umístila na 5 dní do sušárny s nucenou cirkulací vzduchu a to při teplotě 85 °C. Následně byla na zestárnutých tělesech provedeno kondicionování dle ČSN EN 12697-12 (označeno jako EN_{ag}), dle modifikovaného postupu AASHTO T-283 (označeno jako AASHTO_{ag}) a s uplatněním 25 i 5 zmrazovacích cyklů (označeno jako NaCl_{25c, ag} a NaCl_{5c+60C, ag}). V případě směsi ACO 11+ se nakonec provedl i postup s dvojnásobnou koncentrací NaCl ve vodném roztoku, tzn. namísto 20 g/l bylo aplikováno 40 g/l s cílem posoudit i tento vliv na výsledky.



Tabulka 4a: Výsledky pevnosti v příčném tahu posuzovaných asfaltových směsí

Směs	dry	EN	AASHTO	NaCl _{25c}	NaCl _{5c+60c}	EN _{ag}	AASHTO _{ag}	NaCl _{25c, ag}	NaCl _{5c+60c, ag}	NaCl _{5c (4%)}
	(MPa)									
ACO 11+	1,82	1,62	1,52	1,51	1,38	1,71	-	1,50	1,55	1,53
ACL 16+	2,61	2,17	2,10	2,19	1,98	1,98	2,52	2,22	2,59	-

Tabulka 4b: Výsledky odolnosti proti účinkům vody (ITSR) posuzovaných asfaltových směsí

Směs	EN	AASHTO	NaCl _{25c}	NaCl _{5c+60c}	EN _{ag}	AASHTO _{ag}	NaCl _{25c, ag}	NaCl _{5c+60c, ag}	NaCl _{5c (4%)}
	(%)								
ACO 11+	89%	83%	83%	76%	84%	-	82%	85%	85%
ACL 16+	83%	80%	84%	76%	76%	96%	85%	99%	-

Tabulka 4c: Výsledky odolnosti proti účinkům vody vyjádřené poměrem modulů pružnosti (MR) posuzovaných asfaltových směsí

Směs	EN	AASHTO	NaCl _{25c}	NaCl _{5c+60c}	EN _{ag}	AASHTO _{ag}	NaCl _{25c, ag}	NaCl _{5c+60c, ag}	NaCl _{5c (4%)}
	(%)								
ACO 11+	63%	66%	87%	71%	160%	-	87%	168%	94%
ACL 16+	66%	60%	67%	62%	49%	107%	74%	87%	-

Výsledky poslední prezentované sady asfaltových směsí shrnují tabulky 4a až 4c. Z výsledků je patrné, v případě obou směsí je pro ukazatel odolnosti proti účinkům vody kritická kombinace 5 zmrazovacích cyklů a následné temperování zkušebních těles po dobu 24 h ve vodní lázni o teplotě 60 °C. Ukázalo se ale – bohužel zatím pouze v případě jedné asfaltové směsi, což nelze považovat za průkazný výsledek, že vyšší koncentrace soli vedla k vyšší hodnotě ITSR. V případě dané směsi v podstatě toto kondicionování těles mělo za následek téměř nejlepší výsledek odolnosti proti účinkům vody, což není zcela logické. Vliv laboratorního dlouhodobého stárnutí je nejednoznačný. Poznatek, který se shoduje pro obě asfaltové směsi, je skutečnost, že vlivem stárnutí a použitím 5 zmrazovacích cyklů získáme lepší odolnost proti účinkům vody, že je tomu při samotných 5 zmrazovacích cyklech. Tato skutečnost by měla své opodstatnění a vysvětluje i některé další vyšší hodnoty ITSR po stárnutí. Jeho účinkem dochází k ztužení asfaltového pojiva, což se musí projevit vyšší hodnotou pevnosti v příčném tahu. Pokud by v budoucnosti byl zkouška tohoto typu prováděna, je nutné poměřovat pevnosti v příčném tahu kondicionovaných zkušebních těles s tělesy pouze zestárnutými a nijak dále nenamáhanými. V případě provedených zkoušek se totiž vztahovaly hodnoty pevnosti v příčném tahu kondicionovaných těles vždy k počáteční pevnosti nijak nenamáhaných zkušebních těles.

Nakonec uveďme, že u výsledků této série posuzovaných asfaltových směsí byla pro zajímavost doplněna i tabulka s hodnotami poměrů modulů pružnosti E. Tyto moduly lze v souladu s normou ČSN EN 73 6160 stanovit s využitím maximální síly a přetvoření při této síle pro zkušební tělesa. Ne ve všech případech kondicionování modulový poměrový ukazatel koresponduje s ITSR. Ukazuje se tak, že v některých případech může být vedle maximální síly, ze které se odvozuje pevnost v příčném tahu, důležité i dosažené přetvoření.

4. Závěr

V tomto příspěvku jsou prezentovány 4 sady různě zvolených asfaltových směsí, pro které se provedlo stanovení odolnosti proti účinkům vody jednak dle standardního normového postupu, tak ale především dále s využitím většího počtu opakovaných zmrazovacích cyklů a uložení zkušebních těles při rozmrazování do vodního roztoku NaCl. Jeden z těchto postupů je mnoho let zavedený v ČSN 73 6161 a pro účely dalšího



výzkumu a posouzení citlivosti asfaltových směsí na účinky soli a mrazu byl modifikován. Vlastní zkušební postup a vliv zmrazování na interpretaci trvanlivosti asfaltové směsi vyjádřené v dnešní době především ukazatelem odolnosti proti účinkům vody může mít své opodstatnění, jelikož kombinuje více účinků, kterým asfaltová směs ve vozovce je vystavena. Dosavadní poznatky nicméně jednoznačně neukazují, že bychom tím oproti standardizovanému postupu dle ČSN EN 12697-12 nebo dle modifikované metodiky původní AASHTO T-283 dospěli k zásadně odlišným hodnotám. Lze tak doporučit, bude-li se postup vícenásobného počtu zmrazovacích cyklů využívat, aby se zvažila možnost využití zrychleného postupu s pouze 5 cykly a následným uložením zkušebních těles do vodní lázně při 60 °C a to na 24 hodin. Co se vlivu laboratorního stárnutí na odolnost proti účinkům vody týká, považujeme tento směr za důležitý, protože zohledňuje jeden z klíčových vlivů, kterým je každá asfaltová směs vystavena. Dosavadní poznatky nicméně neumožňují učinit jakýkoli jasný závěr a to jednak s ohledem k omezenému množství výsledků, tak i z důvodu, že dosud byly pevnosti v příčném tahu zkušebních těles vystavených laboratornímu stárnutí a dalšímu kondicionování ve vodě či vodě a mrazu vztahovány k výchozím pevnostem v příčném tahu. To vede ke zkreslené interpretaci výsledků.

Poděkování: Tento článek vznikl v rámci podpory projektu 18-13830S Grantové agentury ČR.

Použitá literatura

- [1] Valentova, T., Altman, J., Valentin, J.: Impact of Asphalt Ageing on the Activity of Adhesion Promoters and the Moisture Susceptibility, 6th European Transport Research Conference, Warsaw, Poland, 2016.
- [2] Valentova, T., Altman, J., Valentin, J.: Development and verification of a suitable methodology for stability check of bitumen adhesion promoters, the Eurasphalt and Eurobitume Congress, 2016.
- [3] Islam, Md. R., Hossain, M. I., Tarefder, R.A.: A study of asphalt aging using Indirect Tensile Strength test. Construction and Building Materials. 2015. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.07.159. ISSN 09500618. Dostupné z: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0950061815301720>
- [4] Hofko, B., Hospodka, M., Eberhardsteiner, L., Blab, R.: Recent Developments in the Field of Ageing of Bitumen and Asphalt Mixes.
- [5] Melcher, K.: Posypové materiály pro zimní údržbu komunikací v ČR a v zemích EU, Ekolist, Praha, 2001.
- [6] ČSN 73 6161. Determination of adhesion between bitumen and aggregates. Czech Standardization Institute, Prague, 2000.
- [7] ČSN EN 12697-12. Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 12: Determination of the water sensitivity of bituminous specimens. Czech Standardization Institute, Prague, 2005.
- [8] AASHTO Designation: T 283-03. Standard Method of Test for: Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage. Washington: American Association of State and Highway Transportation Officials, 2007.
- [9] ČSN EN 12697-23. Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 23: Determination of the indirect tensile strength of bituminous specimens. Czech Standardization Institute, Prague, 2005.
- [10] prEN 12697-52. Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 52: Oxidation ageing. Czech Standardization Institute, Prague.



4.E Stiffness Data of High-Modulus Asphalt Concretes for Road Pavements: Predictive Modeling by Machine-Learning

(článek v *Coatings* 2022, 12, 54. <https://doi.org/10.3390/coatings12010054>)

Autorský kolektiv: N. Baldo, M. Miani, F. Rondinella – University of Udine; J. Valentin, P. Vacková – Fakulta stavební ČVUT v Praze; E. Manthos - Aristotle University of Thessaloniki

Abstract: This paper presents a study about a Machine Learning approach for modeling the stiffness of different high-modulus asphalt concretes (HMAC) prepared in the laboratory with harder paving grades or polymer-modified bitumen which were designed with or without reclaimed asphalt (RA) content. Notably, the mixtures considered in this study are not part of purposeful experimentation in support of modeling, but practical solutions developed in actual mix design processes. Since Machine Learning models require a careful definition of the network hyperparameters, a Bayesian optimization process was used to identify the neural topology, as well as the transfer function, optimal for the type of modeling needed. By employing different performance metrics, it was possible to compare the optimal models obtained by diversifying the type of inputs. Using variables related to the mix composition, namely bitumen content, air voids, maximum and average bulk density, along with a categorical variable that distinguishes the bitumen type and RAP percentages, successful predictions of the Stiffness have been obtained, with a determination coefficient (R^2) value equal to 0.9909. Nevertheless, the use of additional input, namely the Marshall stability or quotient, allows the Stiffness prediction to be further improved, with R^2 values equal to 0.9938 or 0.9922, respectively. However, the cost and time involved in the Marshall test may not justify such a slight prediction improvement.

Keywords: asphalt concretes; road pavements; polymer modified bitumen; recycled asphalt pavement; stiffness modulus; Marshall stability; machine learning modeling; shallow neural networks; Bayesian optimization; data augmentation

1. Introduction

High modulus asphalt concretes (HMAC) were first designed and used in France nearly 40 years ago [1]. HMAC or interchangeable term EME (Enrobé a Module Élevé) is a special type of asphalt mixture (asphalt concrete) with a strong aggregate structure, slightly higher amount of bituminous binder and high stiffness. This type of mixture is used in both heavy-duty and structural rehabilitation projects where it is desirable to minimize the impact of grade change, yet still, ensure pavement longevity.

Apart from high stiffness modulus, HMAC is defined by high resistance to fatigue mainly if stiffness is well balanced with fatigue parameters, high strength characteristics, minimized permanent deformation occurrence, and good resistance to traffic load and climate conditions. On the other hand, if very hard bituminous binders or higher reclaimed asphalt content is applied there is a potentially higher risk of low-temperature cracking as compared with conventional asphalt concretes (AC). Nevertheless, in general, it is assumed that due to slightly higher bitumen content the fracture toughness and the fracture energy reaches usually high values, and the only risk can be represented by brittle type of thermal induced cracking. In HMAC usually low gradation bituminous binders (e.g., 10/20, 15/25, 20/30) or polymer-modified bitumen are used—in this case again rather binders with lower penetration grades (PMB 10/40-65, PMB 25/55-60, etc.) are preferred. Additive for stiffening can be used as well like for example fatty amide acids.

Use of HMAC in base (or potentially binder) layer can potentially lead to a reduction of the thickness of asphalt layers in pavement structure in comparison to pavement structure with conventional asphalt concretes, while the service life of such a construction remains unchanged. The effort to reduce the thickness

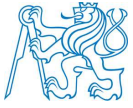


of the asphalt layer is related to the reduction of construction costs and later life-cycle costs related to maintenance (LCC optimization) [2–4]. In addition, the material resources can be saved. Some of the published papers or research outputs present a reduction in thickness between 25 and 30 percent in pavement structure [5, 6]. With regard to road pavement bases, such HMAC technology is somehow comparable, from the performance point of view, to cement-bound mixtures. In this case, the stiffness modulus is represented by the dynamic elastic modulus of the cement-bound mixtures, investigated through ultrasonic tests [7, 8]. Other innovative equipment for advanced testing on cementitious materials, even derived from asphalt machine testing, can be found in proper literature [9].

In the case of long-life pavement, the overall costs have to be assessed not only from the perspective of construction costs, but mainly from the viewpoint of life cycle costs. Primary cost can be higher, but the pavement shows less demand for repairs and rehabilitation actions, and therefore the life cycle costs are significantly lower than for other types of asphalt mixtures. For these reasons, it is necessary to focus on the life cycle cost assessment during the selection of the right pavement design and not only on the lowest construction price as currently often happens.

Espersoon [1] showed the results of the experimental research that has been done to calculate the reduction in thickness of the base layer with HMAC compared to a base layer with conventional paving grade bitumen for runway pavements based on measuring and evaluation of dynamic modulus of different mixtures at different temperatures. Rys et al. [3] presented an analysis of 80 selected road sections in Poland, of a total length of about 1300 km, and compared low-temperature cracking properties of pavements with HMAC mix type and conventional asphalt concrete base. It was revealed that pavements with high modulus asphalt bases have a 2.45 times higher occurrence of odd cracks than pavements with conventional asphalt concrete bases. H.J. Lee et al. [10] designed HMAC mixtures as well as high modulus asphalt binders (HMAB). First, the binders were tested and compared with the conventional unmodified and SBS modified binders. Then HMABs were used in HMAC mixes. The results showed that dynamic modulus is 50% higher for HMAC than for conventional AC at high temperatures and rutting is on the other hand twice smaller. The fatigue test showed 5 to 10 times better results. Moghaddam et al. [11] investigated the rheological properties of different types of highly modified asphalt binders and EME mixes. A good correlation between the rheological properties and the binders' microstructure was determined and from their results, it was stated that the performance of asphalt mix can, to some extent, be predicted by the rheological properties of bituminous binders used. Si et al. [12] investigated the micro-mechanical characteristics of HMAC pavement structure under loads. The application of high modulus materials decreased the vertical stress in all asphalt layers except the surface layer. Zaumanis et al. [13] designed HMAC containing 100% reclaimed asphalt (RA). Through multiple design iterations, it was found that it was not possible to fully fulfill fatigue, stiffness modulus, and rutting requirements for most of the recycled HMAC mix variants. Even an increase of the binder content did not help to fulfill the fatigue requirements and therefore use of additives was recommended in mixtures containing high content of RAP.

The Czech Republic started to use HMAC mixtures from 2001 based on collected experience (mainly following the French knowledge and good practice) and formulated, after an initial period of practical experience from diverse job sites, own technical specifications: they were adopted in 2009 by the Ministry of Transportation and are known as TP 151. After additional 11 years, the technical specifications will be upgraded in 2021 to a national technical standard and the HMAC mixtures will be treated similarly to regular asphalt concretes in terms of type testing, factory production control, and site control testing requirements. Like the French early-stage approach the HMAC mixtures were mainly understood as a technical solution of an asphalt layer providing high stiffness. The aspect of fatigue characteristics is still underestimated which results in mixed designs with stiffness modules at 15 °C > 14,000 MPa (the minimum required limit is 9000 MPa). Since usually



hard paving grades like 20/30 are used this can result, from the perspective of longer lifetimes, in potential problems in the future especially if these mixtures are used for heavy-duty pavements. A similar problem can arise if such mixtures are used in binder courses, especially in the case of sudden changes in the temperatures and repeated freezing-thawing cycles, which might result in temperature-induced cracks. Reflecting these potential risks, the new technical standard assumes already that for an HMAC mixture where the stiffness modulus at 15 °C is higher than 13,500 MPa a fatigue test needs to be done to reduce the probability of an early failure. For the stiffness testing, either repeated indirect tensile strain test on cylindrical specimens (IT-CY) or 2-point beam test on trapezoidal test specimens can be done following the standard EN 12697-26. In terms of HMAC mix design, comparing the requirements with traditional asphalt concrete for base or binder courses, the grading curve limits are closer, and more stringent requirements are defined for voids content with a range between 3%-vol. and 5%-vol. for the initial mix design. The minimum bitumen content shall be 4.2% for HMAC 22 and 4.4% for HMAC 16, usually, the mix designs used for real job sites vary in bitumen content between 4.6 and 5.1%. Further details related to requirements and restrictions for HMAC mixtures used in the Czech Republic can be found in [14].

In recent years, mathematical approaches have been applied to evaluate the characteristics and performance of asphalt pavements with the aim of implementing a numerical mix design. Although advanced constitutive models of the asphalt concrete's mechanical behavior exist nowadays [15–18], Machine Learning represents a numerical framework of application interest for the development of predictive models of the ACs' mechanical response [19–24]. Among Machine learnings approaches, Artificial Neural Networks (ANNs) are nonlinear fitting systems that are imitating the brain's biological learning process to correlate information or data. A detailed description of the mathematical framework has already been widely discussed e.g., by Baldo et al. [25].

Among the literature studies, Ozsahin and Oruc [26] have employed a Shallow Neural Network (SNN), i.e., a three-layer perceptron neural network, to establish the relation between the emulsified asphalt mixtures' resilient modulus and some relevant predictors (such as cement addition level, curing time and residual asphalt content), demonstrating that Artificial Intelligence can reduce the time consumed at the design stage to define the proper mixture. Tapkin et al. [27] have applied ANNs to model the creep behavior under repeated loading of polypropylene modified asphalt concretes. Similarly, Saoudi and Haddadi [28] predicted the creep deformation of asphalt concrete modified with different contents of industrial rubber waste to identify the percentage of additive beyond which the creep rate stops decreasing. Mirzahosseini et al. [20] have analyzed the rutting potential of dense ACs, implementing an NN that maps the pattern between the flow number and the main features of standard Marshall specimens, such as coarse aggregate to fine aggregate ratio, filler and bitumen contents, percentage of voids in mineral aggregate and Marshall quotient. Artificial Intelligence has also enabled us to accurately model the fatigue performance [29, 30] and dynamic modulus [31, 32] of ACs under different environmental and loading conditions. Given that the mechanical response of ACs also depends on the volumetric properties (which have to meet the limits set by standards or local specifications), Zavrtnik et al. [33] have relied on ANNs to predict air void content in seven types of asphalt mixture. Recently, Hussain et al. [34] have developed an ANN model that can be used to characterize the phase angle behavior of wearing and base course AC mixtures.

Despite the positive results reported in the documented literature, few researchers have bothered to employ an objective and effective strategy to find the neural network "structure" with the best score on a certain performance metric, also called optimal NN. Such structure derives from the so-called hyper-parameters that define both the network topology and the algorithmic functioning. These "model settings", which concur to define the optimal functioning of the neural network, are commonly set up by means of a trial-and-error procedure [20, 21], such as grid or random search, that employs a certain performance metric (e.g., the mean



square error). These approaches, which involve evaluating the selected performance metric over and over (for all desired hyper-parameters combinations), are extremely time-consuming and do not guarantee that the optimal model will be identified [35]. In this context, the Bayesian Optimization offers an efficient and semi-autonomous process for fine-tuning the hyperparameters of the optimal NN model [36]. By keeping a record of past evaluations, the Bayesian approach builds a probabilistic model of the performance function, which is used to make decisions on the next set of hyperparameters to be evaluated so that the expected error is minimized [37, 38].

The purpose of this study is to develop suitable Machine Learning strategies that allow to design and specify an optimal ANN model for the ACs' stiffness prediction task to be accurately identified, even when the available experimental dataset is relatively small. In particular, Bayesian Optimization was employed to properly set some relevant topology-related hyperparameters. The motivation for adopting Machine Learning for assessing or predicting HMAC mix behavior is based on a recommendation provided by the Czech technical specifications TP 151. The case study involved a set of 38 variants of high modulus asphalt concretes, with a total of 115 Marshall test specimens, prepared in the laboratory as part of real-case mix design processes and characterized by different binder types, bitumen contents, aggregate gradations, and Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) percentages. The SNN approach was employed to identify a reliable correlation between the Stiffness and the main features related to the mix composition, such as bitumen content (% by mass of mix), air voids content (%), maximum and average bulk density (g/cm^3), along with a categorical variable that distinguishes the bitumen type and RAP percentages. Moreover, SNN models have also been developed that include the Marshall tests results among the input feature aforementioned: in fact, the Marshall Stability and the Marshall Quotient can be correlated with the target variable and help to improve the prediction accuracy.

2. Materials and Methods

In the experimental study presented in this article and for the sake of using neural networks a set of 38 variants of HMAC mixtures was used. These mixtures were either experimentally designed or sampled from a real asphalt mix production, whereas in both options the mixtures had to fulfill requirements set in Czech technical specifications TP 151. The intention was to collect a wide range of possible mix designs which differ in used aggregate type, bitumen type, and gradation or partial substitution of virgin aggregates by reclaimed asphalt. The only basic condition was that all mixtures have to be of gradation 0–22 mm. With respect to used bituminous binders conventional hard paving grade bitumen of lower penetration values as well as polymer-modified binders were used in the HMAC mixtures, whereas hard paving grade 20/30 or PMB 25/55-60 dominated as being mostly recommended and used for practical application. Characteristics of the binders used in particular HMAC mixtures are not presented by this paper since it was not the intention to check and validate the required characteristics like penetration or softening point. Since most of the tested mixtures originated from regular production on mixing plants and each mixing plant has to follow the factory production control rules according to EN 13108-21, it is assumed that all the binders were within the specifications. Similarly, it was not the intention to collect and validate the characteristics of used aggregates, and in this stage of neural networks modeling the possible impact of aggregate type (in terms of its mineralogy) was not expected to be included in the machine learning process. Generally, the aggregates used in HMAC in the Czech Republic are coming from various regions of the country and are rich in different minerals like basalt, hornblende, spilite, diorite, gneiss, greywacke, etc. Nevertheless, the scope of this study was not to investigate the impact of input materials properties on the resulting asphalt mix stiffness, but to estimate asphalt stiffness out of asphalt characteristic properties values by applying neural networks.



High Modulus Asphalt Concrete Characterization

As can be seen from Table 1 some mix variants contained between 10% and 30% reclaimed asphalt. The limitation of 30% is given by the technical specifications TP 151. In some of these cases, a 50/70 paving grade bitumen was used to soften slightly the resulting binder in the asphalt mix due to the elevated content of reclaimed asphalt with an aged bituminous binder. This technical solution so far presents a preferred option besides the possibility to use rejuvenators. In two cases a hard bitumen 15/25 was used since being required for some pavement structures. Finally, in one case (marked VMT 22 NT, VMT stands for *Vysoký Modul Tuhosti*, i.e., HMAC in Czech) a warm mix asphalt concept was applied using an amide fatty acid additive for reduction of the mix production temperatures.

For all mix variants bulk density and maximum density were determined and void content was calculated (EN 12697-8), whereas the void content requirement in TP 151 is set with a range of 2.5%–6.0%-vol. for control testing. The test specimens were compacted by 2 75 blows using an impact compactor (EN 12697-30). From all tested mixtures 12 variants did not fulfill the voids content requirement, whereas most of them were variants with reclaimed asphalt and in one case it was the warm mix variant of HMAC, where the test specimens were compacted at a lower temperature. Soluble bitumen content was determined as another empirical characteristic that could be used for neuronal network analysis and machine learning approach. The TP 151 prescribes a bitumen content of 4.2% to 5.4%. All analyzed mixtures fulfill this criterion and none of them was neither at the lower limit nor approaching the upper limit. On average the bitumen content was around 4.8%–4.9% which has provided the asphalt mixtures with sufficient bitumen film.

Table 1. Summary of experimental test results and specimens' characteristics

Mix	Bitumen type	ID	Bulk density (g/cm ³)	Max bulk density (g/cm ³)	Binder content (%)	Voids content (%)	Maximum strength (kN)	Marshall Stability (kN)	Marshall Flow (0,1 mm)	ITSM @ 15°C (MPa)
VMT 22 with 30%RA (Froněk - A)	20/30	M1	2,455	2,640	4,9	7,0	20,6	20,0	33	16062
		M1	2,429		4,9	8,0	22,4	22,7	35	14283
		M1	2,456		4,9	7,0	21,6	23,1	28	16078
VMT 22 with 30%RA (Froněk - B)	20/30	M1	2,459	2,647	4,6	7,1	20,7	20,9	51	14867
		M1	2,453		4,6	7,3	19,6	20,5	41	15616
		M1	2,456		4,6	7,2	21,0	21,4	43	14350
VMT 22 with 30%RA (Froněk - C)	20/30	M1	2,473	2,663	4,3	7,2	22,8	22,4	22	15974
		M1	2,475		4,3	7,0	24,7	25,9	24	15535
		M1	2,485		4,3	6,7	24,1	24,6	27	15452
VMT 22 with 20%RA (Froněk - 1)	20/30	M2	2,467	2,676	4,3	7,8	20,1	20,5	58	12049
		M2	2,463		4,3	8,0	19,0	19,8	42	14419
		M2	2,461		4,3	8,0	20,2	21,0	30	13003
VMT 22 with 20%RA (Froněk - 2)	20/30	M2	2,486	2,682	4,6	7,3	20,7	21,7	59	13792
		M2	2,462		4,6	8,2	18,9	20,0	42	11559
		M2	2,480		4,6	7,5	19,6	19,8	47	12452
VMT 22 with 20%RA (Froněk - 4)	20/30	M2	2,460	2,678	4,9	8,1	23,5	23,5	53	14441
		M2	2,460		4,9	8,1	24,3	23,9	45	15113
		M2	2,443		4,9	8,8	23,9	24,6	30	16558
VMT 22 with 20%RA (Froněk - 6)	20/30	M2	2,422	2,667	5,2	9,2	18,6	21,8	35	13116
		M2	2,411		5,2	9,6	19,1	22,2	27	11548
		M2	2,422		5,2	9,2	22,3	25,4	34	12370
VMT 22 with 30%RA var. 5,1	50/70	M3	2,547	2,617	5,1	2,7	17,1	19,7	71	13171
		M3	2,554		5,1	2,4	17,2	20,0	55	11659
		M3	2,538		5,1	3,0	19,6	21,9	45	13242
VMT 22 with 30%RA, var. 4,8	50/70	M3	2,538	2,607	4,8	2,6	17,4	19,9	58	12739
		M3	2,535		4,8	2,8	14,8	16,9	47	13287
		M3	2,539		4,8	2,6	22,7	25,5	61	13217

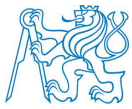


Table 1. Cont.

Mix	Bitumen type	ID	Bulk density (g/cm ³)	Max bulk d. (g/cm ³)	Binder content (%)	Voids content (%)	Maximum strength (kN)	Marshall Stability (kN)	Marshall Flow (0,1 mm)	ITSM @ 15°C (MPa)
VMT 22 with 30%RA (Froněk)	50/70	M3	2,549	2,602	4,8	2,0	17,4	20,2	53	13025
		M3	2,539		4,8	2,4	15,3	17,9	63	14267
		M3	2,548		4,8	2,1	16,8	19,0	66	13325
VMT 22 with 30%RA (Froněk)	50/70	M3	2,553	2,626	4,6	2,8	20,6	20,7	51	15871
		M3	2,548		4,6	3,0	18,6	21,0	54	15666
		M3	2,548		4,6	3,0	20,2	23,4	50	16707
VMT 22 with 20%RA (Froněk - 3)	50/70	M4	2,473	2,639	4,8	6,3	18,1	19,0	34	12729
		M4	2,495		4,8	5,4	20,2	21,6	34	12282
		M4	2,477		4,8	6,1	21,5	22,3	46	14101
VMT 22 with 20%RA (PKB-A)	50/70	M4	2,397	2,496	4,4	4,0	14,2	13,6	48	8666
		M4	2,421		4,4	3,0	13,4	13,4	50	9064
		M4	2,412		4,4	3,4	12,2	12,4	51	8135
VMT 22 NT	20/30	M6	2,296	2,490	4,7	7,8	19,4	16,3	84	13653
		M6	2,313		4,7	7,1	20,8	18,8	84	15529
		M6	2,296		4,7	7,8	19,7	16,5	59	15345
VMT 22 (SK-1)	20/30	M6	2,330	2,449	4,6	4,9	25,4	24,1	26	12102
		M6	2,324		4,6	5,1	24,5	23,2	20	12027
		M6	2,305		4,6	5,9	22,5	20,5	27	10528
VMT 22 (VIA-1)	20/30	M6	2,702	2,789	4,7	3,1	21,1	22,8	42	17417
		M6	2,691		4,7	3,5	19,2	21,3	34	17262
		M6	2,680		4,7	3,9	20,5	23,0	29	17478
VMT 22 (SK-2)	30/45	M7	2,414	2,490	4,6	3,1	22,0	20,6	49	12483
		M7	2,416		4,6	3,0	20,8	19,6	54	12129
		M7	2,396		4,6	3,8	21,7	20,6	59	11734
VMT 22 (VHS)	30/45	M7	2,641	2,747	4,7	3,9	11,5	14,7	38	12136
		M7	2,648		4,7	3,6	14,4	15,8	55	11478
		M7	2,650		4,7	3,5	14,2	15,6	42	12566
VMT 22 (VIA-2)	TSA 15/25	M8	2,709	2,818	4,8	3,9	19,7	22,8	39	16182
		M8	2,724		4,8	3,3	18,0	21,6	31	17571
		M8	2,712		4,8	3,8	18,4	22,3	31	17227
VMT 22 (TPA-1)	TSA 15/25	M8	2,458	2,566	4,6	4,2	21,5	21,5	45	12629
		M8	2,454		4,6	4,4	22,5	21,8	40	12412
		M8	2,460		4,6	4,1	23,5	23,0	52	13627
VMT 22 (EV)	PMB 25/55-60	M9	2,574	2,655	4,9	3,0	24,8	25,1	81	13203
		M9	2,567		4,9	3,3	23,2	23,6	71	11688
		M9	2,576		4,9	3,0	27,2	27,7	65	13772
VMT 22 (SK-3)	PMB 25/55-60	M9	2,357	2,436	4,7	3,2	19,7	19,9	67	10581
		M9	2,362		4,7	3,0	20,4	20,6	62	10940
		M9	2,363		4,7	3,0	20,9	21,1	76	10505
VMT 22 (SK-4)	PMB 25/55-60	M9	2,366	2,436	4,9	2,9	11,8	18,5	34	6632
		M9	2,367		4,9	2,8	10,8	17,3	28	6001
		M9	2,358		4,9	3,2	11,3	17,8	28	6699
VMT 22 (TPA-3)	PMB 25/55-60	M9	2,415	2,632	4,9	8,3	20,8	19,7	53	7102
		M9	2,427		4,9	7,8	18,8	17,8	51	8203
		M9	2,430		4,9	7,7	19,4	18,5	47	7986
VMT 22 (ESLAB)	PMB 25/55-60	M9	2,476	2,558	4,7	3,2	18,4	19,5	31	9585
		M9	2,485		4,7	2,9	17,9	18,4	47	9322
		M9	2,481		4,7	3,0	17,2	17,4	46	10656
VMT 22 (TPA-3)	PMB 25/55-60	M9	2,415	2,632	4,9	8,3	20,8	19,7	53	7102
		M9	2,427		4,9	7,8	18,8	17,8	51	8203
		M9	2,430		4,9	7,7	19,4	18,5	47	7986



Table 1. Cont.

Mix	Bitumen type	ID	Bulk density (g/cm ³)	Max bulk d. (g/cm ³)	Binder content (%)	Voids content (%)	Maximum strength (kN)	Marshall Stability (kN)	Marshall Flow (0,1 mm)	ITSM @ 15°C (MPa)
VMT 22 (TPA-4)	PMB 25/55-60	M9	2,416		4,9	2,8	21,1	21,7	42	9174
		M9	2,408	2,485	4,9	3,1	19,4	19,6	39	10245
		M9	2,404		4,9	3,3	19,6	19,8	50	9421
VMT 22 (VIA-3)	PMB 25/55-60	M9	2,415		4,8	3,8	18,4	17,5	57	9731
		M9	2,416	2,510	4,8	3,7	18,1	16,9	45	10044
		M9	2,415		4,8	3,8	19,2	17,7	48	9446
VMT 22 (TPA-5)	PMB 25/55-60	M9	2,338		5,0	4,8	18,7	18,9	46	8691
		M9	2,329	2,457	5,0	5,2	20,7	20,9	36	8759
		M9	2,334		5,0	5,0	17,4	17,6	34	8611
VMT 22 (TPA-6)	PMB 25/55-60	M9	2,335		4,8	5,3	18,2	18,8	36	9953
		M9	2,332	2,467	4,8	5,5	16,5	18,0	35	9018
		M9	2,339		4,8	5,2	17,5	17,9	28	9884
VMT 22 (Chvaletice)	PMB 25/55-60	M9	2,330		4,8	5,5	16,3	16,4	26	9521
		M9	2,392		4,7	5,5	28,3	26,3	47	16134
		M9	2,397	2,532	4,7	5,3	25,6	23,8	41	15808
VMT 22 with 10%RA (PKB-101)	50/70	M5	2,386		4,7	5,8	28,3	26,8	33	15855
		M5	2,358		4,6	7,9	12,1	11,4	35	8950
		M5	2,351	2,559	4,6	8,1	15,3	14,1	37	9339
VMT 22 with 10%RA (PKB-102)	50/70	M5	2,355		4,6	8,0	12,8	14,5	34	9311
		M5	2,341		4,5	8,5	17,1	16,2	90	9203
		M5	2,343	2,559	4,5	8,4	17,1	16,1	80	9142
VMT 22 NT	20/30	M5	2,323		4,5	9,2	15,1	14,2	96	9361
		M6	2,362		4,7	5,1	18,9	17,1	46	14357
		M6	2,409	2,490	4,7	3,2	21,4	20,3	56	14601
VMT 22 (SK-5)	PMB 25/55-60	M6	2,409		4,7	3,3	20,8	19,7	52	14784
		M9	2,373		4,9	3,5	14,5	12,9	37	5685
		M9	2,362	2,460	4,9	4,0	14,2	12,0	34	5636
VMT 22 (TPA-7)	PMB 25/55-65	M9	2,378		4,9	3,3	15,2	13,7	52	5991
		M10	2,439		5,1	6,6	15,1	14,8	85	6686
		M10	2,441	2,610	5,1	6,5	15,8	14,9	90	6223
VMT 22 (TPA-8)	PMB 25/55-65	M10	2,433		5,1	6,8	14,1	13,6	76	6848
		M10	2,553		4,8	3,6	19,8	19,2	79	11989
		M10	2,556	2,648	4,8	3,5	21,8	22,0	61	12075
VMT 22 (TPA-9)	PMB 25/55-65	M10	2,545		4,8	3,9	18,9	19,1	58	11958
		M10	2,554		5,0	2,8	21,8	22,7	54	11849
		M10	2,548	2,629	5,0	3,1	19,8	20,2	59	11603
		M10	2,543		5,0	3,3	19,5	19,3	56	12071

Test specimens of all mixtures were then conditioned at 15 °C and tested according to EN 12697-26, annex C by repeated indirect tensile strain test on cylindrical specimens (IT-CY) for stiffness. The technical specifications TP 151 require a minimum stiffness value at 15 °C 9000 MPa. In Table 1 values that did not meet this criterion are marked in red. On the other hand, there is no upper limit for the stiffness which is potentially dangerous with respect to fatigue life. This might be true especially for hard paving grade binders which can lead often to stiffness values > 14 GPa. In these cases, the new technical standard, which is under final review, recommends running fatigue test according to EN 12697-24, which shall provide sufficient confidence that too high stiffness values will not result in early loss of fatigue life.

After stiffness testing specimens were conditioned at 60 °C for 45–60 min in a water bath prior to running the Marshall test, which was performed according to EN 12697-34. Such test is commonly used in asphalt concretes mix-design, including epoxy asphalt concretes for wearing surface on orthotropic steel bridge decks [39]. Generally, there is no requirement according to the existing specifications to execute this test.



The TP 151 just indicates that the mix designer can prior to stiffness testing run the Marshall test and if the Marshall Stability reaches min. 14 kN and/or the Marshall Flow is in the range of 20–60 dmm such mix might reach the required stiffness as well. The reason for this optional validation was in the past defined in the technical specifications because there is a limited number of laboratories able to run stiffness tests (actually, in the Czech Republic only two university laboratories are able to perform such tests). This recommended procedure was originally one of the incentives why to apply the neural network approach. If it could be proven that based on characteristic properties the neural network model can predict with good accuracy the stiffness modulus, the Marshall test could be used, e.g., for control testing during asphalt mix production and paving.

The results of bulk densities vary with aggregate types which are used in the Czech Republic. Values approaching bulk densities of 2.7 g/cm³ are usually related to mixing designs where basalt is used. On the other hand, values between 2.3 g/cm³ and 2.4 g/cm³ are mostly related to minerals like spilite or hornblende.

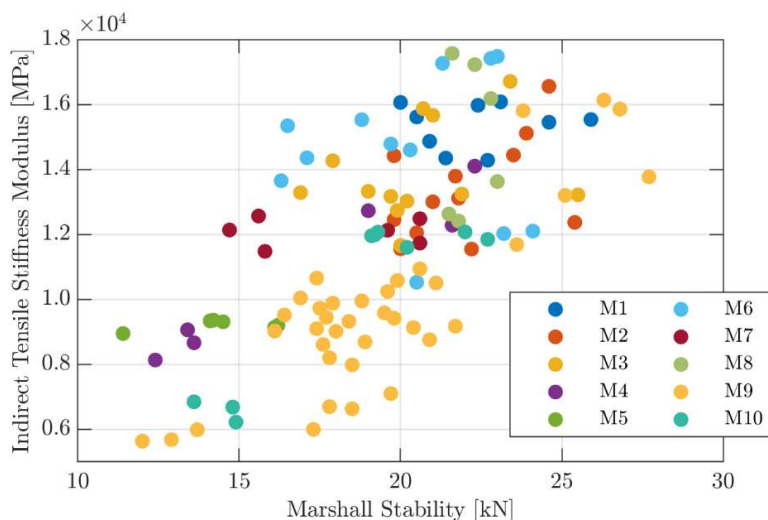


Figure 1. Scatter plot between Stiffness Modulus and Marshall Stability.

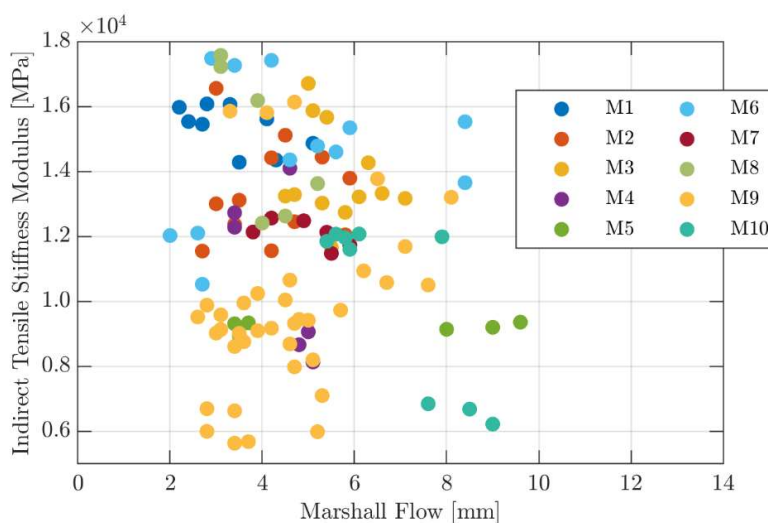
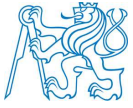


Figure 2. Scatter plot between Stiffness Modulus and Marshall Flow.

Since the Marshall test and its characteristics are not required as a standard parameter for HMAC, it is even not possible to compare the results with some limiting threshold values. Most of the mixtures reached Marshall Stability values in the range of 17–21 kN; only two mix variants had a value < 14 kN. Additionally,



with respect to the recommendation provided by the TP 151 and described earlier in the text, related to the limit of 14 kN as an indication for reaching stiffness > 9000 MPa, it has been verified that for some mixes (Table 1: VMT 22 (SK-4), VMT 22 (TPA-3), VMT 22 (TPA-5), VMT 22 (TPA-7)) with Marshall Stability values over 14 kN, the stiffness modulus resulted lower than 9000 MPa. Similarly, it is true for the Marshall Flow values and recommendation provided by TP 151.

In Section 3.3 a detailed analysis of the correlation strength between the Marshall mechanical parameters and stiffness is presented. However, the scatter plot suggesting the type of correlation between stiffness modulus and Marshall stability (or Marshall flow) is presented in Figure 1 (and Figure 2, respectively): the stiffness seems to have some dependence on the Marshall stability, whereas no dependence was found for the flow (please refer to Table 1 for Legend understanding).

Table 1 provides data about HMAC stiffness at 15°C. Six mixtures showed lower values than the minimum requirement from the specification TP 151—variant VMT 22 with 20% RA (PKB-A), VMT 22 (SK-4), VMT 22 (TPA-3), VMT 22 (TP-5), VMT 22 (SK-5), and VMT 22 (TP-7). For three of them, the values are very low. Additionally, except the VMT 22 with 20% RA (PKB-A) where stiffness could be influenced by the used 50/70 paving grade, the remaining 5 mixtures with low stiffness were all designed and produced with PMB. Often for HMACs with PMB 25/55-60, it is challenging to exceed the limit of 9000 MPa due to the elastic behavior of this polymer-modified binder, and several optimizations and modifications of the grading curve are needed. This might explain why most variants with lower stiffness are containing this type of PMB.

3. Methodology

3.1. Shallow Neural Networks with Backpropagation Algorithm

Shallow Neural Networks (SNNs), also called Multilayer Perceptron Neural Networks (MLPs), are a type of Artificial Intelligence based on the feed forward network architecture, which can approximate essentially any relation between input and output patterns to an arbitrary degree of accuracy [40, 41]. To fully understand the topology and algorithmic functioning of a SNN, the reader should be reminded that the biological nervous system, the brain, acquires knowledge and abilities by a learning process, and that specific synaptic weights of interneuron's connections store the acquired know-how in order to replicate it. Similarly, to perform a particular task or function of interest, a Shallow Neural Network has to be trained using a process, typically supervised (i.e., based on input pattern $x \in R^F$ and ground-truth target $y \in R$ known beforehand), that iteratively updates connections' weights, according to a learning rule, until the network is able to replicate the desired task with the required accuracy. In fact, a Multilayer Perceptron Neural Networks consists of an input layer, at least one hidden layer and an output layer. Each of these layers has several processing units, the artificial neurons, and each of them is inter-connected with weighted connections to any other unit in the subsequent layer: thereby, the information to be processed travels in just one direction, from input to output layer.

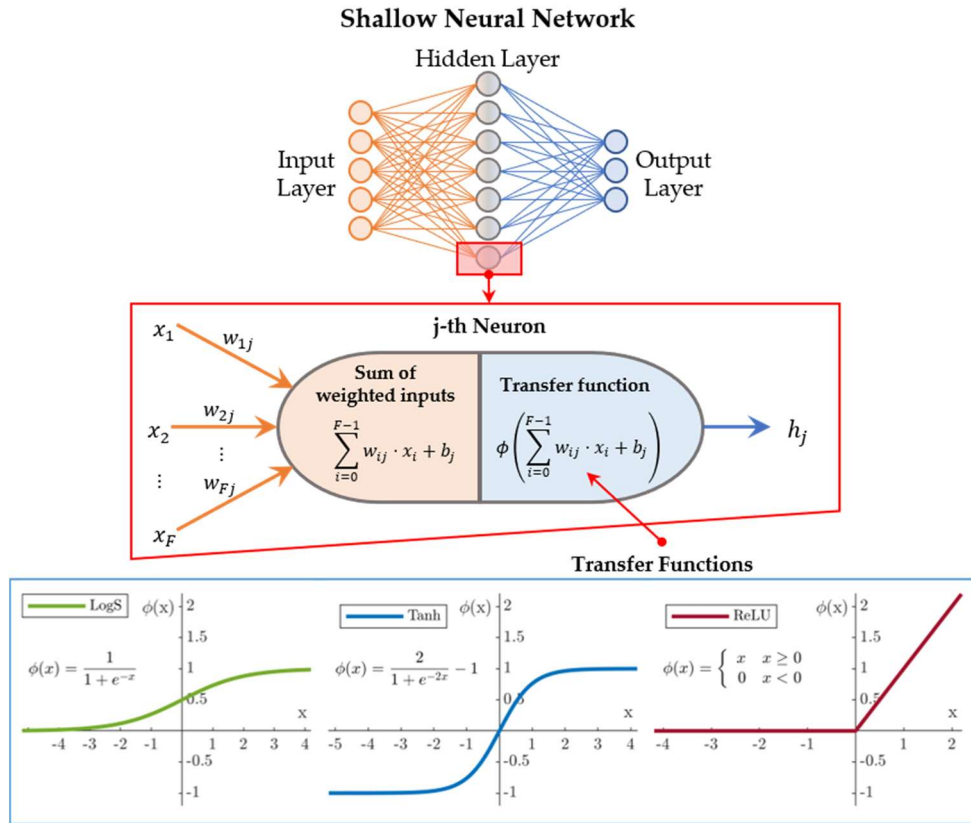
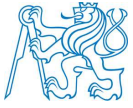


Figure 3. The SNN topology, the artificial neuron unit and main used transfer functions.

Artificial neurons perform the network computations: these are logistic regression models with a nonlinear activation function. This means that each neuron in the first hidden layer implements a dot product between the input feature vector $x \in R^F$ and the vector $w_j^{(1)} \in R^F$ that represents the weights of the connections it has made with each component of the input feature vector (or the neurons x_i), and adds a scalar bias $b_j^{(1)}$. The resulting scalar is passed to a function $\phi^{(1)}$, called transfer or activation unit, which returns the neuron's output: $h_j^{(1)} = \phi^{(1)}(\sum_{i=0}^{F-1} w_{ij}^{(1)} \cdot x_i + b_j^{(1)})$. Some activation functions, which are also employed in this study, are shown in Figure 3: the rectified linear (ReLU), the hyperbolic tangent (TanH) and the logistic sigmoid (LogS) units. The first hidden layer output is the vector $\mathbf{h}^{(1)} = [h_0^{(1)}, \dots, h_{N-1}^{(1)}]$, with N the number of neurons that form the layer itself, but it is also the input vector of the subsequent hidden layer. Therefore, the outlined process is repeated until the output of the network is computed: $\hat{\mathbf{y}} = \phi^{(out)}(\mathbf{h}^{(L)})$. The matrix $\mathbf{W} = \{w_{ij}^{(l)}, b_j^{(l)} \mid l \in \{1, 2, \dots, L\}\}$, with L the number of network's layers, forms the set of parameters to be defined in the supervised training process, in which a back-propagation algorithm is typically used [42]. These algorithms compute the first-order approximation of the gradients of a loss metric $L(\hat{\mathbf{y}}, \mathbf{y})$ (or error function), between the network output $\hat{\mathbf{y}}$ and the expected target vector \mathbf{y} , with respect to the parameters \mathbf{W} ; then, a learning rule uses the derivatives of $L(\cdot)$ to correct the weights and biases of the network, performing several iterations until the loss value is minimized; the resulting parameters are kept fixed to process new feature patterns. In this study, the loss optimization objective $L(\cdot)$ is the Mean Squared Error (MSE):

$$L(\hat{\mathbf{y}}(\mathbf{W}^e), \mathbf{y}, \mathbf{W}^e) = \frac{1}{M} \sum_{m=1}^M (\hat{y}_m(\mathbf{W}^e) - y_m)^2 \quad (1)$$

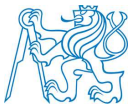


where W^e is the parameters' matrix at iteration e of the training process and $\hat{y}(W^e) - y$ the errors of the corresponding network, whereas M is the number of observations in the training set. In fact, since a single experimental data set is usually available, it is randomly partitioned, according to fixed percentages, into a training, a validation and a test subset: this practice is known as the hold-out method. The training set contains the data used to train the SNN, while the validation and test sets hold the data intended to evaluate the model effectiveness. Evaluation on the validation set occurs at regular intervals during the training process, while the test set evaluation is typically performed on the fully trained model when it is desired to estimate the model's generalization capability (i.e., the out-of-sample performance) and then to compare the accuracy of different models. In fact, generalization refers to how well the concepts learned by a Machine Learning model apply to specific observations not used by the neural network during the training process, since it may fit too much the training data in order to minimize the MSE. Such a situation, known as Overfitting, is caused by large values of the connections' weights and results in an excessively fluctuating and physically unjustified interpolating surface/curve of the experimental data. A good generalization, stated on the basis of a given performance metric's value, allows reliable predictions to be made in the future about data out of the training sample, since the overfitting problem has been successfully prevented. In particular, among the methods to avoid overfitting and improve generalization, the Early Stopping is the most widely used and simplest approach [41]. This method exploits the iterative nature of the training process and the validation data set to decide when to stop the training, according to a procedure called cross-validation: in fact, at each iteration of the training algorithm, the performance of the training process can be measured by monitoring the model error on the validation set. In general, it is observed that up to a certain number of iterations, new iterations improve the model. However, after that point, the model's capability to generalize can weaken as the neural network begins to overfit the training data and compromise the accuracy on the validation set. When the error on the validation set goes up for several iterations (i.e., in this study, for 7 iterations), the training is stopped, and the weights and biases that produced the minimum MSE on the validation data set are employed as the final trained network parameters.

In the current study, the Levenberg-Marquardt backpropagation algorithm [43], jointly with the Early Stopping method, was employed due to its efficiency in training Shallow Neural Networks among those implemented in MATLAB® [41]. In order to ensure convergence to the minimum of the error surface (and thus to the optimum values of the connections' weights), the training process was repeated 10 times and the best performing model was selected. With regard to the hold-out method, it is worth pointing out that such a practice has two major drawbacks when the number of observations is small: first, some relevant patterns may be excluded from the training set; second, the training-test splitting makes the model sensitive to the randomness of data in the training set. Therefore, since the purpose of the study is to predict the representative mechanical response of each asphalt concrete considered here, the original data set was augmented by $Q = 38$ data by averaging the experimental results of specimen replicas of each HMAC variant and associating the main mix composition features of the original variant with each new synthetic target. The obtained stiffness modulus values form a representative set of all situations for which the network will be used. For this reason and to avoid the aforementioned problems, the cross validating (20 %) and the training (80 %) sets for SNN training procedure were selected randomly from the experimental data set (115 Marshall test specimens), while the 38 synthetic data were used for testing the trained SNN model.

3.2 Bayesian Optimization

The definition of the neural network topology and of the training algorithm parameters (i.e., the model's hyper-parameters) is an essential step in the application of any Machine Learning approach to a specific input-output fitting problem. This process, known as hyper-parameters tuning, represents a challenge for



any research engineer and is closely related to model selection, since the hyper-parameters determine the response of the neural network and therefore the performance of the model of which they are part. However, this tuning process is simplified when dealing with Shallow Neural Networks: Hagan et al. [41] assert that a SNN, as defined in the previous Paragraph, can arbitrarily well solve any multidimensional regression problem between given data by providing a sufficient number of neurons and an adequate transfer function to its single hidden layer. It means that the SNN hyper-parameters, when the parameters of the Levenberg-Marquardt training algorithm are set to their default values (please refer to the LM algorithm implementation proposed by the MathWorks® within the well-known MATLAB® ANN Toolbox), are related only to the network architecture, namely the number N of neurons that form the hidden layer and the activation unit ϕ that characterizes them. Therefore, it becomes clear that the choice to exploit SNNs stems from the possibility of simplifying the hyper-parameters tuning problem as well as from the need to identify an easily interpretable and usable modelling tool for the research engineer or laboratory technician interested in the development of predictive models of the asphalt concrete's mechanical response. Figure 4 shows a flowchart of the optimization procedure followed in this study.

Regarding strategies for carefully defining model hyper-parameters, standard approaches involve a random or grid search for the optimal set within pre-defined ranges on the basis of a sampling method. However, there are many optimization algorithms available nowadays that can reduce the time spent in searching for best model hyperparameters. Among them, the Bayesian optimization (BO) algorithm [44] has found considerable success mainly due to the work of Snoke et al. [45]. The goal of the optimization process is to minimize a given objective function $f(\mathbf{z})$ for $\mathbf{z} = [z_p]$, $p \in \{0, \dots, P\}$, $P \in N$ in a bounded domain $Z_p \subset R$. For this purpose, the BO algorithm adopts a Gaussian Process regression model (GPR) for $f(\mathbf{z})$ [46], i.e., builds a non-parametric probabilistic model of the objective function, and updates it based on Bayesian statistics for each new evaluation of $f(\mathbf{z})$. Then, an acquisition function $a(\mathbf{z})$ based on the prior distribution is maximized to determine the next point \mathbf{z}_{next} for the evaluation: $\mathbf{z}_{next} = \operatorname{argmax}_{\mathbf{z}} a(\mathbf{z})$. By repeating this procedure iteratively (until the set maximum number of iterations is reached), the BO algorithm progressively improves the underlying probabilistic model for the objective function and thereby allows the acquisition function to sample points that improve the metric $f(\mathbf{z})$. For optimal results, a rule of thumb asserts to set a maximum number of runs greater than or equal to 20 times the number of hyper-parameters to be optimized. In particular, the acquisition function best known for its capability to efficiently reduce the number of evaluations required to find the global minimum of many black-box functions [47,48] is the Expected Improvement (EI) algorithm [49]. Such EI function evaluates the goodness of a point \mathbf{z} by the expected amount of improvement in $f(\mathbf{z})$, ignoring the solutions that cause an increase in the objective metric. To escape a local minimum, the correction proposed by Bull [50] allows the EI acquisition function to modify its behavior when it estimates the over-exploitation of an area of the bounded domain Z_p : the resulting acquisition function is called Expected-Improvement-Plus (EIP) and it has been used in the current study setup.

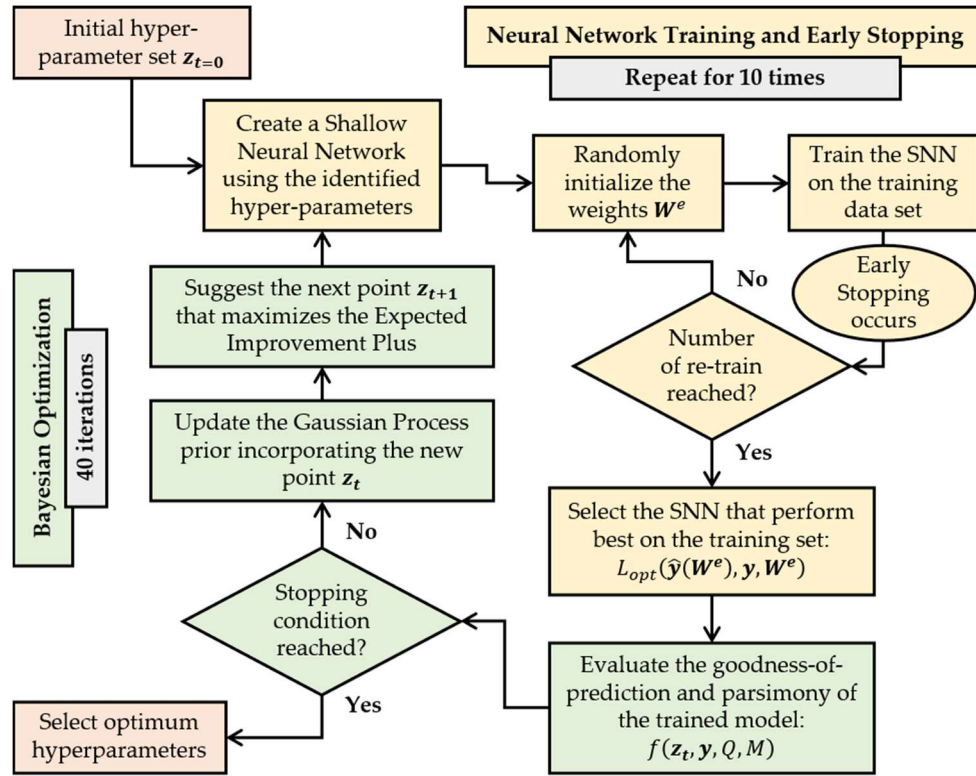
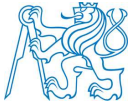
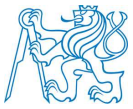


Figure 4. Flow chart of the optimization procedure followed in this study.

Focusing on the current problem, namely the modelling of high-modulus asphalt concrete stiffness by means of Shallow Neural Networks, the objective function has to consider both out-of-sample performance, i.e., generalization capability, and model parsimony. In fact, as the complexity of the network increases (i.e., in this study, as the number of hidden neurons increases), the SNN does not use all of its weights to minimize the mean squared error because early stopping restricts the number of effective parameters, i.e., limits the weights value, to avoid overfitting. This means that if a “large” network was selected for the given problem, it would not necessarily overfit the data (due to early stopping) but it would definitely take longer to compute the network response, which might not be very different from that of a “smaller” network. If this happened, the model would be over-parameterized for the task, with direct consequences on efficiency. Therefore, the function $f(\cdot)$ used in this study adds a penalty term, reliant on the number $K = 3N + 1$ of network parameters (i.e., weights and biases) and the number $M = 92$ of observations in the training set, to a term measuring the goodness-of-prediction of the model to the $Q = 38$ test data [51]:

$$f(N, \phi, y, Q, M) = \log \left(\frac{1}{Q} \sum_{q=1}^Q (\hat{y}_q(N, \phi) - y_q)^2 \right) + \frac{2(3N + 1)}{M} \quad (2)$$

Given the $P = 2$ hyperparameters, N and ϕ , and fixed their ranges $Z_N = \{1, \dots, 20\}$, $Z_\phi = \{\text{TanH}, \text{ReLU}, \text{LogS}\}$, $f(\cdot)$ is a function that implements a SNN with N neurons in its hidden layer and ϕ as activation function; such SNN is trained on a M -observation training set for 10 times and early stopped each time to avoid overfitting; the best performing SNN is then selected and performs on a Q test data set; $f(\cdot)$ returns a single scalar that expresses the balance between model generalization and model parsimony. The Bayesian optimization algorithm is run for 40 iterations. The optimal hyper-parameters N and ϕ , and then the optimal model, are selected when $f(\cdot)$ is minimized by the BO algorithm.



All the code required for this study were implemented in MATLAB® using the ANN Toolbox framework and they were run on a machine provided with an Intel® Core™ i7-6700HQ 2.60 GHz CPU and 16GB of RAM running Windows 10 Home. Each experiment lasted about 2 hours.

3.3 Input Features Selection and Models Evaluation

Recalling that the aim of the study is to develop a model for predicting the stiffness modulus of different asphalt concretes, the problem arises of selecting the input variables or features that will characterize the model itself. In fact, a model that engages irrelevant features, poorly correlated with the target variable, may have learning difficulties, higher memory requirements and increased complexity, as well as worse prediction accuracy and then poor generalization capability [52, 53]. Due to the dependency of mechanical characteristics on both aggregate and bitumen properties, it is important to include the fundamental parameters of asphalt concretes related to their composition in the input feature vector, i.e., in the current study, the bitumen content (% by mass of mix), the air voids content (%), maximum and average bulk density (g/cm^3), along with a categorical variable that distinguishes the bitumen type and RAP percentages (values from 0 to 10). Nevertheless, the use of the Marshall test results, in terms of Stability or Quotient, as predictors could help to improve the accuracy of the predictions, even though these parameters are often considered as target variables due to their frequent use in the mix design process or simply due to the implied costs of the test [54-56]. In particular, the relationship between Marshall Stability (MS), as well Marshall Quotient (MQ), and Stiffness Modulus (ITSM) was investigated using the non-parametric Spearman Rank Order Correlation (ρ) [57]. There was a strong correlation between MS and ITSM ($\rho = 0.67, n = 115, p < 0.0005$), with high stiffness levels associated with high stability levels, and the same applies to the relationship between MQ and ITSM but with a medium correlation strength ($\rho = 0.35, n = 115, p < 0.0005$).

Therefore, three SNNs characterized by a different number of predictors were developed in this study and referred to in the following with the acronyms MIX_{SNN} , MS_{SNN} , MQ_{SNN} . More specifically, the first of these employs the aforementioned five mix composition variables to predict the ITSM, while the remaining ones add MS and MQ to the input feature vector, respectively. Each variable belonging to both input and target vector has been standardized before being processed by the SNN, i.e., all variables have been rescaled to have zero mean and unity standard deviation: such an adjustment served to improve the efficiency of the Levenberg-Marquardt algorithm. In addition, all three models were optimized according to the procedure reported in Section 3.2, and then, evaluated and compared on the test data set using statistical performance metrics to identify the features combination that yields the best generalization capability. The employed model evaluation functions are the mean absolute error (MAE), the root mean square error (RMSE), the coefficient of determination (R^2) and adjusted R-squared (R^2_{adj}). For a detailed description of each performance metric please refer to Biecek and Burzykowski [58], as well Legates and McCabe [59].

In summary, the investigated SNNs is realized with a 5- or 6-neurons input layer (one neuron for each input feature), a N -neurons hidden layer whose processed output is passed to an activation unit $\phi(\cdot)$ being either a ReLU, TanH or LogS function, and a 1-neuron output layer associated with the identity activation function. Figure 5 shows a summary flowchart of the full procedure followed.

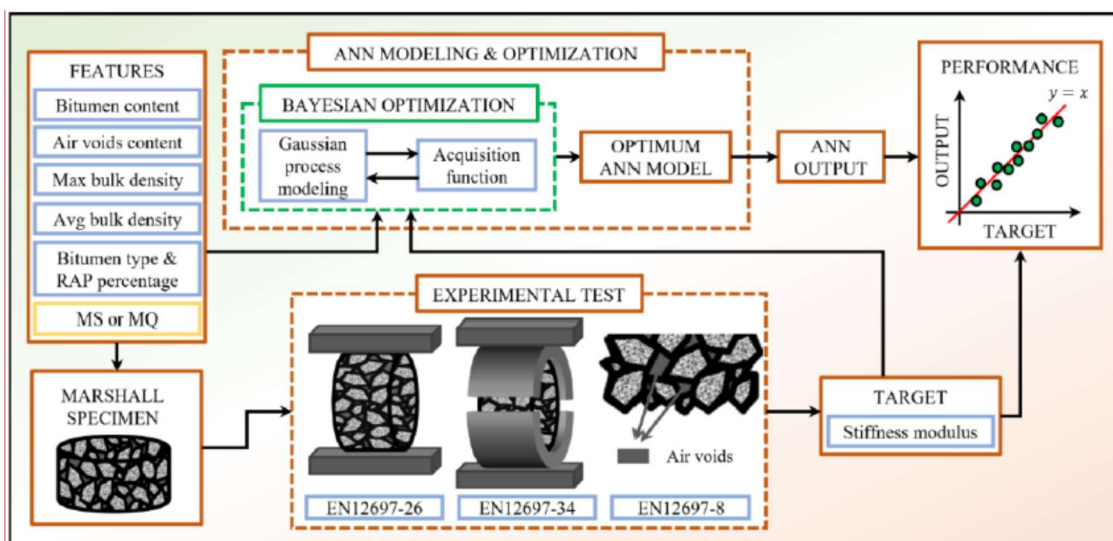


Figure 5. Step-by-step methodology applied in the current study setup.

4. Discussion

Table 2 summarizes the results of the hyperparameter optimization process, according to the procedure described in Section 3.2, for each group of input features and the value of the statistical metrics assessing generalization capability for each model. In particular, columns 3 and 4 show the number of neurons and the activation function of the hidden layer, identified by the Bayesian process based on the objective function $f(\cdot)$, for the three SNNs (i.e., MIX_{SNN} , MS_{SNN} , MQ_{SNN}): these shallow solutions ($N < 8$ neurons) represent the most efficient neural configuration for each modeling problem considered (Section 3.3). The best result in terms of $f(\cdot)$ (fifth column of Table 1) was achieved by the MS_{SNN} ($f(\cdot) = 11.856$, Table 1), i.e., the network that receives as input features the Marshall Stability along with the mix composition parameters of the HMAC: Figure 5 shows the Gaussian Process regression model (overlapped with the objective function points that were sampled) that the Bayesian optimizer has progressively developed to find the minimum of the function $f(\cdot)$ for the MS_{SNN} . This network, which is the best in terms of generalization performance (last four columns of Table 1), receives as input a 6-component features vector, which are processed by a 6-neurons hidden layer characterized by the TanH activation function.

Table 2: Comparison between SNN models

ID	Features	N	ϕ	$f(\cdot)$	MAE	RMSE	R^2	R^2_{adj}
MIX_{SNN}	5	6	TanH	12.093	209.12	293.56	0.9909	0.9894
MS_{SNN}	6	6	TanH	11.856	160.17	241.54	0.9938	0.9923
MQ_{SNN}	6	8	LogS	12.373	174.91	272.61	0.9922	0.9902

In general, the addition of the empirical mechanical parameters among the predictors of the stiffness modulus improved the prediction accuracy compared to the use of mixes' composition parameters alone, as shown by the model evaluation functions: in particular, the values of the R^2_{adj} parameter (last column of Table 2), a modified version of R^2 which assesses the effect of adding predictors to a model, increase with the use of MS or MQ, showing that the new independent term improves the model more than would be expected by chance, but the percentage gain in model accuracy is really paltry. In fact, although the percentage variation in MAE between MIX_{SNN} and MS_{SNN} is +23.4%, in terms of R^2_{adj} the gain is only +0.29% and therefore such that it may not justify the use of additional data, such as any results of the Marshall test. Therefore, even though in the following the results of the MS_{SNN} will be presented as it represents the best model among those

evaluated, it is advised to use the Marshall parameters when the prediction of the ITSM from the main composition parameters of the HMACs should not be satisfactory.

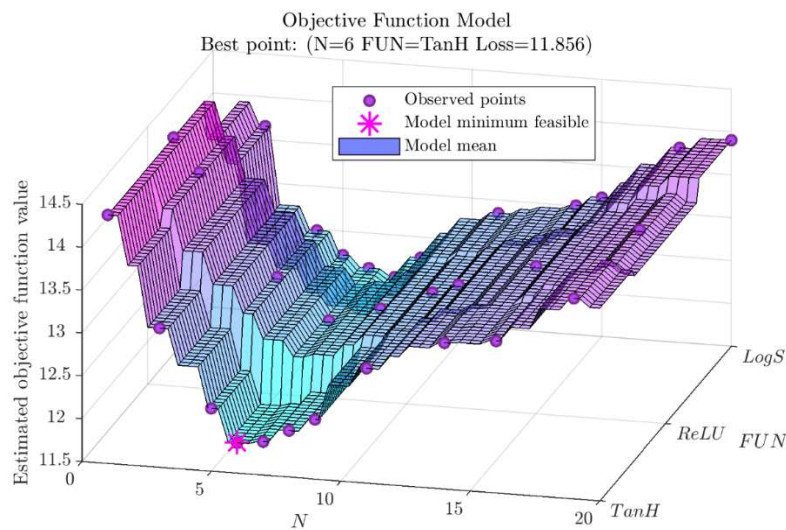


Figure 6. Gaussian Process regression model for the MS_{SNN} .

Figure 7 shows the linear regression model between the network outputs and the experimental targets in the test data set: the high value of the coefficient of determination $R^2=0.99384$, very close to unity, suggests that the MS_{SNN} is capable to accurately predict the average mechanical response of HMAC specimen replicas in the training data set and that the problem of overfitting has been avoided despite the small data set available. The same is true for the other SNNs, which show slightly lower performance (please refer to the second-to-last column of Table 2). Therefore, the data augmentation approach designed and implemented in the present study has been particularly suitable for the modeling problem in question and represents an effective approach whenever multiple replicates of different mixtures were available and it was desired to model the average mechanical response resulting from different aggregate compositions, binder percentages, and so on. The ITSM-MS comparison between network outputs and experimental targets in the training data set is presented in Figure 8: the absence of an exact matching between the blue and orange points is further evidence of the MS_{SNN} 's capability to disregard the behavior of the single replica in order to capture the average mechanical response resulting from the mixtures' composition parameters.

Finally, it is worth pointing out that generally the data sets used for modeling the mechanical behavior of ACs are relatively small, due to the time and cost that the execution of a multitude of laboratory tests on multiple replicas of the same mixture and/or different variants implicitly requires. Therefore, even though the experimental data set exploited in this paper may seem limited for a neural network modeling, there is evidence that the application of shallow neural networks, coupled with an appropriate data augmentation technique, avoids model overfitting and, consequently, an effective procedure for small HMACs data sets has been validated. Accordingly, there is the possibility of extending the current study (using the same techniques) to other mixtures, characterized by binders and aggregates different from those considered.

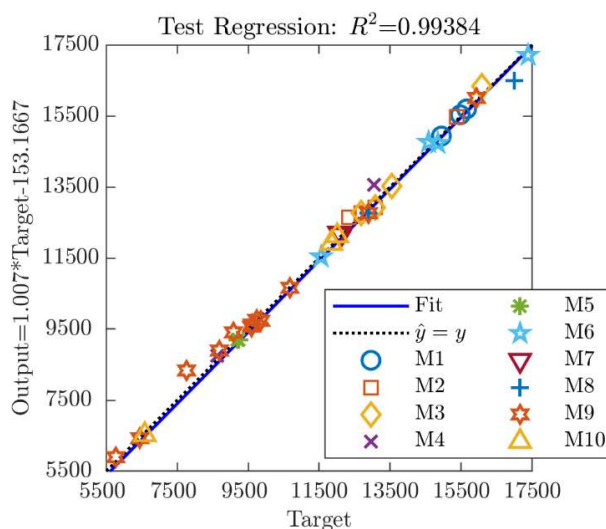


Figure 7. Linear regression analysis on the test set for the MS_{SNN} .

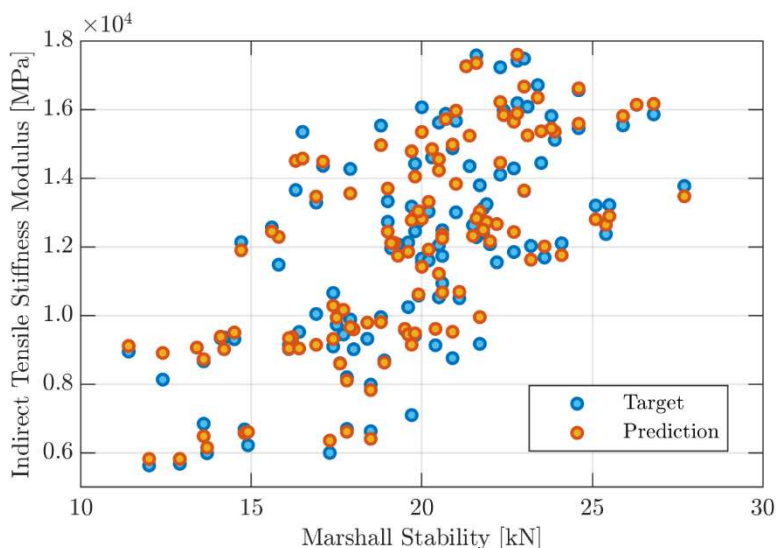


Figure 8. Comparison between experimental target and MS_{SNN} output on the training data set.

5. Conclusions

The following conclusions can be drawn from this study:

1. The IT-CY Stiffness Modulus of 115 Marshall test specimens of high-modulus asphalt mixtures prepared in the laboratory with reclaimed asphalt pavement or polymer-modified bitumen has been investigated, according to EN 12697-26 Annex C, as part of real case-mix design processes.
2. There were good correlation strengths between the Stiffness Modulus and the Marshall test results, with high stiffness levels associated with high stability or quotient levels. Therefore, one of these empirical parameters could be used as an input feature, along with some parameters related to the HMAC composition, to improve the performance of a predictive model.
3. Machine Learning approaches have been employed for the development of a predictive model of the HMACs' stiffness modulus: the focus was particularly on Shallow Neural Networks, given their simple structure and good computational power even with respect to small data sets.
4. A Bayesian optimization process was used to identify the neural topology, as well as the transfer function, optimal for the required modeling. In addition, a data augmentation strategy was designed for the case of the IT-CY test.



5. By employing different performance metrics, it was possible to compare the optimal models obtained by varying the input feature related to the empirical Marshall test results. The SNN, which showed the best prediction accuracy of the average mechanical response of HMAC variants, receives as input a 6-component features vector, i.e., the Marshall stability (kN), the bitumen content (% by mass of mix), the air voids content (%), maximum and average bulk density (g/cm³), along with a categorical variable that distinguishes the bitumen type and RAP percentages (values from 0 to 10); such input features vector is processed by 6 neurons in the hidden layer characterized by a hyperbolic tangent activation unit.

6. A worthwhile future development could be an in-depth investigation of aggregate grading curves' influence on stiffness predictions by including additional inputs connected with mixture proportion. Another valuable alternative would be to replace during the modeling phase, variables referring to empirical properties (i.e., Marshall Stability) with those referring to pavement performance. In this way, it would be possible to predict by machine learning approaches fatigue life and/or permanent deformation resistance. Such an attempt would represent a significant step toward performance-based mixture design.

Author Contributions: Conceptualization, N.B., M.M. and J.V.; methodology, N.B., M.M., F.R., J.V. and P.V.; software, M.M.; validation, N.B., M.M., F.R., J.V. and E.M.; formal analysis, N.B., M.M., F.R., J.V., P.V. and E.M.; investigation, J.V. and P.V.; resources, N.B. and J.V.; data curation, N.B., M.M., F.R., J.V., P.V. and E.M.; writing—original draft preparation, N.B., M.M., F.R., J.V., P.V. and E.M.; writing—review and editing, N.B., M.M., F.R., J.V., P.V. and E.M.; visualization, E.M.; supervision, N.B.; project administration, N.B. and J.V.; funding acquisition, N.B. and J.V. All authors have read and agreed to the published version of the manuscript.

References

1. Espersson, M. Effect in the high modulus asphalt concrete with the temperature. *Constr. Build. Mater.* **2014**, *71*, 638–643. [[CrossRef](#)]
2. Miró, R.; Valdés, G.; Martínez, A.; Segura, P.; Rodríguez, C. Evaluation of high modulus mixture behaviour with high reclaimed asphalt pavement (RAP) percentages for sustainable road construction. *Constr. Build. Mater.* **2011**, *25*, 3854–3862. [[CrossRef](#)]
3. Rys, D.; Judycki, J.; Pszczoła, M.; Jaczewski, M.; Mejlun, L. Comparison of low-temperature cracks intensity on pavements with high modulus asphalt concrete and conventional asphalt concrete bases. *Constr. Build. Mater.* **2017**, *147*, 478–487. [[CrossRef](#)]
4. Corté, J.F. Development and uses of hard-grade asphalt and of high-modulus asphalt mixes in France. *Transp. Res. Circ.* **2001**, *503*, 12–31.
5. Newcomb, D.E.; Willis, R.; Timm, D.H. *Perpetual Asphalt Pavements—A Synthesis*; Asphalt Pavement Association of Michigan: Okemos, MI, USA, 2002.
6. Geng, H.; Clopotel, C.S.; Bahia, H.U. Effects of high modulus asphalt binders on performance of typical asphalt pavement structures. *Constr. Build. Mater.* **2013**, *44*, 207–213. [[CrossRef](#)]
7. Marvila, M.T.; Azevedo, A.R.G.; Alexandre, J.; Zanelato, E.B.; Azeredo, N.G.; Simonassi, N.T.; Monteiro, S.N. Correlation between the properties of structural clay blocks obtained by destructive tests and Ultrasonic Pulse Tests. *J. Build. Eng.* **2019**, *26*, 100869. [[CrossRef](#)]
8. Pasetto, M.; Baldo, N. Re-use of industrial wastes in cement bound mixtures for road construction. *Environ. Eng. Manag. J.* **2018**, *17*, 417–426. [[CrossRef](#)]
9. Wang, L.; Song, Z.; Zeng, S.; Liu, J.; Ma, K. Exploration of the load fatigue test method for cement concrete wheels. *Case Stud. Constr. Mater.* **2022**, *16*, e00793. [[CrossRef](#)]
10. Lee, H.J.; Lee, J.H.; Park, H.M. Performance evaluation of high modulus asphalt mixtures for long life asphalt pavements. *Constr. Build. Mater.* **2007**, *21*, 1079–1087. [[CrossRef](#)]
11. Moghaddam, T.; Baaj, H. Rheological characterization of high-modulus asphalt mix with modified asphalt binders. *Constr. Build. Mater.* **2018**, *193*, 142–152. [[CrossRef](#)]
12. Si, C.; Zhou, Y.; You, Z.; He, Y.; Chen, E.; Zhang, R. Micro-mechanical analysis of high modulus asphalt concrete pavement. *Constr. Build. Mater.* **2019**, *220*, 128–141. [[CrossRef](#)]



13. Zaumanis, M.; Arrigada, M.; Poulikakos, L.D. 100% recycled high-modulus asphalt concrete mixture design and validation using vehicle simulator. *Constr. Build. Mater.* **2020**, *260*, 119891. [[CrossRef](#)]
14. Baldo, N.; Valentin, J.; Manthos, E.; Miani, M. Numerical Characterization of High Modulus Asphalt Concrete Containing RAP: A Comparison among Optimized Shallow Neural Models. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Proceedings of the 5th World Multidisciplinary Civil Engineering-Architecture-Urban Planning Symposium, Prague, Czech Republic, 15–19 June 2020*; IOP Publishing: Bristol, UK, 2020. [[CrossRef](#)]
15. Yun, T.; Kim, Y.R. Viscoelastoplastic modeling of the behavior of hot mix asphalt in compression. *KSCE J. Civ. Eng.* **2013**, *17*, 1323–1332. [[CrossRef](#)]
16. Di Benedetto, H.; Sauzéat, C.; Clec'h, P. Anisotropy of bituminous mixture in the linear viscoelastic domain. *Mech. Time-Depend. Mater.* **2016**, *20*, 281–297. [[CrossRef](#)]
17. Rahmani, E.; Darabi, M.K.; Little, D.N.; Masad, E.A. Constitutive modeling of coupled aging-viscoelastic response of asphalt concrete. *Constr. Build. Mater.* **2017**, *131*, 1–15. [[CrossRef](#)]
18. Darabi, M.K.; Huang, C.W.; Bazzaz, M.; Masad, E.A.; Little, D.N. Characterization and validation of the nonlinear viscoelasticviscoplastic with hardening-relaxation constitutive relationship for asphalt mixtures. *Constr. Build. Mater.* **2019**, *216*, 648–660. [[CrossRef](#)]
19. Specht, L.P.; Khatchaturian, O.; Brito, L.A.T.; Ceratti, J.A.P. Modeling of asphalt-rubber rotational viscosity by statistical analysis and neural networks. *Mater. Res.* **2007**, *10*, 69–74. [[CrossRef](#)]
20. Mirzahosseini, M.R.; Aghaeifar, A.; Alavi, A.H.; Gandomi, A.H.; Seyednour, R. Permanent deformation analysis of asphalt mixtures using soft computing techniques. *Expert Syst. Appl.* **2011**, *38*, 6081–6100. [[CrossRef](#)]
21. Androjić, I.; Marović, I. Development of artificial neural network and multiple linear regression models in the prediction process of the hot mix asphalt properties. *Can. J. Civ. Eng.* **2017**, *44*, 994–1004. [[CrossRef](#)]
22. Alrashydah, E.I.; Abo-Qudais, S.A. Modeling of creep compliance behavior in asphalt mixes using multiple regression and artificial neural networks. *Constr. Build. Mater.* **2018**, *159*, 635–641. [[CrossRef](#)]
23. Ziari, H.; Amini, A.; Goli, A.; Mirzaiyan, D. Predicting rutting performance of carbon nano tube (CNT) asphalt binders using regression models and neural networks. *Constr. Build. Mater.* **2018**, *160*, 415–426. [[CrossRef](#)]
24. Montoya, M.A.; Haddock, J.E. Estimating asphalt mixture volumetric properties using seemingly unrelated regression equations approaches. *Constr. Build. Mater.* **2019**, *225*, 829–837. [[CrossRef](#)]
25. Baldo, N.; Manthos, E.; Pasetto, M. Analysis of the mechanical behaviour of asphalt concretes using artificial neural networks. *Adv. Civ. Eng.* **2018**, *2018*, 1650945. [[CrossRef](#)]
26. Ozsahin, T.S.; Oruc, S. Neural network model for resilient modulus of emulsified asphalt mixtures. *Constr. Build. Mater.* **2008**, *22*, 1436–1445. [[CrossRef](#)]
27. Tapkın, S.; Çevik, A.; Uşar, Ü. Accumulated strain prediction of polypropylene modified marshall specimens in repeated creep test using artificial neural networks. *Expert Syst. Appl.* **2009**, *36*, 11186–11197. [[CrossRef](#)]
28. Saoudi, B.S.; Haddadi, S.H. Predicting creep deformation of asphalts modified with polymer using artificial neural networks. *Mag. Civ. Eng.* **2021**, *101*, 10106. [[CrossRef](#)]
29. Xiao, F.; Amirhanian, S.; Juang, C.H. Prediction of fatigue life of rubberized asphalt concrete mixtures containing reclaimed asphalt pavement using artificial neural networks. *J. Mater. Civ. Eng.* **2009**, *21*, 253–261. [[CrossRef](#)]
30. Ahmed, T.M.; Green, P.L.; Khalid, H.A. Predicting fatigue performance of hot mix asphalt using artificial neural networks. *Road Mater. Pavement Des.* **2017**, *18*, 141–154. [[CrossRef](#)]
31. Ceylan, H.; Schwartz, C.W.; Kim, S.; Gopalakrishnan, K. Accuracy of predictive models for dynamic modulus of hot-mix asphalt. *J. Mater. Civ. Eng.* **2009**, *21*, 286–293. [[CrossRef](#)]
32. Gong, H.; Sun, Y.; Dong, Y.; Han, B.; Polaczyk, P.; Hu, W.; Huang, B. Improved estimation of dynamic modulus for hot mix asphalt using deep learning. *Constr. Build. Mater.* **2020**, *263*, 119912. [[CrossRef](#)]
33. Zavrtnik, N.; Prosen, J.; Tušar, M.; Turk, G. The use of artificial neural networks for modeling air void content in aggregate mixture. *Autom. Constr.* **2016**, *63*, 155–161. [[CrossRef](#)]
34. Hussain, F.; Ali, Y.; Irfan, M. Quantifying the Differential Phase Angle Behaviour of Asphalt Concrete Mixtures Using Artificial Neural Networks. *Int. J. Pavement Res. Technol.* **2021**, *121235*, 1–19. [[CrossRef](#)]
35. Baldo, N.; Manthos, E.; Miani, M. Stiffness modulus and marshall parameters of hot mix asphalts: Laboratory data modeling by artificial neural networks characterized by cross-validation. *Appl. Sci.* **2019**, *9*, 3502. [[CrossRef](#)]
36. Shahriari, B.; Swersky, K.; Wang, Z.; Adams, R.P.; De Freitas, N. Taking the human out of the loop: A review of Bayesian optimization. *Proc. IEEE* **2015**, *104*, 148–175. [[CrossRef](#)]



37. Bergstra, J.; Bardenet, R.; Bengio, Y.; Kégl, B. Algorithms for hyper-parameter optimization. In Proceedings of the 25th Annual Conference on Neural Information Processing Systems (NIPS 2011), Granada, Spain, 12–14 December 2011; Neural Information Processing Systems Foundation: La Jolla, CA, USA, 2011; Volume 24.
38. Bergstra, J.; Yamins, D.; Cox, D. Making a science of model search: Hyperparameter optimization in hundreds of dimensions for vision architectures. In Proceedings of the International Conference on Machine Learning, Atlanta, GA, USA, 16–21 June 2013; pp. 115–123.
39. Hoang, V.H.; Nguyen, Q.T.; Tran, A.T.; Tran, T.C.H.; Do, T.A. Mechanical behavior of the asphalt wearing surface on an orthotropic steel bridge deck under cyclic loading. *Case Stud. Constr. Mater.* **2022**, *16*, e00836. [[CrossRef](#)]
40. Cybenko, G. Approximation by superpositions of a sigmoidal function. *Math. Control. Signal Syst.* **1989**, *2*, 303–314. [[CrossRef](#)]
41. Demuth, H.B.; Beale, M.H.; De Jess, O.; Hagan, M.T. *Neural Network Design*; Martin Hagan: Stillwater, OK, USA, 2014.
42. Rumelhart, D.E.; Hinton, G.E.; Williams, R.J. *Neurocomputing: Foundations of Research*; MIT Press: Cambridge, MA, USA, 1988; pp. 696–699.
43. Hagan, M.T.; Menhaj, M.B. Training feedforward networks with the Marquardt algorithm. *IEEE Trans. Neural Netw.* **1994**, *5*, 989–993. [[CrossRef](#)] [[PubMed](#)]
44. Miani, M.; Dunnhofer, M.; Rondinella, F.; Manthos, E.; Valentin, J.; Micheloni, C.; Baldo, N. Bituminous Mixtures Experimental Data Modeling Using a Hyperparameters-Optimized Machine Learning Approach. *Appl. Sci.* **2021**, *11*, 11710. [[CrossRef](#)]
45. Snoek, J.; Larochelle, H.; Adams, R.P. Practical Bayesian Optimization of Machine Learning Algorithms. In Proceedings of the 25th International Conference on Neural Information Processing Systems, Lake Tahoe, NV, USA, 13–16 December 2012; pp. 2951–2959.
46. Rasmussen, C.E.; Williams, C.K.I. *Gaussian Processes for Machine Learning*; MIT Press: Cambridge, MA, USA, 2006.
47. Kushner, H.J. A New Method of Locating the Maximum Point of an Arbitrary Multipeak Curve in the Presence of Noise. *J. Basic Eng.* **1964**, *86*, 97–106. [[CrossRef](#)]
48. Srinivas, N.; Krause, A.; Kakade, S.M.; Seeger, M. Gaussian Process Optimization in the Bandit Setting: No Regret and Experimental Design. *arXiv* **2009**, arXiv:0912.3995. Available online: <https://arxiv.org/abs/0912.3995> (accessed on 11 June 2021).
49. Mockus, J.; Tiešis, V.; Zilinskas, A. The application of Bayesian methods for seeking the extremum. In *Towards Global Optimization*, 2nd ed.; Dixon, L.C.W., Szego, G.P., Eds.; North Holland Publishing Co.: Amsterdam, The Netherlands, 1978; pp. 117–129.
50. Bull, A.D. Convergence Rates of Efficient Global Optimization Algorithms. *J. Mach. Learn. Res.* **2011**, *12*, 2879–2904. Available online: <https://arxiv.org/abs/1101.3501> (accessed on 11 June 2021).
51. Qi, M.; Zhang, G.P. An investigation of model selection criteria for neural network time series forecasting. *Eur. J. Oper. Res.* **2001**, *132*, 666–680. [[CrossRef](#)]
52. Bowden, G.J.; Maier, H.R.; Dandy, G.C. Input determination for neural network models in water resources applications. Part 2. Case study: Forecasting salinity in a river. *J. Hydrol.* **2005**, *301*, 93–107. [[CrossRef](#)]
53. Hastie, T.; Tibshirani, R.; Friedman, J. *The Elements of Statistical Learning. Data Mining, Inference, and Prediction*, 2nd ed.; Springer: Berlin/Heidelberg, Germany, 2009.
54. Tapkın, S.; Çevik, A.; Uşar, Ü. Prediction of Marshall test results for polypropylene modified dense bituminous mixtures using neural networks. *Expert Syst. Appl.* **2010**, *37*, 4660–4670. [[CrossRef](#)]
55. Ozgan, E. Artificial neural network based modelling of the Marshall Stability of asphalt concrete. *Expert Syst. Appl.* **2011**, *38*, 6025–6030. [[CrossRef](#)]
56. Zumrawi, M.M.; Khalil, F.O. Experimental study of steel slag used as aggregate in asphalt mixture. *Am. J. Constr. Build. Mater.* **2017**, *2*, 26–32. [[CrossRef](#)]
57. Spearman, C. The proof and measurement of association between two things. *Am. J. Psychol.* **1904**, *15*, 72–101. [[CrossRef](#)]
58. Biecek, P.; Burzykowski, T. *Explanatory Model Analysis. Explore, Explain, and Examine Predictive Models*; Chapman and Hall/CRC: New York, NY, USA, 2021.
59. Legates, D.R.; McCabe, G.J. A refined index of model performance: A rejoinder. *Int. J. Climatol.* **2013**, *33*, 1053–1056. [[CrossRef](#)]



4.F Performance Prediction of Fine-Grained Asphalt Concretes with Different Quarry Fillers by Machine Learning Approaches

(článek v OP Conference Series Materials Science and Engineering 1203(2):022113, 2021, DOI: 10.1088/1757-899X/1203/2/022113)

Autorský kolektiv: N. Baldo, M. Miani, F. Rondinella – University of Udine; J. Valentin, P. Vacková – Fakulta stavební ČVUT v Praze

Abstract. In general terms, an artificial neural network is a distributed processor that consists of elementary computational units interconnected. Such structure is inspired by the functioning principles of the biological nervous system and has proven to be effective in identifying complex relationships between an assigned input features vector and an experimental-investigated target vector for any scientific problem. The current paper represents a forward feasibility study on predicting the mechanical response of asphalt concretes prepared with different quarry fillers used as alternatives for traditional limestone filler or Portland cement by Machine Learning approaches which consider the chemical properties of the selected fillers and the quarry aggregate types as input variables. In fact, the case study involved several fillers and stone aggregates that were used to produce Marshall specimens of a specific fine-grained asphalt concretes designed originally for the assessment of filler suitability in terms of adhesion phenomenon. The asphalt concrete variants had the same material composition and mix design: all specimens were compacted by 2x50 blows using impact compactor, filler content was fixed at 10% by mass of the mix, the grading curve is roughly the same, the employed bitumen has a 160/220 penetration grade and is about 6% by mass of the mix. The mineralogical composition was investigated by X-ray fluorescence spectrophotometry tests. It represents a non-destructive laboratory analysis that allowed to specify and compare the main oxides composition associated with the employed natural fillers to be identified. Based on the results thus obtained and applying a categorical variable that distinguishes the stone aggregate type, a neural model has been developed that can predict the stiffness modulus of asphalt mixtures: therefore, this study presents a possible procedure for the development of predictive models that can help or improve the mix design process, when different fillers and stone aggregates are available.

1. Introduction

The laboratory tests that are typically performed to evaluate physical and mechanical properties of mixtures are often both economically and time-consuming. It is also necessary to have laboratory technicians skilled in performing the tests in order to minimize uncertainties and/or errors in the measurements. In addition, if any of the several components of the asphalt mixture needed to be varied, additional experiments would need to be conducted to identify the different mechanical response. For this reason, a mathematical model that takes into account the different features would save both time and money by going directly to the variation of the single parameter to be investigated. Over the years, several mathematical approaches have been followed to pursue these goals: above all, the use of constitutive equations [1] often implemented on computational platforms within finite element software [2].

Recently, however, some soft-computing techniques such as Artificial Neural Networks (ANNs) have been increasingly employed to solve this kind of problems. By their nature, in fact, ANNs try to find a reliable analytical relationship between input and output variables, regardless the problem of the physical nature. The main purpose of this work is to provide the analytical expressions for the prediction of a mechanical parameter, such as the Stiffness Modulus (stiffness), starting from the modelling by neural networks of selected fillers chemical properties and the different origin quarries of the aggregate used in the mix design process. A detailed description of the operating algorithms of such mathematical models will be provided to allow a full understanding of the neural modelling performed.



2. Materials

Aggregates from the Zbečno, Brant, and Chlum quarries were chosen for assessment of adhesion because of their availability in the Czech Republic and regular use for HMA production, but also because of their surface properties and petrographic composition of the parent rock. This selection includes aggregates exhibiting diverse adhesion to bituminous binders. The host rock in Zbečno quarry is igneous. From the petrographic point of view, it is a spilite which contains plagioclase strips (andesine) and isometric grains of pyroxenes. Secondary veins with quartz, calcite, chlorite or pumpellyite are abundant. Some spilites contain up to 3 mm of feldspar growth (spilite porphyrites). Zbečno aggregate usually exhibits good bitumen-aggregate adhesion. The aggregate from the Brant quarry contains granite porphyry as the key mineral. Despite its porous surface due to weathering, it is also hydrophilic and therefore susceptible to stripping. The aggregate from the Chlum quarry can be classified as acid leachate (phonolite). Feldspars cannot be detected macroscopically, biotite may be present in small amounts. In general, the aggregates produced from this rock are classified as hydrophilic, exhibiting poor bitumen aggregate adhesion; therefore, suitable adhesion promoters are usually required in the mix design or, if possible, this aggregate is avoided. Soft paving grade bitumen 160/220 with a penetration of 187 dmm and a softening point of 38 °C was used in this study. The use of this type of binder is required by the test protocol given in EN 1744-4, Annex A. This annex also exactly defines the composition of the grading curve which has to be represented by 25 % of 5/8 mm, 25 % of 2/5 mm, 40 % of 0,125/2 mm and 10 % of filler. The bitumen content is optimized in the way to reach for a reference mixture voids content of 5,5±0,5 %-vol. It was necessary to define this for each used aggregate type and use of referential limestone filler (quarry Velké Hydčice). The bitumen content which was fixed for the reference mix was later used for all alternatives where different fillers were applied. For alternative fillers which were used as substitutes to typical limestone filler, several options were selected representing different quarries or in two cases representing asphalt mixing plants where during aggregate heating the released dust is captured. This material is known in asphalt mix production as backhouse filler. More detailed data about the fillers can be found in Valentin et al. [3].

2.1. Spectrometry test

X-ray fluorescence (XRF) spectrometry was used to determine percentages of most important oxides in filler samples with focus mainly on SiO₂ and CaO. It is established that if the sample contains more than 65% of SiO₂, the rock is of acidic origin and usually hydrophilic. On the other hand, presence of CaO indicates that the material is hydrophobic. An ARL QUANT'X EDXRF Spectrometer (Thermo Scientific, USA) equipped with a Rh X-Ray tube and Si(Li) detector crystal was used.

Table 1: Most important oxides in filler samples determined through XRF spectrometry

Compound	BF Brant m/m%	BF PKB m/m%	QD Plešovice m/m%	QD Litice m/m%	reference CaCO ₃ m/m%	QD Chrtníky m/m%	QD Chornice m/m%
SiO ₂	57.35	53.98	70.27	36.35	2.86	34.40	60.97
Al ₂ O ₃	21.35	18.98	13.88	16.93	5.09	18.39	20.57
Fe ₂ O ₃	9.14	8.40	3.86	10.34	0.55	16.10	3.65
CaO	1.28	6.91	1.55	22.34	65.40	12.92	4.35
MgO	3.65	3.95	0.74	9.42	24.55	15.01	2.39
Calculated ratios of selected fillers							
SiO ₂ /CaO	44.80	7.81	45.36	1.63	0.04	2.66	14.02
SiO ₂ /Al ₂ O ₃	2.69	2.84	5.06	2.15	0.56	1.87	2.96
SiO ₂ /Fe ₂ O ₃	6.27	6.43	18.20	3.52	5.20	2.14	16.70
SiO ₂ /MgO	15.71	13.67	95.34	3.86	0.12	2.29	25.51



The XRF spectrometry data were collected and evaluated using the UniQuant ED 6.32 software (Thermo Scientific, USA). Using this equipment, a relative accuracy ranges between 0.5% and 5.0%, depending on the quantity and concentration of analyzed substances. The studied filler samples were automatically assessed in helium atmosphere at 25 °C in the whole spectral range. The Table 1 provides the XRF results showing the most significant oxides found in the samples of quarry dusts or backhouse fillers. Based on these oxides, ratios between these oxides (always related to SiO₂) were calculated and used later for the machine learning task and modelling.

2.2. Asphalt mix and test specimen preparation

For the laboratory asphalt mix production, the bitumen 160/220 was heated to 140°C, the aggregates and fillers to 150°C. The mixing was done by using an Infratest 30 l laboratory mixer. Each asphalt mix was in total mixed for 360s according to the predefined sequence. Afterwards the hot mix was used to produce six Marshall test specimens compacted at 140°C by 2x25 blows (used for ITS determination), six Marshall test specimens compacted at 140°C by 2x50 blows (used for Marshall test and stiffness determination) and about 1 kg was used for determining maximum density according to EN 12697-5. The six test specimens with lower compaction energy were later used for the water susceptibility test according to EN 12697-12. This test protocol is based on determining a ratio between indirect tensile strength (ITS) values of dry test specimens and those which were water immersed (conditioned in water bath at 40±1°C for 70±2h). The indirect tensile strength was determined according to EN 12697-23 at 15 °C, whereas the test specimens were conditioned at the set temperature for 4 hours prior to testing. Stiffness was tested according to EN 12697-26, using the test method IT-CY (non-destructive test by applying repeated indirect tensile stress) at test temperature of 15 °C which was selected because it is the determining temperature for the strain characteristic used in the Czech pavement design method. After testing stiffness three of the test specimens for each mixture were water immersed. The conditioning according to EN 1744-4, annex A shall be in water bath at 40±1°C for 48h. This standard further defines the possibility to determine volume changes of the water conditioned specimens as well as the loss of Marshall stability (S_{MA}), which is given by the following formula:

$$S_{MA} = \frac{S_M - S_{MQ}}{S_M} \cdot 100 \quad (1)$$

where S_M is the Marshall stability of dry (unconditioned) test specimens (kN) and S_{MQ} is the Marshall stability of water immersed (conditioned) test specimens (kN). The unconditioned as well as water immersed test specimens were then conditioned for 45-50 minutes in a water bath at 60 °C and after this conditioning time immediately tested for Marshall stability according to EN 12697-34. Differently from EN 1744-4, annex A only loss of Marshall stability was determined, the volume changes of immersed test specimens were not measured. On the other hand, additionally to loss of Marshall stability the Marshall stiffness ratio (MT_R) was determined according to the following formula:

$$MT_R = \frac{MT_{dry} - MT_w}{MT_{dry}} \quad (2)$$

where MT_{dry} is the Marshall stiffness of dry (unconditioned) test specimens (kN/mm) and MT_w is the Marshall stiffness of water immersed (conditioned) test specimens (kN/mm). Table 2 reports the mechanical properties of asphalt mix series with different quarry aggregates.



Table 2. Mechanical properties of asphalt mix series with different quarry aggregates

Quarry	Asphalt Mixture	Bulk density	Maximum density	Air Voids content
		Mg/m ³	Mg/m ³	%-vol.
Zbečno	Reference (CaCO ₃)	2 470	2 605	5.18
	BF PKB	2 454	2 615	6.17
	BF Brant	2 464	2 592	4.93
	QD Plešovice	2 451	2 585	5.32
	QD Chrtníky	2 485	2 612	4.85
	QD Litice	2 509	2 638	4.88
	QD Chornice	2 413	2 587	6.72
Brant	Reference (CaCO ₃)	2 357	2 481	5.01
	BF PKB	2 350	2 425	5.12
	BF Brant	2 347	2 431	5.06
	QD Plešovice	2 359	2 472	5.58
	QD Chrtníky	2 332	2 462	5.29
	QD Litice	2 369	2 464	4.61
	QD Chornice	2 328	2 473	5.85
Chlum	Reference (CaCO ₃)	2 362	2 495	5.33
	BF PKB	2 325	2 489	6.56
	BF Brant	2 337	2 487	6.03
	QD Plešovice	2 306	2 306	5.54
	QD Chrtníky	2 361	2 472	4.47
	QD Litice	2 345	2 445	4.08
	QD Chornice	2 374	2 472	3.97

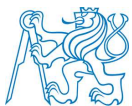
It is obvious that the selected alternative fillers can have impact on voids content. The reference mixture containing limestone filler with Zbečno aggregates had a void content of 5.18% by vol. The bitumen content was 6.0% by mass. The statement about potential impact of tested fillers on voids content is based on the results true mainly for backhouse filler PKB and quarry dust from Chornice. For the fixed aggregate mix design this would mean that the bitumen content needs to be slightly increased. On the other hand, for backhouse filler Brant and quarry dusts Chrtníky or Litice the bitumen content could be slightly reduced. The reference mixture containing limestone filler with Brant aggregates had a void content of 5.01% by vol. The bitumen content was 6.4% by mass. The statement about potential impact of tested fillers on voids content is based on the results true for quarry dusts from Plešovice, Litice, Chornice and Chrtníky, whereas the most significant impact was found for first three of these alternative fillers. For the fixed aggregate mix design this would mean that if filler Litice is used the bitumen content could be slightly reduced and on the other hand with filler Plešovice or Chornice the bitumen content needs to be slightly increased. The reference mixture containing limestone filler with Chlum aggregates had a void content of 5.33% by vol. The bitumen content was 6.3% by mass. Only quarry dust from Plešovice resulted in similar voids content. Backhouse fillers Brant and PKB showed higher voids content which would result in the probably demand for slightly increased bitumen content to reach same air voids like for the asphalt mix variant with limestone filler. On the other hand, fillers from Litice, Chrtníky and Chornice resulted in significantly lower voids contents which might indicate that these variants could have lower bitumen content to reach the 5.5±0.5% vol. voids content.



Table 3: Strength, durability and stiffness of asphalt mix series with different quarry aggregates

Quarry	Asphalt Mixture	Marshall	S _{MA}	Marshall	MT _{ratio}	Stiffness @	ITS MPa	ITSR
		Stability kN		Stiffness kN/mm		15°C MPa		
Zbečno	Reference (CaCO ₃)	9.0	30.3 %	0.41	0.54	4 566	1.17	63 %
		6.3		0.19			0.73	
	BF PKB	9.2	29.1 %	0.35	0.45	4 354	1.42	64 %
		6.5		0.19			0.91	
	BF Brant	8.1	28.3 %	0.32	0.49	4 071	1.38	66 %
		5.8		0.16			0.91	
	QD Plešovice	7.5	2.7 %	0.30	0.23	4 516	1.25	59 %
		7.3		0.23			0.73	
	QD Chrtníky	9.3	3.6 %	0.40	0.21	3 646	0.93	114 %
		9.0		0.32			1.06	
QD Litice	9.8	22.4 %	0.36	0.37	3 260	1.27	85 %	
	7.6		0.23			1.08		
QD Chornice	7.9	35.6 %	0.24	0.48	3 766	1.13	83 %	
	5.1		0.12			0.93		
Brant	Reference (CaCO ₃)	9.9	-1.7 %	3.88	0.08	3 808	1.35	91 %
		10.1		3.56			1.22	
	BF PKB	7.8	24.0 %	4.16	0.44	3 193	1.16	91 %
		5.9		2.31			1.05	
	BF Brant	9.5	19.7 %	4.44	0.36	4 284	1.12	93 %
		7.6		2.86			1.04	
	QD Plešovice	9.4	-0.7 %	4.62	0.09	4 571	1.47	78 %
		9.5		4.19			1.15	
	QD Chrtníky	14.9	30.5 %	4.79	0.47	4 503	1.00	73 %
		10.3		2.55			0.73	
QD Litice	8.7	5.8 %	4.00	-0.02	3 242	1.18	80 %	
	8.2		4.09			0.94		
QD Chornice	14.9	30.9 %	5.73	0.44	5 255	1.53	65 %	
	10.3		3.21			1.00		
Chlum	Reference (CaCO ₃)	8.3	6.0 %	2.40	0.05	2 495	1.12	93 %
		7.8		2.28			1.03	
	BF PKB	6.4	15.0 %	2.98	0.34	2 483	1.03	76 %
		5.5		1.98			0.78	
	BF Brant	6.4	12.6 %	2.99	0.34	2 961	1.07	78 %
		5.6		1.97			0.83	
	QD Plešovice	10.1	13.2 %	4.10	0.21	5 105	0.99	65 %
		8.7		3.23			0.64	
	QD Chrtníky	8.5	2.0 %	2.81	0.06	2 667	1.12	93 %
		8.3		2.64			1.04	
QD Litice	8.1	9.4 %	3.22	0.23	2 605	1.01	68 %	
	7.4		2.49			0.69		
QD Chornice	7.1	32.7 %	3.20	0.45	2 813	0.97	55 %	
	4.8		1.76			0.53		

For the mechanical and strain tests on mix series with different quarry aggregates, focusing on the stiffness, following findings can be concluded, based on Table 3. About Zbečno quarry, reference asphalt mixture and mixture variant containing filler Plešovice showed highest stiffness modulus whereas quarry dust filler Litice



had the lowest stiffness values. The backhouse filler variants showed stiffness values close to the reference mixture and the remaining two quarry dusts had similar stiffness like the variant with Litice. About Brant quarry, asphalt mixture containing filler Chornice showed highest stiffness modulus whereas backhouse filler PKB and quarry dust Litice had the lowest stiffness values. About Chlum quarry, asphalt mixture containing filler Plešovice showed highest stiffness modulus whereas backhouse filler PKB and the reference mixture had the lowest stiffness values. The remaining variants had similar stiffness values which were close to the mixtures containing backhouse filler PKB or limestone filler.

3. Artificial Neural Model

An Artificial Neural Network (ANN) is an interconnected set of processing units whose operation is inspired by the human biological nervous system. The network's capability to perform a specific task is related to the neural interconnections' number and strength; the latter is expressed by numerical values, called weights, which are obtained using a learning process. The artificial neurons are inputted with a weighted combination of signals (input features) which is processed according to a nonlinear function, called activation function. A neural network allows the existing (or postulated) relationship between an assigned input features vector and an experimental-investigated output to be regressed. In functions approximation problems such as the current paper object, the input features vector components are the independent variables scores and each corresponding output is the ground-truth dependent variable. The "supervised" learning is based on a training set of input-output pairs, randomly taken from the original data set. A well-trained network is capable of generalizing, i.e., to give the proper output from input features values not considered in the training set.

3.1. Spearman Correlation

In order to optimize the data provided as input to the model, correlation analyses were implemented to determine which classes of data were most related. The relationships were investigated using Spearman's Rank Order Correlation. The only assumptions for this kind of non-parametric technique are random samples and independent observations. It has been observed that there was an overall medium positive correlation [4] between the ITSM and the most important oxides ratio in filler samples. For example, between ITSM and SiO₂/CaO the relationship was [$\rho = +.38, n = 126, p < 0.0005$] with high levels of ITSM associated with higher levels of the SiO₂/CaO ratio. A comprehensive description of the rho and p values for each ITSM/oxide ratio pair is shown in Table 4.

Table 4: Spearman's rank order correlation between stiffness modulus and main filler oxides

Measures	1	2	3	4
(1) ITSM				
(2) SiO ₂ /CaO	.38 ***			
(3) SiO ₂ /Al ₂ O ₃	.31 ***	.86 ***		
(4) SiO ₂ /Fe ₂ O ₃	.35 ***	.75 ***	.89 ***	
(5) SiO ₂ /MgO	.35 ***	.93 ***	.96 ***	.86 ***

N = 126. ***p < 0.0005

The neural network proposed in the current paper is structured as follows. An input layer is composed of 5 neurons, one for each oxides' ratio (SiO₂/CaO, SiO₂/Al₂O₃, SiO₂/Fe₂O₃, SiO₂/MgO) plus the categorical variable identifying the quarry/filler pair. A hidden layer is equipped with *n* neurons, with *n* being an integer in the range {1, ..., 25}. The activation units considered in the current study setup are the 4 main-used (in regression

problems) functions (Figure 1) namely the exponential linear (ELU), the rectified linear (ReLU), the hyperbolic tangent (TanH) and the logistic sigmoid (LogS) [5]. An output layer with a single neuron and linear activation function produces the Stiffness Modulus outputs corresponding to each input features vector. Such NN structure is often called Shallow Neural Network (SNN) in the relevant literature.

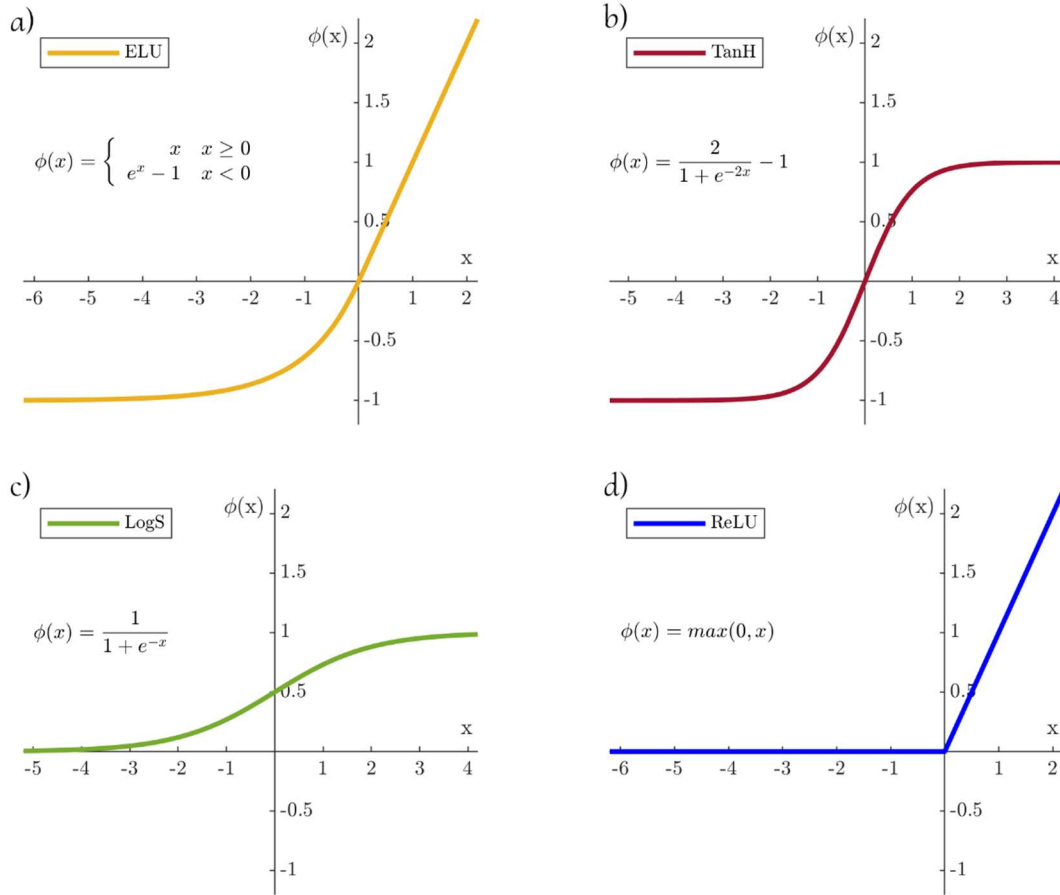


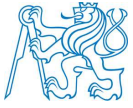
Figure 1. (a) Exponential linear (ELU), (b) hyperbolic tangent (TanH), (c) logistic sigmoid (LogS) and (d) rectified linear (ReLU) activation functions.

3.2. Training Algorithm

Firstly, the data have to be standardized (subtracted from their mean and divided by their standard deviation) for a better functioning of the training algorithm. The latter consists of an initial forward and a following backward passes [6]. First the input feature vector is used to compute the output $\hat{\mathbf{y}}$, by means of an initialized weights and biases matrix \mathbf{W} . Subsequently, the target vector \mathbf{y} is compared with the network output $\hat{\mathbf{y}}$ by a loss function $L(\hat{\mathbf{y}}, \mathbf{y})$ that allows the matrix \mathbf{W} to be updated. The loss function, employed in the current study, is the Mean Squared Error (MSE) i.e., the average squared difference between the estimated and the target values. The optimization method applied to update the weights and biases matrix is the Levenberg-Marquardt (LM) algorithm [7] which is one of the most efficient algorithms to train SNNs. After randomly initializing the weights and biases, the training phase can start and it can be expressed as follows:

$$L^e = MSE^e = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i(\mathbf{W}^e))^2 \quad (3)$$

$$\mathbf{W}^{e+1} = \mathbf{W}^e - [\mathbf{J}^T(\mathbf{W}^e)\mathbf{J}(\mathbf{W}^e) + \mu_e \mathbf{I}]^{-1} \mathbf{J}^T(\mathbf{W}^e)\mathbf{q}(\mathbf{W}^e)$$



where $e \in \{1, \dots, E\}$, \mathbf{J} is the Jacobian matrix of the training loss $L(\cdot)$ with respect to \mathbf{W}^e , \mathbf{I} is the identity matrix and $\mathbf{q} = \hat{\mathbf{y}} - \mathbf{y}$ is the vector of network errors. The learning rate μ and every other parameter of the training algorithm were set by the MATLAB®Toolbox, i.e., μ_{init} equal to 0.001, μ_{inc} to 10, μ_{de} to 0.1, μ_{max} to $1e+10$ and the maximum number of training epochs E equal to 1000. An early-stopping procedure has been implemented in order to avoid overfitting. Such a situation happens when a neural model fits too much the training data and then it is incapable of well-generalizing. For this reason, the dataset has been divided into 3 macro groups: the training set, the validation set and the test set. The training set allows the matrix \mathbf{W} to be properly set, so that the network can perform a specific task, whereas the validation set is used for monitoring the model generalization capability during training [8]. As the training iterations progress, if the validation error increases with respect to the training error, it means that an overfitting situation is occurring. For this reason, a parameter δ is implemented so that, if the above condition occurs δ -times subsequently, the learning phase stops. Parameter δ has been set equal to 6. Finally, the test set is used to evaluate the model's predictive capabilities.

3.3. Data Augmentation and k-fold cross-validation

Due to the small size of the available dataset (126 input/output pairs), a data augmentation technique and a data partitioning algorithm (known as k-fold cross-validation) have been employed. The first one consists in increasing the amount of data in the learning phase, adding synthetic data that do not change the intrinsic meaning of the original data set from experimental investigations. For this reason, for each quarry and filler types, the average values of the stiffness modulus have been calculated. These values, 21 in total, form the validation set: this process is really important because in this way a representative dataset of all the mixtures considered in the study has been identified. Such a validation set allows the Machine Learning engineer to stop the training phase when the SNN stops correctly regressing the average mechanical response of the mixes. For this reason, the implemented data augmentation process is called "Mean Validation" and is a useful reference for all those applications where multiple replicates of different asphalt mixtures are available. Differently, the k-fold cross-validation has been implemented for the definition of the training and test sets. This pre-processing step is based on the integer parameter k , that sets the number of partitions of the experimental data set. Each of the k -groups contains the same number of elements: in this way, $k-1$ groups can be used to train the model, whereas the left-out one to test it. Such procedure is iterative and is repeated k -times so that each of the k -folds is used in a different testing phase [9]. For each iteration, it is necessary to keep a record of the individual test score to obtain the model's overall performance as the arithmetic mean of the k -scores [10]. The value of k was chosen equal to 6 and the method was of a stratified type, i.e., it was ensured that each test set contains one input-target data for each quarry and filler combination. In this way, it was possible to generate 3 sets (for 6 different data partitions) that were all well-representative of the 21 quarry/filler pairs: the 105-data training set, the 21-data validation set (from data augmentation) and the 21-data test set. In order to obtain the best fitted network for each combination of activation function/number of hidden neurons as a result of a k-fold cross-validation partitioning, the parameter w_w was defined: it is the number of re-trains performed for each considered NN structure. A standard literature value $w_w = 10$ has been employed.

4. Results and discussions

Table 5 shows the satisfactory results achieved by the different proposed SNNs expressed through the Ordinary Coefficient of Determination (R^2) and the Mean Squared Error (MSE) values.

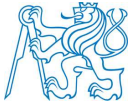


Table 5: Summary Results of the best models

Inputs	Output	Activation Fun.	Best Architecture	R^2	MSE
Categorical Variable,		ELU	5-6-1	0.9372	0.0568
SiO ₂ /CaO,		ReLU	5-12-1	0.9378	0.0538
SiO ₂ /Al ₂ O ₃ ,	ITSM	TanH	5-5-1	0.9389	0.0572
SiO ₂ /Fe ₂ O ₃ ,		LogS	5-4-1	0.9473	0.0445
SiO ₂ /MgO					

The former represents a statistical measure of how the data are well approximated by the regression line. In general, the value of R^2 always lies between 0 and 1, and the higher it is, the better the model fits the data. The latter represents, instead, an estimate of the generalizing capabilities of the model through an average of the differences between the experimental investigated modules and those predicted by the SNN squared.

$$R^2 = 1 - \frac{SSE}{SST} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (ITSM_i - \widehat{ITSM}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (ITSM_i - \mu_{ITSM})^2} \quad MSE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (ITSM_i - \widehat{ITSM}_i)^2 \quad (4)$$

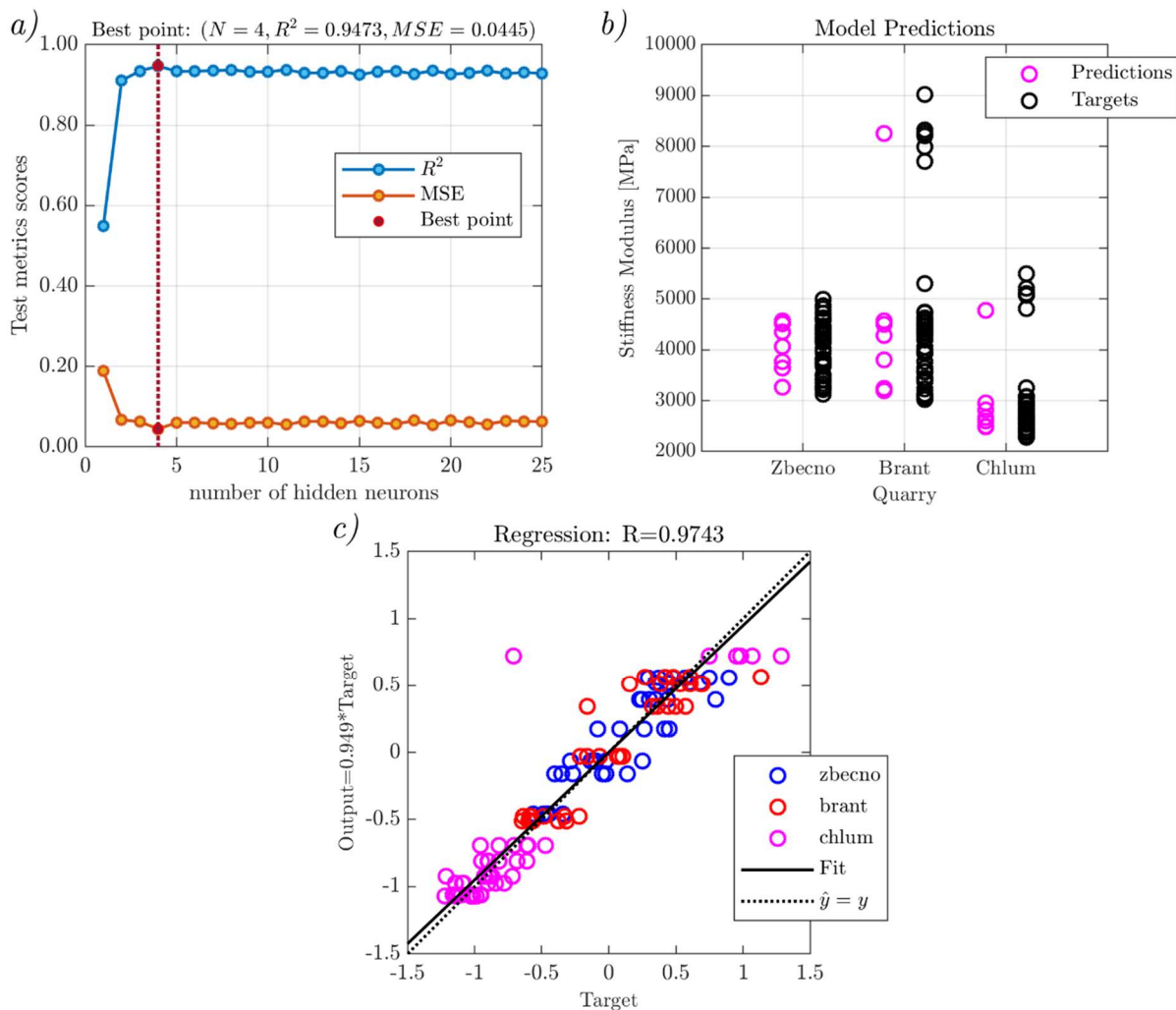


Figure 2. (a) Performance Metrics of the LogS-SNN model. (b) LogS-SNN model predictions. (c) LogS-SNN model regression for the entire dataset.



SSE is the sum of squared error while SST is the sum of squared total, μ_{ITSM} is the average of the stiffness modulus investigated and n represents the number of observations. The most satisfactory result is achieved for the 5-4-1 model using the logistic sigmoid activation function, hereafter referred as LogS-SNN, with a R^2 value of 0.9473 and a MSE value of 0.0445. The graphical trend of the training process is presented in Figure 2 (a). It is possible to notice how the initial values of R^2 (MSE) grow (decrease) until they reach a maximum (minimum) beyond which improvements are no longer appreciable. In this case it can be deduced that using more than 4 neurons in the hidden layer would only make the model more complex without providing any predictive benefit. The Data-Augmentation strategy of averaging the modulus values for each quarry/filler pair to constitute the validation set was successful. In fact, as it is possible to observe in Figure 2 (b), the model is well capable of predicting the average mechanical behavior of each type of mixture. As can be seen in Figure 2 (c), the LogS-SNN model was then finally trained on the entire dataset so that it could be employed in the future and returned very high values of Pearson Correlation Coefficient R . In fact, the result obtained ($R = 0.9743$) indicates a very good linear correlation between the target moduli and those predicted by the neural model, emphasizing its high level of accuracy.

6. Conclusions

In the present study, a SNN approach has been used to numerically model the stiffness modulus of several asphalt concretes prepared with different quarry fillers used as alternatives for traditional limestone filler or Portland cement. To produce the specimens, aggregates from 3 different quarries were employed together with 7 different fillers thus generating 21 quarry/filler pairs. For each pair, 6 different samples were produced that had essentially the same compositional features: they were all compacted by 2x50 blows, filler content was fixed at 10% by mass, the grading curve was roughly the same and the employed bitumen had 160/220 penetration grade and was about 6% by mass of the mix. XRF analyses were performed thus identifying the content of the 5 main oxides associated with the employed natural fillers. The proposed neural model, starting from the ratios between these main oxides (always related to SiO_2) and from a categorical variable associated to the quarry/filler pair, is able to predict with high accuracy (guaranteed by the very high R -value) the average mechanical behaviour of the mixture in terms of stiffness modulus. It is capable, in fact, of approximating an analytical relationship between the oxide ratios and the stiffness modulus thanks to its 5-4-1 structure characterized by a logistic sigmoid activation function which the Hidden Layer is equipped with. This work is clearly a preliminary study since it implements the MATLAB®Toolbox and uses its standard hyperparameters. For the future, it would be interesting to implement hyperparameters optimization algorithms in order to obtain even more reliable results and to extend the range of compositional features. In fact, by investigating mixtures characterized by different grading curves and different filler/bitumen/voids ratios, it would be possible to create a powerful tool for predicting mechanical performance which would be of great help during the mix design processes.

References

- [1] M. Pasetto, N. Baldo, "Numerical visco-elastoplastic constitutive modelization of creep recovery tests on hot mix asphalt," *J. Traffic and Transp. Eng.*, vol. 3(5), pp. 390-397, 2016.
- [2] M. Pasetto, N. Baldo, "Computational analysis of the creep behaviour of bituminous mixtures," *Constr. Build. Mater.*, vol. 94, pp. 784-790, 2015.
- [3] J. Valentin, T. Valentová, J. Trejbal, V. Nežerka, "Alternativy minerálních přísad jako filerů v asfaltových směsích," *Silniční obzor*, vol. 81, pp. 223-230, 2020 (in Czech).
- [4] J. Cohen, "Statistical power analysis for the behavioral sciences," Publisher: *Lawrence Erlbaum Associates*, Hillsdale, NJ, 1988.
- [5] Math Works, "MATLAB: The Language of Technical Computing from Math Works," Publisher: *Math Works*, Natick, MA, 2018.



- [6] N. Baldo, E. Manthos, M. Pasetto, "Analysis of the mechanical behaviour of asphalt concretes using artificial neural networks," *Adv. Civ. Eng.*, vol. 2018, 1650945, 2018.
- [7] M.T. Hagan, M. Menhaj, "Training feed-forward networks with the Marquardt algorithm," *IEEE Transactions on Neural Networks*, vol. 5, pp. 989–993, 1994.
- [8] L. Prechelt, "Neural Networks: Tricks of the trade," Publisher: *Springer*, Berlin, Germany, 1998.
- [9] Y. Jung, "Multiple predicting K-fold cross-validation for model selection", *J. Nonparametr. Stat.*, vol. 30, pp. 197-215, 2018.
- [10] N. Baldo, E. Manthos, M. Miani, "Stiffness modulus and marshall parameters of hot mix asphalts: Laboratory data modeling by artificial neural networks characterized by cross-validation," *Appl. Sci.*, vol. 9, 3502, 2019.



4.G Asfaltové směsi mastixového typu s definovanou čarou zrnitosti pro ložní vrstvy vozovek

(užitný vzor č. 31 535, 2018)

Autorský kolektiv: J. Valentin, T. Valentová, P. Vacková – Fakulta stavební ČVUT v Praze

Oblast techniky

Technické řešení se týká asfaltové směsi mastixového typu s přerušenou čarou zrnitosti a modifikovaným asfaltovým pojivem pro ložní vrstvy vozovek.

Dosavadní stav techniky

Asfaltové směsi mastixového typu se dlouhodobě využívají výhradně pro obrusné vrstvy vozovek v podobě asfaltového koberce mastixového nebo asfaltového koberce mastixového se sníženou hlučností. Tyto kompozity jsou běžně vyráběny s velikostí maximálního zrna kameniva 11 mm, případně 8 mm. Pro tyto asfaltové směsi se využívá silniční asfalt nebo polymerem modifikovaný asfalt. V České republice se struskového kameniva dosud nepoužívá, v zahraničí jsou zkušenosti s takovou substitucí přírodního kameniva kamenivem umělým a návrhy asfaltových směsí existují. Tyto asfaltové směsi se uplatní výhradně v obrusných vrstvách a jejich hodnoty modulu tuhosti při 15 °C se pohybují v hodnotách nižších než 8 000 MPa. Současně se u těchto kompozitů neposuzuje únavové chování a jejich životnost se předpokládá v intervalu 10 až 15 let.

Dokument CN1369453 popisuje mastixový asfaltový koberec SMA určený výhradně pro obrusné vrstvy. Směsi dle tohoto patentu jsou vymezeny obecně zavedenými mezemi čáry zrnitosti. Od běžných typů SMA směsí se liší náhradou hrubého drceného kameniva od síta velikosti 4,75 mm výše ocelářskou struskou. Maximální velikost zrna je 16 mm. Dále směs obsahuje ligninová vlákna jako alternativu nosiče asfaltového pojiva v mastixových asfaltových směsích, které zamezují stékavosti pojiva. Přítomnost volného CaO u ocelářské strusky je omezena na maximální výši 2 %. Asfaltová směs SMA podle tohoto dokumentu dále obsahuje písek a pouze čedičové kamenivo. Množství asfaltového pojiva ve směsi je 5,0 až 5,3 %.

Z hlediska ložních vrstev asfaltových vozovek a uplatňování konceptů vozovek s dlouhou životností, případně s nekonečnou životností, kdy se především zvyšují požadavky na tuhost asfaltové směsi a únavové charakteristiky vymezené zejména přetvořením ϵ_6 po 1000000 zatěžovacích cyklů se nejčastěji uplatňují asfaltové směsi s vysokým modulem tuhosti, případně asfaltové směsi typu asfaltového betonu se zvýšeným obsahem asfaltového pojiva. U asfaltové směsi s vysokým modulem tuhosti se dále v České republice požaduje z hlediska omezení rizika předčasného vzniku trhlin při nízkých teplotách zajištění minimální pevnosti v tahu za ohybu při teplotě 0 °C hodnotou 6 MPa. V obou případech výše uvedených typů asfaltových směsí se vždy jedná o asfaltovou směs s plynulou čarou zrnitosti. Využití asfaltového koberce mastixového s velikostí maximálního zrna 22 mm je známé pouze ze zavedené praxe v Německu. V případě asfaltových směsí s vysokým modulem tuhosti se modul tuhosti uvažuje v hodnotě minimálně 9000 MPa při teplotě 15 °C a není v České republice nijak omezen maximální hodnotou, což může ovlivnit jeho náchylnost k dřívějšímu vzniku trhlin a tedy i celkovou životnost. Tato nevýhoda se do jisté míry omezuje při uplatnění asfaltového betonu se zvýšeným obsahem asfaltového pojiva, kdy však nemusí být vždy dosaženo minimální hodnoty modulu tuhosti 9 000 MPa při teplotě 15 °C. Hodnota mezního únavového přetvoření ϵ_6 při teplotě 20 °C stanovená dvoubodovou zkouškou na zkušebních tělesech tvaru komolého klínu neboli trapezoidu činí 125 $\mu\text{m}/\text{m}$.

Asfaltový koberec mastixový pro ložní vrstvy s velikostí maximálního zrna kameniva ve směsi 22 mm nemá stanoven ani požadavek tuhosti ani hodnotu pro mezní únavové přetvoření ϵ_6 . Tyto asfaltové kompozity se vyznačují pouze maximální poměrnou hloubkou koleje $\text{PRD}_{\text{AIR}} = 5,0 \%$, mezerovitostí asfaltové směsi v rozmezí 3,0 až 4,0 % a minimálním obsahem asfaltového pojiva 5,2 % v případě asfaltového koberce



mastixového s velikostí maximálního zrna kameniva 22 mm. Nevýhod výše uvedených řešení je několik. U asfaltových směsí s vysokým modulem tuhosti se zvyšuje riziko vzniku předčasných únavových poruch nebo mrazových trhlin úměrně zvyšování tuhosti asfaltové směsi, která není nijak omezena maximální hodnotou. Asfaltový beton se zvýšeným obsahem asfaltového pojiva naopak může být limitován dosažitelností minimálního modulu tuhosti asfaltové směsi na úrovni 9 000 MPa při teplotě 15 °C. Ani v jednom z uvedených typů asfaltového kompozitu není navíc známo využití struskového kameniva, konkrétně vysokopecní strusky. Základní charakteristikou obou typů asfaltového kompozitu je plynulá čára zrnitosti. V případě asfaltového koberce mastixového pro ložní vrstvy, jak je znám v Německu, nejsou stanoveny jakékoli mezní požadavky pro tuhost, únavové chování nebo odolnost asfaltové směsi proti vzniku mrazových trhlin.

Podstata technického řešení

Výše uvedené nedostatky do značné míry odstraňuje a potenciál dosažení asfaltové vrstvy pro ložní vrstvu vozovky s dlouhou životností nabízí asfaltová směs podle tohoto technického řešení. Asfaltová směs mastixového typu s kamenivem definované čáry zrnitosti pro ložní vrstvy vozovek s dlouhou životností má velikost maximálního zrna 22 mm, mezerovitost 2,5 až 4,0 % obj. a obsahuje 4,7 až 5,2 % hmotn. asfaltového pojiva, jehož penetrace nepřekročí 5,5 mm vybraného ze skupiny polymerem modifikovaný asfalt, mletou pryží modifikovaný asfalt a drcenou pryží modifikovaný asfalt, 0,2 až 0,4 % hmotn. celulózových vláken a 94,4 až 95,1 % hmot. kameniva s následujícím zastoupením jednotlivých frakcí podle zrnitosti: do 3,5 % hmotn. frakce nad 22 mm, 22,9 až 29,3 % hmotn. frakce 16 až 22 mm, 13,5 až 21,2 % hmotn. frakce 11,2 až 16 mm, 9,3 až 13,5 % hmotn. frakce 8 až 11,2, 1,9 až 13,5 % hmotn. frakce 4 až 8 mm, 6,6 až 11,5 % hmotn. frakce 2 až 4 mm, 13,1 až 16,8 % hmotn. frakce 0,250 mm až 2 mm, 2,5 až 4,6 % frakce 0,063 až 0,250 mm, 6,6 až 8,2 % hmotn. frakce pod 0,063 mm.

Výhodně jsou frakce nad 4 mm tvořeny hrubým drceným kamenivem a frakce do 4 mm směsí drobného drceného kameniva a vápencového fileru. Frakce kameniva 4 až 8 mm je v nejnepříhodnějším provedení tvořena struskovým kamenivem z vysokopecní stabilizované strusky. Asfaltová směs má s výhodou odolnost proti trvalým deformacím při teplotě 50 °C vymezenou charakteristikami WTS_{AIR} a PRD_{AIR} , maximálně $WTS_{AIR} = 0,060 \text{ mm}/10^3 \text{ cyklů}$ a $PRD_{AIR} = 4,0 \%$. Asfaltová směs má při teplotě 15 °C hodnotu modul tuhosti výhodně v intervalu 9 000 MPa až 12 000 MPa.

Uvedená směs slouží pro použití do ložních vrstev asfaltových vozovek tam, kde se předpokládá zvýšené dopravní zatížení a je požadována životnost asfaltové vrstvy minimálně 20 let. Použitelnost je s ohledem k technickým vlastnostem a k termické degradaci polymerem modifikovaného asfaltu omezena teplotou 185 °C.

Takto navržená a vyrobená asfaltová směs s definovanou čarou zrnitosti pro vozovky s dlouhou životností se vyznačuje charakteristikou modulu tuhosti v intervalu 9 000 MPa až 12 000 MPa, odolností proti účinkům vody, která z hlediska charakteristiky ITSR pro zhuštěná zkušební tělesa satureovaná ve vodě po dobu 3 dní při teplotě 40 °C nepoklesne pod hodnotu 0,80, zvýšenou odolností proti šíření trhlin při nízkých teplotách, zlepšenou odolností vůči trvalým deformacím a zlepšenými únavovými parametry v porovnání s asfaltovým betonem pro ložní vrstvy nebo v případě některých charakteristiky pro asfaltovou směs se zvýšeným modulem tuhosti.

U daného typu konstrukční vrstvy umožňuje docílení vyváženého souboru technických vlastností, mezi které patří zvýšená odolnost proti trvalým deformacím, zvýšená odolnost proti účinkům vody, zvýšená odolnost proti vzniku mrazových trhlin a prodloužená únavová životnost. Tím se účelně prodlužuje celková životnost takové konstrukční vrstvy, díky čemuž lze navrhovat a provádět vozovky s prodlouženou životností a se sníženými nároky na častější údržbu. Asfaltová směs mastixového typu podle technického řešení je určena výhradně pro ložní vrstvy a lze pro ni použít jakéhokoli typu drceného kameniva, nepřipouští se použití



přírodního těženeho písku. Výhodně se frakce 4 až 8 mm nahrazuje vysokopecní stabilizovaná struska nikoli ocelářskou struskou. Z hlediska charakteristik výsledné směsi se vždy vyžaduje minimální hodnota tuhosti asfaltové směsi, jakož i minimální hodnota lomové houževnatosti, která vymezuje chování asfaltové směsi z hlediska účinku v oboru nízkých teplot.

Příklady provedení technického řešení

Nejvýhodnější konkrétní způsoby provedení vynálezu závisely na volbě modifikovaného asfaltového pojiva, kterým mohlo být polymerem modifikované asfaltové pojivo nebo drcenou či mletou pryží modifikovaného asfaltového pojiva. Výhodně byla frakce přírodního kameniva 4 až 8 mm nahrazena struskovým kamenivem z vysokopecní stabilizované strusky, což pozitivně ovlivnilo vybrané charakteristiky určující délku životnosti asfaltového směsi.

Teplota míchání byla 160 °C s celkovou dobou míchání 240 s pro asfaltovou směs mastixového typu s definovanou čarou zrnitosti a s velikostí maximálního zrna kameniva 22 mm při použití polymerem modifikovaného asfaltového pojiva a 165 °C s celkovou dobou míchání 240 s pro asfaltovou směs mastixového typu s definovanou čarou zrnitosti a s velikostí maximálního zrna kameniva 22 mm při použití asfaltového pojiva modifikovaného drcenou nebo mletou pryží. Současně se u všech asfaltových směsí uvedených typů použilo celulózové vlákno jako nosič asfaltového pojiva v množství 0,2 až 0,4 % hmotnosti celkové směsi.

Uvedený postup výroby respektuje standardní čili logickou posloupnost přidávání jednotlivých složek asfaltové směsi do procesu míchání dle ČSN EN 12697-35+A1.

Nejjemnější kamenivo, které se nazývá filer, se dávkovalo zvlášť, složení frakcí v příkladech však zahrnuje všechny frakce včetně fileru.

Postup přidávání jednotlivých složek směsi do míchačky může být modifikovaný a neomezuje se jen na uvedené. Celková doba míchání může být i jiná, zejména kratší, pokud se zaručí rovnoměrné obalení všech složek směsi asfaltovým pojivem.

Příklad 1: V míchačce se míchalo 8749 g přírodního kameniva a 490 g polymerem modifikovaného asfaltu PMB 25/55-60. Po přibližně 120 s se míchání zastavilo a následovalo přidání 761 g fileru a 30 g celulózových vláken. Pak míchání pokračovalo dalších 120 s. Po této době promíchání byla směs opticky homogenní. Celková doba míchání byla tedy 240 s. Všechny složky směsi, kromě celulózových vláken, byly před přidáním do míchačky předehřáté na teplotu 160 °C až 170 °C. Při vlastním míchání byla udržována teplota 160 °C a to až do zhutnění směsi.

Kamenivo, do kterého je započítán i filer, mělo následující složení frakcí: nad 22 mm 1,2 % hmotn., 16 až 22 mm 28,3 % hmotn., 11,2 až 16 mm 16,4 % hmotn., 8 až 11,2 mm 9,7 % hmotn., 4 až 8 mm 10,5 % hmotn., 2 až 4 mm 10,4 % hmotn., 0,250 až 2 mm 13,1 % hmotn., 0,063 až 0,250 mm 3,7 % hmotn. a pod 0,063 mm 6,7 % hmotn.

Výsledná směs při provedení opakovaných měření dosahuje mezerovitosti asfaltové směsi 3,26 %, odolnosti proti účinkům vody vyjádřené poměrem pevností v příčném tahu ITSR = 0,80 a modul tuhosti stanovaného opakovaným namáháním v příčném tahu při teplotě 15 °C minimálně 10 700 MPa. Dále má směs nízkou hodnotu průměrné stékovosti asfaltového pojiva s hodnotou $D < 1$ % a dobrou odolnost vůči trvalým deformacím při teplotě 50 °C s hodnotami určujících charakteristik $WTS_{AIR} = 0,022$ mm/10³ cyklů a $PRD_{AIR} = 2,9$ % proti referenční směsi ACL 22S, kde $WTS_{AIR} = 0,036$ mm/10³ cyklů a $PRD_{AIR} = 3,5$ %, vykazuje významné zlepšení. Hodnota odolnosti vůči šíření trhlin byla naměřena s hodnotou $K_{cl} = 38,8$ N/mm^{3/2} při teplotě 0 °C.



Příklad 2: V míchačce se míchalo 8749 g přírodního kameniva a 490 g polymerem modifikovaného asfaltu PMB 30/45-85. Po přibližně 120 s se míchání zastavilo a následovalo přidání 761 g fileru a 30 g celulózových vláken. Pak míchání pokračovalo dalších 120 s. Po této době promíchání byla směs opticky homogenní. Celková doba míchání byla tedy 240 s. Všechny složky směsi, kromě celulózových vláken, byly před přidáním do míchačky předeštěné na teplotu 160 °C až 170 °C. Při vlastním míchání byla udržována teplota 160 °C a to až do zhutnění směsi.

Kamenivo, do kterého je započítán i filer, mělo následující složení frakcí: nad 22 mm 1,2 % hmotn., 16 až 22 mm 28,3 % hmotn., 11,2 až 16 mm 16,4 % hmotn., 8 až 11,2 mm 9,7 % hmotn., 4 až 8 mm 10,5 % hmotn., 2 až 4 mm 10,4 % hmotn., 0,250 až 2 mm 13,1 % hmotn. 0,063 až 0,250 mm 3,7 % hmotn. a pod 0,063 mm 6,7 % hmotn.

Výsledná směs při provedení opakovaných měření dosahuje mezerovitosti asfaltové směsi 3,12 %, odolnosti proti účinkům vody vyjádřené poměrem pevností v příčném tahu ITSR = 0,82 a modul tuhosti stanovaného opakovaným namáháním v příčném tahu při teplotě 15 °C minimálně 9 900 MPa. Dále má směs nízkou hodnotu průměrné stékevosti asfaltového pojiva s hodnotou $D < 1\%$ a dobrou odolnost vůči trvalým deformacím při teplotě 50 °C s hodnotami určujícími charakteristik $WTS_{AIR} = 0,018 \text{ mm}/10^3 \text{ cyklů}$ a $PRD_{AIR} = 1,7\%$ proti referenční směsi ACL 22S, kde $WTS_{AIR} = 0,036 \text{ mm}/10^3 \text{ cyklů}$ a $PRD_{AIR} = 3,5\%$, vykazuje významné zlepšení. Hodnota odolnosti vůči šíření trhlin byla naměřena s nadprůměrnou hodnotou $K_{CI} = 45,2 \text{ N}/\text{mm}^{3/2}$ při teplotě 0 °C.

Příklad 3: V míchačce se míchalo 8749 g přírodního kameniva a 490 g polymerem modifikovaného asfaltu PMB 10/40-65. Po přibližně 120 s se míchání zastavilo a následovalo přidání 761 g fileru a 30 g celulózových vláken. Pak míchání pokračovalo dalších 120 s. Po této době promíchání byla směs opticky homogenní. Celková doba míchání byla tedy 240 s. Všechny složky směsi, kromě celulózových vláken, byly před přidáním do míchačky předeštěné na teplotu 160 °C až 170 °C. Při vlastním míchání byla udržována teplota 160 °C a to až do zhutnění směsi.

Kamenivo, do kterého je započítán i filer, mělo následující složení frakcí: nad 22 mm 1,2 % hmotn., 16 až 22 mm 28,3 % hmotn., 11,2 až 16 mm 16,4 % hmotn., 8 až 11,2 mm 9,7 % hmotn., 4 až 8 mm 10,5 % hmotn., 2 až 4 mm 10,4 % hmotn., 0,250 až 2 mm 13,1 % hmotn. 0,063 až 0,250 mm 3,7 % hmotn. a pod 0,063 mm 6,7 % hmotn.

Výsledná směs při provedení opakovaných měření dosahuje mezerovitosti 3,34 %, odolnosti proti účinkům vody vyjádřené poměrem pevností v příčném tahu ITSR = 0,81 a modul tuhosti stanovaného opakovaným namáháním v příčném tahu při teplotě 15 °C minimálně 11 550 MPa. Dále má směs nízkou hodnotu průměrné stékevosti asfaltového pojiva s hodnotou $D < 1\%$ a dobrou odolnost vůči trvalým deformacím při teplotě 50 °C s hodnotami určujícími charakteristik $WTS_{AIR} = 0,020 \text{ mm}/10^3 \text{ cyklů}$ a $PRD_{AIR} = 2,5\%$ proti referenční směsi ACL 22S, kde $WTS_{AIR} = 0,036 \text{ mm}/10^3 \text{ cyklů}$ a $PRD_{AIR} = 3,5\%$, vykazuje významné zlepšení. Hodnota odolnosti vůči šíření trhlin byla naměřena s hodnotou $K_{CI} = 39,3 \text{ N}/\text{mm}^{3/2}$ při teplotě 0 °C.

Příklad 4: V míchačce se míchalo 7972 g přírodního kameniva, 759g struskového kameniva z vysokopecní stabilizované strusky a 510 g polymerem modifikovaného asfaltu PMB 25/55-60. Po přibližně 120 s se míchání zastavilo a následovalo přidání 759 g fileru a 40 g celulózových vláken. Pak míchání pokračovalo dalších 120 s. Po této době promíchání byla směs opticky homogenní. Celková doba míchání byla tedy 240 s. Všechny složky směsi, kromě celulózových vláken, byly před přidáním do míchačky předeštěné na teplotu 160 °C až 170 °C. Při vlastním míchání byla udržována teplota 160 °C a to až do zhutnění směsi.



Kamenivo, do kterého je započítán i filer, mělo následující složení frakcí: nad 22 mm 3,5 % hmotn., 16 až 22 mm 22,9 % hmotn., 11,2 až 16 mm 21,2 % hmotn., 8 až 11,2 mm 11,7 % hmotn., 4 až 8 mm 1,9 % hmotn., 2 až 4 mm 11,5 % hmotn., 0,250 až 2 mm 14,7 % hmotn. 0,063 až 0,250 mm 4,4 % hmotn. a pod 0,063 mm 8,2 % hmotn.

Výsledná směs při provedení opakovaných měření dosahuje mezerovitosti 3,72 %, odolnosti proti účinkům vody vyjádřené poměrem pevností v příčném tahu ITSR = 0,87 a modul tuhosti stanovaného opakovaným namáháním v příčném tahu při teplotě 15 °C minimálně 11 150 MPa. Dále má směs nízkou hodnotu průměrné stékevosti asfaltového pojiva s hodnotou $D < 1$ % a dobrou odolnost vůči trvalým deformacím při teplotě 50 °C s hodnotami určujících charakteristik $WTS_{AIR} = 0,027$ mm/10³ cyklů a $PRD_{AIR} = 3,2$ % proti referenční směsi ACL 22S, kde $WTS_{AIR} = 0,036$ mm/10³ cyklů a $PRD_{AIR} = 3,5$ %, vykazuje významné zlepšení. Hodnota odolnosti vůči šíření trhlin byla naměřena s hodnotou $K_{CI} = 38,9$ N/mm^{3/2} při teplotě 0 °C.

Příklad 5: V míchačce se míchalo 8722 g přírodního kameniva a 520 g polymerem modifikovaného asfaltu PMB 25/55-60. Po přibližně 120 s se míchání zastavilo a následovalo přidání 758 g fileru a 30 g celulózových vláken. Pak míchání pokračovalo dalších 120 s. Po této době promíchání byla směs opticky homogenní. Celková doba míchání byla tedy 240 s. Všechny složky směsi, kromě celulózových vláken, byly před přidáním do míchačky předeřáté na teplotu 160 °C až 170 °C. Při vlastním míchání byla udržována teplota 160 °C a to až do zhutnění směsi.

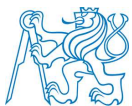
Kamenivo, do kterého je započítán i filer, mělo následující složení frakcí: nad 22 mm 2,4 % hmotn., 16 až 22 mm 29,3% hmotn., 11,2 až 16 mm 15,6 % hmotn., 8 až 11,2 mm 13,5 % hmotn., 4 až 8 mm 2,0 % hmotn., 2 až 4 mm 10,8 % hmotn., 0,250 až 2 mm 16,8 % hmotn. 0,063 až 0,250 mm 2,5 mm % hmotn. a pod 0,063 mm 7,1 % hmotn.

Výsledná směs při provedení opakovaných měření dosahuje mezerovitosti 2,54 %, odolnosti proti účinkům vody vyjádřené poměrem pevností v příčném tahu ITSR = 0,84 a modul tuhosti stanovaného opakovaným namáháním v příčném tahu při teplotě 15 °C minimálně 9 750 MPa. Dále má směs nízkou hodnotu průměrné stékevosti asfaltového pojiva s hodnotou $D < 1$ % a dobrou odolnost vůči trvalým deformacím při teplotě 50 °C s hodnotami určujících charakteristik $WTS_{AIR} = 0,027$ mm/10³ cyklů a $PRD_{AIR} = 3,1$ % proti referenční směsi ACL 22S, kde $WTS_{AIR} = 0,036$ mm/10³ cyklů a $PRD_{AIR} = 3,5$ %, vykazuje významné zlepšení. Hodnota odolnosti vůči šíření trhlin byla naměřena s hodnotou $K_{CI} = 39,6$ N/mm^{3/2} při teplotě 0 °C.

Příklad 6: V míchačce se míchalo 7996 g přírodního kameniva, 762g struskového kameniva z vysokopevní stabilizované strusky a 480 g polymerem modifikovaného asfaltu PMB 25/55-60. Po přibližně 120 s se míchání zastavilo a následovalo přidání 762 g fileru a 20 g celulózových vláken. Pak míchání pokračovalo dalších 120 s. Po této době promíchání byla směs opticky homogenní. Celková doba míchání byla tedy 240 s. Všechny složky směsi, kromě celulózových vláken, byly před přidáním do míchačky předeřáté na teplotu 160 °C až 170 °C. Při vlastním míchání byla udržována teplota 160 °C a to až do zhutnění směsi.

Kamenivo, do kterého je započítán i filer, mělo následující složení frakcí: nad 22 mm 2,4 % hmotn., 16 až 22 mm 28,5 % hmotn., 11,2 až 16 mm 13,9 % hmotn., 8 až 11,2 mm 9,3 % hmotn., 4 až 8 mm 11,2 % hmotn., 2 až 4 mm 8,5 % hmotn., 0,250 až 2 mm 16,1 % hmotn. 0,063 až 0,250 mm 3,5 % hmotn. a pod 0,063 mm 6,6 % hmotn.

Výsledná směs při provedení opakovaných měření dosahuje mezerovitosti 4,00 %, odolnosti proti účinkům vody vyjádřené poměrem pevností v příčném tahu ITSR = 0,82 a modul tuhosti stanovaného opakovaným namáháním v příčném tahu při teplotě 15 °C minimálně 11 570 MPa. Dále má směs nízkou hodnotu průměrné stékevosti asfaltového pojiva s hodnotou $D < 1$ % a dobrou odolnost vůči trvalým deformacím při teplotě 50



°C s hodnotami určujícími charakteristik $WTS_{AIR} = 0,028 \text{ mm}/10^3$ cyklů a $PRD_{AIR} = 3,2 \%$ proti referenční směsi ACL 22S, kde $WTS_{AIR} = 0,036 \text{ mm}/10^3$ cyklů a $PRD_{AIR} = 3,5 \%$, vykazuje významné zlepšení. Hodnota odolnosti vůči šíření trhlin byla naměřena s hodnotou $K_{Cl} = 40,2 \text{ N}/\text{mm}^{3/2}$ při teplotě 0 °C.

Příklad 7: V míchačce se míchalo 8816 g přírodního kameniva a 520 g asfaltového pojiva 20/30 modifikovaného mletou pryží v množství 15 % hmotnostních asfaltového pojiva. Po přibližně 120 s se míchání zastavilo a následovalo přidání 664 g fileru a 20 g celulózových vláken. Pak míchání pokračovalo dalších 120 s. Po této době promíchání byla směs opticky homogenní. Celková doba míchání byla tedy 240 s. Všechny složky směsi, kromě celulózových vláken, byly před přidáním do míchačky přehřáté na teplotu 165 °C až 175 °C. Při vlastním míchání byla udržována teplota 165 °C a to až do zhutnění směsi.

Kamenivo, do kterého je započítán i filer, mělo následující složení frakcí: nad 22 mm 2,1 % hmotn., 16 až 22 mm 27,2 % hmotn., 11,2 až 16 mm 13,5 % hmotn., 8 až 11,2 mm 11,9 % hmotn., 4 až 8 mm 13,5 % hmotn., 2 až 4 mm 6,6 % hmotn., 0,250 až 2 mm 13,6 % hmotn. 0,063 až 0,250 mm 4,6 % hmotn. a pod 0,063 mm 7,0 % hmotn.

Výsledná směs při provedení opakovaných měření dosahuje mezerovitosti asfaltové směsi 3,91 %, odolnosti proti účinkům vody vyjádřené poměrem pevností v příčném tahu $ITSR = 0,83$ a modul tuhosti stanovaného opakovaným namáháním v příčném tahu při teplotě 15 °C minimálně 10 400 MPa. Dále má směs nízkou hodnotu průměrné stékovosti asfaltového pojiva s hodnotou $D < 1 \%$ a dobrou odolnost vůči trvalým deformacím při teplotě 50 °C s hodnotami určujícími charakteristik $WTS_{AIR} = 0,025 \text{ mm}/10^3$ cyklů a $PRD_{AIR} = 2,7 \%$ proti referenční směsi ACL 22S, kde $WTS_{AIR} = 0,036 \text{ mm}/10^3$ cyklů a $PRD_{AIR} = 3,5 \%$, vykazuje významné zlepšení. Hodnota odolnosti vůči šíření trhlin byla naměřena s hodnotou $K_{Cl} = 40,2 \text{ N}/\text{mm}^{3/2}$ při teplotě 0 °C.

Průmyslová využitelnost

Asfaltová směs podle technického řešení se využije pro ložní vrstvy vozovek. U těchto konstrukčních vrstev představuje efektivní alternativu asfaltových betonů pro ložní vrstvy ACL, asfaltových směsí s vysokým modulem tuhosti VMT nebo asfaltových směsí se zvýšeným obsahem asfaltového pojiva RBL.

Nároky na ochranu

1. Asfaltová směs mastixového typu s kamenivem definované čáry zrnitosti pro ložní vrstvy vozovek **vyznačující se tím, že** má velikost maximálního zrna 22 mm, mezerovitost 2,5 až 4,0 % obj. a obsahuje 4,7 až 5,2 % hmotn. asfaltového pojiva, jehož penetrace nepřekročí 5,5 mm vybraného ze skupiny polymerem modifikovaný asfalt, mletou pryží modifikovaný asfalt a drcenou pryží modifikovaný asfalt, 0,2 až 0,4 % hmotn. celulózových vláken a 94,4 až 95,1 % hmot. kameniva s následujícím zastoupením jednotlivých frakcí podle zrnitosti: do 3,5 % hmotn. frakce nad 22 mm, 22,9 až 29,3 % hmotn. frakce 16 až 22 mm, 13,5 až 21,2 % hmotn. frakce 11,2 až 16 mm, 9,3 až 13,5 % hmotn. frakce 8 až 11,2, 1,9 až 13,5 % hmotn. frakce 4 až 8 mm, 6,6 až 11,5 % hmotn. frakce 2 až 4 mm, 13,1 až 16,8 % hmotn. frakce 0,250 mm až 2 mm, 2,5 až 4,6 % frakce 0,063 až 0,250 mm, 6,6 až 8,2 % hmotn. frakce pod 0,063 mm.
2. Asfaltová směs podle nároku 1, **vyznačující se tím, že** frakce nad 4 mm jsou tvořeny hrubým drceným kamenivem a frakce do 4 mm jsou tvořeny směsí drobného drceného kameniva a vápencového fileru.
3. Asfaltová směs podle nároku 1 nebo 2, **vyznačující se tím, že** frakce kameniva 4 až 8 mm je s tvořena struskovým kamenivem z vysokopecní stabilizované strusky.
4. Asfaltová směs podle nároků 1 až 3, **vyznačující se tím, že** má odolnost proti trvalým deformacím při teplotě 50 °C vymezenou charakteristikami WTS_{AIR} a PRD_{AIR} následující: maximální WTS_{AIR} je 0,060 mm/10³ cyklů a maximální PRD_{AIR} je 4,0 %.



5. Asfaltová směs podle nároků 1 až 4, **vyznačující se tím, že** má při teplotě 15 °C hodnota modul tuhosti je v intervalu 9 000 MPa až 12 000 MPa.



4.H Protokol o ověření a následném uplatnění technologie č. KP-DP01-002/2018 „Ověření asfaltového souvrství tenké obrusné vrstvy z asfaltového betonu typu SMA 8 NH a ložní vrstvy z mastixového koberce typu SMA 22 L s využitím výhradně vyššího podílu R-materiálu“

(ověřená technologie aplikovaná v praxi, 2018)

Autorský kolektiv: J. Valentin, P. Vacková, J. Jindra, P. Mondschein – Fakulta stavební ČVUT v Praze

1. Původ technologie

Navržená technologie je výsledkem aktivit projektu Koncept Praha, č. projektu CZ.07.1.02/0.0/0.0/16_023/0000113 a to konkrétně dílčího projektu „Nízkoúdržbový kompozitní kryt asfaltových vozovek pozemních komunikací“ jehož hlavní náplní bylo navrhnout, experimentálně ověřit a prakticky aplikovat inovovaný typ asfaltového souvrství pro vozovky pozemních komunikací a to s cílem dosáhnout takového technického řešení, které bude v čase vykazovat lepší trvanlivost a delší životnost.

Autory technologie jsou zaměstnanci nebo studenti doktorského či magisterského studia Fakulty stavební ČVUT v Praze Ing. Jan Valentin, Ph.D., Ing. Pavla Vacková, Bc. Jiří Jindra a Ing. Petr Mondschein, Ph.D. První dva uvedení spoluautoři se na řešení každý podílel 35 %, třetí spoluautor 20 % a poslední spoluautor se na řešení podílel 10 %.

2. Popis technologie – obecně

V případě stavebních konstrukcí (ať již vozovek či jakýkoliv jiných stavebních objektů) existují dva základní pohledy na investici – pořizovací cena a náklady životního cyklu konstrukce. Pořizovací cena je prvotní cena na výstavbu. Cena zahrnuje návrh, výrobu a pokládku asfaltové vrstvy, po zahájení provozu se již další výdaje nezapočítávají. Cena životního cyklu zahrnuje nejen pořizovací náklady, ale také náklady na údržbu a provoz v rámci celého životního cyklu. V případě asfaltových vozovek se počítá s teoretickým návrhovým obdobím životnosti konstrukce 25 let, což znamená, že do nákladů životního cyklu by měly být zahrnuty veškeré výdaje na údržbu a opravy vozovky po dobu minimálně 25 let. Z praktického hlediska je životnost asfaltového souvrství mnohdy kratší nebo se potýká s vyšším výskytem poruch v čase. Tato skutečnost je dána řadou aspektů: (i) změna intenzit dopravy s často výrazným nárůstem nákladní automobilové dopravy v čase, (ii) změna ve skladbě dopravního proudu, (iii) změny klimatických účinků. Uvedené aspekty se nikdy nedají prognózovat přesně a v době návrhu a modelového ověření konstrukce vozovky musíme pracovat daty, která predikujeme na 25 a více let dopředu. To v prostředí, které se velmi rychle mění.

V současné době je pořizovací cena vozovky nejzásadnějším parametrem pro vhodný výběr varianty řešení. Nízká pořizovací cena však neznamená nízkou cenu z hlediska životního cyklu vozovky. Nízké pořizovací náklady zpravidla znamenají vyšší náklady na údržbu a opravu vozovky během jejího návrhového období. Do životního cyklu vozovky je nutné započítat nejen monetární náklady jako je cena materiálu, výstavby, platy zaměstnanců a podobně, ale je nutné také započítat snížení komfortu řidičů při provozu na poničeném povrchu vozovky a zohlednit jejich časové ztráty vlivem dopravně inženýrských omezení v době údržby a rekonstrukce. Všechny tyto aspekty by měly vždy být zahrnuty již do prvotního návrhu konstrukce vozovky.

Jednou z kritických oblastí jsou velké aglomerace s vysokým dopravním zatížením klíčových či páteřních pozemních komunikací, kde dochází od roku 1990 kontinuálně k nárůstům dopravy, což urychluje degradaci konstrukcí a zvyšuje tlak na předčasné nebo dřívější opravy a obnovu. Zjednodušeně zkracují se cykly oprav. To má za následek častější dočasné uzavírky jednotlivých úseků pozemních komunikací, což vede k dalším dopravním kongescím, k časovým ztrátám uživatelů pozemních komunikací a k celkovému snížení komfortu při naplňování plnohodnotné dostupnosti a mobility. Všechny tyto skutečnosti lze převést a vyjádřit v



ekonomických veličinách, jež znamenají celospolečenské (nejen) ekonomické ztráty. Správci pozemních komunikací pak hledají možnosti, jak nezbytnost zásadnějších oprav účinně buď oddálit, nebo mít možnost volby takových oprav, které budou časově velmi krátké.

Z hlediska konstrukčních řešení vozovek s vyšší odolností proti nadměrné silniční dopravě jsou od počátku milénia rozvíjené různé koncepty. Počátkem tohoto století byly v České republice zavedeny asfaltové směsi s vysokým modulem tuhosti (VMT), k nimž se již několik let hledají vylepšené další generace. V posledních letech dochází k ověřování využitelnosti amerického typu konstrukčních asfaltových vrstev označovaných RBL (asfaltové směsi se zvýšeným obsahem asfaltu určené pro podkladní vrstvy). Jinou alternativou mohou být asfaltové směsi mastixového typu, kde je zvýšený důraz kladen na kostru hrubého kameniva a zpravidla je voleno zvýšené množství asfaltového pojiva. Tím má být docíleno trvanlivější konstrukční vrstvy. Od poloviny devadesátých let se v oblasti obrusných vrstev vozovek s vysokým dopravním zatížením etabloují asfaltové komerce mastixové (SMA), jejichž původní životnost s obdobím 13-16 let dnes standardně (nejen v ČR) dosahuje životnosti 10-12 let maximálně. Vedle toho se v důsledku rozvoje měst a zvyšujícího se podílu silniční dopravy ve zvýšené míře musí řešit otázka hluku ze silniční dopravy, která vede k nezbytnosti technické úpravy materiálového složení asfaltových směsí pro obrusné vrstvy, aby se docílilo snížené hlučnosti na styku takové vrstvy a pneumatiky pojezdícího vozidla. V tomto ohledu je ČVUT v Praze hlavním zpracovatelem technických podmínek Ministerstva dopravy, TP 259, a momentálně i klíčové technické normy ČSN 73 6120, která pokrývá jak tyto směsi, tak asfaltové směsi mastixového typu SMA L ověřované dále popsáním protokolem taktěž.

Asfaltová směs mastixového typu pro ložní vrstvy vychází svou podstatou z některých zahraničních poznatků pro příbuzné typy asfaltových směsí vyznačujících se upravenou stavbou kamenné kostry asfaltové směsi, úzkým intervalem poměrně malé mezerovitosti a využitím specifických typů modifikovaných asfaltových pojiv. Tyto poznatky dále rozvíjí a zejména adaptuje na materiálová specifika typická pro Českou republiku. Ve výsledku tak nabízí ekonomicky srovnatelné technické řešení, jež je filozofií materiálového složení postavené na přerušené čáře zrnitosti (dosavadní řešení využívají plynulou čáru zrnitosti). Předností je vyloučení některých technických nedostatků v případě vyššího podílu jemných částic u asfaltových směsí s plynulou čárou zrnitosti, kde mohou být dosaženy mírně vyšší tuhosti kompozitu, nicméně do jisté míry může být ovlivněna únavová životnost. Tyto slabiny se technicky nové řešení snaží eliminovat a v tomto směru je potom docíleno klíčové inovace. Nejedná se přitom o celosvětově dosažený unikát, mnohem více se jedná o řešení, které je šité na míru podmínkám specifickým pro Českou republiku a to zejména z pohledu dostupnosti přírodních materiálů a jejich způsobu zpracování a úpravy pro další využití ve stavebnictví. Jakékoli využití klasifikačních stupnic dobře fungujících ve strojírenství a obdobných odvětví s vysokou opakovatelností stejného výrobku, je v dopravním stavitelství irelevantní.

Posledním ověřovaným aspektem je možnost jak u asfaltové směsi typu SMA L, tak i v případě tenkých obrusných vrstev využít zvýšený podíl R-materiálu („asfaltového recyklátu“). V posledních letech je totiž udržitelný rozvoj a environmentální hlediska velkým tématem všech oborů stavebnictví, včetně silničního stavitelství. Diskutované jevy jako globální oteplování, nebo celospolečensky vrůstající problém skládkování vedlejších produktů, odpadů a recyklovatelných materiálů, nedostatek přírodních zdrojů, či zvyšující se ceny ropy a další otázky se úzce týkají i výstavby silniční sítě. Alespoň částečné využití R-materiálu se v České republice již před několika lety stálo standardem, avšak množství znovu použitého R-materiálu do nových asfaltových směsí nadále v průměru nedosahuje ani 20 % hmotnosti celkové směsi.

3. Popis technologie – konkrétní navržené řešení a jeho ověření

Provedené praktické ověření technologie nízkoúdržbového asfaltového souvrství pro kryty vozovek shrnuje výsledky provedených kontrolních zkoušek asfaltových směsí realizované opravy (výměny ložní a obrusné



vrstvy) pozemní komunikace II/236 Kačice - Smečno, která je ve správě Středočeského kraje. Tento úsek byl řešen jako zkušební úsek podpořený v rámci programu Nové technologie Státního fondu dopravní infrastruktury a to s využitím konceptu nízkoúdržbového krytu. Pokusný úsek na pozemní komunikaci II/236 byl dle Celostátního sčítání dopravy z roku 2010 zatížen 987 přejezdy TNV za 24 hodin v obou směrech, intenzita dopravy v úseku byla 5817 vozidel za den. Dle Celostátního sčítání dopravy z roku 2016 intenzita přejezdů TNV vzrostla na 1009 za 24 hodin a intenzita dopravy se zvýšila na 6111 vozidel za den. Tato silnice II. třídy slouží jako spojka mezi dálnicemi D6 a D7, respektive silnicí I/7, a v případě dopravních komplikací na jedné z těchto dálnic je využívána i těžkou nákladní dopravou.

Cílem realizace bylo ověřit realizaci a funkčnost nízkoúdržbového asfaltového krytu, kde byla realizována kombinace asfaltové směsi nového typu SMA 22 L v ložní vrstvě s obrusnými vrstvami SMA 8 NH. V jednotlivých podúsecích bylo variantně použito 30 % až 50 % R-materiálu v ložní vrstvě a 0 % až 30 % R-materiálu v obrusné vrstvě. Jedná se o jedno z udržitelných řešení pro celoplošné opravy krytu. Přehledná situace umístění variant asfaltové směsi pro ložní a obrusnou vrstvu je uvedeno na obrázku 1 a v tabulce 1.



Obrázek 1: Přehledná situace pokusného úseku

Tabulka 1: Staničení jednotlivých podúseků II/236

	Staničení	Obrusná vrstva	Délka	Ložní vrstva	Délka
1.	km 0,969 – km 1,136	SMA 8 NH 30 % RA	167 m	SMA 22 L 30 % RA	445 m
2.	km 1,136 – km 1,253	SMA 8 NH 30 % RA	117 m	SMA 22 L 30 % RA	648 m
3.	km 1,253 – km 1,551	SMA 8 NH 15 % RA	298 m		
4.	km 1,551 – km 1,784	SMA 8 NH 0 % RA	233 m		

Celková délka zkušební úseku byla 820 m a byla rozdělena v ložné vrstvě na 2 podúseky a v obrusné vrstvě na 3 podúseky. Podúseky v ložní vrstvě měřily od 450 do 650 m a v obrusné vrstvě cca 250 m až 300 m. Jedná se o dostatečnou délku jednotlivých podúseků, aby mohla být sledována kvalita a chování nové technologie v průběhu času. V ložní vrstvě byla provedena pokládka tří typů nové technologie SMA L 22 S, které se vzájemně liší množstvím přidávaného asfaltového recyklátu (30 % a 50 %). Tloušťka pokládané ložné vrstvy byla 100 mm, přičemž pokládka byla provedena na celou šířku pozemní komunikace. Na každém podúseku ložní vrstvy byl realizován typ asfaltové vrstvy se sníženou hlučností (SMA 8 NH), která se vzájemně ve třech variantách lišila množstvím přidávaného R-materiálu (0 %, 15 % a 30%), i přestože platné návrhové předpisy



(TP 259) jeho použití v těchto typech asfaltové směsi zakazují. Pokládka obrusné vrstvy proběhla v tloušťce 30 mm. Realizaci provedla stavební společnost Froněk spol. s r.o.

4. Ověřované konstrukční vrstvy

Ložní vrstva netuhých a polotuhých vozovek slouží jako podklad pro obrusnou vrstvu, je namáhána smykovými silami, přenáší zatížení do podkladních vrstev a je vrstvou, která by měla mít vysokou smykovou pevnost a dostatečnou odolnost proti tvorbě trvalých deformací. V letních obdobích jsou v ložní vrstvě i v našich zeměpisných šířkách běžně naměřeny značně vysoké teploty a to i přes 50 °C. Ty jsou často jednou z příčin vzniku trvalých deformací ve formě vyjetých kolejí nedostatečně únosné a tuhé asfaltové směsi použité právě v ložních vrstvách. Tyto vrstvy jsou pokládány ve větších tloušťkách než obrusné vrstvy a mohou se tak spíše deformovat.

V ložní vrstvě se standardně používají asfaltové směsi typu ACL s maximální velikostí zrna 16 mm a 22 mm. V konstrukcích vozovek s nižším dopravním zatížením a to pouze se dvěma asfaltem stmelenými vrstvami se používají i směsi typu ACP a to také s maximální velikostí zrna 16 mm a 22 mm. Na dálnicích a extrémně zatížených silnicích je možné použít asfaltovou směs s vysokým modulem tuhosti typu VMT. U nich však vzhledem k použití tvrdých asfaltových pojiv hrozí, že může docházet k vzniku mrazových trhlin, především pokud je zvoleno tvrdé asfaltové pojivo a asfaltová směs je uplatněna v ložní vrstvě s tenkou obrusnou vrstvou. Proto se dnes směsi typu VMT v ČR využívají spíše v podkladních vrstvách.

Moderním trendem koncepce krytových vrstev vozovek je použití ložní vrstvy s prodlouženou životností a trvanlivostí se současnou aplikací tenkovrstvých obrusných vrstev. Při životním cyklu konstrukce vozovky tak dochází k prodloužení životnosti ložní vrstvy a periodické výměně tenké asfaltové obrusné vrstvy v tloušťce 20 mm až 30 mm.

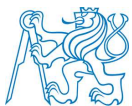
Asfaltové směsi typu SMA 22 L nebo SMA 16 L pro ložní vrstvy jsou asfaltové směsi založené na principu mastixové malty a hrubozrnné kostry kameniva. Směs se skládá ze směsi kameniva s vysokým obsahem hrubého kameniva a zpravidla polymerem modifikovaného pojiva. Do směsí se doporučuje kvůli zvýšenému obsahu pojiva a přerušené čáře zrnitosti použít nosič pojiva (celulózoové, minerální vlákno apod.). Vysoký podíl hrubých zrn kameniva tvoří kostru asfaltové směsi, která působí pozitivně proti tvorbě trvalých deformací. Mezery kostry kameniva jsou vyplněny mastixovou maltou (jemné kamenivo, filer, nosič pojiva a asfaltové pojivo).

Pokládka alternativní asfaltové ložní vrstvy typu SMA L se doporučuje v tloušťkách 5 až 12 cm. Asfaltové směsi s maximální velikostí zrna 22 mm se využívají pro tloušťky konstrukční vrstvy 9 cm až 12 cm. Požadavky na rovnost povrchu by měly být přizpůsobeny taktéž vyšším požadavkům na rovinatost tenké asfaltové obrusné vrstvy. Pro pokládku tohoto typu asfaltové směsi především na větších stavbách dálničního typu je doporučeno použití homogenizátoru pro dosažení větší rovinatosti vrstvy, kdy je díky rovnoměrnému chladnutí docíleno mnohem rovnoměrnějšího účinku hutnění.

Asfaltové směsi typu SMA L se navrhují se sníženou mezerovitostí v intervalu 3-4 %-obj.. Snížená mezerovitost limituje pronikání vody do této asfaltové ložní vrstvy a prodlužuje tak její životnost a trvanlivost.

Obrusná vrstva je nejsvrchnější vrstvou konstrukce vozovky a je ve stálém kontaktu s klimatickým prostředím a pneumatikami vozidel. Tato vrstva musí být navržena tak, aby byla schopna odolávat velkému dopravnímu zatížení a v měnících se klimatických podmínkách zůstala bez známek poškození v podobě trhlin, plastických deformací nebo ztráty protismykových vlastností.

Obrusná vrstva je jedinou vrstvou v konceptu „trvalých“ či nízkoúdržbových vozovek, která vyžaduje pravidelnou údržbu (výměnu) v kratších cyklech. Pokud je prováděna pravidelná údržba a opravy jsou



prováděny včas a při dostatečné technologické kázni, je zaručena ochrana ostatních vrstev konstrukce vozovky, a tudíž může být využit potenciál prodloužení životnosti celé konstrukce. Je nutné provádět vizuální kontroly povrchu a při vzniku povrchových trhliny včas navrhnout adekvátní opravu. Při porušení obrusné vrstvy se totiž do spodních vrstev dostává voda a dochází k jejich rychlejší degradaci, zejména pokud se takovým jevům nepředchází.

Použití nízkohlučného asfaltové koberce má při správném návrhu, provedení a údržbě pozitivní vliv na snížení hlukové zátěže.

Asfaltové směsi v obrusné vrstvě zkušebního úseku obsahovaly polymerem modifikované asfaltové pojivo s penetrací 45/80 a bodem měknutí minimálně 65 °C (PMB 45/80-65 dle ČSN EN 14023 resp. ČSN 65 7222-1) a v ložní vrstvě s penetrací 25/55 a bodem měknutí minimálně 60 °C (PMB 25/55-60 dle ČSN EN 14023 resp. ČSN 65 7222-1).

5. Provedené zkoušky na variantách asfaltových směsí

Pro zhodnocení vlivu variant asfaltových směsí byly stanoveny následující charakteristiky:

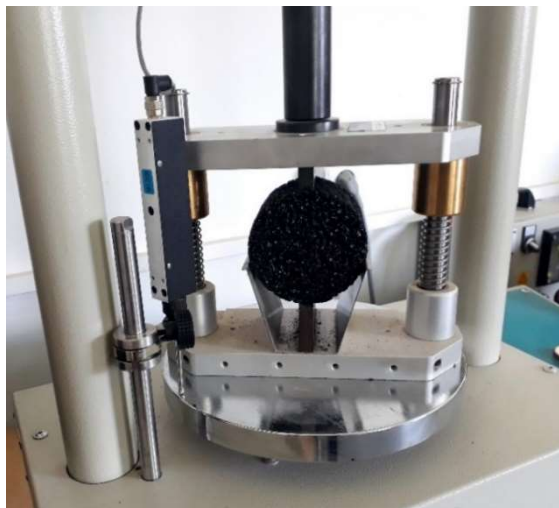
- **zrnitost** stanovená dle ČSN EN 12697-2 a **obsah asfaltového pojiva** dle ČSN EN 12697-1;
- **volumetrické vlastnosti** (maximální objemová hmotnost stanovená dle ČSN EN 12697-5, objemová hmotnost zhutněného zkušebního tělesa stanovená dle ČSN EN 12697-6, mezerovitost asfaltové směsi stanovená podle ČSN EN 12697-8);
- **odolnost asfaltové směsi vůči účinkům vody a mrazu** dle normy ČSN EN 12697-12 a americké modifikované metody popsané v AASHTO T283-3;
- **modul tuhosti** v souladu s ČSN EN 12697-26 na válcových zkušebních tělesech nedestruktivní metodou IT-CY, metoda dle přílohy C při teplotách 0, 15 a 27 °C;
- **odolnost vůči trvalým deformacím** (vyjetí kolem) dle normy ČSN EN 12697-22+A1 na malém zkušebním zařízení ve vzduchové lázni;
- **pevnost v tahu za ohybu** na trámčích v souladu s platnou přílohou k TP 151, která se dosud v ČR využívá a požaduje výhradně pro směsi typu VMT;
- **odolnost proti šíření trhliny** dle normy ČSN EN 12697-44 na půlválcových zkušebních tělesech;
- zkouška modulu tuhosti, odolnosti vůči šíření mrazové trhliny a pevnosti v tahu za ohybu byly navíc rozšířena o výsledky stanovené na tělesech podrobených laboratorní simulaci dlouhodobého stárnutí dle prEN 12697-52.

5.1 Odolnost asfaltové směsi vůči účinkům vody a mrazu

Zkouška odolnosti asfaltové směsi proti účinkům vody byla provedena v souladu s ČSN EN 12697-12, stanovení odolnosti proti kombinovanému účinku vody a mrazu potom dle modifikovaného postupu americké normy AASHTO T283-3. Pro zkoušku byla od každé zkušební směsi vyrobena sada 9 Marshallových těles hutněných 2x25 údery dle ČSN EN 12697-33. Tato zkušební tělesa byla rozdělena do tří skupin, kdy každá skupina těles byla podrobena jinému způsobu temperování. Suchá tělesa („dry“) byla uložena na vzduchu při laboratorní teplotě a běžné relativní vlhkosti vzduchu. Zkušební tělesa („ČSN“) byla podrobena postupu saturace dle ČSN EN 12697-12, kdy byla nasycena a uložena ve vodní lázni při teplotě 40 °C po dobu 72 hodin. Poslední sada zkušebních těles („AASHTO“) byla nasycena a uložena v igelitovém sáčku po dobu minimálně 18 hodin v mrazicím boxu při teplotě -18 °C a poté skladována ve vodní lázni při teplotě 60 °C po dobu 24 hodin.



Takto skladovaná a různými podmínkami okolí zatížená zkušební tělesa byla následně temperována po dobu minimálně čtyř hodin při teplotě 15 °C (v případě metody „ČSN“ a „AASHTO“ ve vodě, v případě suchých těles na vzduchu) a zkoušena v příčném tahu dle ČSN EN 12697-23.



Obrázek 2: Zkouška pevnosti v příčném tahu

5.2 Modul tuhosti

Modul tuhosti byl stanoven na Marshallových zkušebních tělesech nedestruktivní metodou IT-CY (zkouška v příčném tahu na Marshallových tělesech) při třech zvolených a v České republice standardně užívaných teplotách 0 °C, 15 °C a 27 °C.



Obrázek 3: Stanovení modulu tuhosti metodou IT-CY

5.3 Odolnost vůči trvalým deformacím

Zkouška odolnosti vůči trvalým deformacím byla provedena v souladu s normou ČSN EN 12697-22+A1 v malém zkušebním zařízení se vzduchovou lázní při zkušební teplotě 50 °C. Desky byly temperovány na požadovanou zkušební teplotu a zatěžovány 10 000 pojezdy kolem s normovým zatížením. Národní příloha k normě ČSN EN 13108-1:2008 udává minimální hranice pro dva zkušební parametry PRD_{AIR} a WTS_{AIR} . PRD_{AIR} je průměrná hloubka vyjeté koleje stanovená při zkoušce ve vzduchové lázni a WTS_{AIR} je potom přírůstek



hloubky vyjeté koleje vypočítaný jako průměrná hodnota, o kterou narůstá hloubka koleje opakovanými přejezdy zatěžovacího kola, a to opět ve vzduchové lázni.



Obrázek 4: Stanovení odolnosti vůči trvalým deformacím

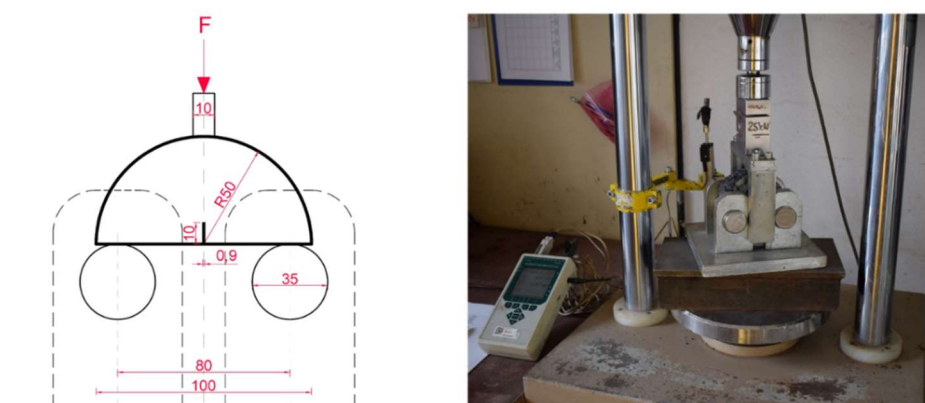
5.4 Odolnost asfaltové směsi vůči šíření mrazové trhliny (SCB test)

Zkouška odolnosti vůči šíření mrazové trhliny byla provedena dle normy ČSN EN 12697-44:2011. Oproti normovému postupu byla jako zkušební tělesa použita Marshallova tělesa o průměru 100 mm, která byla seříznuta na požadovanou výšku 50 mm. Uvedená norma vyžaduje použití zkušebních těles hutněných na gyrátoru s průměrem 150 mm, avšak pro potřeby výzkumu na ČVUT se již déle než 3 roky používají tělesa hutněná na Marshallově pěchu dle normy ČSN EN 12697-30.

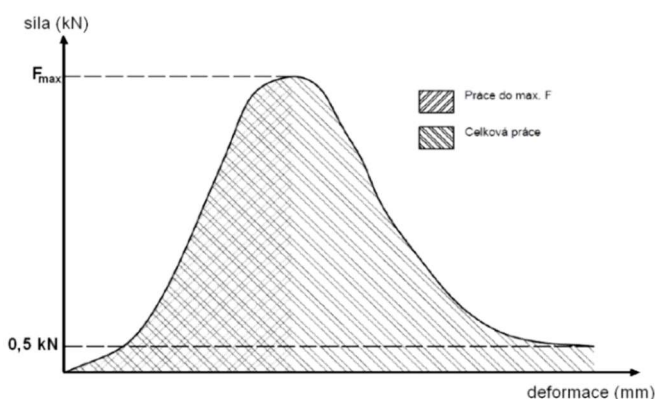
Podstatou této zkoušky je zatěžování půlválcového zkušební tělesa s definovanou uměle naříznutou tenkou trhlinou uprostřed podstavné plochy zkušební tělesa tříbodovým ohybem tak, že střed spodního líce zkušební tělesa je vystaven tahovému napětí. Zkouška byla provedena při teplotě 0 °C a při zatěžovací rychlosti 2,5 mm/min. Zatěžovací rychlost byla snížena oproti normově doporučené rychlosti (5 mm/min). Při snížené rychlosti je možné nalézt lepší korelace s dalšími nízkoteplotními zkouškami a navíc lze přesněji určit velikosti tzv. *lomové energie*. Navíc, čím nižší obecně bude zatěžovací rychlost, tím více se sledovaný jev bude blížit chování v lineárně viskoelastické oblasti (zdůrazňujeme blížit, protože vlastní průběh zkoušky i její princip vždy budou v oboru nelineární viskoelastické oblasti).

Nejčastěji uváděným parametrem zkoušky je lomová houževnosta (tzv. kritická hodnota lomové houževnatosti)- Zjednodušeně lze říci, že čím vyšší je lomová houževnatost zkušební tělesa, tím lépe bude daná asfaltová směs odolávat mrazovým trhlinám.

Nad rámec normového postupu byl v pozdější části projektu parametr lomové energie. Lomová energie je parametr, který sice není normou ČSN EN 12697-44 vyžadován ani stanoven, avšak do vyhodnocení výsledků byl zařazen kvůli rozšíření měřených charakteristik. Navíc se dle dosavadních poznatků ČVUT v Praze významněji ukazuje, že se jedná pravděpodobně o vhodnější charakteristiku této zkoušky, než je samotná lomová houževnatost. Lomová energie je přitom určena jako plocha pod zatěžovací křivkou (deformace/síla) pracovního diagramu zkoušky.

**Obrázek 5: Stanovení odolnosti vůči šíření trhliny**

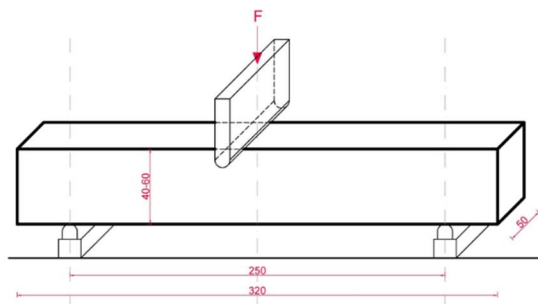
Lomová energie je u zkoušky na půl válcových těles stanovena ve dvou různých zatěžovacích stádiích. Prvotně je stanovena lomová (deformační) energie potřebná do dosažení maximální hodnoty zatížení (stejně je tomu i u pevnosti v tahu za ohybu, které se stanoví na trámečkových zkušebních tělesech). Na půlválcových tělesech je oproti zkoušce v tahu za ohybu snímán i odtěžovací stav, kdy dochází k postupné propagaci trhlin. Tím pádem je možné stanovit tzv. celkovou energii zkoušky, tedy energii zatěžovacího a odtěžovacího cyklu. Odtěžovací cyklus je snímán do síly 0,3 kN, nižší hodnoty již nejsou brány v potaz. Čím je lomová energie vyšší, tím je nutné použít vyšší množství energie potřebné ke zlomení zkušebního tělesa a tím se dá s určitou opatrností predikovat vyšší trvanlivost asfaltové směsi.

**Obrázek 6: Zatěžovací diagram zkoušky odolnosti vůči šíření trhliny**

5.5 Pevnost v tahu za ohybu

Pevnost v tahu za ohybu byla zkoušena postupem uvedeným v příloze technických podmínek TP 151. Tato zkouška je již více jak 15 let v ČR vyžadována pouze pro asfaltové směsi typu VMT (asfaltové směsi s vysokým modulem tuhosti), nicméně na ČVUT v Praze je dlouhodobě aplikována na celou řadu asfaltových směsí z důvodu postupného získání co největšího souboru dat a informací o této charakteristice. Zkouška je prováděna tříbodovým ohybem na trámečkových zkušebních tělesech. Jako zkušební teplota byla v případě posuzovaných asfaltových směsí zvolena hodnota 0 °C a zatěžovací rychlost 1,25 mm/min, která je požadovaná technickými podmínkami.

Pevnost v tahu za ohybu je další ze zkoušek prováděných v oboru nízkých teplot. Bohužel stále neexistuje vhodná korelace mezi hodnotami naměřenými na půlválcových zkušebních tělesech při zkoušce SCB a hodnotami naměřenými na trámečkových zkušebních tělesech tříbodovou zkouškou.



Obrázek 7: Stanovení pevnosti v tahu za ohybu

Zkušebními parametry jsou dle TP 151 pevnost v tahu za ohybu a modul tuhosti v tahu za ohybu. Navíc byla stejně jako v případě zkoušky odolnosti vůči šíření mrazové trhliny doplněna řada zkušebních parametrů o lomovou energii stanovenou do dosažení maximální síly (pevnosti v tahu za ohybu). U trámečkových těles odtěžovací část již není započítávána.

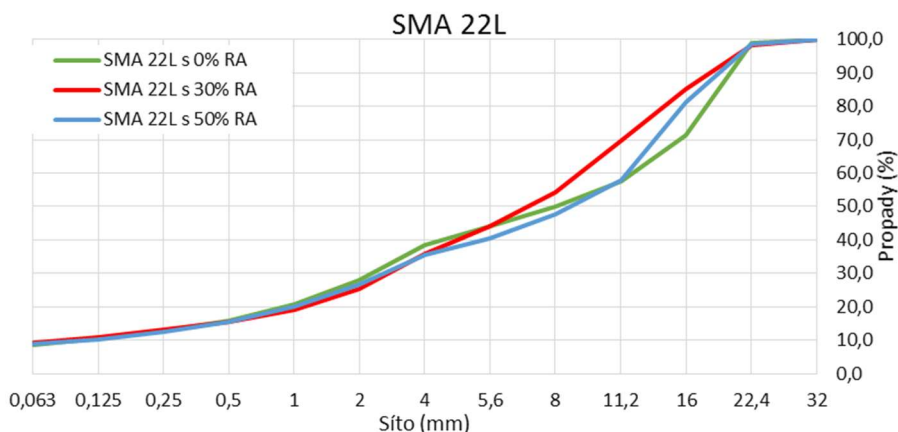
6. Výsledky ověřovacích zkoušek z realizovaného úseku

6.1 Zrnitost a obsah asfaltového pojiva

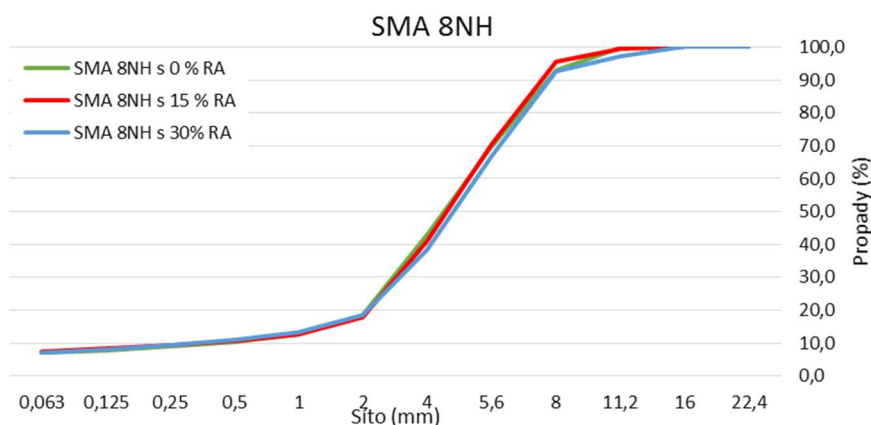
Pro obor zrnitosti, ani obsah asfaltového pojiva u asfaltových směsí SMA 22L neexistuje v České republice žádný předpis. Asfaltová směs byla navržena dle principů popsanych v německém technickém předpisu „Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Arbeitsgruppe Asphaltbauweisen, Hinweise für die Planung und Ausführung von alternativen Asphaltbinderschichten 2015“. Obsah asfaltového pojiva v SMA 22 L byl v rozmezí 4,9 až 5,3 % (viz tabulka 2). Varianta s 50 % RA měla nejnižší obsah asfaltového pojiva a je pravděpodobné, že mohla ve výsledku obsahovat nižší procentuální zastoupení celkového pojiva, než bylo očekáváno (nedostatečná homogenita R-materiálu). Zrnitost variant asfaltové směsi SMA 22 L je uvedena na obrázku 8. Z výsledků rozborů je zřejmá jistá variabilita na sítích 8 mm až 16 mm. Obecně je navíc známo, že asfaltové směsi s maximální velikostí zrna kameniva 22 mm jsou velmi náchylné na vzorkování a přípravu zkušebních vzorků. Je proto možné, že vzorek pro provedení rozborů nebyl zmenšen na požadovanou hmotnost dostatečně reprezentativně, nebo mohla hrát roli již zmíněná nedostatečná homogenita R-materiálu, která představuje jiný fenomén tohoto materiálu.

Tabulka 2: Obsah asfaltového pojiva ve variantách asfaltových směsí

	0 % RA	15 % RA	30 % RA	50 % RA
SMA 22 L	5,1%	-	5,3%	4,9%
SMA 8 NH	6,0%	5,8%	6,6%	-

**Obrázek 8: Zrnitost asfaltové směsi SMA 22 L**

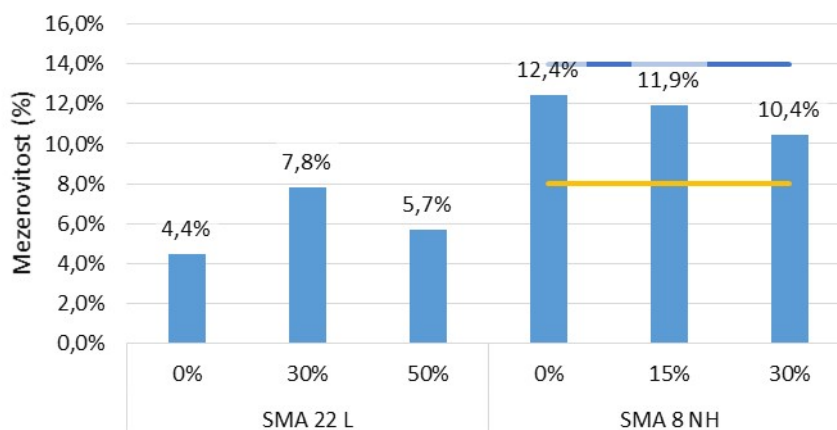
Varianty asfaltové směsi SMA 8 NH měly obsah pojiva mezi 5,8 až 6,6 %. Největší rozdíl byl mezi směsmi obsahujícími R-materiál. Všechny varianty asfaltové směsi SMA 8 NH jsou téměř shodné, co se zrnitosti týká. Žádná z posuzovaných variant asfaltové směsi SMA NH nevykazuje žádnou výraznou odchylku od zbývajících dvou.

**Obrázek 9: Zrnitost asfaltové směsi SMA 8 NH**

6.2 Volumetrické vlastnosti

Mezerovitosti asfaltových směsí SMA 22 L se od sebe výrazně liší. Varianta se 30 % RA dosáhla téměř dvojnásobné mezerovitosti, v porovnání s referenční směsí bez použití R-materiálu (RA). Tento výsledek je mírně zarážející, především z toho důvodu, že varianta s 30 % RA měla nejvyšší obsah asfaltového pojiva a byla zrnitostně jemnější než ostatní dvě varianty. Z tohoto důvodu se předpokládalo, že dojde spíše ke snížení mezerovitosti, než naopak že se projeví její nárůst.

Mezerovitosti variant asfaltových směsí SMA 8 NH se od sebe mírně liší. Jejich hodnoty jsou v rozmezí 10,4 až 12,4 %. S přibývajícím množstvím RA v asfaltové směsi se snižuje její mezerovitost, přičemž všechny varianty splňují požadavky mezí pro kontrolní zkoušku mezerovitosti dle TP 259.



Obrázek 10: Mezerovitost asfaltových směsí SMA 22 L a SMA 8 NH

6.3 Modul tuhosti

Moduly tuhosti byly stanoveny při třech zvolených – a v ČR tradičně sledovaných – zkušebních teplotách 0 °C, 15 °C a 27 °C. Polovina zkušebních těles byla po provedení zkoušky podrobena simulovanému laboratornímu stárnutí dle prEN 12697-52, kdy byla ztuhlá tělesa uložena po dobu 5 dní při teplotě 85 °C v klimatické komoře s nucenou cirkulací vzduchu. Na asfaltových tělesech byl poté opět stanoven modul tuhosti. U ložní vrstvy při všech třech zkušebních teplotách. U obrusné vrstvy pouze při teplotě 0 °C a 15 °C.

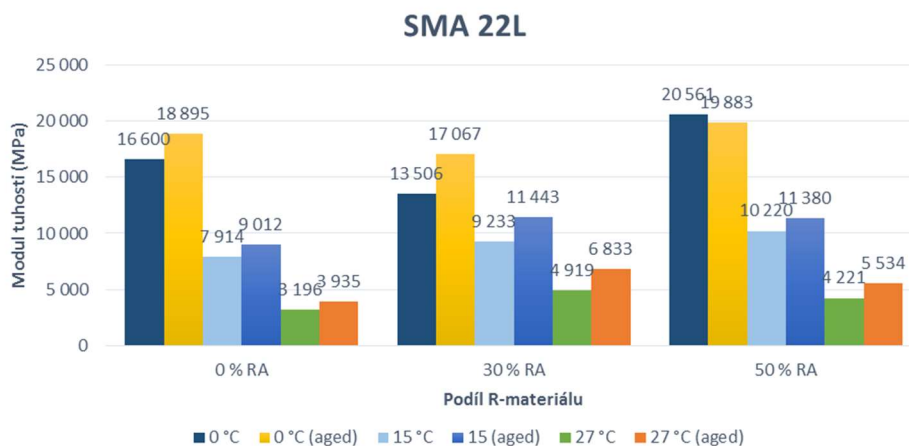
Z naměřených dat byl stanoven index stárnutí (IA), který je poměrem hodnoty zestárlé a nezestárlé skupiny těles. Zestárlá zkušební tělesa a jejich výsledky jsou označeny „aged“.

Tabulka 3: Moduly tuhosti asfaltových směsí SMA 22 L a SMA 8 NH

SMA 22L						
Teplota	0 % RA	IA	30 % RA	IA	50 % RA	IA
0 °C	16600	1,14	13506	1,26	20561	0,97
0 °C (aged)	18895		17067		19883	
15 °C	7914	1,14	9233	1,24	10220	1,11
15 (aged)	9012		11443		11380	
27 °C	3196	1,23	4919	1,39	4221	1,31
27 °C (aged)	3935		6833		5534	
Tepl. citlivost	5,2		2,7		4,9	
Tepl. citlivost (aged)	4,8		2,5		3,6	
SMA 8 NH						
Teplota	0 % RA	IA	15 % RA	IA	30 % RA	IA
0 °C	12993	0,89	12646	0,90	11750	0,95
0 °C (aged)	11589		11405		11219	
15 °C	4685	1,17	5374	1,19	5602	1,08
15 (aged)	5497		6415		6045	
27 °C	1632	-	1972	-	1977	-
27 °C (aged)	-		-		-	
Tepl. citlivost	8,0		6,4		5,9	
Tepl. citlivost (aged)	-		-		-	



U asfaltových směsí typu SMA 22 L je při teplotě 15 °C (rozhodující teplota z pohledu návrhové metody asfaltové vozovky dle TP 170) patrný vliv nárůstů modulů tuhosti se zvyšujícím se podílem RA v asfaltové směsi – o zhruba 15 %, resp. 30 % vůči referenční směsi. Asfaltové pojivo v R-materiálu je zoxidováno vlivem stárnutí ve vozovce a tím dochází k jeho tvrdnutí. Výsledné asfaltové pojivo ve směsi s R-materiálem je kombinací jak nového, tak právě opětovně aktivovaného zestárlého pojiva. Toto zdegradované pojivo bylo v případě všech asfaltových směsí s R-materiálem oživeno využitím rejuvenátoru na bázi recyklovaných minerálních olejů. Přes provedený proces rejuvenace se přesto ukazuje, že určitý vliv zdegradovaného asfaltového pojiva na celkové chování asfaltové směsi zůstává.

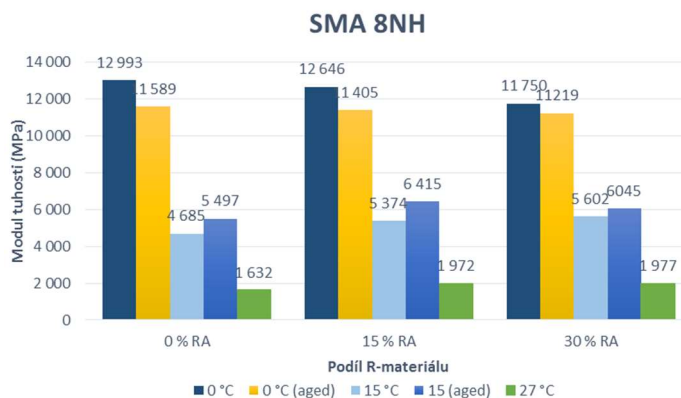


Obrázek 11: Modul tuhosti asfaltových směsí SMA 22 L

Z pohledu teplotní citlivosti (poměr modulu tuhosti stanovený při 0 °C a 27 °C) zdaleka nejlepších výsledku dosáhla varianta s 30 % RA. Tato varianta má o polovinu nižší teplotní citlivost než ostatní dvě varianty. To naznačuje, že použití asfaltového R-materiálu v přiměřené míře může pomoci snížit náchylnost asfaltové směsi na změny teploty, resp. vliv měnící se teploty na změnu sledované charakteristiky.

Naopak z hlediska opětovného stárnutí asfaltové směsi (výsledky vyjádřené indexem stárnutí) není jednoznačně zřejmé, nakolik přítomnost R-materiálu zhoršuje nebo zlepšuje citlivost ke stárnutí. V případě posuzovaných asfaltových směsí typu SMA 22 L nelze dospět k jednoznačnému závěru.

I u asfaltové směsi SMA 8 NH je zřejmý nárůst modulu tuhosti vlivem použití R-materiálu ve směsi. U asfaltové směsi SMA 8 NH došlo přidáním 15 % RA k nárůst pevností o 15 % a při dvojnásobném podílu R-materiálu potom pouze o cca 20 %. Opětovně se nicméně ukazuje, že vlivem vyššího podílu R-materiálu v asfaltové směsi typu SMA NH se snižuje teplotní citlivost asfaltové směsi. Současně jsou dosahovány nižší hodnoty indexu stárnutí, což opět indikuje dobrý potenciál, který v asfaltové směsi vhodně zvolený podíl RA může mít.

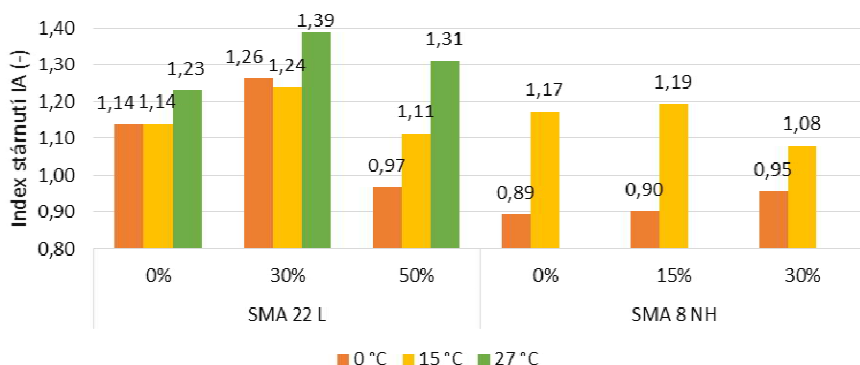


Obrázek 12: Modul tuhosti asfaltových směsí SMA 8 NH



Jak bylo uvedeno výše, index stárnutí je poměr hodnot zestárých a nezestárých těles. Čím se hodnota více blíží jedné, tím je asfaltové pojivo v asfaltové směsi méně ovlivňováno vlivem stárnutí. Vlivem stárnutí dochází zpravidla k nárůstu modulu tuhosti, protože zestárlé asfaltové pojivo má nižší penetraci, zvyšuje se jeho bod meknutí a tím do určité míry rostou jeho pevnostní charakteristiky.

Varianta asfaltové směsi SMA 22 L se 30 % RA vykazovala ve své skupině nejhorší (nejvyšší) výsledky, proti tomu varianta s 50 % RA měla při dvou nižších teplotách měření velmi dobré výsledky (do 10 %).



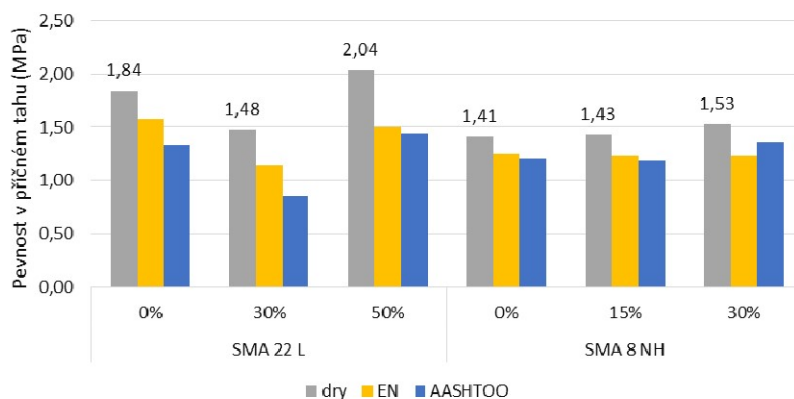
Obrázek 13: Indexy stárnutí (modul tuhosti) asfaltových směsí SMA 22 L a SMA 8 NH

U asfaltové směsi SMA 8 NH došlo při teplotě 0 °C ke snížení charakteristiky modulu tuhosti. Tento jev ale mohl být způsoben i nevhodným měření – nedostatečnou temperací zkušebních těles. Vlastnosti asfaltových směsí jsou do jisté míry ovlivněny teplotou a i rozdíl 1 °C může znamenat významný rozdíl ve stanovených vlastnostech, především při teplotě 0 °C. Při 15 °C je zřejmý snižující se index stárnutí se vzrůstajícím obsahem RA ve směsi.

6.4 Odolnosti vůči vodě a mrazu

Asfaltová tělesa vyrobená pro tuto zkoušku byla rozdělena do tří skupin, kdy každá byla zatěžována jiným cyklem. Suchá tělesa („dry“) by měla mít dle očekávání a předchozích zkušeností pevnost v příčném tahu rostoucí s rostoucím podílem RA v asfaltové směsi. Obdobně jako charakteristika modulu tuhosti, tak i pevnost v příčném tahu suchých těles by měla vlivem použití zestárlého asfaltového pojiva v RA narůstat.

U asfaltové směsi typu SMA 22 L je nárůst pevností zřejmý mezi 0 % a 50 % RA (cca 10 %), avšak u varianty s 30 % došlo k neočekávanému poklesu. U asfaltové směsi SMA 8 NH jsou všechny dílčí hodnoty suchých těles téměř shodné, ale i tak je patrný mírný nárůst charakteristiky.

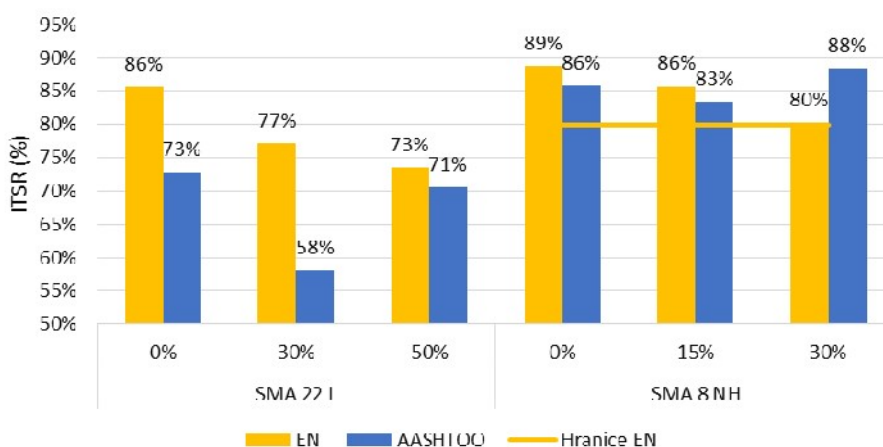


Obrázek 14: Pevnost v příčném tahu asfaltových směsí SMA 22 L a SMA 8 NH



Pro charakteristiku odolnosti proti účinkům vody (ITSR) je v TP 259 stanovena mezní hodnota $ITSR_{min} = 80\%$. Pro asfaltovou směsí typu SMA 22L neexistuje stanovená hraniční hodnota. U obou testovaných směsí došlo ke klesající tendenci charakteristiky ITSR se zvyšujícím se podílem RA ve směsí. Ačkoli u směsí SMA 8NH k poklesu oproti referenční hodnotě (0% RA) o 9%, tak ale i asfaltová směs SMA 8NH s 30% RA vyhověla hranici uvedení v TP 259.

V případě výsledků pro varianty asfaltové směsí typu SMA 22L lze konstatovat, že při zvyšování podílu asfaltového R-materiálu ve směsí by u tohoto typu asfaltové směsí bylo vhodné zvolit nějaký vhodný typ přílnavostní přísady, která by měla odolnost asfaltové směsí proti účinkům vody při rostoucím podílu R-materiálu zlepšit.



Obrázek 15: Poměr pevnost v příčném tahu (ITSR) asfaltových směsí SMA 22L a SMA 8NH

6.5 Odolnost asfaltové směsí vůči šíření mrazové trhliny

Chování asfaltové směsí v oboru nízkých teplot je v ČR s dosud stále se střídajícím letním a zimním obdobím dlouhodobě podceňovaným aspektem celkové charakteristiky asfaltové směsí. U charakteristiky lomové houževnatosti (odolnosti vůči šíření mrazové trhliny), nelze ze získaných výsledků nicméně jednoznačně určit, jaký vliv bude mít použití RA v asfaltové směsí. Lomová houževnatost je ovlivněna velkou řadou faktorů, které do hodnocení vstupují, takže není nikdy možné předem odhadnout charakteristiku.

Tabulka 4: Odolnost asfaltové směsí vůči šíření mrazové trhliny asfaltových směsí

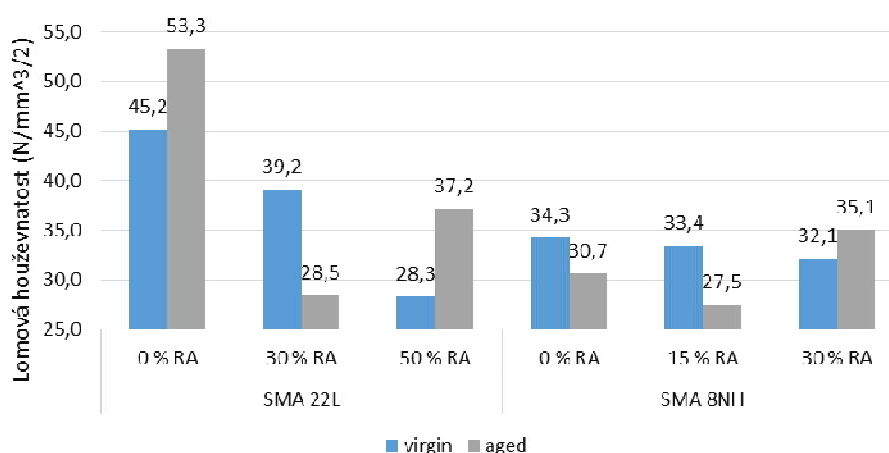
			Lomová houževnatost [N/mm ^{3/2}]		Lomová energie do max. F [J]		Lomová energie celková [J]	
SMA 22L	0% RA	virgin	45,2	1,18	2,2	1,55	3,1	1,61
		aged	53,3		3,4		5,0	
	30% RA	virgin	39,2	0,73	1,8	0,72	2,6	0,77
		aged	28,5		1,3		2,0	
	50% RA	virgin	28,3	1,31	1,3	1,77	1,9	1,68
		aged	37,2		2,3		3,2	
SMA 8NH	0% RA	virgin	34,3	0,89	1,9	0,84	3,4	0,94
		aged	30,7		1,6		3,2	
	15% RA	virgin	33,4	0,82	1,8	0,78	2,5	1,12
		aged	27,5		1,4		2,8	
	30% RA	virgin	32,1	1,09	1,8	1,11	3,0	1,10
		aged	35,1		2,0		3,3	



Zpravidla se očekává, že příliš vysoký modul tuhosti má negativní vliv na tuto charakteristiku – čím je modul vyšší, tím je obvykle nižší lomová houževnatost, ale neplatí to vždy a neplatí to jako neměnné pravidlo.

U asfaltové směsi SMA 22 L je patrný pokles lomové houževnatosti se stoupajícím obsahem RA v asfaltové směsi. U zestárých asfaltových těles došlo k poklesu lomové houževnatosti u varianty se 30 % RA. Tato variant se v řadě zkoušek vymyká předpokládaným trendům.

Asfaltové směsi SMA 8 NH kopírují z hlediska lomové houževnatosti stejný trend jako SMA 22 L, i když rozdíly jednotlivých hodnot nejsou tak výrazné. Všechny varianty dosáhly téměř shodných hodnot. U zestárých zkušebních těles (0 % RA a 30 % RA) je trend opačný. Zde v důsledku vyššího podílu R-materiálu dochází k nárůstu lomové houževnatosti a směs by tedy dle této charakteristiky měla být více odolná ke vzniku mrazové trhliny.

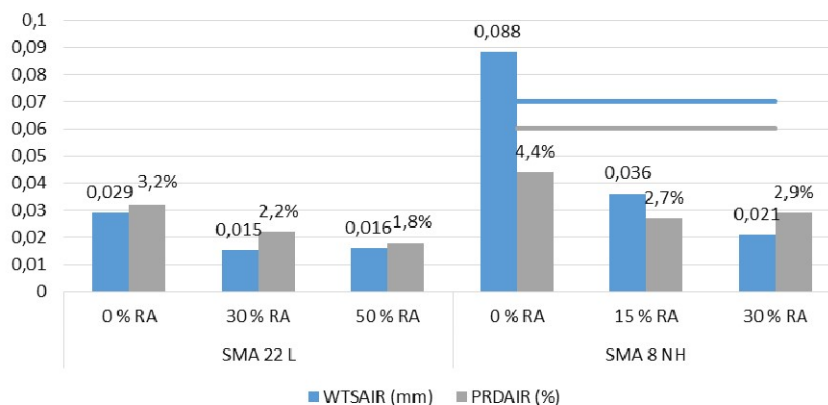


Obrázek 16: Lomová houževnatost asfaltových směsí SMA 22 L a SMA 8 NH

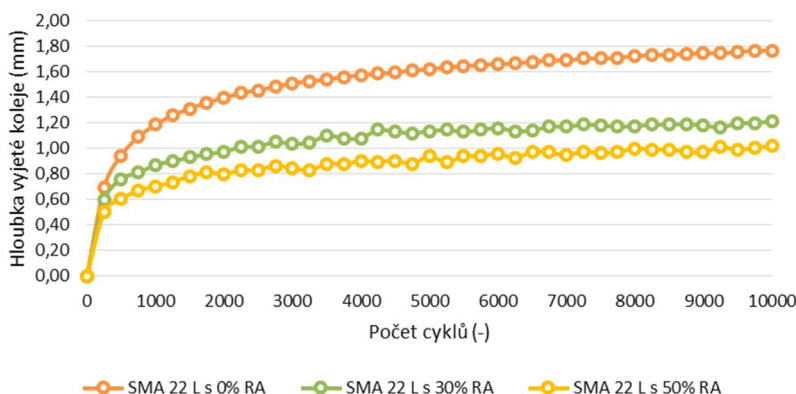
6.6 Odolnost vůči trvalým deformacím

V podmínkách České republiky se jedná o jednu z klíčových charakteristik, které jsou požadovány a sledovány u řady typů asfaltových směsí pro obrusné a ložní vrstvy. U asfaltové směsi SMA 22 L byl zaznamenán pokles charakteristik hloubky vyjeté koleje a přírůstku hloubky vyjeté koleje se zvyšujícím se podílem RA v asfaltové směsi. Pro výsledky odolnosti vůči trvalým deformacím (vyjetí kolejí) nejsou v ČR stanoveny dosud žádné požadavky. Vyjdeme-li z německých technických předpisů, které upravují charakteristiky a meze pro tento typ asfaltové směsi, potom zde existuje pouze požadavek pro charakteristiku PRD_{AIR} s mezní hodnotou 5,0 %. Tuto hodnotu bezpečně splňují všechny varianty asfaltové směsi SMA 22L, přičemž výsledek pro variantu tohoto typu směsi s 50 % R-materiálu lze v tomto ohledu považovat za velmi nízký.

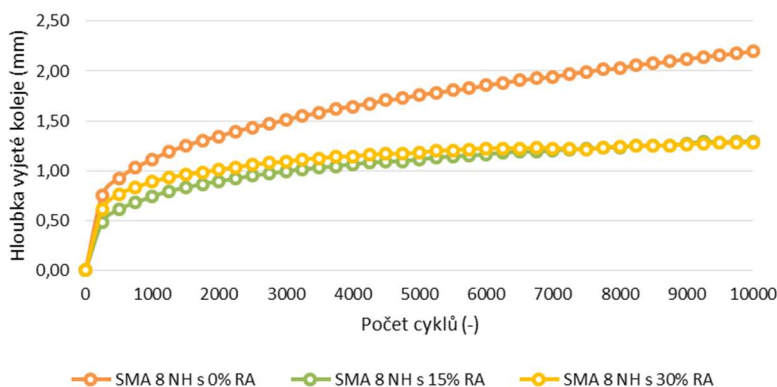
I u asfaltových směsí typu SMA 8 NH je s přirůstajícím podílem RA ve směsi zřejmý pokles sledovaných charakteristik odolnosti proti trvalým deformacím. Tento trend koreluje s výsledky měření modulu tuhosti při vyšších teplotách, kdy došlo k jeho zvýšení, v závislosti na obsahu R-materiálu v asfaltové směsi. Pro tyto asfaltové směsi platí, že mezní hodnotu pro PRD_{AIR} je 6,0 %. Pro charakteristiku WTS_{AIR} je potom mezní hodnota stanovena na 0,07 mm. Hodnotu WTS_{AIR} překročila varianta asfaltové směsi bez asfaltového R-materiálu, což nekoresponduje s výsledky uvedenými v ITT protokolu, kde asfaltová směs nevykázala nesplnění tohoto požadavku. Hodnota je oproti variantám s RA významně vyšší. U charakteristiky WTS_{AIR} je pokles při použití 30 % RA více než čtyřnásobný.



Obrázek 17: Odolnost vůči trvalým deformacím asfaltových směsí SMA 22 L a SMA 8 NH



Obrázek 18: Průběh zkoušky odolnosti vůči trvalým deformacím – SMA 22 L

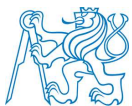


Obrázek 19: Průběh zkoušky odolnosti vůči trvalým deformacím – BBTM 8 NH

6.7 Pevnost v příčném tahu

Pevnost v příčném tahu byla stanovena tříbodovým ohybem v tahu na trámkových zkušebních tělesech. Trámková tělesa byla získána z desek pro zkoušku odolnosti proti trvalým deformacím a byla rozdělena na polovinu, kdy čtyři trámkové byly ponechány při laboratorní teplotě („virgin“) do provedení vlastní zkoušky a čtyři byly podrobeny cyklu stárnutí dle prEN 12697-52, tzn. uloženy po dobu 5 dní při teplotě 85 °C („aged“).

U asfaltových směsí typu SMA 22 L byl zřejmý mírný pokles pevnosti v příčném tahu (o 15 %) u asfaltové směsi s 50 % RA. Při použití nižšího procentuálního množství bylo dosaženo shodné hodnoty pevnosti jako u směsi referenční. U asfaltové směsi s 50 % RA se mohla projevit zvýšená křehkost asfaltového pojiva díky

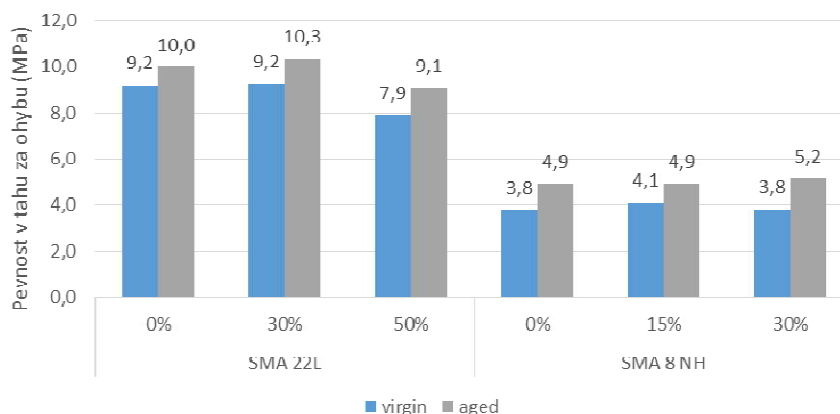


vyššímu podílu zestárlého pojiva v RA. Stejný pokles je patrný i u lomové energie, která charakterizuje množství energie potřebné ke zlomení trámkového zkušebních tělesa. Pro zlomení trámku s 50 % RA byla potřeba pouze poloviny energie v porovnání s referenční hodnotou. V případě této charakteristiky je tedy nutné se zaměřit na správnost dávkování rejuvenační přísady. Optimalizace množství rejuvenační přísady by mohla tuto charakteristiku významně vylepšit.

Pro tuto asfaltovou směs neexistuje v českých podmínkách žádná mezní hodnota. Jediný dokument, který stanovuje mezní hodnotu pevnosti v příčném tahu, jsou technické podmínky TP 151, které se zabývají asfaltovými směsmi s vysokým modulem tuhosti. V těchto TP je stanovena pro směsi typu VMT hranice pevnosti v příčném tahu 6,0 MPa. Této hranici by všechny posuzované směsi typu SMA 22 L s přehledem vyhověly.

Tabulka 5: Pevnost v příčném tahu asfaltových směsí SMA 22 L a SMA 8 NH

		Pevnost v tahu za ohybu (MPa)		IA	Modul tuhosti v tahu za ohybu (MPa)		IA	Lomová energie (J)		IA
		virgin	aged		virgin	aged		virgin	aged	
SMA 22L	0%	9,2	10,0	1,1	1467	1789	1,2	2,5	2,2	0,9
	30%	9,2	10,3	1,1	1521	1747	1,1	2,3	2,3	1,0
	50%	7,9	9,1	1,2	2042	2216	1,1	1,3	1,3	1,0
SMA 8 NH	0%	3,8	4,9	1,3	451	785	1,7	1,3	1,2	1,0
	15%	4,1	4,9	1,2	544	871	1,6	1,3	1,0	0,8
	30%	3,8	5,2	1,4	457	872	1,9	1,4	1,2	0,9



Obrázek 20: Pevnost v příčném tahu asfaltových směsí SMA 22 L a SMA 8 NH

Asfaltová směs SMA 8 NH dosáhla vyrovnaných výsledků pevnosti v příčném tahu za ohybu. U této směsi se neprojel výrazně vliv R-materiálu. Dokonce i výsledky lomové energie jsou vyrovnané bez výrazných odchylek mezi jednotlivými variantami.

7. Využitelnost technologie

Technologie je po provedeném ověření plně funkční a jak pokládka, tak i laboratorní zkoušky proběhly bez dílčích problémů. Limitující je v současné době skutečnost, že pro asfaltové směsi typu SMA 8 NH není dle technických předpisů přípustné použití R-materiálu (nebrání používání technologie dané směsi, jen neumožňuje dosažení maximalizovaného ekonomického efektu. Druhým omezujícím faktorem je skutečnost,



že pro asfaltovou směs SMA 22L v současnosti není plně schválena výrobní technická norma – v přípravě a připomínkováním procesu je norma ČSN 73 6120, která tuto absenci řeší.



Řešení ověřovaného souvrství je jinak plně funkční a využitelné zejména pro pozemní komunikace s vyšším předpokládaným dopravním zatížením těžkou nákladní dopravou. U použití specifické ohrubné vrstvy je navíc předpokladem uplatnění u pozemní komunikace, kde se dovolené rychlosti pohybují nad limity stanovenými v TP 259, aby bylo docíleno co nejlepšího efektu snížení hluchnosti vlastní ohrubnou vrstvou. Řešení je navíc využitelné jak pro novostavby, tak i pro rekonstrukce pozemních komunikací.

Z hlediska výroby nebyly zaznamenány na obalovně žádné specifické požadavky. Je samozřejmě nezbytné, aby v případě vyššího podílu asfaltového R-materiálu obalovna byla vybavena možností aplikace rejuvenátoru nebo počítala s uplatněním speciálního PMB RC pojiva dle ČSN 65 7222-1. Druhým aspektem je vybavenost buď dvouplášťovým bubnem pro ohřev kameniva a R-materiálu nebo instalace paralelního bubnu.



Během výroby na obalovně a při pokládce byly od posádek technologie průběžně zaznamenány i další informace, aby mohlo dojít ke zlepšení celého procesu. Z hlediska pokládky zkušební úseku byla specifická



především pokládka na větší tloušťku u ložní vrstvy, což je do jisté míry logické s ohledem k zmenšení tloušťky obrusné vrstvy.

8. Ekonomické parametry

Z hlediska ekonomických parametrů je třeba brát v potaz více aspektů. Asfaltová směs SMA 22L bude vždy mírně dražší než z hlediska použití identická směs ACL 22S. Rozdíl může činit 50-100 CZK/t. Obdobně bude vždy levnější použití asfaltové směsi ACO 11+ či ACO 11S, případně SMA 11+ v obrusné vrstvě (z hlediska jednotkové ceny CZK/t), nicméně v tomto případě je třeba brát v potaz, že asfaltový beton ACO 11+ či S se realizuje vždy v tloušťkách 40-50 mm, zatímco asfaltové směsi typu SMA 8 NH nebo BBTM 8 NH se realizují v tloušťkách kolem 30 mm. Navíc „NH“ variantu lze zaměnit za varianty, které jsou u daných směsí z hlediska mezerovitosti více podobné směsi ACO 11+ či SMA 11+. Zde tedy je cenové porovnání ve výsledku srovnatelné. Porovnatelné budou tyto směsi s velkou pravděpodobností i co do technické životnosti. Z hlediska životního cyklu je tak naopak při stejné životnosti efektivnější mít tenčí obrusnou vrstvu, kterou například 1x za 10 let odfrézují a realizují znovu. Zde lze docílit materiálové a tudíž i nákladové úspory minimálně v rozsahu 15-20 %. To představuje první s významných přínosů nízkoúdržbového krytového souvrství. Druhým hlediskem – vrátíme-li se zpět k asfaltové směsi SMA 22L je podobné hledisko životního cyklu konstrukční vrstvy. U vrstvy ACL 22S je pravděpodobné, že během 25 let provozu bude muset být tato vrstva jedenkrát vyměněna. Pokud budeme uvažovat 30-35 let a porovnáme směs ACL 22S a SMA 22L lze předpokládat, že v prvním případě k výměně dojde 2x a v druhém 1x. Pokud budeme uvažovat pozemní komunikaci délky 1 km, kategorií šířky 9,5 m a tloušťku vrstvy 9 cm, potom při opravě během 30-35 let provozu budou náklady první varianty – bez dopravy a pokládky – přibližně 7,4 mil. CZK (v závislosti na objemové hmotnosti kameniva, množství použitého pojiva atp.) a náklady druhé varianty budou na úrovni 3,9 mil. CZK. Cena materiálu na jednu pokládku je sice cca 5 % v neprospěch druhé varianty, z hlediska celkového životního cyklu lze ale docílit snížení celoživotních nákladů souvisejících s počáteční pokládkou a následnými výměnami na úrovni 20-30 %.

Pokud navíc dojde k uplatnění asfaltového R-materiálu – přičemž i zkušební úsekem se potvrdila možnost aplikovat minimálně 30 % recyklátu, což lze shodně provést i u asfaltové směsi typu ACL 22S – potom je možné generovat další ekonomické přínosy. Vedle minimalizace vzniku odpadu, který by se musel skládkovat a fakticky by se stal odpadem, pokud by nebylo možné jej využít, lze docílit i úspor na straně přírodních materiálů (čerstvého kameniva a čerstvého asfaltového pojiva). Použití rejuvenátoru samozřejmě prodražuje asfaltovou směs, ale v porovnání s asfaltovou směsí bez R-materiálu je cena zpravidla minimálně o 10 % nižší (v závislosti na množství R-materiálu, který se do směsi přidává). Použití R-materiálu ve zvýšeném množství a zejména pak rejuvenátoru znamená také jisté prvotní náklady, které je nutné promítnout do ceny výsledné ceny asfaltové směsi.

Poděkování

Vlastní realizace zkušebního úseku, včetně velkoobjemové výroby, byla možná i díky podpoře programu Nové technologie Státního fondu dopravní infrastruktury. Vlastní ověření a rozsáhlý experimentální výzkum byl proveden díky podpoře projektu Operační program Praha – pól růstu, č. CZ.07.1.02/0.0/0.0/16_023/0000113, Koncept Praha, řešený ČVUT v Praze.



4.1 Variantní konstrukce vozovky pro rekonstrukce Štěrboholská spojka (A), Praha 15, č. akce 999161 a Štěrboholská spojka (G), Praha 15, č. akce 999167

(výzkumná zpráva v rámci projektu Koncept Praha, reg. č. CZ.07.1.02/0.0/0.0/16_023/0000113, 2018)

Autorský kolektiv: J. Valentin, P. Mondschein – Fakulta stavební ČVUT v Praze

Úvod

TSK Praha a.s. připravuje rekonstrukci vozovky v rámci projektů Štěrboholská spojka (A), Praha 15, č. akce 999161 a Štěrboholská spojka (G), Praha 15, č. akce 999167. Cílem přitom je provedení totální rekonstrukce s pravděpodobnou sanací aktivní zóny. Fakulta stavební ČVUT v Praze v souvislosti s koncepty nízkoudržbových krytů, resp. vozovek s prodlouženou životností, navrhla několik alternativ k zamýšlené výchozí variantě, jak je uvažována dle výchozího zadání a projektového řešení zpracovaného konzultační společností DIPRO spol. s r.o..

Výchozí podmínky pro konstrukci vozovky

Vstupní parametry vycházejí ze získaných podkladů a výchozích informací. Současně v souladu s TP 170 byl proveden výběr parametrů pro výpočet návrhu konstrukce a to s ohledem k typu pozemní komunikace a charakteristikám dopravy. S ohledem k nastavení české návrhové metody pro netuhé nebo polotuhé vozovky nebylo možné uvažovat delší návrhové období než 25 let. Výpočty byly provedeny pomocí LAYMED.

- délka návrhového období n : **25 let**
- návrhová úroveň porušení: **D0**
- koeficient růstu dopravy na začátku návrhového období: **1,00**
- koeficient růstu dopravy na konci návrhového období: **1,15**
- součinitel vyjadřující podíl intenzity provozu TNV na nejvíce zatíženém jízdním pruhu C_1 : **0,45** – dvěma jízdními pruhy v jednom směru,
- součinitel vyjadřující fluktuaci stop C_2 : **1,0** – pro návrhovou úroveň porušení D0, D1, třídu dopravního zatížení III až S, autobusové a trolejbusové zastávky,
- součinitel spektra hmotnosti náprav C_3 : **0,7** – nepříznivé dopravní zatížení s mezinárodní a dálkovou dopravou,
- autobusové a trolejbusové zastávky TNV C_4 : **2,0** – při zastavování vozidel a rychlosti nižší než 50 km/h,
- dokonalý styk na všech konstrukčních vrstvách
- podloží: **mírně namrzavá**
- vodní režim: **kapilární**
- charakteristická hodnota indexu mrazu: **400**
- návrhová hodnota modulu: **80.00 MPa**
- Poissonovo číslo: **0.35**
- zatížení návrhové nápravy: **100 kN**
- počet kol se zdvojenými pneumatikami: **2**
- vzdálenost středu dotykových ploch: **0,344 m**
- poloměr zatěžovacích ploch: **0,1203 m**
- dotykový tlak (intenzita svislého rovnoměrného zatížení): **0,55 MPa**



Posuzované varianty konstrukce vozovky a komentáře

Základní – referenční varianta vychází z projektové dokumentace společnosti DIPRO spol. s r.o. I pro tuto variantu byl proveden výpočet relativního porušení v souladu s postupy specifikovanými v TP170. V případě počtu těžkých nákladních vozidel, jakož i návrhové hodnoty celkového počtu TNV za návrhové období se vycházelo z podkladů předaných projektantem. Tyto údaje byly ověřeny dle dat celostátního sčítání dopravy.

A. Referenční varianta

Tabulka 1: Konstrukce vozovky – návrh DIPRO

třída dopravního zatížení	S	
počet těžkých nákladních vozidel TNV za den	20 000	
návrhová hodnota celkového počtu TNV za návrhové období TNV_{cd}	88 284 375	
Skladba konstrukce vozovky	Tloušťka v mm	Relativní porušení
MA 16 PMB 10/40-65	40	0,0434
ACL 22 S PMB 25/55-60	60	0,0000
VMT 22 PMB 25/55-60	80	0,0022
VMT 22 PMB 25/55-60	80	0,1433
SC 0/32 C _{3/4}	180	---
ŠD _A 0/32	250	---
CELKEM	690	---
Podloží	PII	0,4379

KOMENTÁŘ: Konstrukce je výrazně předimenzovaná s velkou rezervou v hodnotě relativního porušení, výsledky všech posouzení jsou pro 20 000 TNV za 24 hodin v obou směrech. Tato konstrukce je dle předpokladů návrhové metody a výsledků provedeného posouzení navržena na počet cca 40 000 TNV. V této konstrukci je diskutabilní nezbytnost dvou vrstev VMT a k tomu kombinace takové směsi s PMB pojivem. Obrusná vrstvy z MA 16 je pro aplikace na městském okruhu v Praze typická. Nejedná se nicméně o ekonomicky nejvýhodnější řešení.

LITÝ ASFALT MA 16, PMB 10/40-65	ČSN EN 13108-6	40mm	
SPOJOVACÍ POSTŘÍK	PS-E, C60 BPS	ČSN 73 6129	0,3 kg/m ²
ASFALTOVÝ BETON	ACL 22S	ČSN 73 6121	60mm
SPOJOVACÍ POSTŘÍK	PS-EP, C60 BPS	ČSN 73 6129	0,3 kg/m ²
ASFALTOVÁ SMĚS S VMT	VMT22, PMB 25/55-60	ČSN 73 6121, TP 151	80mm
SPOJOVACÍ POSTŘÍK	PS-EP, C60 BPS	ČSN 73 6129	0,3 kg/m ²
ASFALTOVÁ SMĚS S VMT	VMT22, PMB 25/55-60	ČSN 73 6121, TP 151	80mm
INFILTR. POSTŘÍK	PIA	ČSN 736129	1,0 kg/m ²
S POSYPEM KAMENIVEM FRAKCE 2/4			3,0 kg/m ²
SMĚS STMELENÁ CEMENTEM	SC 0/32; C _{3/4}	ČSN 736124-1	180mm
ŠTĚRKODIŘ	ŠDA 0/32	ČSN 73 6126-1	min 250mm
CELKEM			min 690mm

Exp.,2 NA ŠD = MIN. 90 MPa

Exp.,2 NA PLÁNI = MIN. 60 MPa

Obrázek 1: Informace o skladbě konstrukce vozovky z vzorového příčného řezu DIPRO

B. Varianta DIPRO s úpravou VMT

Tabulka 2: Konstrukce vozovky – návrh DIPRO s úpravou VMT (silniční asfalt)

třída dopravního zatížení	S
počet těžkých nákladních vozidel TNV za den	20 000



návrhová hodnota celkového počtu TNV za návrhové období TNV _{cd}		88 284 375
Skladba konstrukce vozovky	Tloušťka v mm	Relativní porušení
MA 16 PMB 10/40-65	40	0,0434
ACL 22 S PMB 25/55-60	60	0,0000
VMT 22 30/45	80	0,0015
VMT 22 30/45	80	0,2105
SC 0/32 C _{3/4}	180	---
ŠD _A 0/32	250	---
CELKEM	690	---
Podloží	PII	0,4379

KOMENTÁŘ: Při změně asfaltového pojiva u směsi VMT z modifikovaného na silniční se z hlediska celkových hodnot výsledného relativního porušení nic zásadního nezmění. Nepatrně se zkrátí životnost na horní podkladní vrstvě. K diskusi je, zda by se zde uplatnil asfalt 30/45 nebo 20/30 nebo by se například přistoupilo k volbě multigrádového asfaltového pojiva. Pro ložní vrstvu může být k diskusi a posouzení případné využití CRMB pojiva. V takovém případě však je nezbytné provést posouzení asfaltové směsi z hlediska únavových charakteristik. Konstrukce je nadále výrazně předimenzovaná, výsledky všech posouzení jsou pro 20 000 TNV za 24 hodin v obou směrech. Tato konstrukce je pro cca 40 000 TNV.

C. Varianta ČVUT s optimalizací VMT

Tabulka 3: Konstrukce vozovky – návrh ČVUT, optimalizace VMT

třída dopravního zatížení		S
počet těžkých nákladních vozidel TNV za den		20 000
návrhová hodnota celkového počtu TNV za návrhové období TNV _{cd}		88 284 375
Skladba konstrukce vozovky	Tloušťka v mm	Relativní porušení
MA 16 PMB 10/40-65	40	0,0922
ACL 22 S PMB 25/55-60	60	0,0000
VMT 22 PMB 25/55-60	120	0,2744
SC 0/32 C _{3/4}	200	---
ŠD _A 0/32	250	---
CELKEM	670	---
Podloží	PII	0,8211

KOMENTÁŘ: Uvedená varianta vychází z návrhu vozovky „B“. V této variantě se uvažuje optimalizovaná konstrukce vozovkového souvrství pro zatížení 20 000 TNV, přičemž dochází ke snížení asfaltem stmelených vrstev z původních 260 mm na 220 mm. Současně je toto snížení tloušťky s ohledem k podloží kompenzováno částečně přidáním 20 mm u podkladní vrstvy SC C_{3/4}. Životnost asfaltových vrstev je stále vynikající, na podloží se z hlediska relativního porušení dostáváme na mezní úroveň. Zlepšení parametrů podloží na PI nedoporučujeme. Takový krok by ovlivnil celkový výpočet posouzení pozitivně, ale v realu během životnosti konstrukce vozovky je takový stav pravděpodobně nereálný. Nepatrné zlepšení může přinést dorovnání celkové tloušťky konstrukce vozovky zvýšením vrstvy ŠD_A.



D. Varianta ČVUT s upraveným typem obrusné vrstvy

Tabulka 4: Konstrukce vozovky – návrh ČVUT, změna obrusné vrstvy

třída dopravního zatížení		S
počet těžkých nákladních vozidel TNV za den		20 000
návrhová hodnota celkového počtu TNV za návrhové období TNV_{cd}		88 284 375
Skladba konstrukce vozovky	Tloušťka v mm	Relativní porušení
BBTM 11 S A PMB 45/80-65	30	0,0187
ACL 22 S PMB 25/55-60	60	0,0000
VMT 22 30/45	80	0,0015
VMT 22 30/45	80	0,1706
SC 0/32 C _{3/4}	180	---
ŠD _A 0/32	250	---
CELKEM	680	---
Podloží	PII	0,4997

KOMENTÁŘ: U této varianty je uvažována prostá výměna obrusné vrstvy – namísto litého asfaltu hutněná obrusná vrstva typu BBTM. Její výhodou bude nižší cena a současně možnost daleko rychlejší a snadnější obnovy v rámci výměny frézováním a pokládkou nové vrstvy. Životnost tohoto typu obrusné vrstvy by měla být na úrovni 10 let. Snížení obrusné vrstvy o 10 mm snižuje minimálně životnost konstrukce vozovky. Při porovnání MA a BBTM se jeví lépe asfaltová směs typu BBTM.

E. Varianta ČVUT s využitím směsí VMT a RBL

Tabulka 5: Konstrukce vozovky – návrh ČVUT, VMT v kombinaci s RBL

třída dopravního zatížení		S
počet těžkých nákladních vozidel TNV za den		20 000
návrhová hodnota celkového počtu TNV za návrhové období TNV_{cd}		88 284 375
Skladba konstrukce vozovky	Tloušťka v mm	Relativní porušení
BBTM 11 S A PMB 45/80-65	30	0,0540
VMT 22 PMB 25/55-60	80	0,0005
RBL PMB 25/55-60	80	0,1140
SC 0/32 C _{3/4}	210	---
ŠD _A 0/32	290	---
CELKEM	690	---
Podloží	PII	0,8485

KOMENTÁŘ: Tato výchozí varianta typu amerických konstrukcí trvalých vozovek zavádí kombinaci VMT směsi v ložní vrstvě a asfaltové směsi s vyšším obsahem pojiva (RBL) v horní podkladní vrstvě. Účelem takové kombinace je docílit na jedné straně dostatečné tuhosti, současně ale zvýšit i únavové charakteristiky a odolnost proti vzniku a šíření trhlin. Optimalizovaná konstrukce s RBL (uvažován základní modul tuhosti 8000 MPa, a únavový parametr ϵ_6 140 microstrain, tedy hodnota minimálně o 10 % vyšší než je požadavek u asfaltové směsi typu VMT). Tato alternativní konstrukce předpokládá pouze 190 mm asfaltových směsí, avšak současně zvýšení 30 mm SC a 40 mm ŠD). Další zlepšení relativního porušení na podloží je možné buď zvýšením tloušťky asfaltové horní podkladní vrstvy (max. o 30 mm), nebo zvýšením požadavku u RBL na min. 9000 MPa, případně kombinací obou přístupů. Doporučeno je i v tomto případě zachovat jako obrusnou vrstvu BBTM 11 S.



F. Varianta ČVUT s využitím směsí VMT a RBL (variantní)

Tabulka 6: Konstrukce vozovky – návrh ČVUT, VMT v kombinaci s RBL (variantní)

třída dopravního zatížení	S	
počet těžkých nákladních vozidel TNV za den	20 000	
návrhová hodnota celkového počtu TNV za návrhové období TNV_{cd}	88 284 375	
Skladba konstrukce vozovky	Tloušťka v mm	Relativní porušení
BBTM 11 S A PMB 45/80-65	30	0,0494
VMT 22 PMB 25/55-60	80	0,0002
RBL PMB 25/55-60	80	0,0918
SC 0/32 C _{3/4}	220	---
ŠDA 0/32	280	---
CELKEM	690	---
Podloží	PII	0,7975

KOMENTÁŘ: Příklad variantní úpravy konstrukce „E“ s tím, že dochází k zvýšení tloušťky vrstvy SC na úkor vrstvy ŠDA. Není tam žádná změna. Víc se s tím nedá dělat. Tento přístup má kladný vliv jak na relativní porušení na podloží, tak i na mírné zlepšení tohoto parametru u všech asfaltových vrstev. Limitní z našeho pohledu v tomto směru je tloušťka SC na úrovni 240-250 mm. Současně s tím, lze pro tuto vrstvu uvažovat výrobu směsi v míchacím centru s využitím asfaltového R-materiálu nebo betonového R-materiálu.



5. Asfaltové směsi se sníženou energetickou náročností

Tato část habilitační práce se věnuje další komplexní problematice, která představuje jeden z pilířů pro ekonomicky a environmentálně efektivní asfaltové směsi. Jedná se přitom o téma, které autora práce provází od konce 90. let, kdy v rámci studijních stáží absolvoval několik pracovních pobytů v rafinerii Brunsbüttel (Německo), kde měl možnost postupně získat prvotní poznatky o tzv. nízkoteplotních asfaltových směsích a nízkoviskózních asfaltových pojivech, jež následně více jak 20 let rozvíjí v rámci výzkumných aktivit. V rámci dosud provedených výzkumů byla tato oblast rozvíjena v rámci projektu Grantové agentury ČR, GA 103/09/0335, a následně potom i v rámci projektu Technologické agentury ČR, TA 01031255, nebo v dílčích aktivitách centra kompetence CESTI (TE01020168), kdy bylo cílem vzájemně propojit problematiku asfaltových směsí s obsahem R-materiálu s problematikou snižování energetické náročnosti takových směsí. Hlavní cíl přitom zůstává stejný – uplatněním vhodných přísad nebo technologií řešení umožnit návrh a využití asfaltových směsí, u kterých bude možné bezpečně snížit výrobní teploty o 20 °C a více. Takto vyrobené asfaltové směsi přitom musí vykazovat shodné nebo vylepšené materiálové charakteristiky a užité vlastnosti jako asfaltové směsi vyráběné s uplatněním tradičních složek a při použití obvyklých pracovních teplot, které se z hlediska výroby pohybují v rozmezí 150-180 °C. Snížení pracovních teplot přitom má za následek nejen snížení produkce emise skleníkových plynů, současně s tím vede k omezení rizika uvolnění vyšších koncentrací výparů a aerosolů, které jsou charakteristické pro asfaltové pojivo jako ropnou látku obsahující různě volatilní organické složky. Některé z těchto složek přitom mohou být dráždivé nebo pro zdraví člověka ne zcela vhodné.

Důvodem pro studium nízkoteplotních asfaltových směsí, čímž označujeme určující způsob technologického řešení, jak při výrobě asfaltové směsi snižovat výrobní teploty, a zejména jejich užitého chování s vymezením funkčních charakteristik je dlouhodobě sledovaný trend zavádění jednotlivých technologických variant s cílem dosáhnout postupně snížené energetické náročnosti a omezené produkce emisí při současném zachování technických parametrů chování, které očekáváme u běžných asfaltových směsí – dostatečná odolnost proti vzniku trvalé deformace, trvanlivost vyjádřená odolností proti účinkům vody nebo odolnost proti vzniku a šíření trhlin v oboru nízkých teplot. S ohledem ke skutečnosti, že zpravidla využitím vhodných chemických přísad dochází k zvýšení ceny produktu, očekává se při aplikaci nízkoteplotních asfaltových směsí dokonce jisté zlepšení některých charakteristik užitého chování, které by umožnily ještě lépe obhájit skutečnost dražšího technologického řešení. Ekonomické stránce problému se přitom dosavadní experimentální a výzkumné aktivity věnovaly jen velmi omezeně, nicméně dlouhodobým důrazem kladeným na funkční charakteristiky a jejich uplatňování výzkum nepřímou na otázku dostatečné ekonomické relevantnosti odpovídá, resp. má snahu odpovědi přinášet. Minimální přínos pak lze spatřovat v tom, že na základě provedených výzkumů bylo možné nejprve zpracovat a vydat technické podmínky Ministerstva dopravy TP 238 a následně je v roce 2021 včlenit do nové technické normy ČSN 73 6120.

5.1 Úvod do problematiky asfaltových směsí a energetické náročnosti

Realizace každého stavebního díla a průmyslová výroba příslušných stavebních materiálů, polotovarů či prefabrikátů je spojena se spotřebou nemalého množství energie, která se ve výrobním procesu či při vlastní výstavbě uplatňuje v různé formě. Jednotlivé technologie v silničním stavitelství, samozřejmě jsou v závislosti na druhu používaných materiálů a složitosti daného procesu energeticky náročné v různé míře – těžbou a zpracováním přírodního kamene počínaje, přes výrobu hydraulických či asfaltových pojiv, a následně betonových či asfaltových směsí nebo různých forem stabilizací, materiálů pro technologie údržby a sanace až po vlastní faktické provedení jednotlivých vrstev na vozovce s uplatněním řady strojů a zařízení. Otázkou



je vždy objem spotřebované energie daného technologického procesu nebo výrobního postupu a reálné možnosti snížení stávající energetické náročnosti.

Možnosti snížení energetické náročnosti nelze hledat jen v optimalizaci materiálové základny a užívání vhodných přísad či technických postupů. V případě asfaltových směsí je třeba zlepšovat celý výrobní proces v mísicích centrech (obalovnách), který zahrnuje co nejdůslednější odizolování trubních vedení, skladovacích nádrží i vlastního míchacího zařízení, stejně jako i zkrácení doby skladování pojiva a vyrobené směsi, což má ve svém důsledku dopad na řadu dalších faktorů. Obdobně lze docílit nemalých energetických úspor vhodným způsobem skladování kameniva (zakryté skládky s omezeným přístupem vlhkosti). Z tohoto důvodu je nezbytný ucelený systémový pohled. Tedy výrobu, přepravu, pokládku a hutnění vnímat jako jeden systém dílčích procesů, u kterého je snahou snížit jeho celkovou potřebu energie. Souvisejícím krokem je bezesporu postupný přechod na takové zdroje energie či způsoby její výroby, které povedou k průběžnému snižování uvolňovaných skleníkových plynů – především pak CO₂. Optimalizace technologie asfaltových směsí je potom kombinace obou systémů, tzn. části závislé na vlastním produktu (asfaltové směsi) a části závislé na výrobních zařízeních a strojích.

Uvedené předpoklady či podmínky lze bezesporu zevšeobecnit a obdobně pro oblast stavební výroby – především z hlediska využití průmyslových zařízení a strojů pro výrobu a úpravu stavebních materiálů, prefabrikátů či polotovarů nebo při realizaci vlastních staveb – z hlediska celkové potřeby energie vymezit hlavní požadavky, jež by měly vést ke snížení celkové energetické náročnosti:

- omezení spotřeby paliv v důsledku dalšího zlepšení výkonnosti pohonů výrobních zařízení a strojů,
- optimalizace výrobních procesů z hlediska hospodárného zacházení s energetickými zdroji a to především v důsledku důsledné přípravy a plánování jednotlivých procesů,
- diverzifikace energetických zdrojů, která znamená především vhodnou kombinaci zajištění potřebné energie při využívání přírodních obnovitelných zdrojů (zemní energie, solární energie, teplo získatelné z odpadního vzduchu budov apod.),
- podpora využívání obnovitelných zdrojů a to jak v oblasti výroby energie, tak i v oblasti jejich zpracování při prokázání nižší energetické náročnosti (např. využití přírodních extraktů silničním stavitelství pro některé typy teplých či studených asfaltových směsí),
- snižování energetické náročnosti a s tím související omezení produkce skleníkových plynů lze docílit vhodnými dlouhodobými politikami a technickými podmínkami, které budou limitovat dílčí procesy a výroby z hlediska maximální přípustné spotřeby energie. Takový přístup přitom musí být podporován i v rozvojových a rozvíjejících se zemích, kde není přípustné, aby v důsledku minimalizace nákladů nebylo přihlíženo k podpoře ekologicky šetrných technologií.

Konkrétními příklady snižování energetické náročnosti u technologie výroby a pokládky asfaltových směsí jsou nízkoteplotní asfaltové směsi (využívající ztekucovací přísady na bázi syntetických vosků, přísady na bázi povrchově aktivních látek – tenzidy – a minerální přísady tvořené nejčastěji zeolity), teplé asfaltové směsi kombinující zpravidla některé z výše uvedených řešení například s využitím zpěnění asfaltového pojiva nebo pracující s přidáváním některých frakcí v podobě zavhlého kameniva, asfaltové směsi využívající zpěněný asfalt či studené asfaltové směsi využívající principu hydrofobizace některých minerálních složek. Tyto technologie jsou a budou řešeny z hlediska jejich specifikací a uplatnění v ČR. V souvislosti s řešenou problematikou pouze uvedme, že dosavadní zkušenosti ukazují, že v případě nízkoteplotních asfaltových směsí lze dle praktických poznatků posledních cca 15 let dosáhnout úspory energie na úrovni 15-30 %, u teplých asfaltových směsí se tato úspora pohybuje nad 30 %, u technologie asfaltových směsí využívajících zpěněný asfalt může dosáhnout v závislosti na způsobu technologického řešení až 50 %, přičemž některé



zahraniční poznatky hovoří v případě využití technologie zpěněných asfaltů při recyklaci za studena dokonce o energetické úspoře až 90 % v porovnání s tradičními postupy recyklace a výměny asfaltových vrstev. U studených hydrofobních asfaltových směsí na bázi asfaltových emulzí úspora zpravidla dosahuje cca 40 %. V obdobné míře jsou docilovány i snížené hodnoty produkce a uvolňování CO₂, což lze považovat v kontextu zavedených systémů obchodování s emisními povolenkami nejen za aktivní opatření pro řešení této problematiky, nýbrž současně to představuje potenciálně významnou oblast nákladových úspor pro samotné průmyslové subjekty (nemusí se na uvedeném systému podílet a nemusí povinně nakupovat emisní povolenky, resp. platit poplatky za produkci emisí). Vedle těchto energetických přínosů, jakož i přínosů aktivní ochrany životního prostředí je nezbytné ve zvýšené míře věnovat pozornost především technických aspektům, možným změnám v užitém chování a vlivu snížených teplot výroby a zpracování na reologii hotové asfaltové úpravy a to jako z hlediska vlastního procesu výroby, jakož i následně především v případě provozní fáze. Především problematice funkčních charakteristik a reologickému chování nízkoteplotních asfaltových směsí byl věnován tento projekt.

5.2 Asfaltové směsi a trendy ve snižování pracovních teplot

Tradiční hutněné asfaltové směsi (případně litý asfalt), které tvoří v ČR i v řadě dalších evropských zemí zpravidla 80-90 % všech konstrukcí krytů vozovek pozemních komunikací, se vyrábějí, zpracovávají a hutní v závislosti na použitém asfaltovém pojivu při teplotách v rozmezí 145-180 °C (u litých asfaltů, které se neklasifikují jako hutněné asfaltové vrstvy, se tato teplota pohybuje dokonce nad 240 °C jakkoli jsou v některých evropských zemích zaváděna regulační opatření, aby se tato teplota co nejvíce přiblížila 200 °C). Tyto teploty jsou žádoucí pro dosažení dostačující rovnováhy mezi potřebnou viskozitou asfaltového pojiva žádoucí pro dostatečné obalení zrn kameniva, dobrou zpracovatelností při pokládce a hutnění asfaltové směsi, rychlým nárůstem mechanické pevnosti a trvanlivosti při vystavení konstrukce asfaltové vozovky opakujícímu se zatížení dopravou a běžným klimatickým podmínkám. Tradiční technologické postupy jsou zpravidla energeticky náročné a představují zdroje emisí skleníkových plynů i dalších emitovaných uhlovodíkových sloučenin a výparů. Jakkoli tyto další výpary nemají dle poznatků poslední studie IARC karcinogenní účinky, jsou nadále předmětem diskusí a sledování. Snižováním nezbytné pracovní teploty se omezuje jak koncentrace výparů, tak i kvalitativní složení.

Z tohoto důvodu jsou v posledních dvou desetiletích ve zvýšené míře rozvíjeny alternativní či upravené technologie a výrobní procesy, s cílem v co největší míře snížit energetickou náročnost a množství emisí při zachování požadovaných provozních vlastností a zlepšení zpracovatelnosti – u některých technologií navíc v kombinaci s prodlouženou skladovatelností či dobou pro bezpečnou přepravu bez vlivu na kvalitu výsledné úpravy. Důvodem jsou jak ekonomické aspekty, tak i hlediska ochrany životního prostředí a zdraví. Ve všech případech alternativních postupů je smyslem zajistit na jedné straně dostatečnou viskozitu nebo přilnavost použitého pojiva během zpracování a na druhé straně umožnit výrobu takové směsi, která dosáhne relativně rychle požadované tuhosti a provozní pevnosti, při současné garanci dostatečně dlouhé životnosti (v lepším případě dokonce v porovnání s tradiční asfaltovou směsí životnosti delší). Nezanedbatelná je i snaha postupně ve větší míře u těchto technologií prosazovat snížení spotřeby neobnovitelných zdrojů nebo náhradu některých složek obnovitelnými surovinami. Mezi základní technologie, které se v této souvislosti dnes rozvíjejí, patří nízkoviskózní asfaltová pojiva a jejich aplikace v nízkoteplotních asfaltových směsích, studené asfaltové směsi na bázi asfaltových emulzí a asfaltové pěny, jakož i teplé asfaltové směsi využívající technologii zpěněných asfaltových emulzí nebo různých přísad přidávaných do pojiva či směsi a umožňujících využití i studeného nebo vlhkého kameniva (princip povrchově aktivních látek apod.). Dosavadním nedostatkem je skutečnost, že se v nedostatečné míře sledují a posuzují funkční charakteristiky a jejich změna



při porovnání s tradičními směsmi. To může vytvářet do budoucnosti problém v podobě nedostatečné předpověditelnosti užitého chování a možných nedostatků, které tento typ asfaltových směsí může mít.

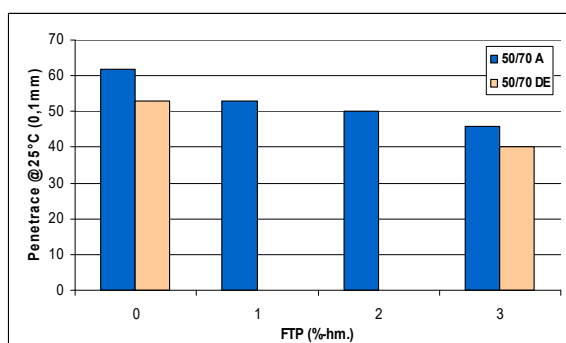
5.3 Výchozí experimentální poznatky analýz nízkoviskózních asfaltových pojiv

V rámci sledování vlivu přísad snižujících viskozitu na asfaltová pojiva byla provedena řada měření a to na třech základních souborech vzorků asfaltových pojiv. Provedena byla základní měření požadovaných charakteristik, jakož i stanovení deformační energie, vlivu stárnutí, dynamické viskozity či zejména komplexního smykového modulu. Pro první soubory měření použita silniční asfaltová pojiva jsou shrnuta v tabulce 5.1. V případě druhého a třetího souboru experimentálně připravených a následně analyzovaných asfaltových pojiv bylo jako výchozí použito vždy nové pojivo 50/70 a 70/100. Asfaltová pojiva splňují specifikace ČSN EN 12591, rozdíly mezi jednotlivými typy pojiva 50/70 v případě prvního souboru měření jsou patrné především u penetrace. S uvedenými pojivy byly následně připraveny dvě skupiny dále porovnávaných pojiv. Jednak skupina se sledováním vlivu množství konkrétní přísady (jako příklad zvolen FTP, viz obr. 5.1 a obr. 5.2) a jednak vliv výchozího asfaltového pojiva na výsledné vlastnosti nízkoviskózního asfaltu (příklad amid mastných kyselin, viz obr. 5.3 a obr. 5.4).

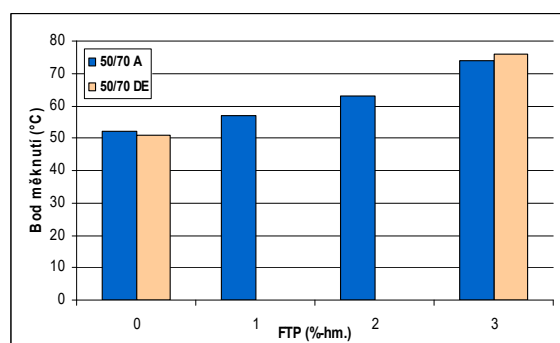
V některých tabulkách a obrázcích uváděné zkratky přísad mají následující význam: FTP = Fischer-Tropschův parafín/vosk; AMK = amid mastných kyselin; IL-T = tensidická přísada IterLow-T; PPA = kyselina polyfosforečná; ZC = Zycosoil. Pro polymerem modifikované asfalty se používá zavedené označení PMB.

Tabulka 5.1: Základní vlastnosti asfaltových pojiv 50/70

Druh pojiva	Bod měknutí	Penetrace při 25°C	Lámavost podle Fraasse	Obor plasticity
	(°C)	(mm.10 ⁻¹)	(°C)	(°C)
50/70 DE	51	53	-9	59,2
50/70 PO	51	58	-8	58,6
50/70 CZ	50	60	-8	58,0
50/70 A	52	62	-11	63,2
70/100 DE	46	82	-11	57,0



Obrázek 5.1: Vliv FTP na hodnotu bodu měknutí

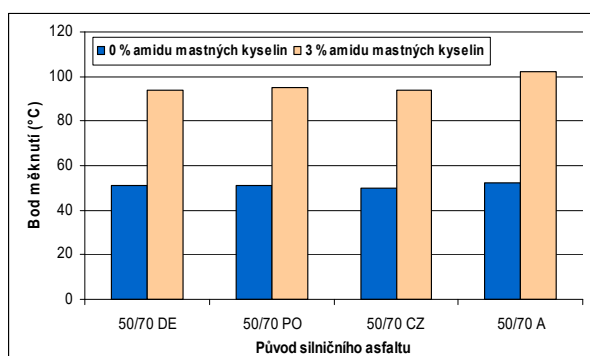


Obrázek 5.2: Vliv FTP na hodnotu penetrace @25 °C

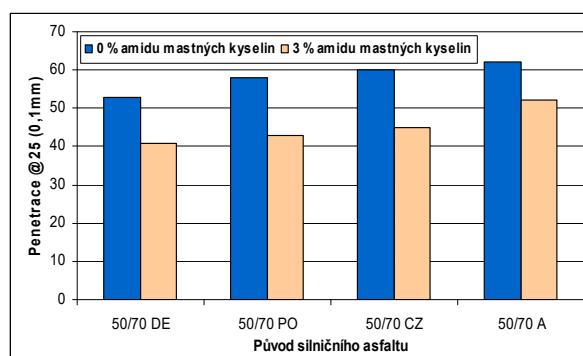
Ze získaných výsledků základních měření je patrné, že v případě postupného zvyšování množství FTP dochází až k 30% zvýšení bodu měknutí a 25% poklesu penetrace, přičemž nebyl pozorován negativní vliv na bod lámavosti. Díky této skutečnosti se zvětšuje obor plasticity, zejména tedy v oblasti vyšších teplot. To zpravidla vede k vyšší tuhosti asfaltové směsi a zvýšené odolnosti proti vzniku trvalých deformací. V případě amidů

masných kyselin je zvýšení bodu měknutí relativně i v absolutních hodnotách ještě vyšší, přičemž pokles penetrace je na obdobné úrovni.

Z hlediska vlivu původu výchozího silničního asfaltu bylo u amidu masných kyselin pozorováno, že z hlediska bodu měknutí nemá původ pojiva viditelný vliv na výsledné hodnoty vyjma mírné odchylky u pojiva 50/70 A. V případě penetrace sice je patrné, že zjištěné hodnoty jsou rozkolísané, nicméně ve všech případech je trend shodný, tzn., pokud výchozí pojivo mělo vyšší hodnotu penetrace, potom i vyrobené nízkoviskózní pojivo měla v porovnání se zbývajícími zástupci vyšší hodnotu. V tomto ohledu tedy nebyl sledován vliv původu asfaltového pojiva na chování nízkoviskózního asfaltového pojiva. Obdobné závěry lze vysledovat též v případě aplikace přísady FTP.



Obrázek 5.3: Vliv původu asfaltového pojiva na hodnotu bodu měknutí při použití AMK



Obrázek 5.4: Vliv původu asfaltového pojiva na hodnotu penetrace při použití AMK

Další část provedených porovnání se věnuje vlivu různých přísad upravujících viskozitu na základní vlastnosti asfaltového pojiva. Měření byla provedena na pojivu 50/70, 70/100 a na ne zcela standardním pojivu PMB 45/80-75. Vedle dnes nejčastěji aplikovaných přísad FTP a amidy masných kyselin, byl zejména v případě pojiva 50/70 sledován též vliv chemických přísad PPA, IterLow-T a Zycosoil. Z výsledků shrnutých v tabulce 18 je patrné, že u silničních pojiv má největší vliv na změnu penetrace FTP, naopak amid masných kyselin díky vyššímu bodu tání vede k největšímu nárůstu bodu lámavosti. Přísady PPA a Zycosoil v případě dávkování, které doporučují výrobci, nemají v zásadě vliv na penetraci ani bod měknutí, viskozitu a následně i zpracovatelnost asfaltové směsi ovlivňují bez změny bodu měknutí. V případě přísady IterLow-T nebyla dosud pozorována změna bodu měknutí, naopak byl zaznamenán pokles penetrace.

V případě ověření vlivu vybraných přísad na vlastnosti pojiva typu PMB byl sledován u FTP i amidu masných kyselin podobný vliv, přičemž ve sledovaném případě amidy způsobily nejen největší nárůst bodu měknutí, současně vedly k téměř 40% poklesu penetrace. V případě PMB byl dále pozorován vliv PPA na změnu vlastností PPA, což je ze zahraničních poznatků vysledovaný trend, kdy dochází k chemickým reakcím mezi PPA a polymerem.

Další sledovanou charakteristikou je silová duktilita stanovená dle ČSN EN 13589 s výpočtem deformační energie dle ČSN EN 13703. V současné době je charakteristika povinně určována pouze u PMB pojiv, přičemž je stanoveno provedení při teplotě 5°C event. 10°C s protažením asfaltového vlákna na délku 400 mm. Tyto podmínky jsou pro silniční asfaltová pojiva nebo nízkoviskózní asfaltová pojiva zpravidla nespílitelná, a proto je zkouška prováděna při teplotě 15°C nebo 20°C. Minimální kvalitativní kritérium deformační energie v současnosti není stanoveno a pravděpodobně by bylo nezbytné jej určit hodnotou výrazně nižší než je 1 J.cm⁻² pro ukazatel deformační energie E₂₀₋₄₀ (tedy energie získaná mezi protažením na 200 a 400 mm).



Významnější může být sledování průběhu silové duktility v závislosti na délce protažení a využití výsledného grafu jako grafického nástroje posouzení kvality pojiva z hlediska silové duktility.

Tabulka 5.2: Základní vlastnosti pojiv s přísadami zlepšujícími viskózní chování – II. sada pojiv

Základní pojivo	Přísada		Bod měknutí KK (°C)	Penetrace @25°C (0,1mm)	Penetrační index (-)
	typ	množství (%-hm.)			
50/70 A	bez přísady	-	52	62	-0,19
	FTP	3	74	46	3,24
	AMK	3	102	52	6,95
50/70 DE	bez přísady	-	51	53	-0,82
	FTP	3	76	40	3,18
	AMK	3	94	41	5,51
	PPA	0,5	53	53	-0,34
	PPA	1,0	56	49	0,14
	PPA	1,5	64	38	1,12
	Zycosoil	0,1	50	55	-0,99
	IterLow-T	0,5	51	40	-1,44
70/100 DE	bez přísady	-	46	82	-1,07
	FT parafín	3	91	53	5,85
	AMK	3	95	60	6,64
	AMK a PPA	3 + 0,5	99	50	6,55
PMB 45/80-75	bez přísady	-	70	58	3,24
	FTP	3	97	44	6,01
	AMK	3	105	39	6,49
	PPA	0,5	90	47	5,41

Tabulka 5.3: Průměrné hodnoty deformační energie použitých silničních pojiv – II sada pojiv

Asfaltové pojivo	T	E _s	E ₂₀	E ₄₀	E _R	E ₂₀₋₄₀
	(°C)	(J/cm ²)	(J/cm ²)	(J/cm ²)	(J/cm ²)	(J/cm ²)
50/70 A	20	0,014	0,228	0,274	0	0,046
	15	0,133	0,808	0,932	0	0,124
50/70 CZ	20	0,040	0,304	0,345	0	0,041
50/70 DE	20	0,028	0,303	0,325	0	0,022
	15	0,073	1,287	1,485	0	0,198
	10	0,199	3,728	4,143	0	0,415
70/100 DE	20	0,017	0,192	0,252	0	0,060
	15	0,094	0,611	0,252	0	0,120



V rámci provedených měření byly získány výsledky vždy nejméně pro dvě různé teploty, přičemž cílem bylo protažení asfaltového vlákna vzorku na délku 400 mm. Následně byly z naměřených hodnot určeny ukazatele deformační energie E_s , E_{20} , E_{40} a E_{20-40} . Výsledky vždy nejméně tří měření jsou uvedené pro jednotlivé skupiny asfaltů v tabulkách 19-22.

Tabulka 5.4: Výsledky silové duktility u pojiva 50/70 s různým podílem FTP

Asfaltové pojivo	T	E_s	E_{20}	E_{40}	E_R	E_{20-40}
	(°C)	(J/cm ²)	(J/cm ²)	(J/cm ²)	(J/cm ²)	(J/cm ²)
50/70 A +1 % FTP	20	0,048	0,497	0,548	0	0,051
	15	0,120	1,876	2,168	0	0,292
50/70 A +2 % FTP	20	0,074	0,679	0,745	0	0,066
	15	0,166	2,270	2,557	0	0,288
50/70 A +3 % FTP	20	0,280	0,952	1,038	0	0,086
	15	0,188	2,655	3,291	0	0,636
50/70 DE +3 % FTP	20	0,081	0,775	0,827	0	0,051

Z výsledků uvedených v tabulce 5.5 a 5.6 vyplývá, že použité silniční asfalty dosahují protažení na délku 400 mm již při 15°C. Současně je však u obou skupin patrné, že kritérium 1 J.cm⁻² využívané u PMB nelze u silničních nízkoviskózních pojiv aplikovat. Dále je patrné, že v případě FTP přísady se hodnota deformační energie zvyšuje v závislosti na množství přísady. Toto zjištění dobře koresponduje s vyšší tuhostí, kterou lze pozorovat u asfaltových směsí. Grafický průběh u všech výše uvedených asfaltových pojiv je charakteristický pro silniční asfalty, tzn., po rychlém nárůstu síly při počátečním protažení následuje obdobně rychlý pokles s průběhem, kdy síla se postupně asymptoticky blíží k nulové hodnotě.

Tabulka 5.5: Výsledky silové duktility u vybraných PMB s přísadou FTP, amidem mastných kyselin a PPA

Asfaltové pojivo	T	E_s	E_{20}	E_{40}	E_R	E_{20-40}
	(°C)	(J/cm ²)	(J/cm ²)	(J/cm ²)	(J/cm ²)	(J/cm ²)
PMB 45/80-75 +0,5 % PPA	15	4,901	2,051	4,911	0	2,860
	10	10,506	4,256	10,506	0	5,971
PMB 45/80-75 +3 % AMK	15	3,356	2,211	4,987	0	2,776
	10	0,136	4,228	9,272	0	5,044
PMB 45/80-75 +3 % FTP	15	0,104	2,572	5,774	0	3,201
	10	0,195	4,974	11,058	0	6,084
PMB 25/55-55 + 3% FTP	10	0,072	1,641	0	1,912	0
PMB 25/55-55 + 3% AMK	10	0,197	3,677	0	3,860	0
PMB 25/55-55	10	0,151	3,392	5,897	0	2,505



Tabulka 5.6: Výsledky silové duktility u pojiva 50/70 a 70/100 s různými přísadami

Asfaltové pojivo	T	E _s	E ₂₀	E ₄₀	E _R	E ₂₀₋₄₀
	(°C)	(J/cm ²)	(J/cm ²)	(J/cm ²)	(J/cm ²)	(J/cm ²)
50/70 A +3% AMK	20	0,042	0,440	0,478	0	0,039
	15	0,085	1,096	1,273	0	0,177
50/70 DE +0,5% PPA	20	0,025	0,306	0,332	0	0,025
	15	0,163	1,133	1,318	0	0,185
50/70 DE +3% AMK	20	0,074	0,682	0,746	0	0,064
	15	0,103	1,801	2,047	0	0,246
50/70 DE +0,1% Zycosoil	15	0,078	0,926	1,024	0	0,098
	10	0,207	3,580	1,313	2,407	0,074
50/70 DE +0,5% IL-T	15	0,076	1,308	1,512	0	0,204
	10	0,209	3,819	2,147	1,968	0,242
70/100 DE +3% FTP	15	0,036	0,279	0,353	0	0,074
70/100 DE +3% AMK	20	0,064	0,538	0,583	0	0,045
	15	0,095	1,509	1,737	0	0,228
70/100 DE +3% amid +0,5% PPA	20	0,030	0,272	0,285	0	0,013
	15	0,081	1,301	1,488	0	0,188

V případě vybraných PMB a jejich úprav třemi přísadami lze v případě pojiva PMB 45/80-75 sledovat nejlepší hodnoty deformační energie při aplikaci FTP a splnění minimálního kritéria při teplotě 10°C. Oproti tomu v případě pojiva PMB 25/55-55 nebylo při aplikaci ztekucovacích přísad dosaženo při teplotě 10°C požadovaného protažení na 400 mm.

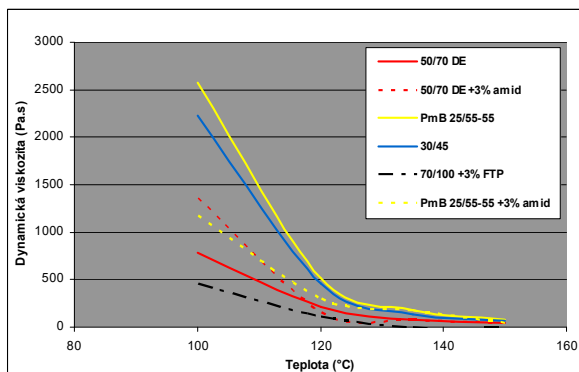
Při porovnání se silničním asfaltem 50/70, jak uvádí tabulka 6, je zjevné, že aplikací přísad snižujících viskozitu dochází ke zvýšení deformační energie při shodné zkušební teplotě (15°C), což dokládá očekávanou vyšší tuhost pojiva. Pokud je provedeno porovnání jednotlivých přísad lze dospět k následujícím závěrům:

- nejvyšší hodnoty při referenční teplotě 15°C dosahuje asfaltové pojivo s 3 % FTP;
- amid mastných kyselin, PPA a obě chemické přísady jsou z hlediska ukazatele deformační energie při protažení na 200 mm téměř srovnatelné. V případě kvalitativního ukazatele rozdílu deformační energie mezi 200 mm a 400 mm lze největší potenciál evidovat u přísady IterLow-T. Naopak Zycosoil při tomto porovnání dosáhl pouze poloviční hodnoty;
- při porovnání asfaltového pojiva 70/100 + 3% amidu a 70/100 + 3% amidu + 0,5% PPA je patrné, že kombinovaná přísada nepřináší z hlediska deformační energie silové duktility žádné zlepšení. Zajímavé oproti tomu je porovnání s pojivem 50/70 + 3% amidu, kdy toto pojivo má horší výsledek deformační energie i ukazatele E₂₀₋₄₀.

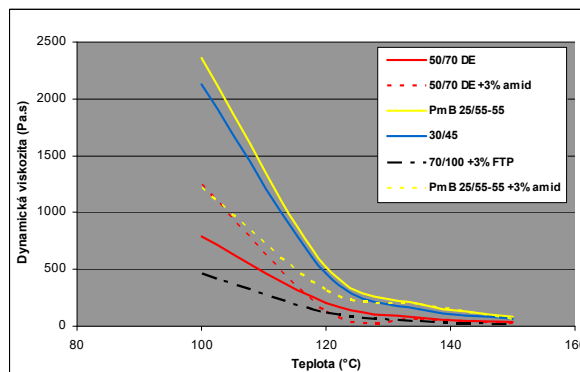
Dalším příkladem dosažených výsledků v souvislosti s druhou sadou sledovaných pojiv je stanovení dynamické viskozity při vybraných úrovních smykového spádu. Grafická znázornění potvrzují obecně známou skutečnost, dle které PMB pojiva dosahují vyšší hodnoty viskozity v teplotním intervalu 100-135 °C a tudíž jsou z hlediska zpracovatelnosti náročnější na dodržení potřebných teplot. Při aplikaci ztekucovací přísady je zjevný právě u PMB výrazný pokles hodnot viskozity a to především v intervalu 100-120 °C, což vede ke zlepšení zpracovatelnosti. U silničních asfaltových pojiv tento rozdíl není tak markantní, je však možné si



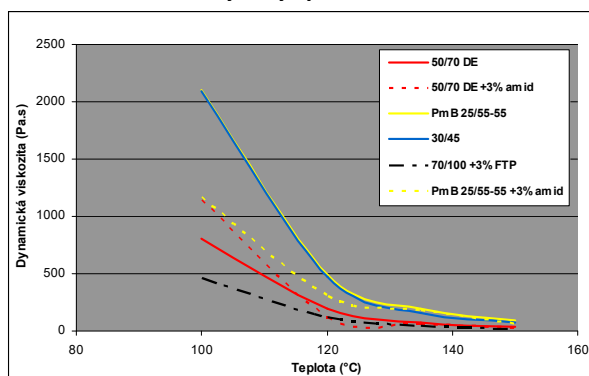
všimnout jiné skutečnosti, kterou je výraznější nárůst hodnot viskozity u nízkoviskózního pojiva s aplikací amidu mastných kyselin při teplotách <math><100^{\circ}\text{C}</math>. Tuto skutečnost lze přisoudit bodu tání dané ztukovací přísady.



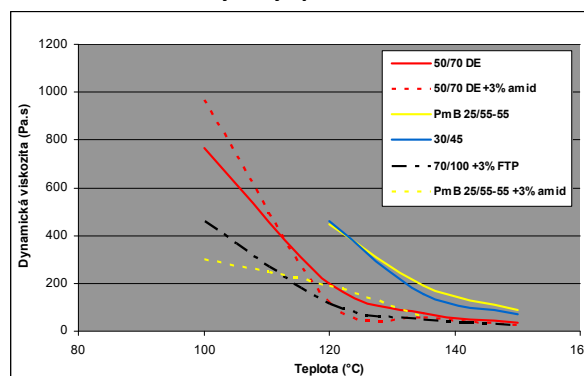
Obrázek 5.5: Dynamická viskozita vybraných pojiv, smykový spád 81 s^{-1}



Obrázek 5.6: Dynamická viskozita vybraných pojiv, smykový spád 243 s^{-1}



Obrázek 5.7: Dynamická viskozita vybraných pojiv, smykový spád $437,4 \text{ s}^{-1}$

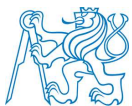


Obrázek 5.8: Dynamická viskozita vybraných pojiv, smykový spád 1.312 s^{-1}

Tabulka 5.7: Výsledky bodu měknutí (kroužek a kulička) dle zvolené metody stárnutí

Asfaltové pojivo	Bod měknutí ($^{\circ}\text{C}$)					
	původní	krátkodobé		dlouhodobé	krátkodobé a dlouhodobé	
		TFOT	RTFOT	PAV	TFOT a PAV	RTFOT a PAV
PMB 45/80-75 + 3% AMK	95,20	93,95	98,20	99,20	97,65	98,95
PMB 45/80-75 + 3% FTP	96,20	96,60	95,75	93,55	94,50	98,05
PMB 45/80-75 + 0,5% PPA	86,10	89,50	91,15	95,10	98,95	100,15
50/70 +3 % AMK	92,40	78,75	76,70	92,15	91,85	93,65
70/100 + 3% AMK	92,65	98,95	93,25	97,40	100,95	97,05

V neposlední řadě byla na vybraných pojivech provedena simulace stárnutí s využitím různých metod popsaných v části 3.8.2 zprávy [65] – pro krátkodobé TFOT a RTFOT, pro dlouhodobé RTFOT+PAV a TFOT+PAV. Stanoveny byly rozdíly bodů měknutí, jakož i procentuální změny hmotnosti. Stárnutí ovlivňuje procentuální změnu hmotnosti jednotlivých pojiv rozdílně. Hodnoty dosažené během jednotlivých zkoušek jsou vyjádřeny v tabulkách 5.7 a 5.8.



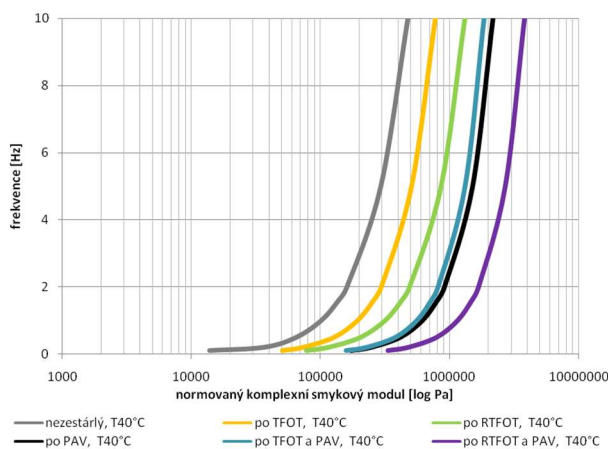
Z grafu lze dobře rozpoznat podstatný rozdíl mezi oběma metodami krátkodobého stárnutí. Materiál zestárlý metodou TFOT dosahuje z hlediska změny hmotnosti hodnot o přibližně 0,65 % vyšších, než je tomu u metody RTFOT. Stejně tak vzorky podrobené krátkodobému a dlouhodobému stárnutí vykazují značný rozdíl změny hmotnosti v závislosti především na zvolené metodě krátkodobého stárnutí. Stárnutí metodami RTFOT a PAV dosáhneme opět o přibližně 0,65 % nižších hodnot než u metod TFOT a PAV. Největší změna hmotnosti byla zaznamenána u vzorků, které byly podrobeny jen dlouhodobému stárnutí metodou PAV.

Tabulka 5.8: Výsledky procentuální změny hmotnosti dle zvolené metody stárnutí

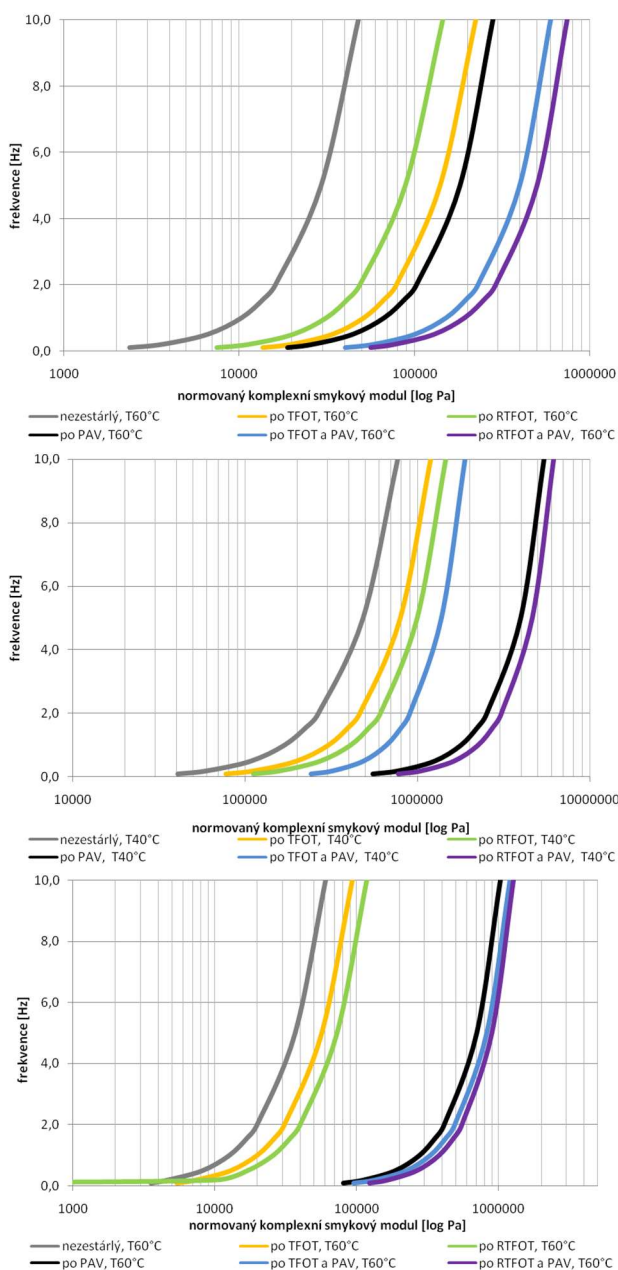
Asfaltové pojivo	Procentuální změna hmotnosti				
	krátkodobé		dlouhodobé	krátkodobé a dlouhodobé	
	TFOT	RTFOT	PAV	RTFOT a PAV	TFOT a PAV
PMB 45/80-75 + 3% AMK	0,667	0,045	1,198	0,400	1,073
PMB 45/80-75 + 3% FTP	0,691	0,002	1,305	0,334	1,080
PMB 45/80-75 + 0,5% PPA	0,756	0,010	1,240	0,457	1,258
50/70 +3 % AMK	0,622	0,120	1,261	0,393	1,030
70/100 + 3% AMK	0,755	0,027	1,307	0,480	1,234

Samostatně byla pozornost věnována sledování dynamického komplexního modulu, který byl analyzován při normově požadované teplotě 60 °C, jakož i při teplotě 40 °C. Pro nastavení vlastních parametrů zkoušky se vycházelo z následující tabulky, přičemž byla provedena měření pro frekvence z intervalu 0,1-10 Hz se smykovým napětím 5.176 Pa, které odpovídalo poznatkům [61], tzn., v tomto případě nebyla samostatně analyzována lineární viskoelastická oblast testovaných pojiv s ohledem k jejich značné podobnosti s pojivy, která byla analyzována v práci Hagnera [62].

Vývoj závislosti mezi normovaným komplexním smykovým modulem a frekvencí se pro jednotlivá stádia stárnutí a pro jednotlivá pojiva podstatně liší. Předpokládaný průběh by měl mít růstový vývoj od pojiva nezestárlého, krátkodobě zestárlého přes samotně dlouhodobě zestárlého až po krátkodobě i dlouhodobě zestárlého. Tato logika by měla odpovídat zvyšující se tuhosti pojiva, která na druhé straně vede k vyšší křehkosti. Reálně naměřené hodnoty nicméně v řadě případů ukázaly odlišné výsledky.



Obrázek 5.9: Závislost normovaného komplexního smykového modulu na frekvenci u PMB 45/80-75 + 3 % AMK (zkušební teplota 40°C)



Obrázek 5.10: Závislost normovaného komplexního smykového modulu na frekvenci u PMB 45/80-75 + 3 % AMK (zkušební teplota 60°C)

Obrázek 5.11: Závislost normovaného komplexního smykového modulu na frekvenci u PMB 45/80-75 + 3 % FTP (zkušební teplota 40°C)

Obrázek 5.12: Závislost normovaného komplexního smykového modulu na frekvenci u PMB 45/80-75 + 3 % FTP (zkušební teplota 60°C)

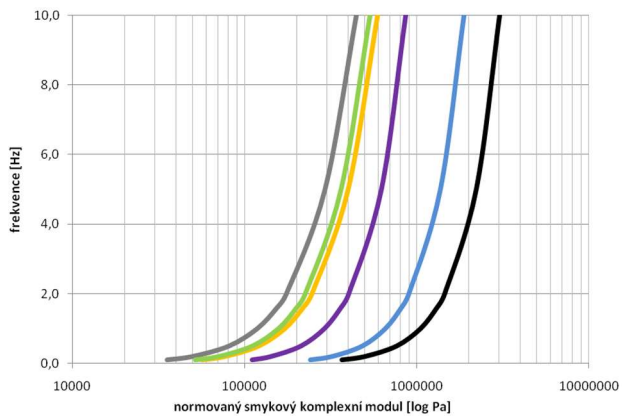
Tabulka 5.9: Zkouška DSR podle SHRP (úhlová frekvence $\omega = 10\text{rad/s}$), [64]

Vzorek	Průměr/výška	Teplotní rozsah	Smykové přetvoření	Platnost
nezestárlý	Ø 25 mm/1 mm	46 – 82°C	9 - 15%	$G^*/\sin \delta \geq 1,0 \text{ kPa}$
RTFOT	Ø 25 mm/1 mm	46 – 82°C	8 – 12%	$G^*/\sin \delta \geq 2,2 \text{ kPa}$
RTFOT + PAV	Ø 8 mm/2 mm	4 – 40°C	0,8 – 1,2%	$G^* \sin \delta \geq 5000 \text{ kPa}$

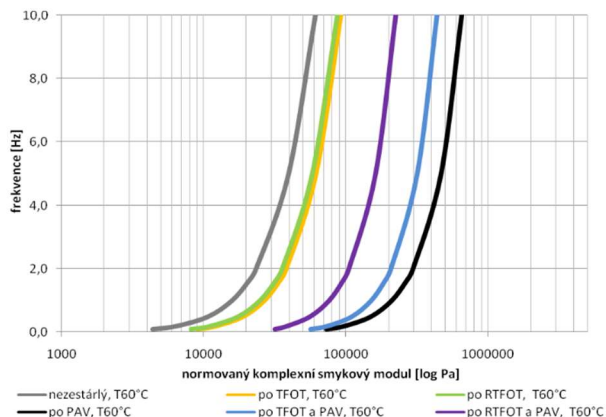
Nejmenší tuhosti dosahuje ve všech případech pojivo nezestárlé, což odpovídá předpokladu. Krátkodobě zestárlá pojiva mají větší tuhost než pojiva nezestárlá, ale nevykazují zaručenou poslušnost obou použitých metod. V celkovém rozsahu zkoušených pojiv průměrně dosahuje metoda TFOT menší tuhosti než metoda RTFOT, což z opatrností může být určitý poznatek, jenž však nelze ani přes opakovaná měření v žádném případě zobecnit. Oproti výsledkům při teplotě 40°C bylo dosaženo u teploty 60 °C více případů, kdy křivky



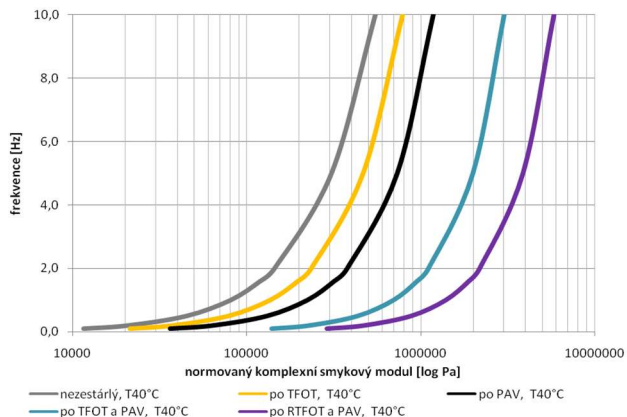
obou metod krátkodobého a dlouhodobého stárnutí pojiva mají bližší průběh. Důležitým faktem je i zjištění, že rozsah normovaného komplexního smykového modulu se při teplotě 60 °C podstatně zvětšil.



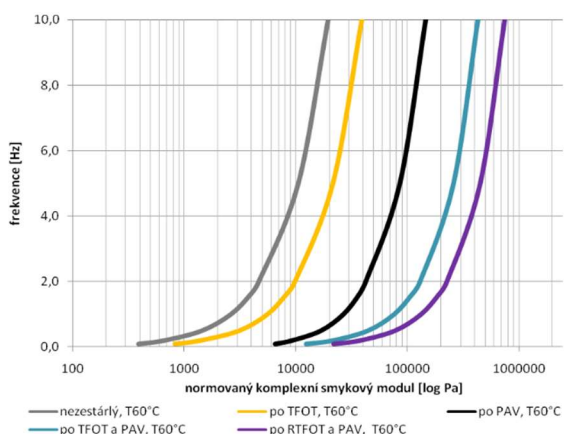
Obrázek 5.13: Závislost normovaného komplexního smykového modulu na frekvenci u PMB 45/80-75 + 0,5 % PPA (zkušební teplota 40°C)



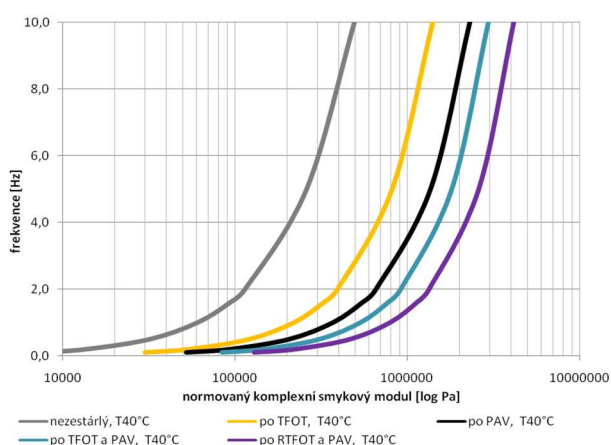
Obrázek 5.14: Závislost normovaného komplexního smykového modulu na frekvenci u PMB 45/80-75 + 0,5 % PPA (zkušební teplota 60°C)



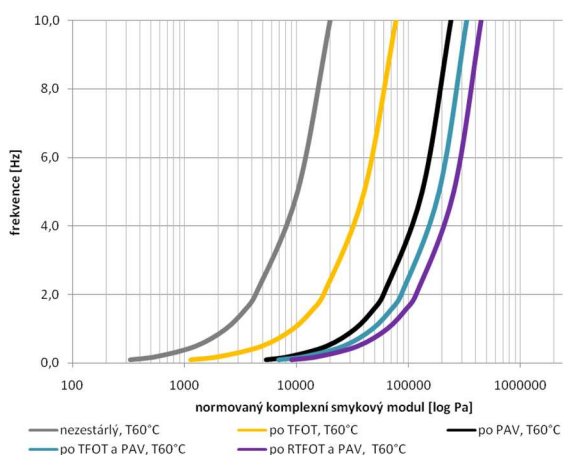
Obrázek 5.15: Závislost normovaného komplexního smykového modulu na frekvenci u 50/70 + 3 % AMK (zkušební teplota 40°C)



Obrázek 5.16: Závislost normovaného komplexního smykového modulu na frekvenci u 50/70 + 3 % AMK (zkušební teplota 60°C)



Obrázek 5.17: Závislost normovaného komplexního smykového modulu na frekvenci u 50/70 + 3 % AMK (zkušební teplota 40°C)



Obrázek 5.18: Závislost normovaného komplexního smykového modulu na frekvenci u 50/70 + 3 % AMK (zkušební teplota 40°C)

Tabulka 5.10: Hodnoty $|G^*|$ a δ vybraných pojiv při dvou teplotách měření a frekvenci 1,59 Hz

Pojivo	Způsob stárnutí	Komplexní smykový modul $ G^* $ (Pa)		Fázový úhel δ (°)	
		40°C	60°C	40°C	60°C
PMB 45/80-75 + 3 % AMK	nezestárlé	137.000	13.870	56,792	59,446
	TFOT	257.700	24.950	51,141	56,514
	RTFOT	424.600	42.070	51,119	58,152
	TFOT+PAV	717.400	199.100	47,854	54,079



	RTFOT+PAV	1.483.000	252.700	47,253	53,376
	PAV	800.100	44.470	50,314	57,301
PMB 45/80-75 + 3 % FTP	nezestárlé	228.800	17.120	55,802	60,187
	TFOT	400.800	26.690	50,243	59,55
	RTFOT	530.200	34.320	46,53	57,927
	TFOT+PAV	429.400	429.400	51,187	51,187
	RTFOT+PAV	2.771.000	488.500	40,518	48,137
	PAV	2.252.000	362.500	44,238	51,655
PMB 45/80-75 + 3 % PPA	nezestárlé	153.900	20.600	48,718	52,308
	TFOT	217.700	33.870	44,706	46,853
	RTFOT	199.400	31.790	44,473	47,594
	TFOT+PAV	813.900	186.200	40,683	41,594
	RTFOT+PAV	362.100	94.490	42,975	44,091
	PAV	1.311.000	264.800	41,498	44,561
50/70 + 3% AMK	nezestárlé	119.200	3.878	72,414	85,81
	TFOT	196.200	8.123	66,572	82,063
	TFOT+PAV	950.900	108.500	58,904	69,877
	RTFOT+PAV	1.875.000	188.900	57,402	69,425
	PAV	317.400	36.480	66,193	74,571
50/70 + 3% AMK	nezestárlé	93.450	3.546	79,3	87,939
	TFOT	326.100	14.250	69,217	84,118
	TFOT+PAV	769.800	71.110	68,098	77,78
	RTFOT+PAV	1.137.000	96.270	66,09	77,369
	PAV	547.300	49.390	72,565	80,547

V případě třetí sady experimentálně připravených a následně analyzovaných asfaltových poživ byla použity dva typy silničního asfaltu – 50/70 a 70/100 – a většina již aplikovaných přísad zlepšujících viskozitu. Tyto přísady jsou popsány v části 1 této závěrečné zprávy. Přísada Densicryl představuje vylepšenou komponentu, která se dle výrobce má aplikovat společně s nanochemickou přísadou Zycosoil přímo do asfaltové směsi. Pro ověření vlastností a účinků této přísady byla testována samostatně. Současně bylo pro porovnání u některých zkoušek použito pojivo, kde byla při jeho modifikaci použita drcená pryž velikosti maximálního zrna do 2 mm a to společně s kyselinou polyfosforečnou nebo s polyoctenamerem (při označení ROAD+). V těchto případech se nejedná o oblasti nízkoviskózních asfaltových poživ, spíše zde lze do budoucna identifikovat další prostor pro kombinaci modifikace asfaltového pojiva pryží společně s aplikací vhodných přísad, které by redukovaly nezbytné pracovní teploty. V neposlední řadě byla využita přilnavostní přísada na bázi směsi etylenpolyaminů. Přísada, označená jako „AH“, má extrémně nízkou viskozitu, čímž se výrazně zjednodušuje její rychlé vmíchání do asfaltového pojiva, má hnědou barvu a typický zápach aminových látek. Její aplikovatelnost je možná i při teplotách okolo bodu mrazu. Aminové chemické sloučeniny obsažené v přísadě AH reagují s mastnými kyselinami a lojovým olejem (tekutou látkou získanou jako extrakt z ligninu a smoly). Dávkování probíhá v intervalu 0,15-1%-hm. asfaltu v závislosti na kvalitě kameniva. Jako všechny příbuzné



adhezivní přísady na bázi aminových sloučenin je i AH mírně toxický, což je podrobněji specifikováno v bezpečnostním listu produktu. Bod vzplanutí je cca 204°C, bod varu přesahuje 220°C objemová hmotnost v rozmezí 0,97-1,01 g/cm³ (při 25°C).

Z hlediska základních charakteristik – bod měknutí a penetrace (viz tabulka 5.11) – se opakovaně potvrzuje vliv především FT parafínů a amidu mastných kyselin. Dochází k poměrně významnému poklesu penetrace a nárůstu bodu měknutí, který je ovlivněn bodem tání těchto přísad. K mírnému ovlivnění dochází i aplikací kyseliny polyfosforečné, kde je důležité sledovat vždy dávkované procento této organické kyseliny. Zde jsou charakteristiky pojiva ovlivněny především deflokulací (deaglomerací asfalténů), tzn. změnou poměrů a vazeb mezi maltény a asfaltény v pojivu. Zbývající přísady nemají v zásadě vliv na tyto základní charakteristiky. V případě porovnávání pojiva s drcenou pryží a přísadou polyoctenameru nebo PPA je pokles penetrace a nárůst bodu měknutí způsoben především vlivem drcené pryže v asfaltovém pojivu.

V případě obou sledovaných charakteristik je vhodné ještě upozornit na výsledky poměrového ukazatele penetračního indexu, u kterého by mělo být cílem udržet hodnotu vždy <2. Tomuto kritériu nevyhovuje pojivo s vyšším podílem FT parafínů a výrazně potom pojivo s amidem mastných kyselin.

Tabulka 5.11: Základní charakteristiky vybraných pojiv III. sady

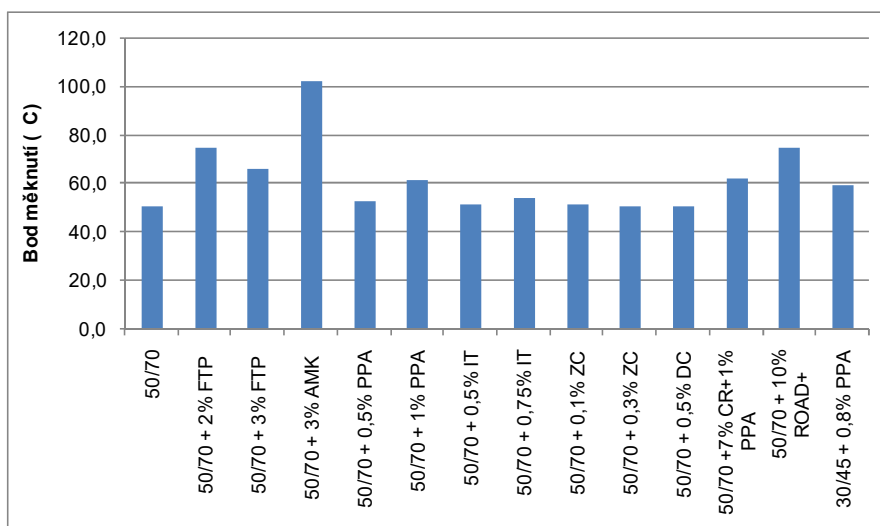
Nezestárlé pojivo	Přísada	Bod měknutí (KK)	Penetrace @25°C	Penetrační index (PI)
		(°C)	(0,1mm)	(-)
50/70	bez přísady	50,5	53	-0,93
50/70 + 2% FTP	FT parafín	75,0	31	2,40
50/70 + 3% FTP	FT parafín	65,8	32	1,05
50/70 + 3% AMK	amid mastných kyselin	101,9	37	6,08
50/70 + 0,5% PPA	PPA	52,7	38	-1,16
50/70 + 1% PPA	PPA	61,6	34	0,46
50/70 + 0,5% IT	tensidy (IterLow T)	51,2	48	-1,01
50/70 + 0,75% IT	tensidy (IterLow T)	53,9	45	-0,53
50/70 + 0,1% ZC	Zycosoil	51,6	50	-0,85
50/70 + 0,3% ZC	Zycosoil	50,9	52	-0,88
50/70 + 0,5% DC	Densicryl	50,6	53	-0,91
50/70 + 7% CR+1% PPA	PPA	61,7	26	-0,09
50/70 + 10% ROAD+	PPA	74,4	23	1,72
30/45 + 0,8% PPA	PPA	59,6	33	-0,03
70/100	bez přísady	46,2	82	-1,02
70/100 + 2% FTP	FT parafín	67,0	33	1,31
70/100 + 3% FTP	FT parafín	65,7	37	1,35
70/100 + 3% AMK	amid mastných kyselin	78,9	52	4,27
70/100 + 0,5% PPA	PPA	54,0	46	-0,48
70/100 + 1% PPA	PPA	57,2	45	0,19
70/100 + 0,5% IT	tensidy (IterLow T)	48,7	57	-1,23
70/100 + 1% IT	tensidy (IterLow T)	50,8	54	-0,81
70/100 + 0,1% ZC	Zycosoil	52,1	45	-0,91



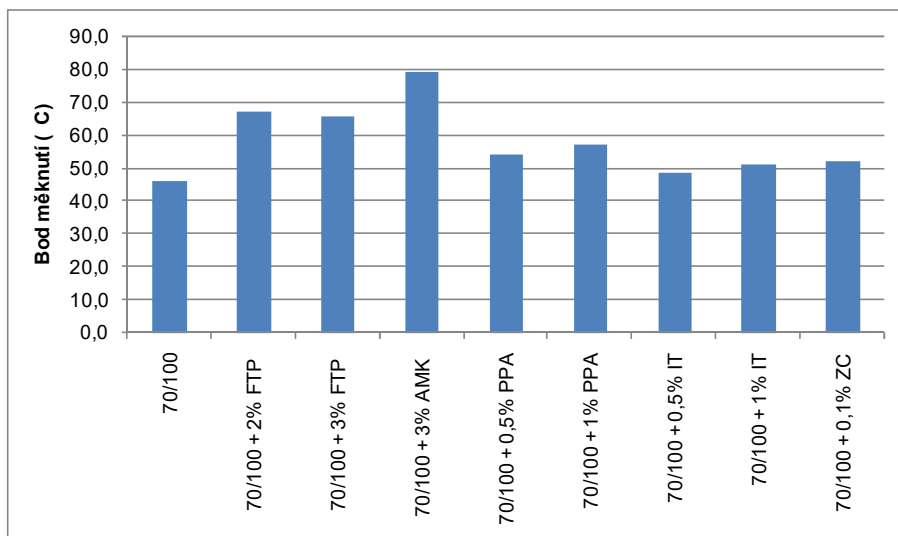
Z hlediska sledovaného problematiky stárnutí asfaltových pojiv byla provedena pro vybraná pojiva postupně měření krátkodobého a dlouhodobého stárnutí. Pro krátkodobé stárnutí byla použita metoda TFOT a pro dlouhodobé kombinace TFOT a PAV, obě metody popsané v části 3.8.2 zprávy [65]. Současně byla aplikována alternativní metoda trojnásobné zkoušky TFOT definovaná v rámci projektu, která vycházela z rakouských zkušeností modifikované trojnásobné metody RTFOT popsané taktéž v části 3.8.2 zprávy [65]. Z výsledků je patrné, že v důsledku stárnutí dochází v různé míře ke změnám charakteristik asfaltového pojiva. Ukazuje se také, že metoda 3xTFOT nenahradí zavedený způsob stárnutí s využitím kombinace TFOT a PAV – výsledky metody 3xTFOT nevedou k tak velké degradaci pojiva a toliko zhoršují výsledky krátkodobého stárnutí.

Tabulka 5.12: Základní charakteristiky vybraných pojiv II. sady podrobených simulaci stárnutí

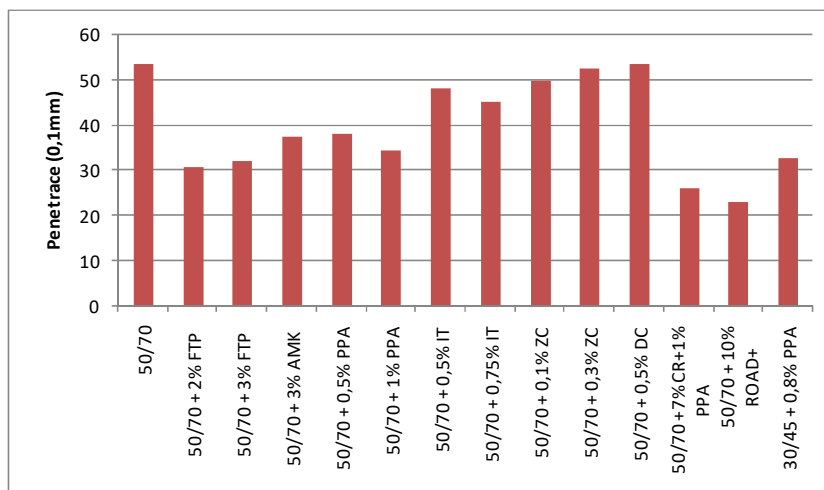
Pojivo	Bod měknutí (KK)			Penetrace @25°C		
	(°C)			(0,1mm)		
Metoda stárnutí	TFOT	3xTFOT	TFOT+PAV	TFOT	3xTFOT	TFOT+PAV
50/70 + 0,5% PPA	70,4	69,0	81,0	23	23	17
50/70 + 1% PPA	86,8	78,2	82,6	23	20	18
50/70 + 0,1% ZC	51,7	n.a.	67,4	45	n.a.	18
50/70 + 0,3% ZC	55,4	63,3	70,8	34	24	16
70/100 + 2% FTP	71,9	76,6	79,4	31	20	16
70/100 + 3% AMK	73,8	78,7	81,5	26	18	18
70/100 + 0,5% PPA	59,1	56,4	59,4	29	20	16
70/100 + 1% PPA	61,6	66,8	69,2	29	22	19
70/100 + 0,5% IT	56,6	63,2	65,4	30	21	19
70/100 + 1% IT	55,0	61,9	64,8	31	23	21



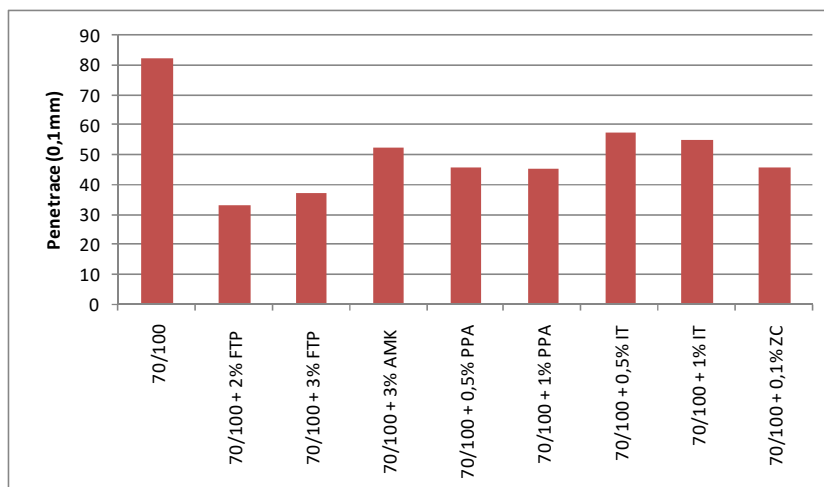
Obrázek 5.19: Bod měknutí sledovaných asfaltů – III. sada (výchozí pojivo 50/70)



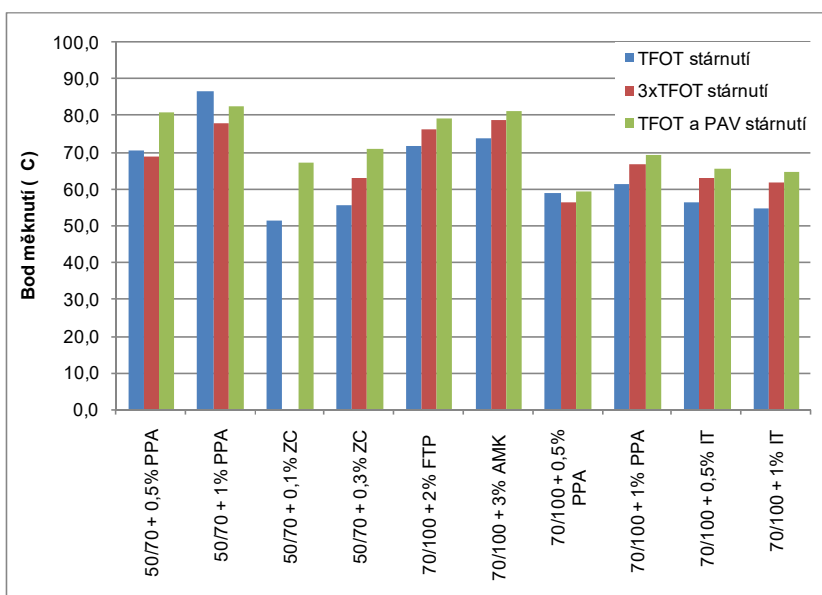
Obrázek 5.20: Bod měknutí sledovaných asfaltů – III. sada (výchozí pojivo 70/100)



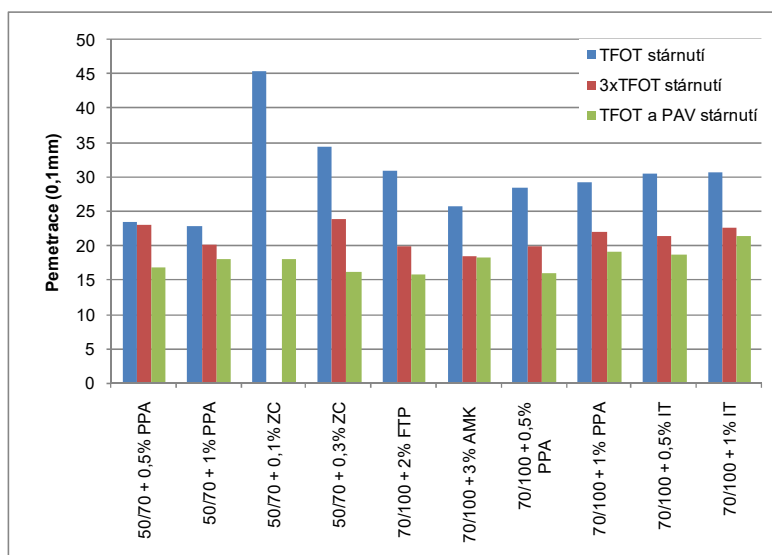
Obrázek 5.21: Penetrace při 25°C sledovaných asfaltů – III. sada (výchozí pojivo 50/70)



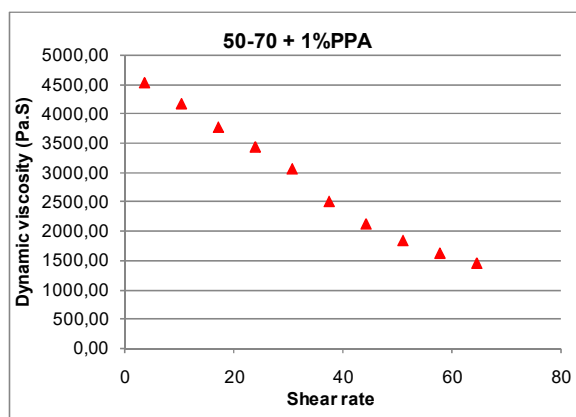
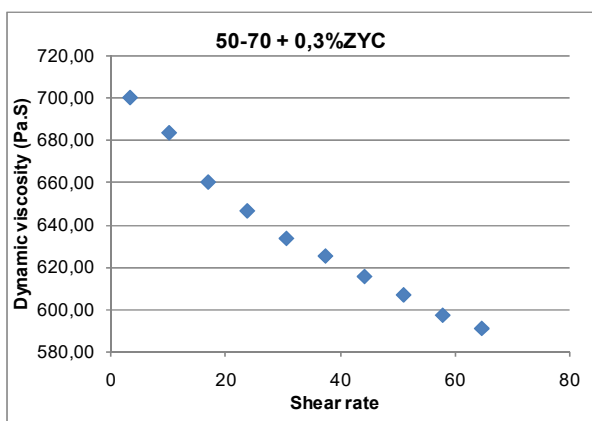
Obrázek 5.22: Penetrace při 25°C sledovaných asfaltů – II. sada (výchozí pojivo 70/100)



Obrázek 5.23: Vliv metody stárnutí na bod měknutí – vybraná asfaltová pojiva II. sady

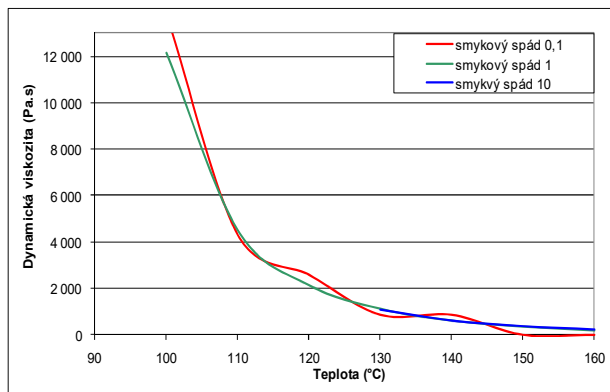


Obrázek 5.24: Vliv metody stárnutí na penetraci při 25°C – vybraná asfaltová pojiva II. sady



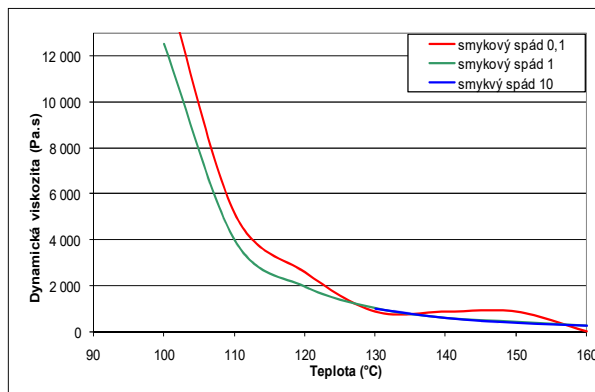


Obrázek 5.25: Dynamická viskozita pojiva 50/70 + 0,3% ZC při teplotě 135°C



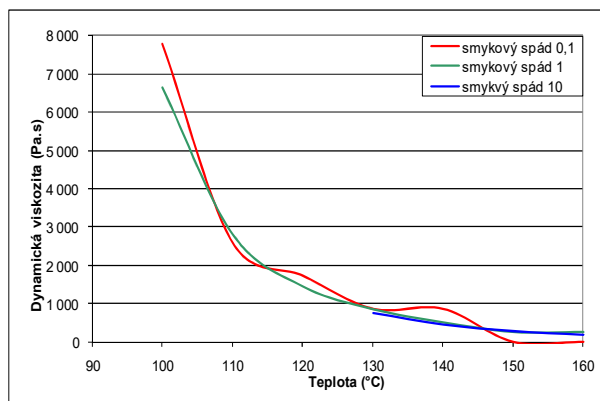
Tabulka 5.27: Dynamická viskozita pojiva 50/70 pro různé smykové spády

Obrázek 5.26: Dynamická viskozita pojiva 50/70 + 0,3% ZC při teplotě 135°C

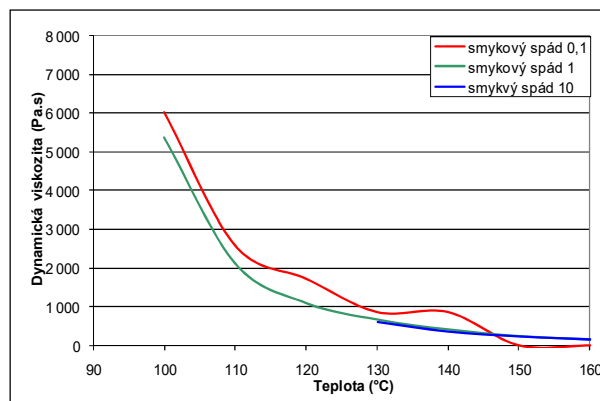


Tabulka 5.28: Dynamická viskozita pojiva 50/70 + 0,75 % IT pro různé smykové spády

Dále byla provedena měření dynamické viskozity, kde určující je vhodné stanovení vstupních parametrů. S ohledem k aplikacím asfaltových pojiv, jejich čerpání či následnému rozstříkávání se volily smykové spády z intervalu 0,1-10 s⁻¹. Výsledky jsou uvedeny postupně na obrázcích 5.27-5.30. Celkem bylo zvoleno 8 smykových spádů (znázorněny jsou pro přehlednost výsledky pro 3 smykové spády) a současně s tím měření probíhala při osmi teplotách, přičemž určujícím specifikem byla teplota 135°C, kde byla provedena i další měření celkově pro deset úrovní smykového spádu s maximem v hodnotě 65 s⁻¹. Tato teplota se uvažuje jako charakteristická pro zpracování asfaltových pojiv a tudíž je vhodné zde analyzovat závislost viskozity na smykovém spádu s možností další extrapolace. Uvedeny jsou příklady dvou asfaltů s charakteristickým exponenciálním průběhem (obr. 5.25 a 5.26).



Tabulka 5.29: Dynamická viskozita pojiva 70/100 pro různé smykové spády

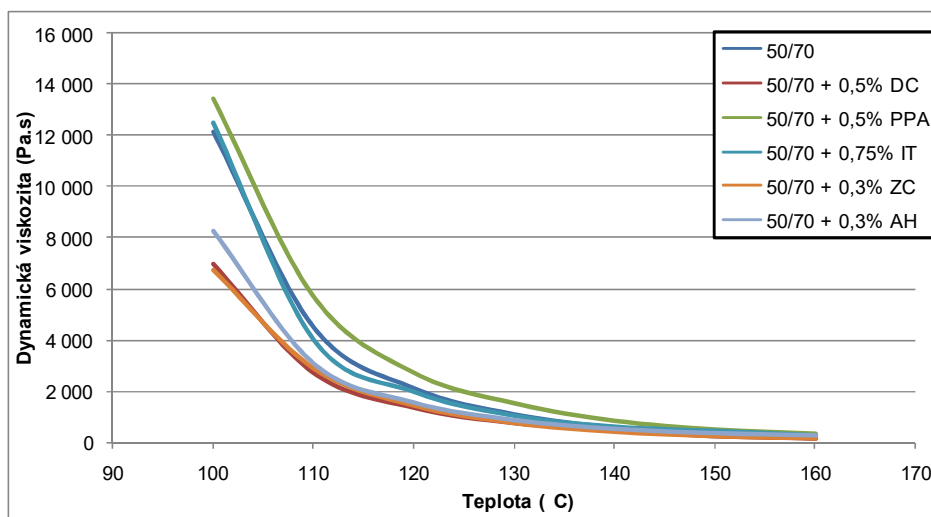


Tabulka 5.30: Dynamická viskozita pojiva 70/100 + 3 % FTP pro různé smykové spády

Dále jsou z hlediska dynamických viskozit uvedeny výsledky pro obě základní asfaltová pojiva (50/70 a 70/100) a jejich variantám s přísadami snižujícími viskozitu. U výsledků obrázku 5.31 je patrné, že u pojiva 50/70 dochází vyjma varianty s přísadou PPA ke snížení viskozity a to v intervalu 100-130°C. Při vyšší teplotě již v zásadě efekt snížené viskozity mizí a u všech asfaltových pojiv se hodnota blíží limitně k nulové hodnotě. V případě asfaltového pojiva 70/100 lze situaci rozdělit na interval 100-110°C a 110-130°C. V případě prvního intervalu většina přísad vyjma PPA a AMK snižuje viskozitu výsledného produktu a tudíž jej činí lépe

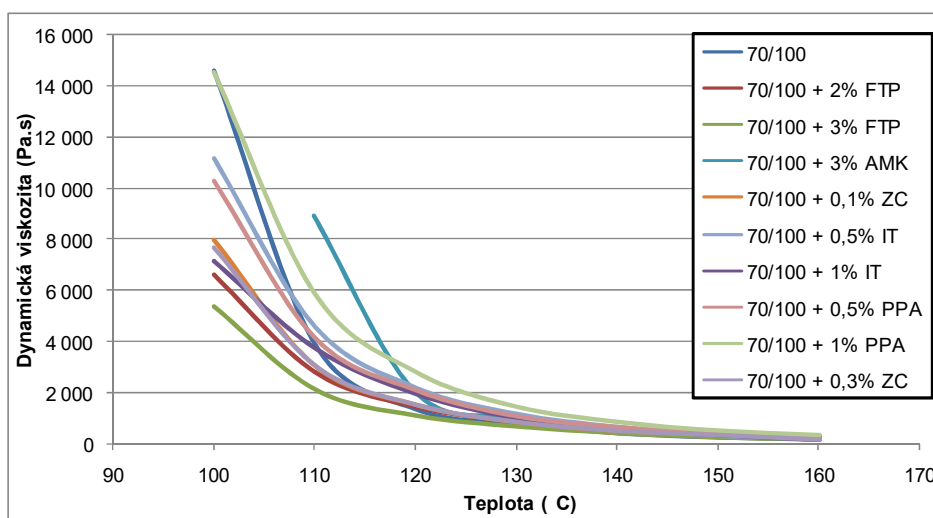


zpracovatelným. Poněkud těžko interpretovatelný je výsledek u přísady AMK, neboť zde bylo očekáváno, že i tato přísada bude mít kladný efekt na snížení viskozity v tomto intervalu. Nicméně při srovnání viskózní křivky a dosaženého bodu měknutí je zjevné – i při opakovaných měření – že při teplotách nižších než 120°C je efekt přísady AMK z hlediska zpracovatelnosti spíše negativní. V druhém intervalu u pojiva 70/100 efekt na další snížení viskozity v podstatě přinesla pouze přísada FT parafínu (s viditelným přínosem rozdílu jednoho procenta v dávkování) a nanochemická přísada Zycosoil.

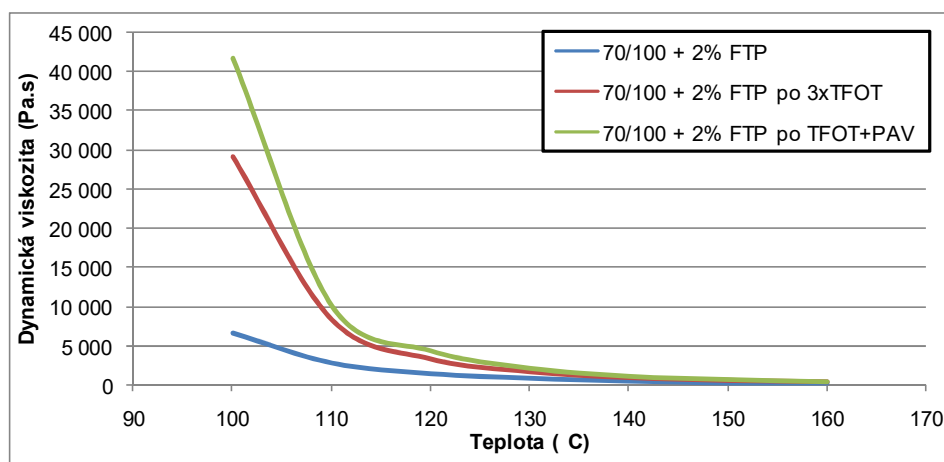


Tabulka 5.31: Dynamická viskozita asfaltu 50/70 s různými přísadami při smykovém spádu 1 s⁻¹

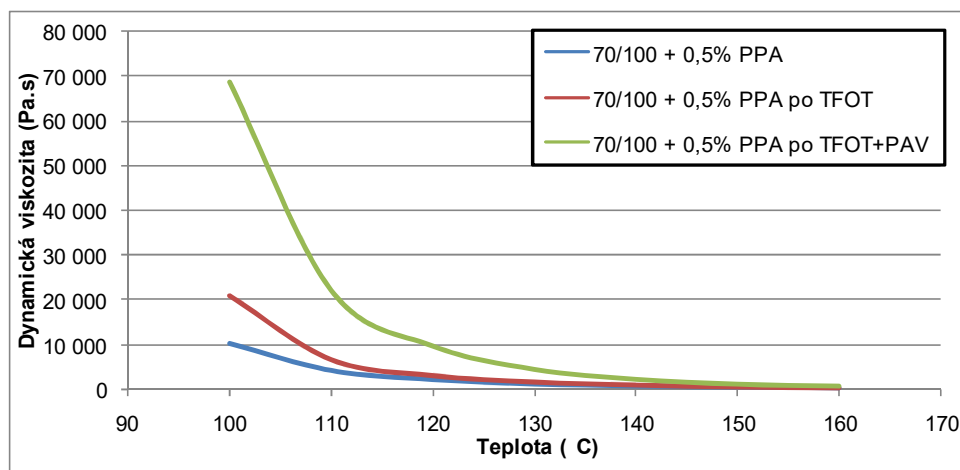
Za zajímavé lze považovat i výsledky vlivu stárnutí na průběh viskozity. Ty jsou pro názornost deklarovány na dvou případech asfaltových pojiv 70/100 upravených přísadou FT parafín a kyselinou polyfosforečnou. V obou případech je evidentní negativní vliv stárnutí pojiva, které jeho důsledkem významně zvyšuje tuhost, čímž se zvyšuje i celková teplota bodu měknutí, což má dopad na vlastní průběhy viskozit. Zejména při kombinovaném stárnutí krátkodobém (TFOT) a dlouhodobém (PAV) je při teplotách 100-110°C změna v průměru čtyřnásobná.



Tabulka 5.32: Dynamická viskozita asfaltu 70/100 s přísadami při smykovém spádu 1 s⁻¹



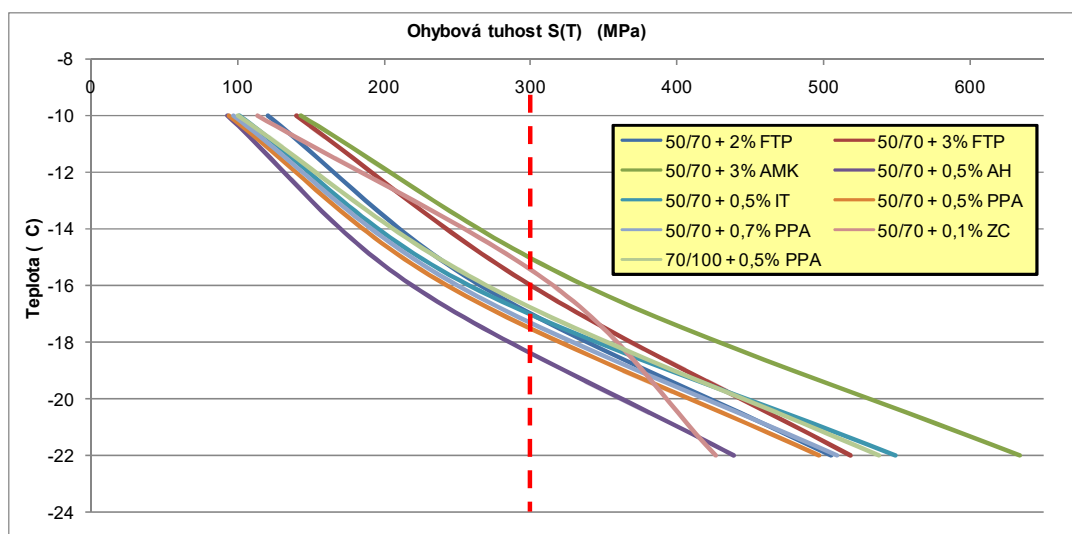
Tabulka 5.33: Dynamická viskozita asfaltu 70/100 s přísadami při smykovém spádu 1 s^{-1}



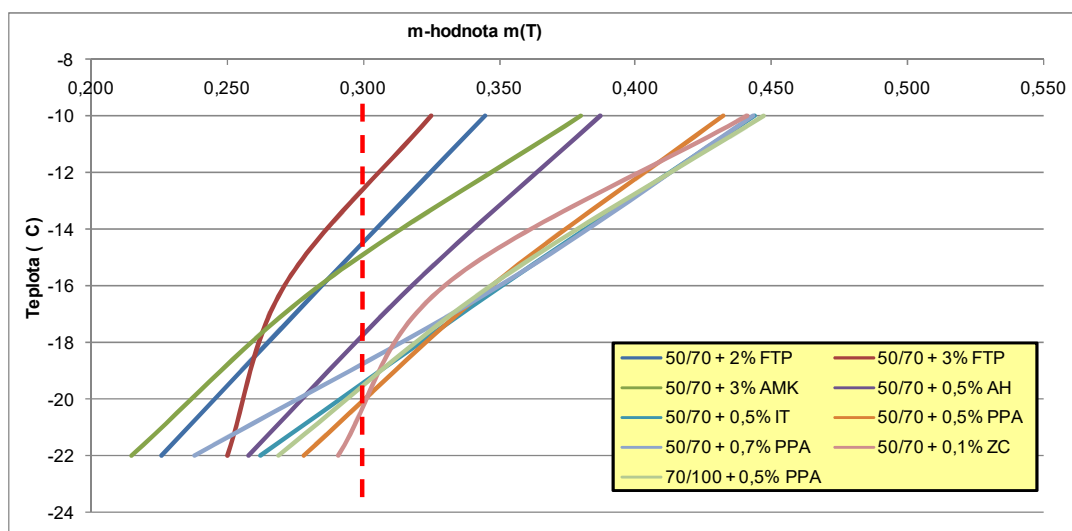
Tabulka 5.34: Dynamická viskozita asfaltu 70/100 s přísadami při smykovém spádu 1 s^{-1}

5.4 Vybraná měření a výsledky vlastností asfaltového pojiva při nízkých teplotách

Chování asfaltových pojiv při nízkých teplotách bylo analyzováno dynamickou zkouškou trámečkového průhybového reometru se stanovením ohybové tuhosti a směrnice tečny k exponenciálnímu průběhu ohybové tuhosti $S(T)$, která se označuje jako m -hodnota. Měření byla provedena při třech různých teplotách s cílem odvodit teplotu, při které se uvažuje $S(T) = 300 \text{ MPa}$ a $m(T) = 0,300$. Jako výsledek, který zaručuje odpovídající odolnost asfaltové směsi proti vzniku trhlin způsobených křehkostí materiálu, se následně uvažuje vyšší z obou teplot.



Obrázek 5.35: Průběhy hodnot ohybové tuhosti měřených pojiv



Obrázek 5.36: Průběhy hodnot m-hodnoty měřených pojiv

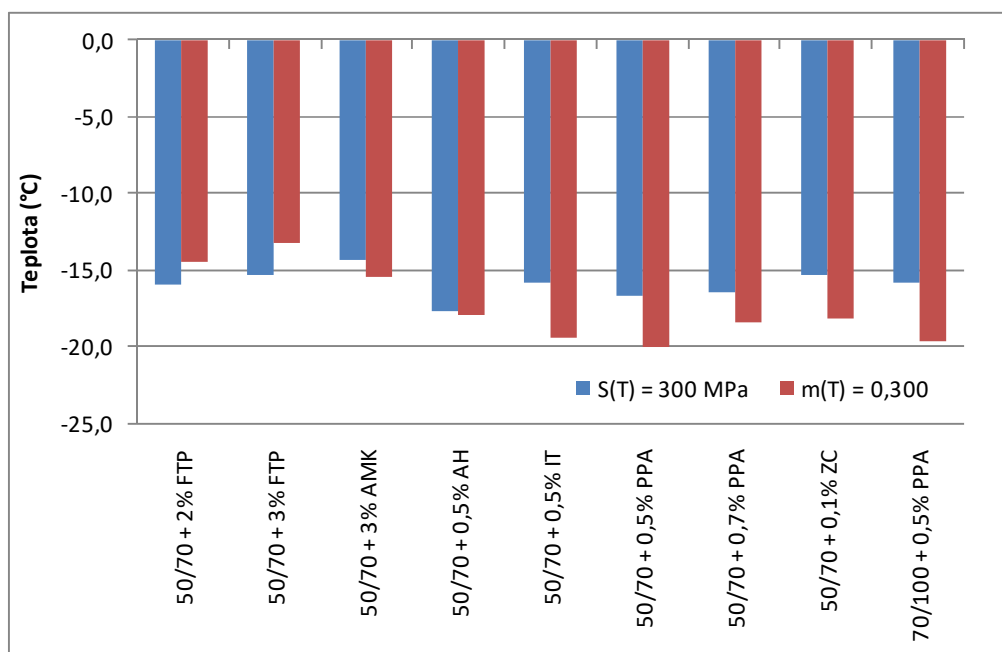
Obrázky 5.35 a 5.36 ukazují výsledky pro jednotlivá pojiva, přičemž pro charakteristiku $S(T)$ je patrný očekávaný exponenciální průběh. Z hlediska charakteristiky $S(T)$ bylo zjištěno nejlepší chování v případě aplikace přínavostní přísady na bázi amido-aminů, jakož i při použití kyseliny polyfosforečné, přičemž s vyšším podílem této přísady se mírně zhoršuje minimální kritická teplota. Nejhorší odolnost z hlediska $S(T)$ oproti tomu vykazalo pojivo s přísadou amidu mastných kyselin. Nicméně označení „nejhorší“ je v tomto ohledu relativní, jelikož veškeré hodnoty se pohybovali v rozmezí 3,4°C. Z hlediska m -hodnoty lze sledovat charakteristický logaritmický průběh, přičemž z hlediska korelačního koeficientu byla zjištěna míra spolehlivosti 0,94-0,98. V případě získaných výsledků je patrné, že nejlepších hodnot dosahují pojiva s aplikací kyseliny polyfosforečné (PPA) a tensidů. I zde se projevila negativní efekt zvyšování množství PPA v pojivu s postupným poklesem kritické teploty. Za nejhorší je třeba z hlediska m -hodnoty označit vliv FT parafínu. V této souvislosti je třeba uvést, že oproti $S(T)$ je v případě m -hodnoty rozdíl mezi nejhorším a nejlepším výsledkem 6,8°C, tedy dvojnásobná hodnota. Závěrem je třeba poukázat na stanovení kritických hodnot na základě obou uvedených kritérií. Pouze v případě FT parafínu je tato teplota určena m -hodnotou, tzn. směrnice tečny k exponenciální křivce $S(T)$ má vyšší význam než vlastní hodnota ohybové tuhosti. U všech



ostatních pojiv je určující z hlediska stanovení minimální teploty odolnost asfaltového pojiva proti účinkům nízkých teplot hodnota teploty, při které je dosaženo ohybové tuhosti 300 MPa.

Tabulka 5.13: Výsledné kritické teploty chování asfaltového pojiva

Pojivo	Přísada	Teplota (°C) při které platí:	
		S(T) = 300 MPa	m(T) = 0,300
50/70 + 2% FTP	FT parafín	-16,0	-14,5
50/70 + 3% FTP	FT parafín	-15,3	-13,2
50/70 + 3% AMK	amid mastných kyselin	-14,3	-15,5
50/70 + 0,5% AH	amin (přilnavostní přísada)	-17,7	-18,0
50/70 + 0,5% IT	tensidy (IterLow T)	-15,9	-19,4
50/70 + 0,5% PPA	kyselina polyfosforečná	-16,7	-20,0
50/70 + 0,7% PPA	kyselina polyfosforečná	-16,4	-18,5
50/70 + 0,1% ZC	Zycosoil	-15,4	-18,2
70/100 + 0,5% PPA	kyselina polyfosforečná	-15,9	-19,7



Obrázek 5.37: Grafické znázornění výsledné kritické teploty chování asfaltového pojiva

5.5 Analýza komplexního modulu vybraných pojiv

V neposlední řadě byl v rámci sledování funkčních charakteristik asfaltových pojiv používaných pro nízkoteplotní asfaltové směsi proveden soubor samostatných měření komplexního modulu pro interval teplot a frekvencí s cílem detailně identifikovat dynamické chování pojiva.

Stanovení komplexního smykového modelu a fázového úhlu se docílilo tak, že byl použit režim měření *frequency sweep*. Jedná se o způsob měření, kdy jsou vzorky asfaltu podrobeny různým frekvencím zatěžování. V našem případě se jednalo o 8 frekvencí – 0,1; 0,2; 0,5; 1; 1,59; 2; 5 a 10 Hz. Tato škála frekvencí působila na všechny vzorky při teplotách 25, 35, 45, 55, 60, 65, 70, 80 a 90°C. Aby se docílilo věrohodných výsledků, měření probíhala nejdříve v intervalu 25–60°C, poté jen při 60°C a jako poslední následoval teplotní interval 65–90°C. Měření byla ve většině případů opakována. Při vlastním měření se podrobněji pozornost



věnovala výsledkům při teplotě 60°C, což je teplota požadovaná dle evropských norem v případech, kdy jsou hodnoty komplexního smykového modulu u asfaltových pojiv požadovány. Tato teplota má své opodstatnění především z hlediska letních měsíců a vysokých teplot v tomto období. Při těchto teplotách se významněji projevují viskózní vlastnosti asfaltových pojiv, které způsobují např. vyjíždění kolejí (projev nevratných trvalých deformací). Snahou je pochopit proces proměny viskoelastických vlastností, abychom do budoucna mohli navrhovat kvalitní asfaltová pojiva a směsi.

U referenčního asfaltu 50/70 se nejprve zjistila jeho lineární oblast (viz obr. 5.39). Ke stanovení lineární oblasti se vzorek namáhal při čtyřech různých teplotách, v intervalu od 40 do 70°C. Jedná se o oblast, kde lze dobře pozorovat a popsat viskoelastické chování materiálu. Zjistíme tím, do jaké míry můžeme působit smykovým napětím na asfalt, aby naměřené výsledky byly reprodukovatelné a pokrývaly skutečně oblast viskoelastického chování materiálu. Námi zvolená hodnota smykového napětí byla $\tau = 5.176$ Pa. Vycházelo se při tom ze studie provedené v Německu [62].

Z dále uvedeného obrázku 5.39 je patrné, že lineární oblast je rozdílná v závislosti na použité teplotě. Tato skutečnost byla očekávána, nicméně z hlediska zjištěného je zejména rozdíl mezi teplotou 70°C a zbývajícími poměrně velký, což dokládá významnou změnu viskózního chování v intervalu teplot 60-70°C. Na základě zjištěného byla následně zvolena druhá úroveň smykového napětí, při které byla pro vybraná asfaltová pojiva provedena další měření pro stejná frekvenční spektra s cílem demonstrovat vliv správné (či vhodné) volby smykového napětí na výsledky.

Získaná data komplexních smykových modulů a fázových posunů získaná pro jednotlivé teploty se následně pomocí principu časově teplotní superpozice přepočítaly s cílem vytvořit řídicí (směrné) křivku jako vhodné kvalitativní hodnotící kritérium. K těmto účelům se používají modely teplotní závislosti asfaltového pojiva, kdy lze využít Arrheniovu rovnici nebo William-Landel-Ferry (WLF) rovnici. Analýza naměřených dat komplexního modulu pomocí směrné křivky umožňuje porovnávat asfaltová pojiva nebo asfaltové směsi z hlediska celého intervalu teplot a frekvencí, přičemž se vychází z principu superpozice času a teploty. Vysvětlení k této problematice lze nalézt např. v [58], kde se uvádí, že má-li určitá reologická vlastnost při teplotě T a frekvenci vyjádřené pomocí veličiny úhlové rychlosti ω hodnotu G , bude mít stejnou hodnotu i při teplotě T_r , pokud ji budeme určovat při frekvenci vyjádřené veličinou úhlové rychlosti $\omega_r = a(T) \cdot \omega$. Proměnná $a(T)$ představuje převodní faktor, přičemž platí $a(T_r) = 1$. Pomocí tohoto faktoru lze charakterizovat teplotní závislost asfaltu, jestliže známe jeho kinetickou závislost. Pro výpočet převodního faktoru lze použít v případě asfaltových pojiv, potažmo asfaltových směsí, dvě rovnice – ARRHENIOVA rovnice (1) a WLF rovnice (WILLIAM, LANDEL, FERRY) (2):

$$\ln a(T) = \frac{E_A}{R} \cdot \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r} \right) \quad (1)$$

kde T je teplota ve stupních Kelvina, T_r libovolná teplota a R je obecná konstanta plynu ($R = 8,3144 \text{ Jmol}^{-1}\text{K}^{-1}$). V této rovnici závisí $a(T)$ pouze na aktivující energii E_A .

$$\log a(T) = - \frac{C_1 \cdot (T - T_r)}{C_2 + T - T_r} \quad (2)$$

kde C_1 a C_2 jsou obecné konstanty a pouze T_r charakterizuje asfalt.

Christensen a Anderson [59] použili u nemodifikovaných asfaltů před a po stárnutí rovnici WLF pro teploty vyšší než T_r a Arrheniovu rovnici pro teploty nižší než T_r . V rovnici WLF dále stanoví pevné hodnoty konstant C_1 a C_2 . Teplotní závislost asfaltu se potom vyznačuje pomocí T_r . Dosazením této hodnoty do Arrheniovy

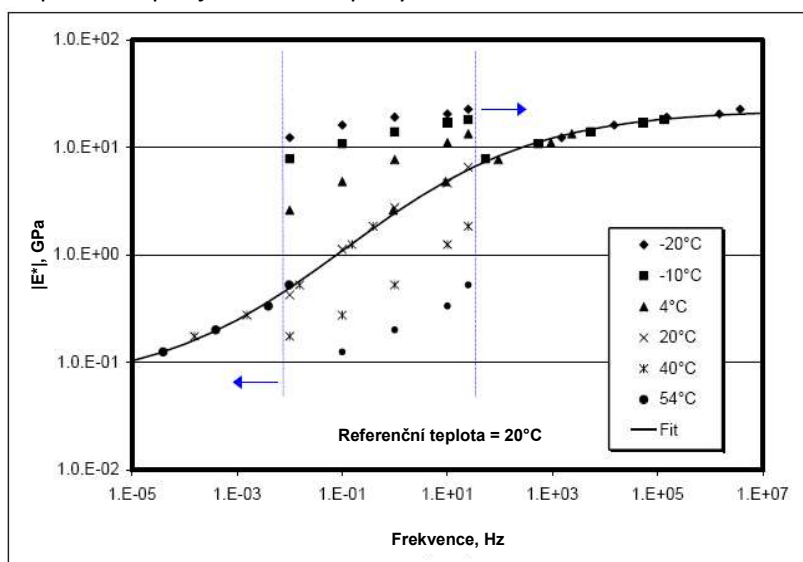
rovnice na místo referenční teploty tak dokazují, že aktivační energie je u všech asfaltů shodná. Pro popis teplotní závislosti asfaltu nám tedy postačuje jeden jediný parametr, T_r .

Princip superpozice času a teploty umožňuje u hodnot zjištěných při různých teplotách a frekvencích provádět horizontálně posunutí vzhledem k referenční teplotě nebo frekvenci. Při tomto postupu dochází k napojení jednotlivých křivek naměřených hodnot a vzniká vyhlazená směrná křivka. Schematické znázornění celého postupu je patrné z obrázku 5.38. Pro její matematické stanovení lze uplatnit nelineární regresní výpočet, při kterém jsou experimentální data dosazována do logistické funkce (S-funkce), kterou lze zapsat v následujícím tvaru:

$$\log|E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta - \gamma \cdot (\log(f_r) + s_T)}} \quad (3)$$

kde:

- $\delta, \alpha, \beta, \gamma$ vhodné konstanty,
- f_r určující frekvence,
- s_T faktor posunutí pro jednotlivé teploty.



Obrázek 5.38: Příklad směrné křivky komplexního modulu, [56]

Směrná křivka se sestavuje k libovolně zvolené referenční teplotě T_r , k níž jsou vztažena všechny naměřené hodnoty. Současně se určí faktor posunutí $\alpha(T)$, jenž vymezuje požadované posunutí při dané referenční teplotě. Skutečná frekvence je vydělena tímto faktorem, čímž získáme redukovanou frekvenci f_r , jež se uplatní při sestavení směrné křivky. Výpočet je následující:

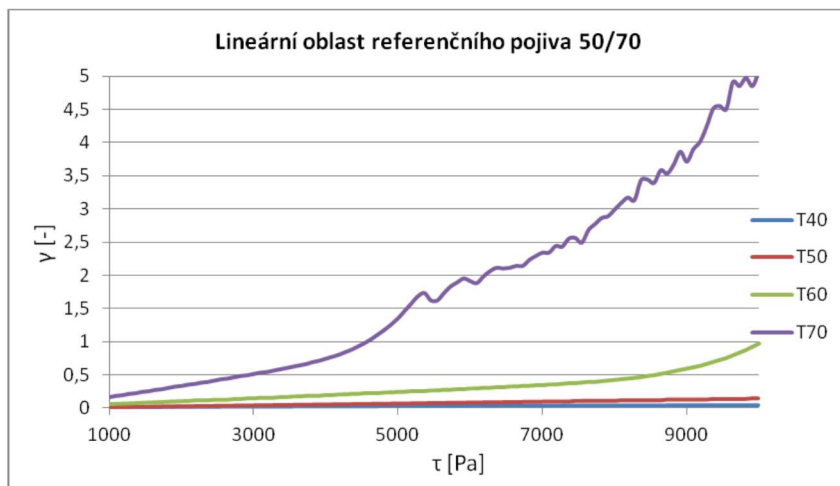
$$f = \frac{f_r}{\alpha(T)} \quad \text{nebo} \quad \log(f_r) = \log(f) - \log(\alpha(T)) \quad (4)$$

V referenční teplotě je hodnota faktoru posunutí $\alpha(T) = 1$.

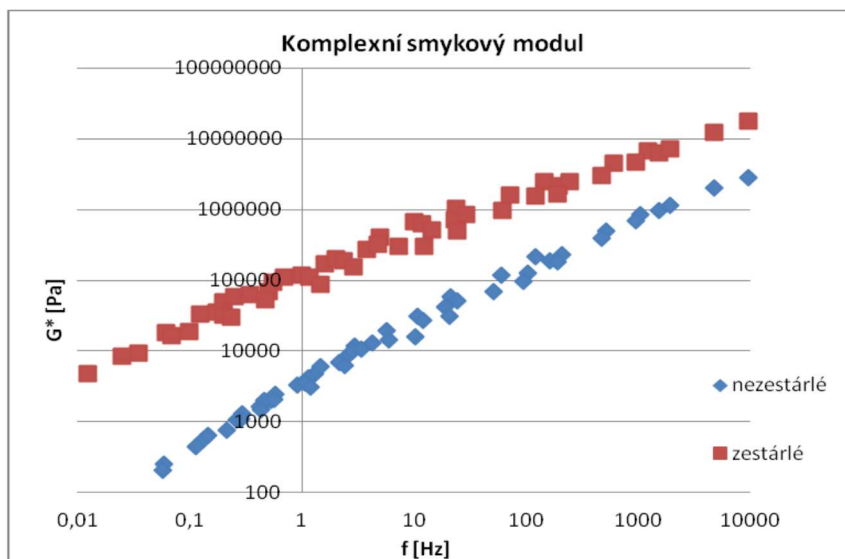
Rovnici (3) lze zjednodušit a upravit do tvaru rovnice (5), kde t_r představuje dobu zatížení při referenční teplotě, δ reprezentuje minimální hodnotu $|E^*|$, $\delta + \alpha$ oproti tomu je maximální hodnotou $|E^*|$, a parametry β, γ popisují tvar křivky sigmoidální funkce. Přijatelnost funkci popisující směrnou křivku komplexního dynamického modulu lze dále ověřit na základě sledování fyzikálního chování asfaltové směsi. Horní oblast průběhu funkce se asymptoticky blíží maximální hodnotě tuhosti, která je závislá na tuhosti asfaltového pojiva v oblasti nízkých teplot. Při vysokých teplotách lze zajištění tuhosti směsi osvětlit vzájemným zaklíněním zrn kameniva směsi v důsledku působícího tlakového zatížení.

$$\log|E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma \cdot (\log(t_r))}} \quad (5)$$

V případě dále uvedené analýzy asfaltových pojiv analyzovaných v rámci rozvoje konceptu nízkoteplotních asfaltových směsí a zpracování výsledků získaných dat byla použita tzv. Williams-Landel-Ferry rovnici s postupnou iterací koeficientů C_1 a C_2 . ($C_1 = 19,82$; $C_2 = 270,8$).



Obrázek 5.39: Průběh závislosti smykového spádu a smykového napětí v lineární oblasti referenčního pojiva 50/70

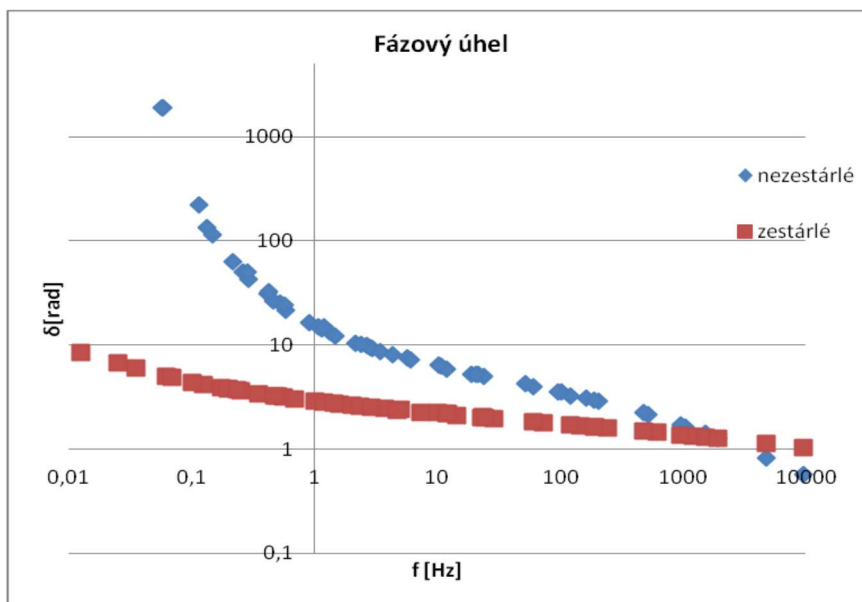


Obrázek 5.40: Řídící křivka G^* referenčního asfaltového pojiva 50/70, (vztažná teplota 60°C)

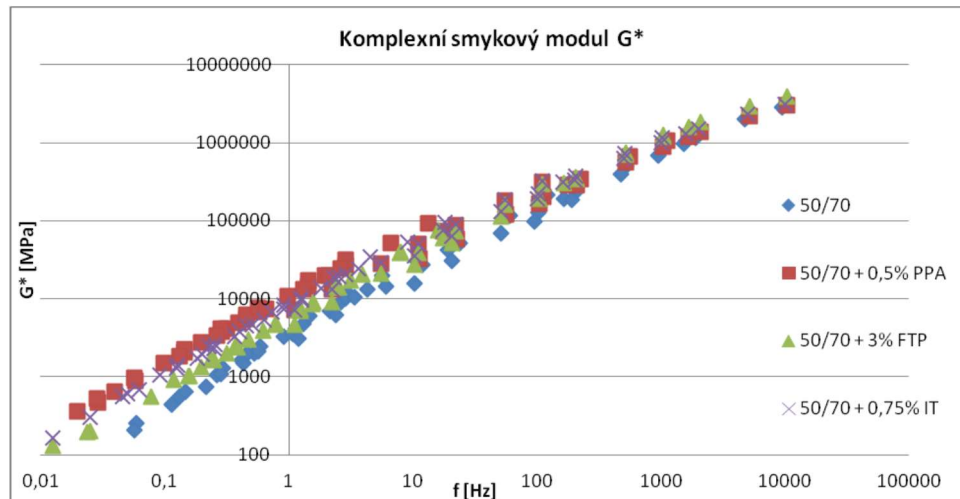
Z hlediska porovnání řídicích křivek pro komplexní smykový modul ($|G^*|$) a fázový posun (δ) je patrný přínos vybraných sledovaných přísad snižujících viskozitu, resp. umožňujících snížení pracovních teplot asfaltové směsi. Patrný je tento přínos především v intervalu teplot cca 40-80°C. Současně je zjevný přínos v oblasti nižších frekvencí. Tento přínos lze poměrně dobře přiblížit potřebám chování materiálu v konstrukci vozovky v letním období.

Z hlediska porovnání jednotlivých přísad se projevuje z hlediska nárůstu tuhosti asfaltové směsi a vyšší odolnosti proti deformačním účinkům jako nejlepší alternativa aplikace PPA a IterLow, přičemž u druhé přísady by sledované množství mělo činit alespoň 0,75 %-hm. pojiva. Překvapením do značné míry v tomto

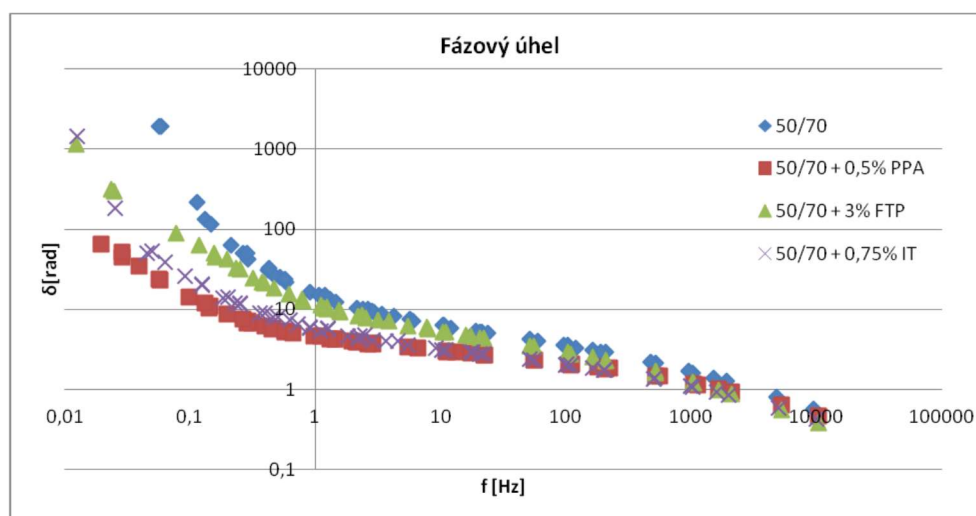
ohledu je přísada FT parafínu, který obecně má značný ztužující efekt. Zmínit je třeba i mírnou změnu, ke které dochází při vysokých frekvencích (odpovídá teplotám 25-30°C), kde se výsledky téměř ztotožňují, nicméně je patrný postupný pokles efektu PPA a zvýšený pozitivní účinek IterLow a FT parafínu.



Obrázek 5.41: Řídící křivka δ referenčního asfaltového pojiva 50/70, (vztažná teplota 60°C)

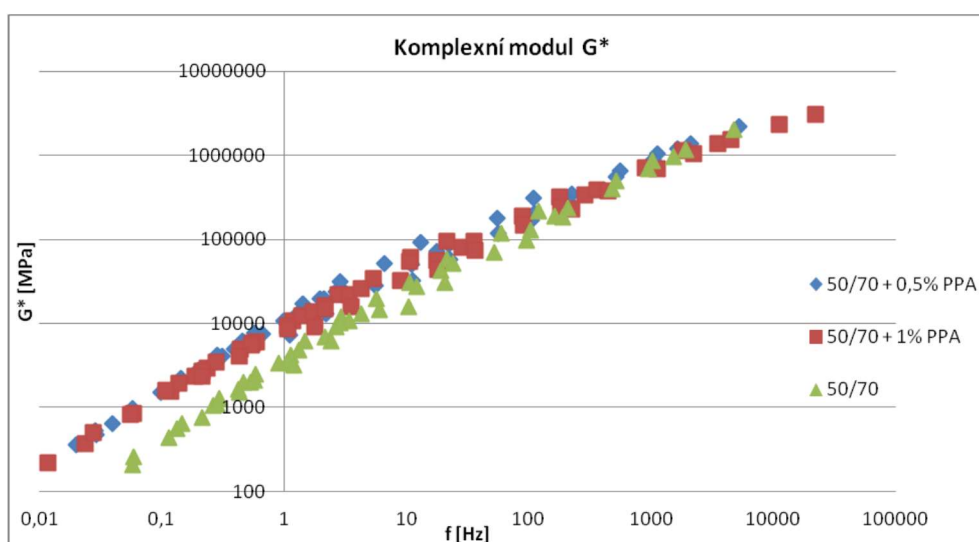


Obrázek 5.42: Porovnání vlivu vybraných přísad snižujících viskozitu na komplexní smykový modul asfaltového pojiva v intervalu 25-80°C, (vztažná teplota 60°C)

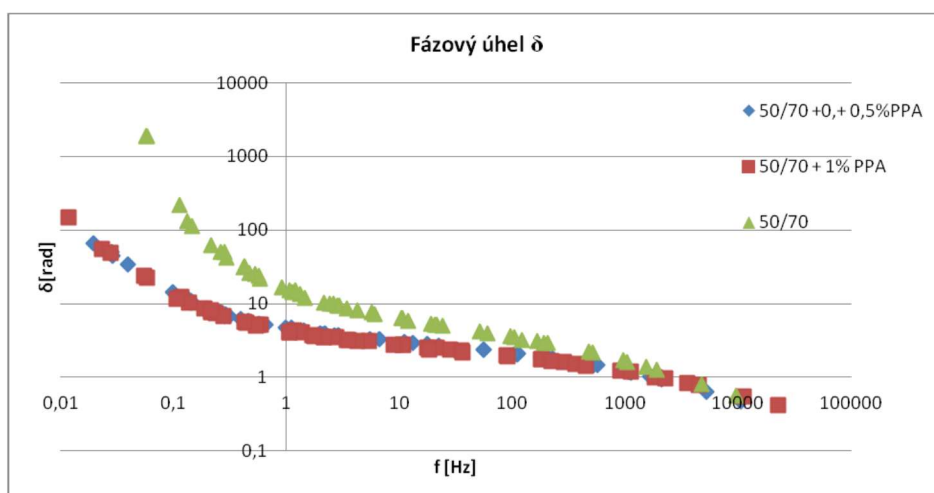


Obrázek 5.43: Porovnání vlivu vybraných přísad snižujících viskozitu na fázový posun asfaltového pojiva v intervalu 25-80°C, (vztažná teplota 60°C)

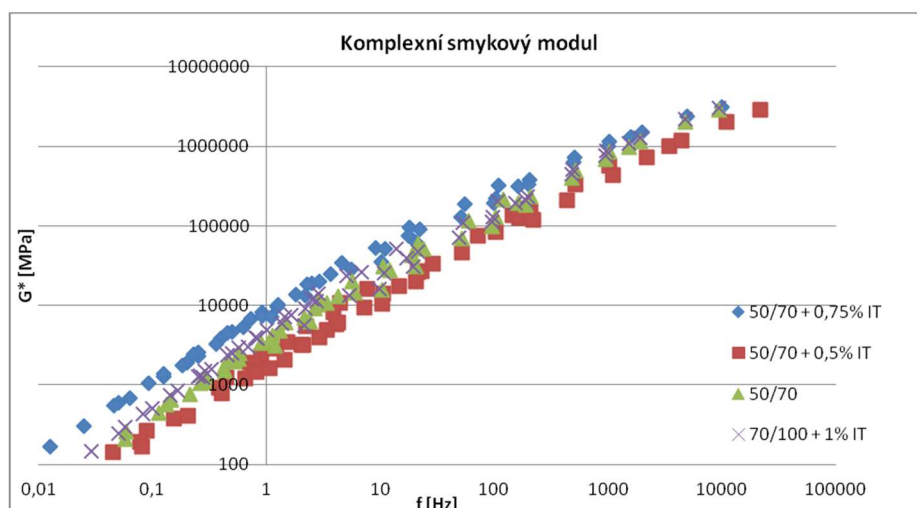
Při porovnání různých podílů přísady PPA, dochází obecně ke zlepšení vlastností původního asfaltu, snižuje jeho fázový úhel a zvyšuje hodnotu komplexního smykového modulu. Výsledky také ukazují, že aplikace 1 %-hm. PPA prokazuje nepatrně lepší chování v případě vyšších frekvencí. Dalo by se tedy upřednostnit do konstrukcí, kde se očekává např. vyšší intenzita dopravy. Asfaltové pojivo s přidanými 0,5 %-hm. PPA má na druhou stranu mírně příznivější chování při nízkých frekvencích, představující např. kanalizovanou a pomalou dopravu. Jinak mezi oběma zvolenými úrovněmi dávkování PPA není žádný výrazný rozdíl, v případě fázového posunu je patrný dokonce poměrně značný překryv. Bylo by vhodné provést další sady ověřovacích měření k získání validace a potvrzení získaných dat. Tak bychom lépe popsali vlastnosti přísady PPA a i to, jak různá množství tohoto modifikátoru ovlivňují vlastnosti původního asfaltu.



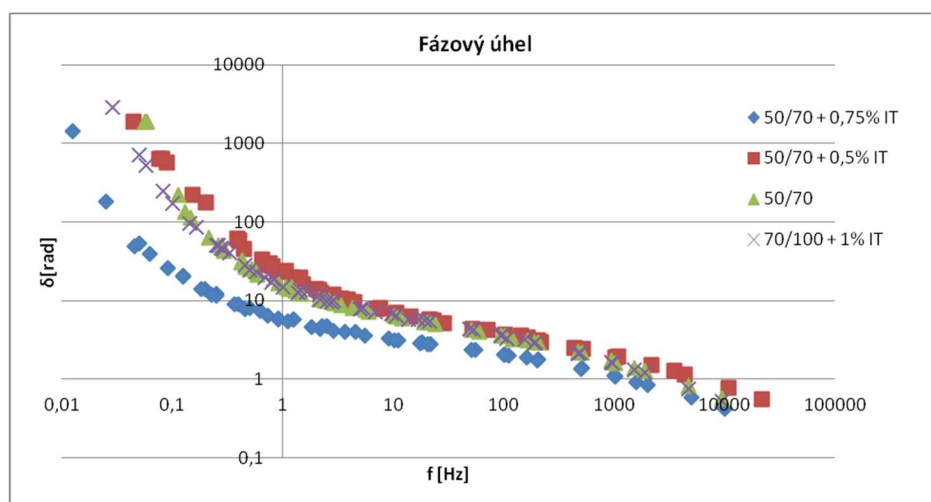
Obrázek 5.44: Porovnání vlivu různého podílu PPA na komplexní smykový modul asfaltového pojiva v intervalu 25-80°C, (vztažná teplota 60°C)



Obrázek 5.45: Porovnání vlivu různého podílu PPA na fázový posun asfaltového pojiva v intervalu 25-80°C, (vztažná teplota 60°C)



Obrázek 5.46: Porovnání vlivu různého podílu IterLow na komplexní smykový modul asfaltového pojiva v intervalu 25-80°C, (vztažná teplota 60°C)

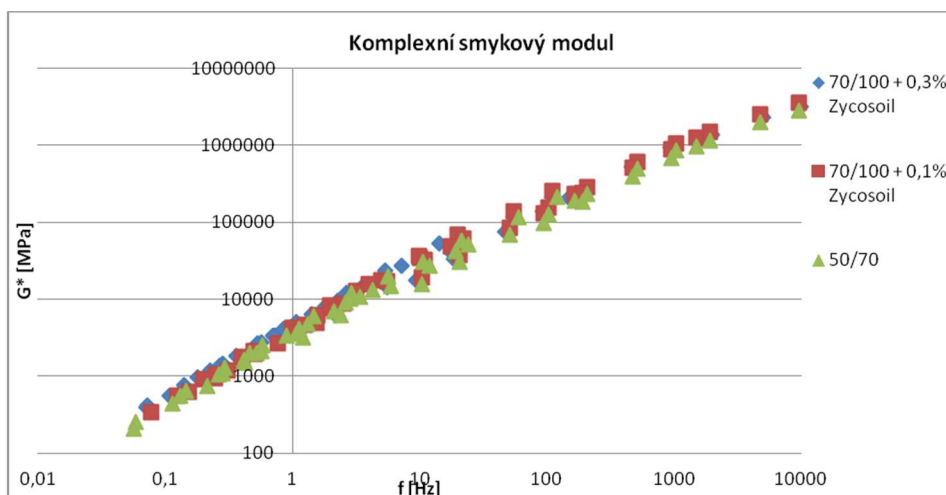


Obrázek 5.47: Porovnání vlivu různého podílu IterLow na fázový posun asfaltového pojiva v intervalu 25-80°C, (vztažná teplota 60°C)

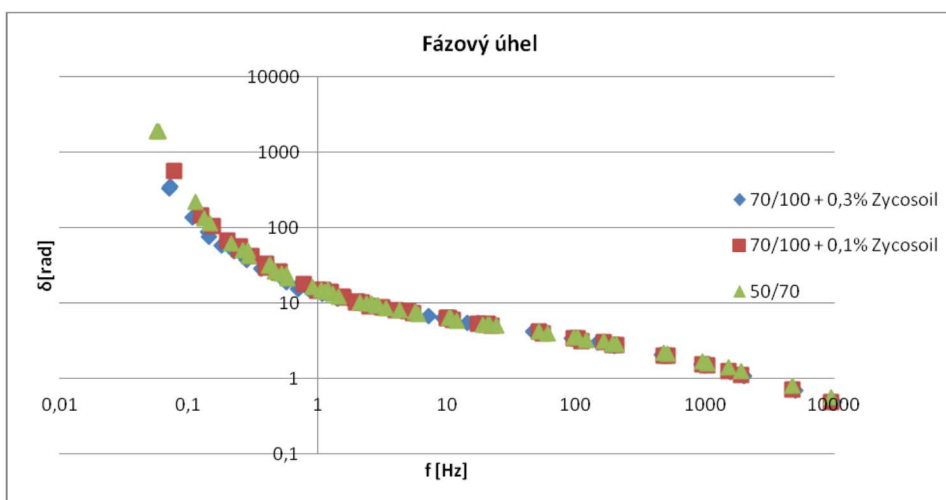


Organická přísada Iterlow nejlépe ovlivní vlastnosti původního asfaltu v případě, kdy se vmísí 0,75 % hmotnosti. V tomto procentuálním zastoupení přísady byla při typické frekvenci 1,59 Hz odpovídající pomalu jedoucí dopravě naměřena dvakrát větší hodnota komplexního smykového modulu než u referenčního pojiva. Relativně zajímavý výsledek byl získán též v případě kombinace 50/70 + 0,5 % IT, kdy se jeho přidáním zhoršily vlastnosti původního asfaltu. K potvrzení tohoto negativního vlivu by bylo vhodné provést ještě více opakovaných měření. Současně lze doporučit celou řadu doplnit i o kombinaci pojiva s 0,25 %-hm. přísady Iterlow. Nakonec je třeba ještě poukázat na kombinaci pojiva 70/100 a přísady Iterlow, kdy se při množství 1 %-hm. této přísady v uvedeném pojivu ukazuje, že takto upravené pojivo je v zásadě identické s asfaltovým pojivem 50/70.

Z hlediska porovnání přísady Zycosoil v pojivu 70/100 je patrné že tato přísada na první pohled v zásadě nevede ke změnám průběhu a hodnot řídicí křivky komplexního smykového modulu. Výsledky obou úrovní dávkování jsou jen v minimální míře vyšší než v případě referenčního pojiva, kterým v tomto případě nicméně je asfalt 50/70. To znamená, že v zásadě uplatněním nanochemické příady lze docílit zvýšení tuhosti pojiva odpovídající hodnotám jedné gradační třídy. Shodné výsledky jsou patrné i v případě fázového posunu.



Obrázek 5.48: Porovnání vlivu různého podílu Zycosoil na komplexní smykový modul asfaltového pojiva v intervalu 25-80°C, (vztažná teplota 60°C)



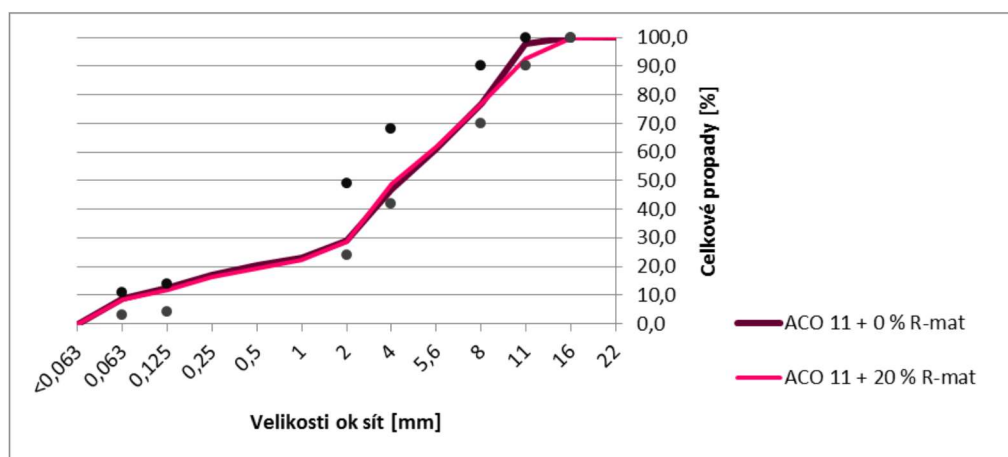
Obrázek 5.49: Porovnání vlivu různého podílu Zycosoil na fázový posun asfaltového pojiva v intervalu 25-80°C, (vztažná teplota 60°C)

5.6 Využití uměle zestárlého R-materiálu v asfaltové směsi společně s vybraným typem přísady pro snížení pracovní teploty

V této části práce jsou shrnuty výsledky provedených laboratorních zkoušek dílčí studie pro uplatnění opakovatelné recyklovatelnosti v případě asfaltových směsí prováděných za horka a to s využitím některých přísad pro snížení pracovních teplot. V rámci provedených zkoušek silniční laboratoře FSv ČVUT v Praze byl nejprve sledován vliv použitého R-materiálu na vlastnosti směsi u referenční směsi typu asfaltový beton ACO 11+ s použitím běžného silničního asfaltu gradace 50/70 v souladu s ČSN EN 13108-1. Okrajově bylo navrženo a testováno též několik směsí SMA 11+. Kromě referenční směsi typu ACO 11+ byly podle získaných poznatků navrženy další směsi, u kterých bylo využito nízkovizkozničních asfaltových pojiv s aplikací Fischer-Tropschova parafínu (FTP), a přísady Evotherm, tedy běžně využívaných přísad pro tzv. nízkoteplotní asfaltové směsi. Z hlediska laboratorních zkoušek byla pozornost věnována fyzikálně-mechanickým vlastnostem, jako je například mezerovitost směsi, ale také ověření odolnosti asfaltové směsi proti nepříznivým účinkům vody, odolnosti proti trvalým deformacím a stanovení pevnosti v tahu za ohybu. Z hlediska referenční a nízkoteplotních směsí byla data analyzována a posouzena s dále uvedenými poznatky.

Návrh referenční směsi s variantami použitých asfaltových pojiv

Z hlediska využitelnosti recyklovaných materiálů v horkých asfaltových směsích byla navržena referenční směs typu asfaltový beton ACO 11+ v souladu s požadavky ČSN EN 13108-1, dále varianty se snížením pracovní a výrobní teploty, za použití vhodných přísad. První použitou přísadou byl Evotherm, jedná se o povrchově aktivní látku určenou pro výrobu nízkoteplotních asfaltových směsí. Teplota hutnění směsí se dá snížit až o 30 °C, čímž se dá ušetřit více jak 20 % energie. Snížení pracovních teplot má také pozitivní vliv na produkci emisí. Evotherm zajišťuje lepší zpracovatelnost a přilnavost pojiva ke kamenivu. Druhou přísadou využitou v rámci výroby směsí, byla aplikace Fischer-Tropschova parafínu (FTP). Ve směsi bylo použito 20 % znovu předrceného asfaltového R-materiálu frakce 0/22 směsi s označením SC (R-materiál zpracovaný za studena s asfaltovou emulzí a opětovně předrcený). Kamenivo pro asfaltovou směs bylo použito po dohodě všech partnerů z lokality Libodřice (amfibolit). Pro vlastní návrh složení asfaltové směsi byla nejprve stanovena zrnitost R-materiálu, včetně jeho rozboru pro stanovení obsahu rozpustného pojiva a zrnitosti kameniva v R-materiálu, která byla následně pro samotný návrh použita. Čára zrnitosti směsi za použití 20 % R-materiálu byla navržena tak, aby výsledná skladba odpovídala identicky směsi referenční s 0 % R-materiálu. Přísady FTP a Evotherm byly dávkovány přímo do asfaltového pojiva. Pojivo bylo s přísadou dostatečně promícháno (150 °C po dobu 10-15 minut) a poté použito pro výrobu směsi.



Obrázek 5.50: Čáry zrnitosti navržené referenční asfaltové směsi ACO11 a směsi s podílem 20% R-mat SC



Referenční směs ACO 11+ byla navržena s výsledným množstvím asfaltového pojiva 5,2 %-hm. ve směsi. Do variant asfaltových směsí s R-materiálem bylo přidáváno 3,6 %-hm. nového asfaltového pojiva gradace 50/70, nebo jedné z variant nízkoviskozních asfaltových pojiv (pro jejichž přípravu bylo využito asfaltové pojivo gradace 70/100), jelikož 1,6 %-hm. pojiva bylo již obsaženo v přidávaném R-materiálu. Přísady byly dávkovány v různých podílech tak, že FTP bylo uvažováno 3,0 %-hm. asfaltového pojiva, a přísada Evotherm pak 0,5 %-hm. asfaltového pojiva. Čára zrnitosti je uvedena na obrázku 5.50.

Fyzikálně-mechanické vlastnosti

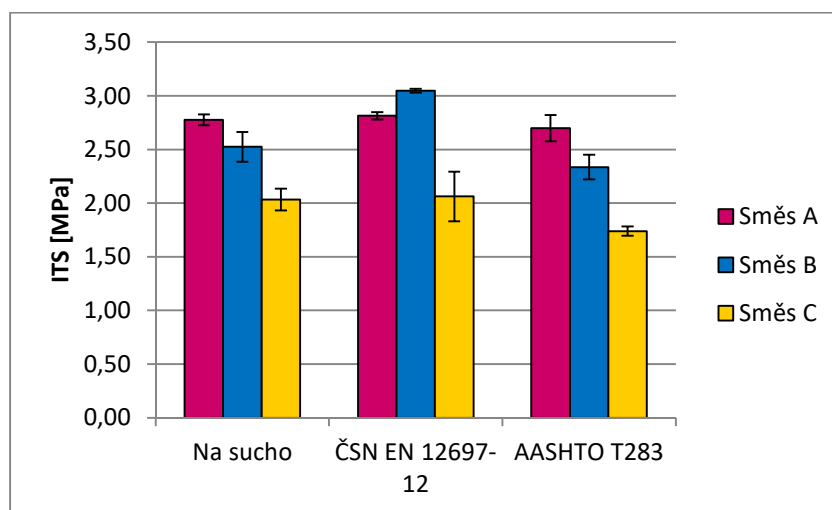
Základní fyzikálně-mechanické vlastnosti nalezneme v tab. 5.14. Obsah pórů zhutněných asfaltových těles (2x50 úderů) byla stanovena z objemové hmotnosti zkušebních těles a maximální objemové hmotnosti asfaltové směsi. Technická norma ČSN EN 13108-1 určuje pro směsi typu ACO11+ přípustný interval mezerovitost 2,5-4,5 %-obj., přičemž varianta směsi C těmto hranicím nevyhoví. Za tímto účelem byly opakovaně vyrobeny varianty navržených směsí, kde se prokázala patrná nehomogenita předrceného recyklovaného materiálu, který více či méně mění navrženou čáru zrnitosti. Lze tedy konstatovat, že největší vliv na objemovou hmotnost a mezerovitost směsi má čára zrnitosti.

Tabulka 5.14: Stanovení základních charakteristik asfaltových směsí

Směs	Asfaltové pojivo	Zhutněná objemová hmotnost		Maximální objemová hmotnost	Mezerovitost
		[g/cm ³]		[g/cm ³]	[%]
A	50/70	2,562	2,569	2,678	4,1
		2,568			
		2,575			
		2,572			
B	70/100 + 0,5% Evotherm	2,605	2,594	2,701	3,8
		2,592			
		2,662			
		2,517			
C	70/100 + 3% FTP	2,520	2,530	2,670	5,3
		2,539			
		2,533			
		2,527			

Pevnost v příčném tahu

Výsledky pevností v příčném tahu jsou uvedeny v tab. 5.15. V případě zkoušky stanovení pevnosti v příčném tahu byla zkušební tělesa rozdělena do třech skupin. První skupina zkušebních těles byla ponechána na vzduchu při teplotě 15 °C, další skupina zkušebních těles byla nasycena a poté vystavena nepříznivému účinku vody po dobu 3 dnů o teplotě 40 °C v souladu s normou ČSN EN 12697-12. Poslední skupina vzorků byla zrychleně nasycena a poté vystavena účinkům jednoho zmrazovacího cyklu při teplotě 18 °C po dobu minimálně 16 hodin a dále přesunuta do vodní lázně o teplotě 60 °C po dobu jednoho dne, v souladu se severoamerickou normou AASHTO T283. Americký postup vychází z principů hutnění zkušebních těles popsaných např. metodikou California, tedy pomocí hutnění válcem, popsanou v normě AASHTO T 312, nebo metodikou Superpave využívající především gyrátor, uvedenou v normě AASHTO T 247, aby bylo dosaženo požadované mezerovitosti 7,0 ± 0,5 %.



Obrázek 5.51: Porovnání pevností v příčném tahu různě uložených těles

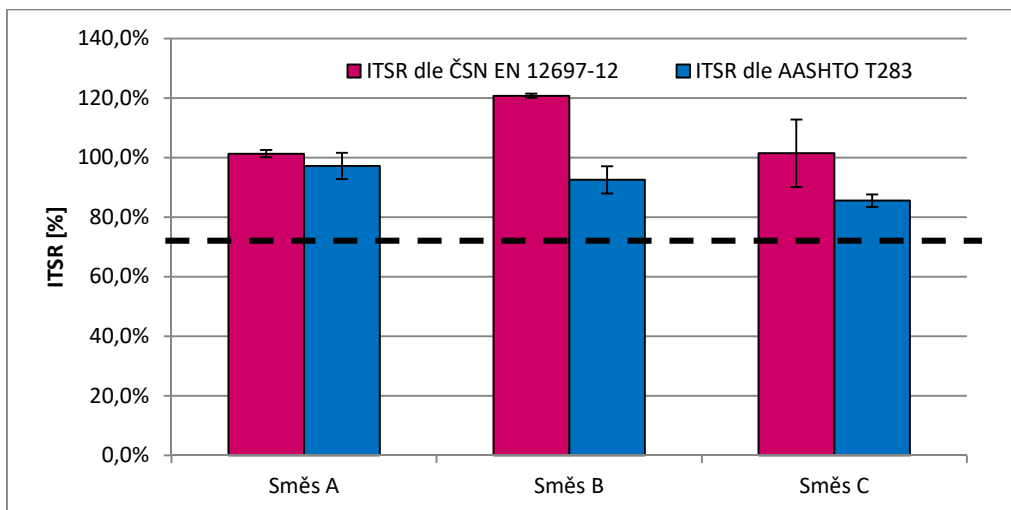
V případě aplikace této zkušební metody pro asfaltové směsi, popsané v této práci, byla zkušební tělesa hutněna 2x25 úderů Marshallovým pěchem. Z této skutečnosti tedy vyplývá dílčí modifikace americké zkušební metody. Porovnáním prvních dvou skupin zkušebních těles docházíme k závěru, že nasycením zkušebních těles nedochází k poklesu pevností v příčném tahu, nýbrž k nepatrnému nárůstu u všech třech směsí. V případě směsí A a C není tento nárůst nijak výrazný, ovšem v případě směsi B se jedná o zhruba 0,5 MPa, poměr pevností v příčném tahu je tedy v tomto případě 120,8 %, zřejmé z obrázku 5.51. Obdobné porovnání bylo provedeno pro skupinu těles vystavených účinkům mrazu, kdy v případě směsi A dochází k nepatrnému snížení pevnosti v příčném tahu oproti tělesům uložených na suchu. Směsi B a C vykazují nižších hodnot pevností v příčném tahu v průměru o 0,3 MPa. Přičemž směs B dosahuje poměru pevností 95,5 %, směs C pak hodnotou 85,5 %. Z provedených laboratorních měření lze usuzovat, že předložené vzorky nemají tendenci ke snižování pevností v příčném tahu vlivem působení negativního účinku vody, nepatrný vliv se prokázal u varianty s jedním zmrazovacím cyklem.

Tabulka 5.15: Porovnání pevností v příčném tahu

Směs	Asfaltové pojivo	Zhutněná objemová hmotnost		Pevnost v příčném tahu					
		[g/cm ³]		ITS _{dry} [MPa]		ITS _{wet} [MPa] ČSN EN 12697-12		ITS _{ice} [MPa] AASHTO T283	
Směs A	50/70	2,466	2,482	2,757	2,778	2,801	2,814	2,742	2,699
		2,483		2,740		2,852		2,795	
		2,498		2,835		2,789		2,561	
Směs B	70/100 + 0,5% Evotherm	2,536	2,547	2,387	2,525	3,060	3,049	2,220	2,336
		2,549		2,522		3,029		2,449	
		2,556		2,664		3,057		2,339	
Směs C	70/100 + 3% FTP	2,386	2,378	2,149	2,032	2,279	2,062	1,696	1,738
		2,320		1,970		1,819		1,783	
		2,429		1,979		2,089		1,737	



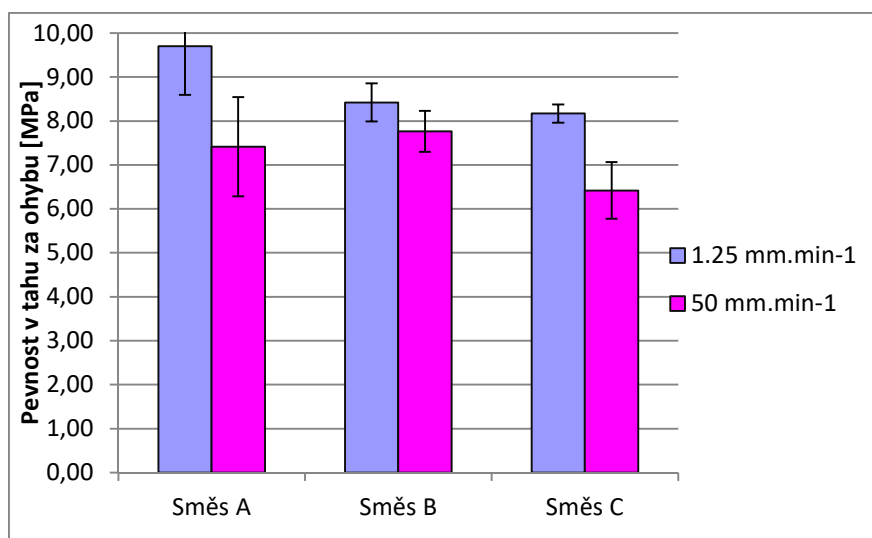
Dle dosažených výsledků všechny sledované směsi vyhovují meznímu požadavku ITSR 70 %, který je požadován pro směsi ACO normou ČSN EN 13108-1, a to pro postup dle ČSN EN 12697-12, tak i pro americký přístup, dle kterého jsou tělesa vystavena méně příznivým účinkům vody včetně variant se zmrazováním, viz obrázek 5.52.



Obrázek 5.52: Porovnání poměrů pevností ITSR jednotlivých asfaltových směsí (vodní citlivost)

Pevnost v tahu za ohybu asfaltové směsi

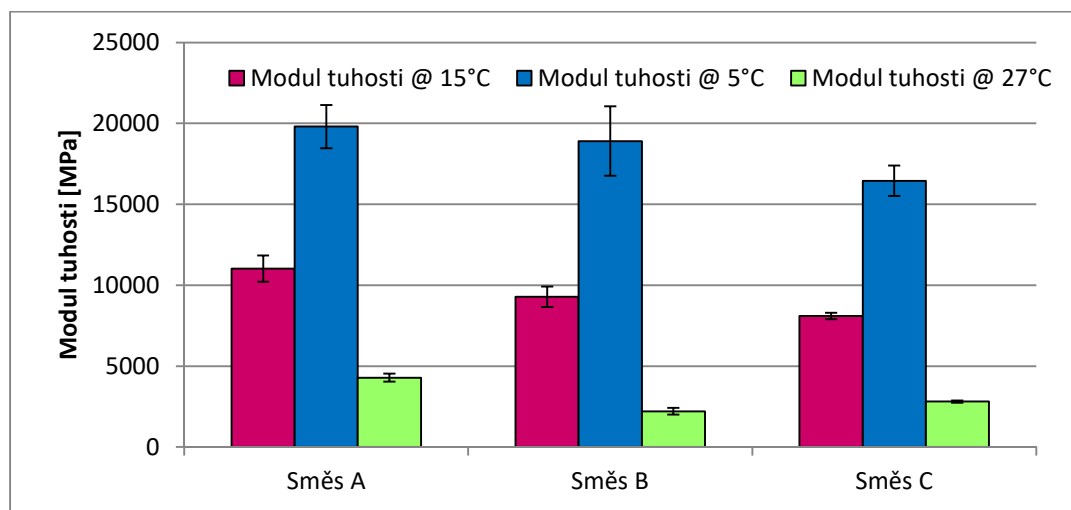
Pevnost v tahu za ohybu byla zkoušena v souladu s postupem uvedeným dříve v technických podmínkách Ministerstva dopravy, TP 151, a v současnosti v ČSN 63 6120 při teplotě -5 °C s volbou dvou zkušebních rychlostí zatěžování – 50 mm/min a 1,25 mm/min. V souladu s uvedenými technickými podmínkami jsou určující výsledky pro nižší z uvedených rychlostí zatěžování. Směs A vykazuje nejlepších výsledků pevností v tahu za ohybu při rychlosti zatěžování 1,25 mm/min oproti zbývajícím směsím, u kterých bylo naměřeno téměř shodných výsledků. Směsi souhrnně vykazují velmi dobré hodnoty, které splňují kritéria jinak daná pro směsi typu VMT.



Obrázek 5.53: Pevnost v tahu za ohybu při dvou zatěžovacích rychlostech

Modul tuhosti

Moduly tuhosti byly stanoveny v souladu s ČSN EN 12697-26 metodou IT-CY (opakované namáhání v příčném tahu nedestruktivní zkouškou) při třech různých teplotách (5°C, 15°C, 27°C). Pro stanovení modulu tuhosti byl vybrán tradiční postup opakovaného namáhání v příčném tahu, kdy je pro definovanou cílovou deformaci provedeno pět zatěžovacích pulsů pro dva směry zatížení. Následně je na základě znalosti rozměrů válcového zkušební tělesa, Poissonova čísla a změřené příčné deformace spočítán vlastní modul tuhosti. V tomto případě byla provedena řada opakovaných měření pro vybrané teploty (viz obrázek 5.54).



Obrázek 5.54: Modul tuhosti v závislosti na dané teplotě

Vliv na tuhost směsí má jednak asfaltové pojivo obsažené v R-materiálu, které je zestárlé, má jiné parametry než pojivo nově přidávané do směsi, bude tedy výrazně tužší. Jak je patrné z výsledků, nejnižších hodnot dosáhla směs s přísadou FTP, tedy s nejvyšší mezerovitostí, ne zcela to však potvrzuje měření při teplotě 27 °C. Nejlepších výsledků naměřených modulů tuhosti ve smyslu nejvyšší hodnoty dosáhla směs A, do které bylo přidáno asfaltového pojiva gradace 50/70. V případě této směsi dosahují moduly tuhosti hodnot v průměru 11 023 MPa při teplotě 15 °C, v případě směsi B je tato hodnota 9 283 MPa, u směsi C pak 8 100 MPa. Tyto výsledky potvrzují naměřené hodnoty pro pevnosti v tahu za ohybu. Obecně lze říci, že u takto vysokých hodnot modulů tuhosti je zvolená kombinace s přísadou pro NV asfaltové směsi a sníženou pracovní teplotou spíše pozitivní, jelikož směs nebude vykazovat nadměrnou tuhost – navzdory skutečnosti, že z hlediska zkoušky pevnosti v tahu za ohybu nebyl registrován problém nedostatečné odolnosti při nižších teplotách. AN druhé straně – byť to pro tuto směs není relevantní – nebyla provedena zkouška relaxace a především nebyly posuzovány únavové charakteristiky.

5.7 Posouzení vlivu a potenciálu nových typů syntetických vosků s uplatněním v silničním asfaltu 50/70

Hlavní předností používání syntetických vosků u asfaltových pojiv a asfaltových směsí je snížení viskozity a zajištění lepší zpracovatelnosti asfaltové směsi při snížených pracovních teplotách. Další výhodou je prodloužení hutnicího intervalu v případech, kdy je potřebné asfaltovou směs dovézt na delší vzdálenost nebo provádět pokládku asfaltových vrstev v klimaticky nevhodném ročním období (není v ČR zdaleka ojedinělá situace). Při dodržení doby přepravy a minimálních atmosférických teplot dle TKP 7 je možné v důsledku snížené viskozity redukovat teploty hutnění asfaltových směsí, jak uvádějí technické podmínky Ministerstva dopravy TP 238 a od roku 2021 nově ČSN Z3 6120. Tato skutečnost souvisí s energetickou



úsporou při výrobě a pokládce asfaltových směsí a to v případě, kdy provedeme porovnání s klasickými asfaltovými směsmi. Uvedená skutečnost je již dvě desetiletí známá na základě aplikací některých zavedených syntetických vosků.

V současné době jsou rozvíjeny a intenzivně testovány nové generace syntetických a přírodních vosků, přičemž se využívají různé báze – tradiční FT parafíny či vosky amidů mastných kyselin; vedle nich ale i polyetylenové vosky či vosky získané z extraktů chemického zpracování cukrové třtiny. V rámci další dílčí experimentální studie byly použity následné typy vosků Deurex, které jsou vyráběné v Německu.

- **Deurex A20K** – syntetický amidový vosk EBS (ethylen-bis-stearamid) ve formě jemnozrnného granulátu (může být používán i v podobě větších granulí či naopak prášku)
- **Deurex E10K** – syntetický nepolární polyetylenový vosk ve formě jemnozrnného granulátu (může být používán i v podobě granulí, případně tekutý – dodávaný ve vytápěných nádržích)



- **Deurex BIT** – přírodní vosk získaný z odpadu při zpracování cukrové třtiny, dodávaný ve formě granulí („čoček“ hnědé barvy)
- **Deurex T39A** – syntetický krystalický vosk na bázi FTP (Fischer-Tropschův parafin) ve formě jemnozrnného prášku (může být používán i v podobě jemnozrnného granulátu či granulí)



- syntetický vosk **RH** na bázi polyetylenového vosku vyráběný v Číně ve formě jemnozrnného prášku



Posouzení vlastností asfaltových pojiv

Vlastnosti asfaltových pojiv byly vyhodnoceny za použití základních empirických zkoušek, dynamické viskozity, MSCR zkoušky a oscilační zkoušky se stanovením komplexního smykového modulu na dynamickém smykovém reometru (DSR). Pro testování vosků byl jako základ zvolen silniční asfalt 50/70, který splňoval obě



kritéria mezních hodnot penetrace i bodu měknutí dle příslušné výrokové normy ČSN EN 12591. K pojivu se v laboratoři přimíchaly přísady se zvoleným obsahem 2-3 %-hm. (popřípadě kombinace dvou vosků). Míchání probíhalo při teplotě 150 °C po dobu přibližně 15-20 minut při rychlosti min. 300 ot/min.

Tabulka 5.16: Naměřené hodnoty empirických zkoušek posuzovaných asfaltových pojiv

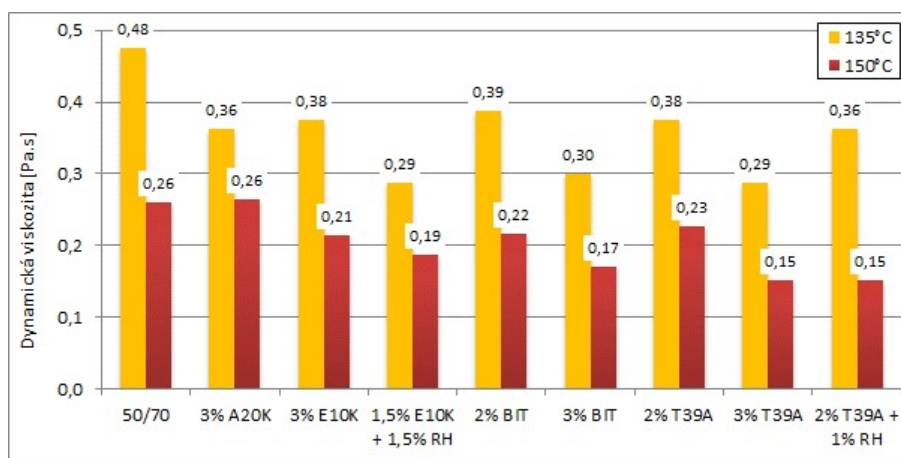
Označení pojiva	Penetrace	Bod měknutí	Penetrační index
	[0,1 mm]	[°C]	[-]
50/70	63,8	47,1	-1,4
3% A20K	46,9	79,4	4,1
3% E10K	47,5	50,9	-1,1
1,5% E10K + 1,5% RH	66,5	44,9	-1,9
2% BIT	64,4	49,6	-0,7
3% BIT	61,5	51,9	-0,2
2% T39A	42,3	66,3	1,8
3% T39A	42,9	75,5	3,3
2% T39A + 1% RH	49,1	64,9	1,9

V tabulce 5.16 je zobrazen přehled jednotlivých variant a výsledků empirických zkoušek. K nejvýraznějšímu snížení penetrace (o více než 20 p.j.) došlo při použití přísady označené T39A. Tato skutečnost velmi dobře odpovídá poznatkům s použitím jiného typu FTP, který je dlouhodobě v silničním stavitelství používán. V případě použití vosků A20K a E10K došlo také k poměrně výraznému snížení penetrace (o více než 15 p.j.). Naopak u variant obsahujících RH vosk (čínský produkt na bázi polyethylenového vosku) došlo ke zvýšení penetrace. Přidáním syntetického vosku označeného BIT nedochází k výrazné změně penetrace. Při porovnání hodnot bodů měknutí je patrné, že v případě přísady A20K se výrazně zvýšila tato charakteristika (o více než 30 °C), což v důsledku vede k vysoké hodnotě penetračního indexu indikující pozitivní vliv na odolnost pojiva proti trvalým deformacím. Také přísada T39A výrazně zvyšuje tuto charakteristiku, obzvláště s vyšším množstvím vosku. Ostatní vosky zvyšují hodnotu bodu měknutí jen mírně v porovnání s pojivem 50/70. U variant kombinujících dva vosky dochází vlivem RH ke snížení bodu měknutí a zvýšení penetrace.

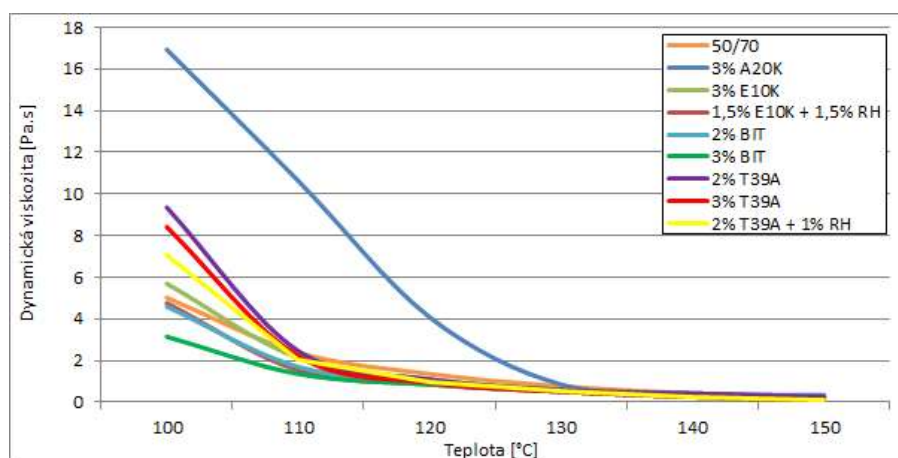
Dynamická viskozita

Dynamická viskozita je důležitá veličina pro popis zpracovatelnosti asfaltového pojiva. Dále je tato charakteristika důležitá z hlediska přepravy a čerpatelnosti asfaltového pojiva např. na obalovně. Zkouška dynamické viskozity se prováděla v souladu s normou ČSN EN 13302 s použitím vřetenového rotačního viskozimetru. Naměřené hodnoty při smykovém spádu $6,8 \text{ s}^{-1}$ (spád uvažovaný v USA jako směrný parametr pro určení zpracovatelnosti asfaltového pojiva) vyšly dle očekávání pro všechny varianty posuzovaných pojiv s přísadami nižší v porovnání s referenčním pojivem. Snížení viskozity je u většiny variant výraznější při nižší teplotě, což je vzhledem k možnosti snižování teploty hutnění asfaltových směsí důležitější hodnota. Nejlepší viskozity dosáhlo asfaltové pojivo s 3 % T39A a pojivo s kombinací vosků E10K a RH, obdobně dobrých výsledků dosáhla varianta s vyšším množstvím přísady BIT. Vliv syntetických vosků na dynamickou viskozitu je znázorněn na obrázku 5.55. Měření se prováděla i pro další smykové spády a pro teplotní interval 100-150 °C, na základě kterého je možné zobrazit tzv. tokové křivky (obrázek 5.56). Z křivek je vidět, že při nejnižší teplotě (100 °C) nemají všechny varianty nižší viskozitu, než referenční pojivo. Je patrný strmý pokles viskozity v intervalu 100-120 °C. Výjimkou je varianta A20K, kde je viskozita v porovnání s referenčním pojivem nižší

až při teplotě od 130 °C, což však je i u jiných typů komerčně používaných amidů mastných kyselin ověřený poznatek. Proto se tyto vosky mnohem lépe hodí pro lité asfalty.



Obrázek 5.55: Dynamická viskozita asfaltových pojiv



Obrázek 5.56: Tokové křivky asfaltových pojiv (smykový spád 1,0 s⁻¹)

Stanovení komplexního smykového modulu a fázového úhlu

Ke stanovení komplexního smykového modulu G^* a fázového úhlu δ se v oblasti asfaltových pojiv při středních a vyšších provozních teplotách využívá dynamického smykového reometru (DSR) a měření je upraveno normou ČSN EN 14770. Běžná oscilační zkouška je prováděna při neměnném smykovém napětí (nebo neměnné deformaci) v intervalu zvolených frekvencí zatížení a označuje se jako „frequency sweep“ (FS). Test je určený pro ověření chování asfaltového pojiva při různých teplotách a frekvencích, které tak mohou simulovat různé skladby a rychlosti působícího opakovaného dopravního zatížení, se kterými se lze u vozovky setkat.

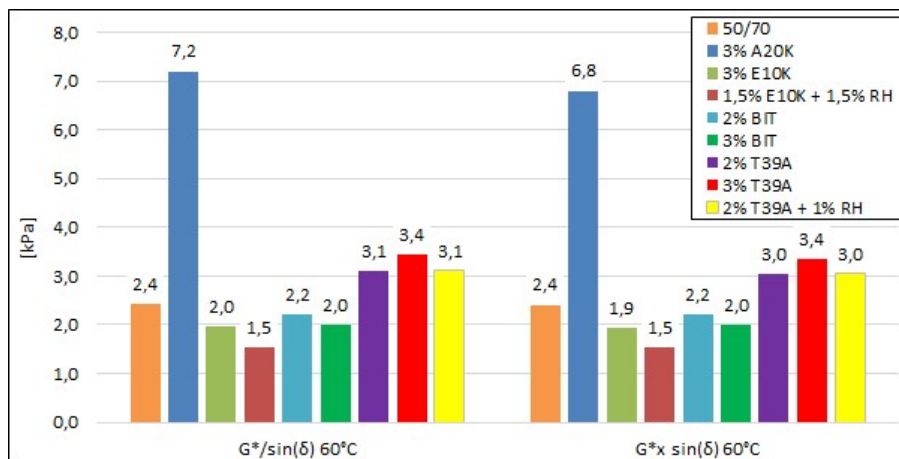
Získaná hlavní funkční charakteristika G^* popisuje především odolnost materiálu proti vzniku trvalých deformací (tuhost) a do určité míry může vymezit únavové chování materiálu. Přetvárné chování je vyjádřeno parametrem $G^*/\sin(\delta)$. Při vysoké odolnosti asfaltové směsi by G^* měl mít vysokou hodnotu, úhel δ pokud možno menší hodnotu a poměr $G^*/\sin(\delta)$ by měl být co možná největší. Minimální požadovaná hodnota $G^*/\sin(\delta)$ pro asfaltová pojiva byla v minulosti v rámci SHRP stanovena hodnotou 1,0 kPa pro nezestárlá asfaltová pojiva. V případě únavového chování lze použít parametr $G^* \times \sin(\delta)$.



Tabulka 5.17: Charakteristiky komplexního smykového modulu při 40 °C a 60 °C

Označení pojiva	40°C				60°C			
	G*	δ	G*/sin(δ)	G*x sin(δ)	G*	δ	G*/sin(δ)	G*x sin(δ)
	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]
50/70	43,6	80,9	44,2	43,0	2,4	87,1	2,4	2,4
3% A20K	107,5	70,1	114,3	101,1	7,0	76,4	7,2	6,8
3% E10K	43,9	77,9	44,9	42,9	2,0	84,7	2,0	1,9
1,5% E10K + 1,5% RH	30,2	81,6	30,5	29,8	1,5	87,7	1,5	1,5
2% BIT	35,2	73,8	36,7	33,8	2,2	84,8	2,2	2,2
3% BIT	37,2	73,9	38,7	35,7	2,0	84,9	2,0	2,0
2% T39A	65,7	70,8	69,5	62,0	3,1	82,0	3,1	3,0
3% T39A	74,9	70,5	79,4	70,5	3,4	81,6	3,4	3,4
2% T39A + 1% RH	64,2	70,8	67,9	60,6	3,1	82,0	3,1	3,0

Tabulka 5.17 shrnuje vybrané hodnoty naměřené při oscilační zkoušce pro frekvenci 1,59 Hz a dvě zvolené teploty. Nejvyšších hodnot G* a zároveň nejnižších hodnot δ při obou teplotách dosahuje pojivo s přísadou vosku A20K, a proto by mělo být elastičtější a lépe odolné proti trvalým deformacím při vyšších teplotách. Všechny tři varianty s přísadou T39A mají hodnotu komplexního smykového modulu vyšší než referenční pojivo 50/70. Ostatní varianty testovaných pojiv mají G* nižší v porovnání s asfaltovým pojivem 50/70, což indikuje sníženou odolnost vůči trvalým deformacím. Zmíněnému odpovídají i kvalitativní ukazatele zobrazené na obrázku 5.57 s tím, že minimální hodnotu 1,0 kPa pro ukazatel G*/sin(δ) splnila všechna posuzovaná pojiva.

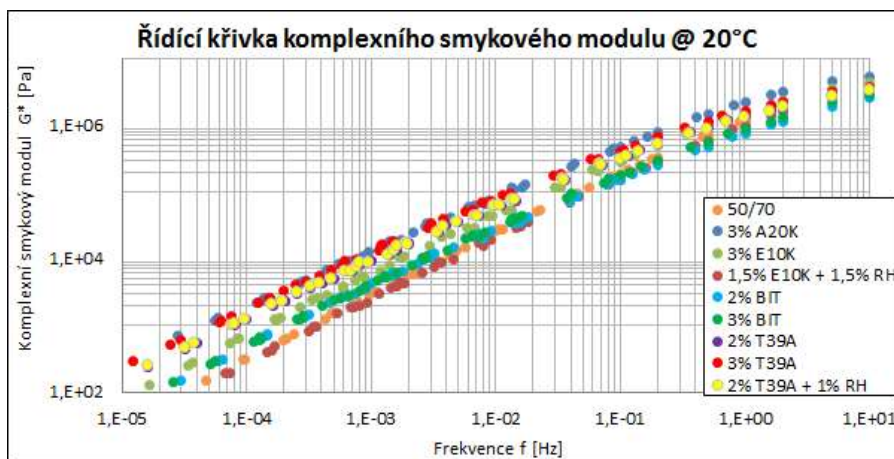


Obrázek 5.57: Kvalitativní charakteristiky dle doporučení SHRP

V případě transformace naměřených dat pro konkrétní zvolenou teplotu lze s využitím principu superpozice času a teploty získat komplexní křivku, kterou označujeme jako řídicí křivka (master curve). S pomocí této křivky lze dobře posoudit deformační chování jednotlivých pojiv ve velmi širokém intervalu frekvencí, které jsou i mimo funkční rozsah přístroje. Tím je možné interpretovat různé účinky dopravního zatížení a intenzit, které na materiál v konstrukci vozovky působí.

Z řídicí křivky na obrázku 5.58 je zřejmé, že vyšších hodnot komplexního smykového modulu G* opět dosahuje pojivo s přísadou A20K spolu se všemi variantami obsahujícími přísadu T39A, což poukazuje na vyšší tuhost pojiva a to v celém frekvenčním intervalu. Při vysokých frekvencích zatěžování se tuhosti sledovaných

asfaltových pojiv srovnávají, z čehož vyplývá, že varianta s voskem A20K má nižší teplotní citlivost než referenční pojivo a tedy širší obor plasticity. Tento potenciál asfaltového pojiva byl již patrný z předešlých výsledků a řídicí křivkou se jeho platnost potvrzuje. Zlepšení v oboru vyšších teplot by měla dosáhnout všechna sledovaná pojiva až na variantu kombinující vosky E10K+RH, u které nedochází ke zlepšení, spíše je patrný opačný trend.



Obrázek 5.58: Řídicí křivky komplexního smykového modulu asfaltových pojiv

Multi-stress creep recovery test (MSCR)

V současnosti intenzivně diskutovaná zkouška opakovaného namáhání a odlehčení vzorku asfaltového pojiva se považuje za nejvhodnější metodu ověření deformačních charakteristik asfaltových pojiv (stárnutím zdegradovaných) v oboru vyšších teplot. Uvedené platí zejména pro polymery modifikované asfalty. Tato zkušební metoda určuje procentuální elastické zotavení a velikost nevratné smykové poddajnosti J_{nr} asfaltového pojiva. Elastické zotavení (relaxace) je ukazatelem míry navrácení vzorku do původního tvaru při několikanásobném zatížení a odlehčení.

Tabulka 5.18: Výsledky zkoušky MSCR pro posuzovaná asfaltová pojiva

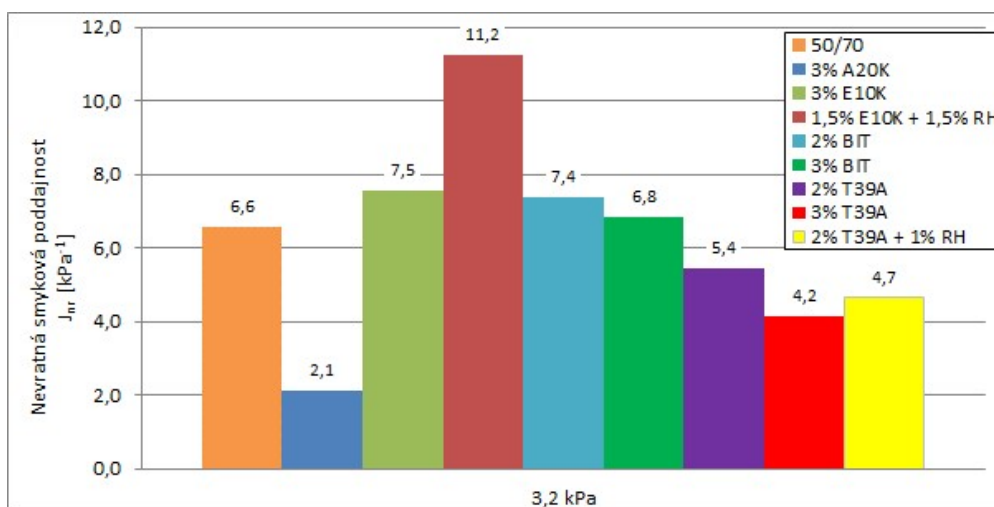
Označení pojiva	0,1 kPa		3,2 kPa	
	El. zotavení	J_{nr} [kPa ⁻¹]	El. zotavení	J_{nr} [kPa ⁻¹]
50/70	1,16	5,59	0,05	6,58
3% A20K	78,38	0,11	3,16	2,12
3% E10K	5,05	5,19	0,37	7,54
1,5% E10K + 1,5% RH	1,20	10,46	0,02	11,22
2% BIT	1,61	7,50	0,08	7,37
3% BIT	5,18	4,94	0,17	6,84
2% T39A	52,96	0,91	0,53	5,44
3% T39A	59,31	0,10	0,12	4,16
2% T39A + 1% RH	62,75	0,54	0,74	4,66

Metoda je vhodná pro posuzování chování za vysokých teplot, neboť nejlépe předvídá odolnost asfaltové směsi proti vyjždění kolejí. Velké elastické zotavení modifikovaných pojiv má za následek několikanásobně menší trvalou deformaci. Současně s tím se u takového pojiva očekává dosažení co nejmenší hodnoty nevratné smykové poddajnosti. Čím nižší je J_{nr} , tím větší podíl napětí je pojivo schopno absorbovat a je méně



náchylné k plastické deformaci. Pro zatížené vozovky se vyžaduje na základě dosavadních poznatků, aby J_{nr} při napětí 3,2 kPa a teplotě 60 °C mělo výslednou hodnotu $< 1 \text{ kPa}^{-1}$. Zkouška byla provedena při působení smykového napětí 0,1 kPa i 3,2 kPa a prezentované výsledky jsou průměrem získaným měřením minimálně na dvou vzorcích.

Uvedené poznatky v zásadě odpovídají výsledkům oscilační zkoušky. Výrazně nejlepších hodnot opět dosáhlo pojivo s přísadou A20K, které má nejvyšší hodnoty elastického zotavení a zároveň nejnižší nevratnou smykovou poddajnost. Varianta s kombinací dvou vosků vykazuje pro obě měřené charakteristiky nejhorší výsledek, z čehož lze vyvozovat sníženou odolnost vůči trvalým deformacím.



Obrázek 5.59: Nevratná smyková poddajnost asfaltových pojiv při napětí 3,2 kPa

Závěr

Ze získaných výsledků experimentálních měření a posouzení asfaltových pojiv zlepšených zvoleným souborem syntetických nebo přírodních vosků jsou patrné některé dále shrnuté poznatky:

- u bodu měknutí je patrné, že nejvýrazněji charakteristiku mění vosk A20K a T39A při použití v množství 3 %-hm. pojiva. Minimální vliv mají vosky E10K a BIT. Naopak kombinace E10K a RH vede v zásadě ke změkčení pojiva, což je patrné i z výsledků penetrace. To by mohla být jistá výhoda při aplikaci vyššího množství asfaltového R-materiálu.
- Z hlediska penetrace poznatky v zásadě kopírují poznatky charakteristiky bodu měknutí. Největší pokles zaznamenala pojiva s aplikací A20K a T39A. Navíc se zde ale ukazuje, že na snížení penetrace má vliv i syntetický vosk E10K. Minimální vliv byl naopak pozorován u přísady BIT a u kombinované přísady E10K+RH.
- Pokud uvedené budeme kombinovat s dynamickou viskozitou a omezíme se pouze na teplotu 135 °C, potom je patrné, že nejlepší efekt na potenciálně zlepšenou zpracovatelnost asfaltového pojiva ve směsi má přísada BIT, T39A a kombinovaná přísada E10K+RH. Naopak přísada syntetického vosku A20K založeného na amidech mastných kyselin velmi dobře kopíruje poznatky obdobných typů vosků. Tato skutečnost ukazuje, že pokud by tento vosk měl být aplikován jako přísada snižující viskozitu při zpracování asfaltové směsi, potom má opodstatnění u směsí litých asfaltů. Pro běžné hutněné asfaltové směsi je jeho využití velmi omezené.
- Výsledky získané pro oscilační zkoušku na DSR (stanovení komplexního smykového modulu) indikuje, že z hlediska odolnosti proti deformacím bude nejlepších výsledků dosahovat aplikace přísady A20K. Zde je



možné sledovat, že v porovnání s referenčním asfaltovým pojivem došlo až k trojnásobnému zvýšení komplexního smykového modulu při teplotě zkoušky 60 °C. Mírné zlepšení v porovnání s referenčním asfaltovým pojivem má u charakteristiky smykového modulu i přísada T39A, což je v zásadě očekávaný jev. Naopak kombinace E10K+RH vede k mírnému snížení charakteristiky smykového modulu, což lze s ohledem k hodnotám penetrace a bodu měknutí očekávat. Tato skutečnost opět nutně neznamená, že se jedná o nevhodnou variantu, neboť snížení tuhosti může pro některé typy asfaltových směsí být z hlediska dlouhodobé životnosti přínosem. Zbývající sledované kombinace nemají téměř žádný vliv na hodnoty komplexního smykového modulu v porovnání s referenčním asfaltovým pojivem.

- Pokud bychom upřednostnili řídicí křivku pro komplexní smykový modul před charakteristikou modulu pro konkrétní teploty, potom je zjevné, že z hlediska vyšších tuhostí a celkové teplotní citlivosti v celém spektru frekvencí a teplot se jako nejvyváženější jeví aplikace syntetického vosku T39A nebo jeho kombinace s 1 % RH.
- V neposlední řadě výsledky zkoušky MSCR dokládají v zásadě poznatky získané pro charakteristiku komplexního smykového modulu. Omezíme-li se pouze na nevratnou smykovou poddajnost J_{nr} po všech cyklech zatěžování, potom je patrné, že k výraznému snížení této charakteristiky a tedy předpokladu nejmenší trvalé kumulované deformace vede použití přísady A20K. Mírně charakteristiku J_{nr} zlepšuje použití syntetického vosku T39A, přičemž zde je velmi dobře demonstrováno, že toto zlepšení se zvyšuje s rostoucím množstvím této přísady v asfaltovém pojivu. Obdobně platí i pro kombinaci vosku T39A a přísady RH. Naopak kombinovaná přísada E10K+RH zhoršuje charakteristiku nevratné smykové poddajnosti přibližně o 80 % v porovnání s referenčním asfaltovým pojivem.

Většina z testovaných pojiv byla aplikována do asfaltových směsí typu ACO 11+ a to buď samostatně, nebo v kombinaci s asfaltovým R-materiálem. Podrobné výsledky jsou uvedeny v oddělené dílčí výzkumné zprávě. Některé varianty navíc byly dále kombinovány s využitím některých rejuvenátorů, čímž měl být docílen kombinovaný účinek dvou odlišných chemických přísad. Aplikací vosků mělo být primárně docíleno stavu, kdy se sníží výrobní teploty pro míchání či pokládku asfaltové směsi. V důsledku toho je možné šetrnější využití asfaltového R-materiálu, který by nemusel být ohříván na příliš vysoké teploty. Oproti tomu použití rejuvenátorů působí přímo na asfaltový R-materiál a má vést k změkčení a částečné reaktivaci zdegradovaného pojiva. Tuto vlastnost syntetické či přírodní vosky nemohou R-materiálu poskytnout. Jako podstatné výsledky zjištěné u asfaltové směsi typu ACO, kde byly zde uvedené vosky aplikovány, lze považovat:

- U variant s aplikací syntetického/přírodního vosku v asfaltovém pojivu bylo možné snížit teplotu hutnění asfaltové směsi ACO 11+ (bez R-materiálu) o teplotu 15-25 °C v porovnání s referenční směsí (směs obsahující silniční asfalt 50/70 bez přidané přísady). U některých variant byla mezerovitost nižší, než je minimální hodnota, což poukazuje na potenciál ještě většího snížení teploty hutnění, popřípadě snížení dávkování dané přísady.
- Přidáním vosků nedošlo k zásadnímu ovlivnění pevností v příčném tahu vlivem působení vody vyjádřených poměrem ITSR. Všechny sledované varianty splnily i přísnější podmínku minimálně 80 % ITSR a rozdíl oproti referenční variantě byl do 10 %. Je však patrné, že dle české metodiky došlo u variant s voskem E10K k mírnému zhoršení této charakteristiky, ačkoli samotnou pevnost v příčném tahu na suchu (bez vystavení negativnímu účinku vody) mají nejvyšší.
- Z hlediska modulů tuhosti dosáhla nejvyšších hodnot při teplotě 15 °C směs s přísadou 3% E10K. Směs s přísadou A20K dosáhla v průměru podobných hodnot jako směs referenční, zatímco ostatní varianty vykazují mírné snížení naměřených modulů tuhosti. Nejvyšší teplotní citlivost vyjádřenou poměrem tuhostí S_0/S_{27} má směs kombinující vosky RH a E10K.



- V oboru nízkých teplot dosáhla nejvyšší odolnosti vůči lomu varianta s voskem A20K (při teplotě 0 °C). Naopak nejnižší hodnotu lomové houževnatosti měla varianta s přísadou BIT, která jako jediná má odolnost vůči lomu nižší, než referenční směs. Je třeba zdůraznit, že asfaltová směs s přísadou BIT má mezerovitost vyšší, než je maximální hranice, což zajistě ovlivňuje odolnost asfaltové směsi proti šíření trhliny.
- U asfaltových směsí s 30 % R-materiálu se použily jednak nízkoviskózní přísady (z důvodu snížení teploty hutnění o 20 °C), ale zároveň i zvolený rejuvenátor Reju 182 popřípadě Sylvaroad™ RP1000. Základní dávkování rejuvenátoru Reju 182 bylo 6 %-hm asfaltového pojiva v R-materiálu. V rámci projektu bylo u vybraných variant vyzkoušeno i nižší dávkování rejuvenátoru (2 % a 4%), ale vždy došlo k nárůstu mezerovitosti nad maximální meze pro asfaltovou směs ACO 11+. Čímž je potvrzena nutnost použití oživovací přísady v případě použití vyššího množství R-materiálu tak, aby došlo k dostatečné aktivaci zestárlého pojiva. Druhým zvoleným rejuvenátorem byl Sylvaroad™ RP1000, který byl dávkován vždy v množství 5 %-hm. asfaltového pojiva v R-materiálu. S tímto rejuvenátorem byly vyrobeny pouze čtyři varianty s nízkoviskózními přísadami a jedna referenční směs. Mezerovitosti jednotlivých variant jsou velmi podobné mezerovitostem směsí s rejuvenátorem Reju 182. Opět se potvrdilo, že v případě přísady E10K stačí nižší dávkování 2 %-hm. asfaltového pojiva.
- Varianta s R-materiálem, rejuvenátorem Reju 182 a přísadou 3% E10K měla ze sledovaných variant nejnižší mezerovitost, která nesplnila minimální požadavek pro směsi ACO 11+. Z tohoto důvodu byla ověřena možnost ještě vyššího snížení teploty hutnění. Z ověření vyplývá, že je možné tuto variantu hutnit i při teplotě 110 °C (snížení teploty o 40 °C oproti referenční směsi).
- U většiny posuzovaných variant s R-materiálem, Reju 182 a nízkoviskózní přísadou došlo k mírně negativnímu ovlivnění účinků vody/mrazu. Pouze u varianty kombinující syntetické vosky E10K a RH došlo ke zlepšení v porovnání s variantou bez nízkoviskózní přísady. Všechny varianty s rejuvenátorem Sylvaroad™ RP1000 mají poměr ITSR horší, než varianty s rejuvenátorem Reju 182 (kromě varianty s přísadou BIT). Naopak pevnost v příčném tahu těles nevystavených vlivu vodě/mrazu byla u směsí s rejuvenátorem Sylvaroad™ RP1000 vždy vyšší. Varianty, u kterých byla použita oživovací přísada Sylvaroad™ RP1000, nabývají v průměru podobných hodnot ITSR jako směsi bez R-materiálu. Opět ale všechny varianty vyhovují minimální podmínce 70 % poměru ITSR stanovené v příslušné normě. Většina variant má tento poměr dokonce vyšší než 80 % (výjimkou jsou jen dvě varianty s rejuvenátorem Sylvaroad™ RP1000 – referenční směs a směs se 2% E10K).
- Z porovnání modulů tuhosti u asfaltových směsí s R-materiálem a rejuvenátorem Reju 182 vyplývá, že všechny varianty s vosky mají moduly tuhosti nižší (v některých případech o více než polovinu), než referenční směs. Z hlediska teplotní citlivosti jsou u nízkoteplotních směsí ke změně teploty nejméně náchylné varianty s 3 % E10K a s přírodním voskem BIT + 4% Reju 182. Naopak nejvyšších rozdílů naměřených modulů tuhosti při teplotě 0 °C a 27 °C vykazuje směs s 2 % E10K. Z hlediska intenzity termooxidativní degradace asfaltové směsi v důsledku simulovaného dlouhodobého stárnutí je nejpříznivější vývoj u směsi se sníženým obsahem vosku E10K v kombinaci s nižším dávkováním rejuvenátoru, jakož i varianta s voskem BIT. Směsi s rejuvenátorem Sylvaroad™ RP1000 a nízkoviskózní přísadou mají moduly tuhosti při všech měřených teplotách vyšší, než varianty s rejuvenátorem Reju 182 a zároveň mají varianty se Sylvaroad™ RP1000 nižší teplotní citlivost. Pouze referenční směs se Sylvaroad™ RP1000 má modul tuhosti nižší, než referenční směs s Reju 182 a vyšší teplotní citlivost. Překvapivě nejvyšší hodnotu modulu tuhosti mezi variantami se Sylvaroad™ RP1000 (při teplotě měření 15 °C) má varianta kombinující vosky E10K a RH. Kombinace těchto vosků u směsí s Reju 182 měla naopak hodnoty modulu tuhosti jako jedna z nejnižších. Stejná zkouška byla provedena i na tělesech, která byla



vystavena simulovanému stárnutí. Vlivem stárnutí došlo u všech zkoušených směsí při teplotě 15 °C k navýšení modulů tuhosti.

- Nejvyšší odolnosti vůči lomu u variant s R-materiálem a Reju 182 dosáhla varianta 3ER_3,4 (s nižším množstvím asfaltového pojiva a 3 % přísady E10K), v případě této varianty došlo oproti referenční směsi k navýšení kritické hodnoty lomové houževnatosti. V případě ostatních variant došlo ke snížení hodnoty K_{Ic} v porovnání s referenční směsí. Nejnižší odolnosti vůči lomu (lomové houževnatosti) dosáhla varianta s kombinací vosků RH a E10K, naopak tato kombinace vosků má nejvyšší lomovou houževnatost v případě použití rejuvenátoru Sylvaroad™ RP1000 (jedná se o jedinou variantu, která má tuto charakteristiku vyšší než referenční směs). U variant s rejuvenátorem Sylvaroad™ RP1000 je odolnost vůči lomu srovnatelná s variantami s Reju 182. Pouze u varianty s kombinací vosků RH + E10K došlo, u směsi s aplikací Reju 182, k výraznému snížení této hodnoty. Vzhledem k vyšším pevnostním charakteristikám zestárých zkušebních těles se očekává, že díky účinkům stárnutí na danou směs bude zjištěna nižší míra odolnosti vůči křehkému lomu při nízkých teplotách. Z výsledků je patrný naopak nárůst kritické hodnoty lomové houževnatosti u všech variant s přírodními a syntetickými vosky a rejuvenátorem Reju 182. Nejvyšší nárůst byl zaznamenán oproti nezestárlé směsi u varianty s kombinací vosků RH a E10K. Naměřené hodnoty na zestárých tělesech mají velmi podobný průběh, jako v případě u nezestárých zkušebních těles. Nejvyšších výsledků kritické hodnoty lomové houževnatosti dosáhla opět varianta 3ER_3,4, u které dosahují tyto hodnoty před i po stárnutí nejstabilnějších výsledků. Naopak u variant s rejuvenátorem Sylvaroad™ RP1000 jsou hodnoty lomové houževnatosti u zestárých těles nižší v porovnání s nezestárlými tělesy. Jedinou výjimkou je varianta s voskem BIT, u které došlo k mírnému nárůstu této charakteristiky. Nejvýraznějšího snížení dosáhla varianta kombinující vosky E10K a RH. Naopak nejstabilnější výsledky byly naměřeny u varianty s 2 % E10K. Z výsledků odolnosti směsi proti šíření trhliny v případě obou typů oživovacích přísad není patrný negativní vliv vyšších hodnot modulů tuhosti, který by měl vliv na nižší odolnost v oboru nízkých teplot.
- Odolnost vůči trvalým deformacím se přidáním tříděného recyklátu zvýšila.

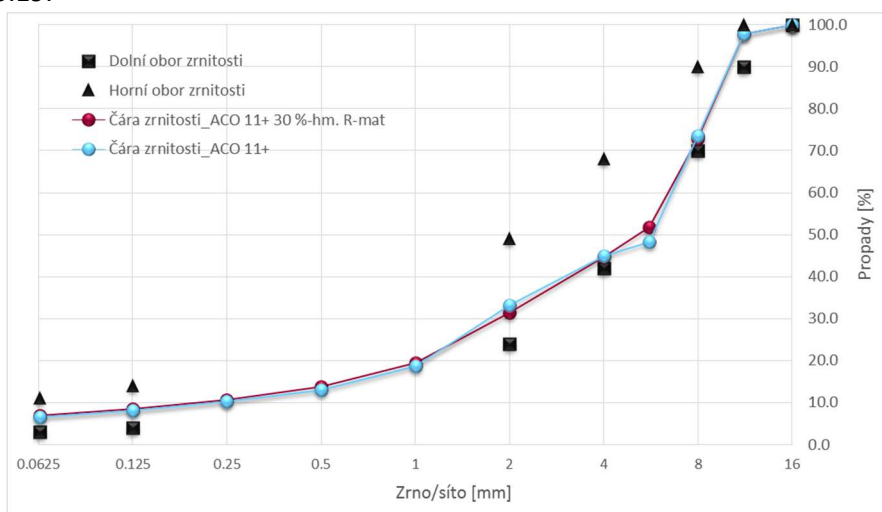
5.8 Studie a souhrnné výsledky pro varianty nízkoteplotních asfaltových směsí ACO 11+ s obsahem 30 % R-materiálu a variantami funkčních asfaltových pojiv

Výchozí referenční variantou pro návrh směsi s 30 %-hmot. asfaltového R-materiálu byla receptura ACO 11+ s kamenivem z lomu Měřunice, vycházející z ITT protokolu společnosti Silnice Group a.s. pro obalovnu Měcholupy s použitím asfaltového pojiva 50/70 z rafinerie Litvínov. Z důvodu nevyhovující (vysoké) mezerovitosti zjištěné v laboratoři katedry silničních staveb FSv ČVUT v Praze u této varianty byla provedena úprava receptury (optimalizace čáry zrnitosti) v závislosti na aktuálně provedených odběrech a rozborech použitého kameniva, tato varianta obsahuje vyšší množství asfaltového pojiva (5,8 %-hm.). Z této referenční varianty asfaltové směsi následně vycházel návrh asfaltové směsi s obsahem 30 %-hm. asfaltového tříděného R-materiálu frakce 0/11, který pochází z obalovny Měcholupy (Silnice Group a.s.). Jedná se o materiál získaný z konstrukcí různých vozovky, který je následně předrcen a tříděn, tzn. přesný původ a homogenní složení nelze pro tento materiál stanovit. Z odebraného R-materiálu bylo za pomoci zpětné extrakce stanoveno množství asfaltového pojiva (5,9 %-hm.) a byl proveden zrnitostní rozbor. Z těchto vstupních charakteristik se vycházelo pro návrh směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu, stanovilo se tak množství přidávaného nového asfaltového pojiva. Bylo nutné opět provést optimalizaci této směsi, přičemž původní referenční asfaltové směsi nejlépe odpovídá varianta s celkovým množstvím 5,4 %-hm. pojiva, což odpovídá 3,6 %-hm. přidávaného asfaltového pojiva 50/70. Porovnání navržených čar zrnitosti pro referenční směs ACO 11+ a z ní vycházející variantu s 30 %-hm. R-materiálu je znázorněno na obr. 5.60. Graf je doplněn o požadavky pro



asfaltové směsi obrusných vrstev dle ČSN EN 13108-1 a ČSN 73 6121, která specifikuje horní a dolní hranici oboru zrnitosti. Obě navržené čáry zrnitosti požadavky splňují.

Laboratorní porovnání byla provedena pro vybranou směs ACO11+ známé a optimalizované čáry zrnitosti s využitím kameniva z lomu Měřunice. Základním pojivem byl silniční asfalt gradace 50/70 v dávkování 5,8 %-hm., ke kterému se přimíchaly vybrané typy nové generace přísad na bázi přírodních a syntetických vosků pro snižování pracovní teploty asfaltové směsi. Míchání bylo provedeno vždy při stejné teplotě, stejným počtem otáček a se stejnou dobou míchání. Asfaltové pojivo 50/70 s vybraným typem vosku bylo laboratorně připraveno při teplotě 150 °C vmícháním příslušného množství přísady do asfaltového pojiva rychlostí přibližně 300-400 otáček za minutu po dobu 15 minut. Zastoupení jednotlivých složek asfaltové směsi je uvedeno v tab. 5.19.



Obrázek 5.60: Návrh čáry zrnitosti směsi obrusných vrstev ACO 11+ a varianty ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu

Tabulka 5.19: Procentuální zastoupení jednotlivých složek asfaltové směsi obrusných vrstev ACO 11+

Označení asfaltové směsi	ACO 11+	
Asfaltové pojivo	50/70 + vybraný typ přírodního nebo syntetického vosku	
Množství pojiva [%]	5,80 %	
Návrh směsi	Množství [%]	Obsah v asfaltové směsi [%]
Měřunice 8/11	27	25,4
Měřunice 4/8	27	25,4
Měřunice 0/4	38	35,8
Filler	8	7,5
Pojivo		5,8

Vymezení posuzovaných variant nízkoteplotních směsí s vybranými typy přírodních a syntetických vosků

Dnes již existuje řada možností, jak docílit snížení pracovní teploty při samotné výrobě, ale i při zpracování asfaltové směsi, tzv. nízkoteplotní asfaltové směsi. V zásadě se však liší chováním v oblasti pracovních teplot, kterých chceme z hlediska dostatečného zpracování dosáhnout. V rámci řešení tohoto projektu byla pozornost věnována technologii využití nové generace přísad na bázi vybraných typů syntetických a přírodních vosků, které jsou v současné době testovány. Jejich dávkování probíhá přímo do asfaltového pojiva. Hlavní předností, použití syntetických vosků a přírodních vosků u asfaltových směsí, resp. asfaltových



pojiv, je snížení viskozity a docílení lepší zpracovatelnosti při snížených pracovních teplotách při současném zajištění požadovaných charakteristik asfaltových směsí.

V rámci dokončení řešení projektu bylo vybráno několik typů nízkoviskózních přísad z nové generace syntetických a přírodních vosků německé firmy DEUREX AG, které se doposud v silničním stavitelství nevyužívají. Tato firma nabízí širokou škálu dostupných vosků na různých bázích, ale také v různých formách, pro jejich širší uplatnění. Z hlediska posouzení vlivu nové generace nízkoviskózních přísad v asfaltových směsí byly použity následující typy vosků s obchodním označením:

BIT – z přírodních vosků byl použit vosk z cukrové třtiny bez obsahu parafínu. Jedná se o odpad vzniklý při zpracování cukrové třtiny. K modifikaci pojiva je dodáván ve formě granulí či jemnozrnného prášku.

E 10 K – tvrdý syntetický nepolární polyethylenový vosk ve formě granulí či jemnozrnného prášku.

A 20 K – syntetický amidový EBS vosk (ethylen-bis-stearamid) ve formě drobných granulí/prášku.

T 39 A – zástupce z řady nové generace Fischer-Tropschových parafinů (syntetický tvrdý krystalický vosk) ve formě drobných granulí/prášku.

Další variantou z řad syntetických vosků byl vosk s obchodním označením RH. Tato varianta byla využita v kombinaci s vybranou přísadou z řady syntetických vosků firmy Deurex AG.

Tyto přísady byly použity k modifikaci základního pojiva gradace 50/70, které bylo následně využito při výrobě asfaltové směsi typu „ACO 11+“, díky čemuž bylo umožněno snížení teploty na 125-135 °C. Současně s tím byly tyto varianty, modifikovaných pojiv vybranými typy syntetických a přírodních vosků, aplikovány do směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu. V tomto případě byly na základě poznatků z laboratorních měření vybrány dva vhodné typy oživovacích přísad k zajištění aktivace degradovaného pojiva v R-materiálu. Toto zdegradované pojivo bylo vystaveno účinkům oxidativního stárnutí. V případě, že chceme zestárlé pojivo znovu aktivovat, je potřeba k R-materiálu přidat oživovací přísadu pojiva (rejuvenátor). Z vyvíjené řady rejuvenátorů výrobce PARAMO byla, na základě poznatků v průběhu řešení projektu TA 01031255 v roce 2015, vybrána přísada s označením Reju 182. Jedná se o přísadu na bázi rafinovaného rostlinného řepkového oleje. Jako druhou variantou byla pro porovnání zvolena přísada Sylvaroad™ RP1000 na bázi tálového oleje z depolymerace ligninu při zpracování borových dřevin, která byla získána od amerického výrobce Arizona Chemicals. Rejuvenátory se přidávaly k nahřátému R-materiálu, s kterým se nejprve promíchaly a až následně se R-materiál promíchal s novým kamenivem a pojivem.

Za účelem posouzení a vzájemného porovnání jednotlivých variant nízkoteplotních směsí byla provedena řada laboratorních měření zahrnující stanovení základních funkčních charakteristik asfaltových směsí v závislosti na snížené teplotě hutnění (tedy teplotě zpracování asfaltové směsi). Z hlediska jednoduššího porovnání jednotlivých variant, jsou následující výsledky rozděleny do třech hlavních kapitol, z nichž první je věnována porovnání směsí ACO 11+ s vybranými typy přírodních a syntetických vosků. Další dvě kapitoly jsou zaměřeny na porovnání směsí ACO 11+ s aplikací 30 %-hm. R-materiálu s vybranými typy přírodních a syntetických vosků v kombinaci s oživovací přísadou Reju 182 a Sylvaroad™. Snahou bylo nalézt vhodnou kombinaci asfaltového pojiva s vybranou nízkoviskózní přísadou (přísadou pro snižování pracovních teplot asfaltových směsí) a rejuvenátorem.

Posuzované experimentální varianty a jejich základní charakteristiky

V následující tabulce je uveden přehled navržených variant nízkoteplotních asfaltových směsí, včetně optimalizované referenční směsi. Ta byla v rámci řešení projektu TA 01031255 v roce 2015 testována a byly



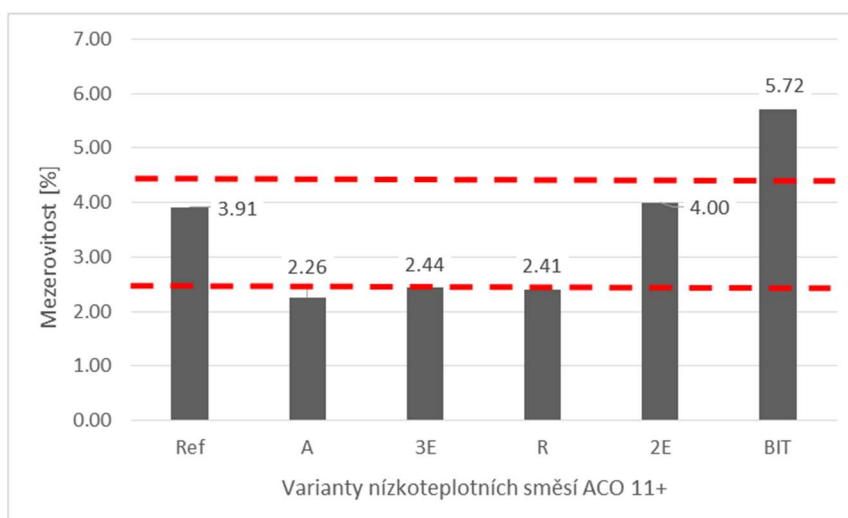
u ni zjištěny její základní parametry. Pro další posouzení bylo však zapotřebí vyrobit souběžně s variantami nízkoteplotních směsí sadu zkušebních těles směsí referenční, aby bylo možné doplnit získané charakteristiky této asfaltové směsi pro její další porovnání a vytvořit tak komplexní souhrn naměřených výsledků, díky čemuž je možné posoudit chování vybraných variant nízkoteplotních asfaltových směsí, u nichž byly aplikovány přírodní nebo syntetické vosky z nově vyvíjené řady přísad firmy DEUREX AG. Vybrané varianty syntetických a přírodních vosků byly dávkovány hmotnostně přímo do asfaltového pojiva, procentuální zastoupení jednotlivých přísad je uvedeno v tabulce 5.20 (specifikace pojiva).

Mezi hlavní charakteristiky asfaltových směsí je stanovení mezerovitosti, jež vychází z hodnot naměřené zhutněné objemové hmotnosti (pro směsi ACO 11+ jsou zkušební tělesa hutněna 2x50 úderů Marshallovým pěstem) a maximální objemové hmotnosti podle normy ČSN EN 12697-8. Jednotlivé parametry jsou uvedeny v tabulce 5.20. Mezerovitost asfaltových směsí ACO11+ by měla být v souladu s požadavky příslušné výrokové normy v rozmezí 2,5-4,5 %. Teplota výroby zkušebních těles byla shodně u všech variant při teplotě 150 °C, oproti tomu teplota hutnění mohla být s ohledem k aplikaci vybraných typů přísad snížena o 15-25 °C.

Tabulka 5.20: Posuzování variant nízkoteplotních asfaltových směsí typu ACO 11+ včetně stanovení základní charakteristik těchto směsí

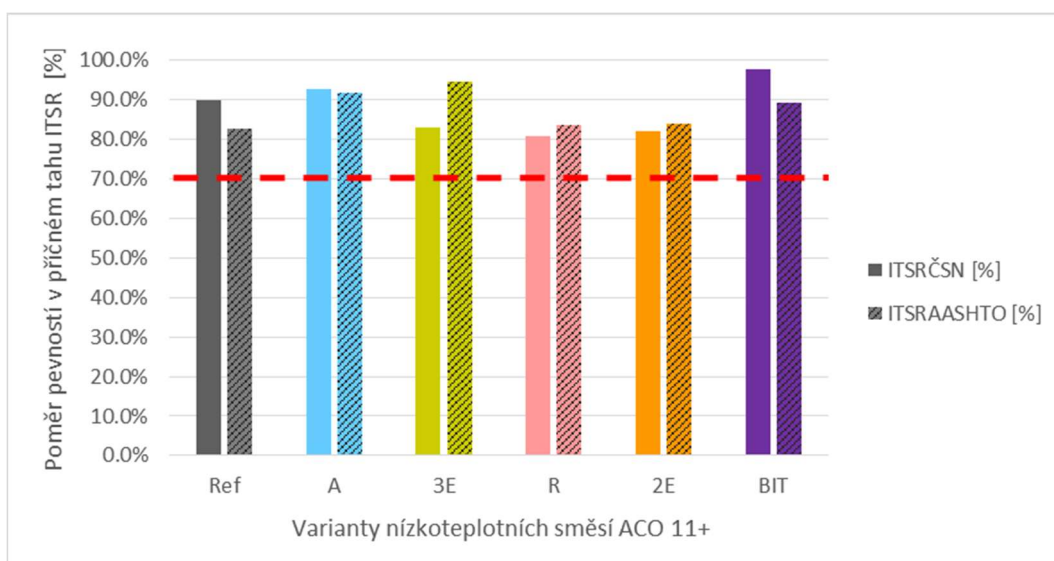
Označení směsi	Specifikace pojiva	Obsah pojiva [%]	Teplota výroby/teplota hutnění	Zhutněná objemová hmotnost [g.cm ⁻³]	Maximální objemová hmotnost [g.cm ⁻³]	Mezerovitost [%]
REF	50/70	5,80	150/150 °C	2,587	2,692	3,91
A	50/70 + 3% A20K		150/135 °C	2,650	2,712	2,26
3E	50/70 + 3% E10K		150/125 °C	2,629	2,694	2,44
R	50/70 + 1,5% RH + 1,5% E10K		150/125 °C	2,648	2,713	2,41
2E	50/70 + 2% E10K		150/125 °C	2,613	2,722	4,00
BIT	50/70 + 3% BIT		150/125 °C	2,583	2,739	5,72

Stanovené mezerovitosti lépe graficky znázorňuje obr. 5.61, kde jsou současně vyneseny meze pro minimální a maximální mezerovitosti asfaltových směsí pro obrusné vrstvy typu ACO 11+. Toto rozmezí splnila směs referenční a současně také varianta s 2% E10K, která byla hutněna při nižší teplotě hutnění, v tomto případě lze tedy dosáhnout při nižší teplotě shodných výsledků, jako tomu bylo u směsi referenční, která byla hutněna při teplotě 150 °C. V případě varianty s přírodním voskem BIT v dávkování 3 %-hm. mezerovitost směsi 5,72 % přesáhla maximální hranici této hodnoty. Vysoký obsah mezer může vést u obrusné vrstvy ke snížené odolnosti směsi vůči účinkům vody, asfaltová vrstva s vyšší mezerovostí lépe propouští vodu a tím dochází snáze k narušení spojení asfaltového pojiva a kameniva. Naopak u zbylých variant byla mezerovitost směsi nižší, než jaká je přípustná minimální mez, z toho lze usuzovat, že je možné teplotu hutnění ještě více snížit a dosáhnout tak požadovaného optima.

**Obrázek 5.61: Porovnání mezerovitosti navržených variant nízkoteplotních asfaltových směsí ACO 11+****Stanovení odolnosti vůči účinkům vody a mrazu (ITSR)**

Zkouška stanovení odolnosti zkušební tělesa vůči vodě byla provedena v souladu s technickou normou ČSN EN 12697-12 a s uplatněním modifikované metody dle americké AASHTO T-283. Podstatou zkoušky je rozdělení připravených zkušebních těles z každé navržené asfaltové směsi do tří skupin – suchá tělesa udržována na vzduchu při laboratorní teplotě, tělesa vystavena sycení vodou s následným uložením ve vodní lázni při teplotě 40 ± 1 °C po dobu 70 ± 2 hodin, a tělesa vystavena obdobnému sycení vodou s následným uložením při teplotě -18 ± 3 °C po dobu minimálně 16 hodin a po uplynutí této doby jejich uložení ve vodní lázni při teplotě 60 ± 1 °C po dobu 24 ± 1 hodiny. Na takto připravených zkušebních tělesech se stanovila pevnost v příčném tahu dle ČSN EN 12697-23 při předepsané zkušební teplotě (15 °C). Stanovil se poměr pevností v příčném tahu skupiny zkušebních těles temperovaných ve vodní lázni v porovnání s pevností v příčném tahu skupiny zkušebních těles udržovaných na vzduchu (ITSR). Tento poměr se vyjádří v procentech či v bezrozměrných jednotkách. Na obrázku 5.62 jsou výsledné hodnoty z obou postupů graficky znázorněny, přičemž šrafované pro metodu dle modifikované zkušební metody AASHTO.

Dle zkušební metody ČSN dosáhla nejvyšší hodnoty varianta s přírodním voskem BIT a varianta A. Pokud bychom poměry pevností v příčném tahu porovnali se směsí referenční, lze konstatovat, že tři varianty s voskem E10K dosáhly nižší hodnot ITSR. Požadovaný poměr pevností v příčném tahu dle ČSN EN 13108-1 je v současnosti stanoven pro směsi typu ACO11+ minimálně 70 %. V rámci revize harmonizovaných norem týkající se požadavků pro asfaltové směsi obrusných vrstev, je očekáváno schválení zpřísnění požadavku pro ITSR tohoto typu směsi na minimální hodnotu 80 %. Všechny hodnocené varianty však přesáhly i 80% hranici, z čehož vyplývá, že vybrané varianty nemají tendenci k poklesu pevností v příčném tahu vlivem působení vody. Totéž lze konstatovat i pro hodnocení ITSR dle modifikované zkušební metody AASHTO, která v současné době nemá stanoveny konkrétní požadavky.



Obrázek 5.62: Porovnání poměru pevností v příčném tahu dle ČSN a AASHTO

Tabulka 5.21: Stanovení vodní citlivosti posuzovaných variant nízkoteplotních směsí ACO 11+

Označení směsi	Specifikace pojiva	Stanovení vodní citlivosti		
		ITSRČSN [%]	ITSR AASHTO [%]	ITS _{sucho} [MPa]
Ref	50/70 Total	89,8%	82,7%	1,84
A	50/70 + 3% A20K	92,6%	91,6%	2,33
3E	50/70 + 3% E10K	83,0%	94,6%	2,34
R	50/70 + 1,5% RH + 1,5% E10K	80,9%	83,5%	2,39
2E	50/70 Total + 2% E10K	81,9%	83,8%	1,53
BIT	50/70 Total + 3% BIT	97,7%	89,3%	1,46

Pokud bychom se zaměřili na další důležitý parametr pevnost v příčném tahu těles ponechaných na suchu bez vystavení negativního účinku vody či mrazu, z něhož vychází právě získané poměry pevností v příčném tahu, lze konstatovat, že pro varianty 2E a BIT a současně také směsi referenční vychází tyto pevnosti o poznání nižší. To může být zapříčiněno použitím jiné šarže jedné z frakcí, jež byla při výrobě použita. Stalo se tak v důsledku změny drtiče drceného kameniva právě jedné z použitých frakcí.

Porovnání naměřených hodnot modulu tuhosti vybraných variant

Moduly tuhosti asfaltových směsí byly stanoveny na válcových zkušebních tělesech zkušebním postupem v souladu s ČSN EN 12697-26 metodou opakované namáhání v příčném tahu IT-CY nedestruktivní zkouškou. Jedná se o nedestruktivní zkoušku, při které je zkušební těleso opakovaně namáháno harmonicky proměnnou budící silou. Modul tuhosti udává schopnost materiálu odolávat účinkům zatížení. Zkouška se prováděla při třech různých teplotách (0 °C, 15 °C a 27 °C). Naměřené hodnoty modulů tuhosti pro vybrané teploty jsou patrné z tabulky 5.22, přičemž první část tabulky je věnována modulům tuhosti pro Marshallova tělesa nezestárlá a další pak naměřeným modulům tuhosti, které byly na zkušebních tělesech měřeny po provedené simulaci dlouhodobého stárnutí při teplotě 85 °C po dobu 5 dnů.

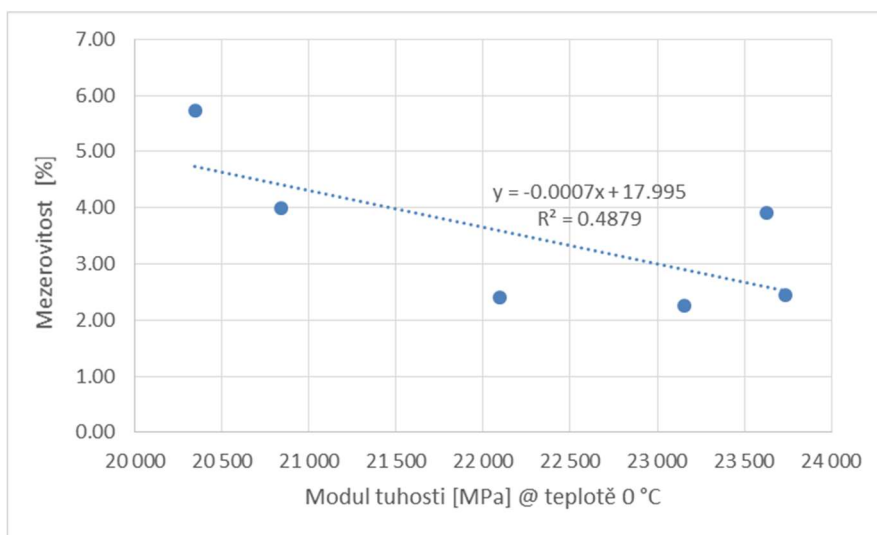
Pro posouzení deformačního chování v oboru středních teplot jsou určující hodnoty změřené při teplotě 15 °C, tato teplota je také uvažována jako určující z hlediska návrhu konstrukce vozovek dle technických podmínek Ministerstva dopravy TP 170. Nejvyšších modulů tuhosti při této teplotě dosáhla směs s přísadou



E10K, směs s přísadou A20K dosáhlo v průměru podobných hodnot jako směs referenční. Poslední tři varianty vykazují mírné zhoršení naměřených modulů tuhosti při teplotě 15 °C.

Tabulka 5.22: Stanovení modulu tuhosti směsi ACO 11+ při třech různých teplotách včetně stanovení indikátoru teplotní citlivosti

Označení směsi	Specifikace pojiva	Modul tuhosti [MPa] @ T =			Teplotní citlivost S ₀ /S ₂₇ [-]
		0 °C	15 °C	27 °C	
Ref	50/70	23 627	8 755	3 138	7,53
A	50/70 + 3% A20K	23 158	8 649	2 549	9,09
3E	50/70 + 3% E10K	23 735	9 858	2 820	8,42
R	50/70 + 1,5% RH + 1,5% E10K	22 092	7 192	1 961	11,26
2E	50/70 + 2% E10K	20 840	7 647	2 257	9,23
BIT	50/70 + 3% BIT	20 347	7 290	2 245	9,06



Obrázek 5.63: Závislost modulu tuhosti a mezerovitosti asfaltové směsi

Další charakteristikou posuzovanou v případě naměřených modulů tuhosti při rozdílných teplotách může být indikátor teplotní citlivosti asfaltové směsi. Čím je poměr tuhostí S₀/S₂₇ menší, tím je směs méně citlivá na změnu teplot. Nejmenší citlivost vykazuje referenční směs a naopak nejvyšší citlivost varianta s kombinací dvou vosků. Hodnota modulu tuhosti je do jisté míry ovlivněna mezerovitostí, což zobrazuje závislost obou zmiňovaných charakteristik. Toto statistické vyhodnocení je však ovlivněno výsledky třech zmiňovaných směsí, u nichž mohlo dojít k ovlivnění naměřených charakteristik vlivem změny jedné z frakcí kameniva. V tomto případě je patrná vyšší korelace obou těchto charakteristik (korelační koeficient R=0,70), jak je patrné z obrázku 5.63 pro hodnoty modulu tuhosti při teplotě 0 °C. Pro zbylé dvě zkušební teploty můžeme míru závislosti hodnotit dle korelačního koeficientu jako vztah pouze se střední korelací, proto již nebyly graficky prezentovány. Navíc je třeba zdůraznit, že uvedená korelace je provedena pro poměrně malý statistický soubor, což je další důvod opatrnosti při usuzování na jakýkoli silný závěr k možným závislostem mezi jednotlivými charakteristikami.



Porovnání modulu tuhosti vybraných variant zestárých zkušebních těles

V rámci experimentální studie byla také část měření věnována laboratorní simulaci dlouhodobého stárnutí asfaltové směsi, které se uplatnilo pro zkušební tělesa v rámci stanovení modulů tuhosti. K simulaci stárnutí byla zvolena jedna z možných metod, kterou mohou běžné silniční laboratoře dnes bez dalších úprav provádět. Proto byla vybrána jednoduchá metoda, při níž jsou zkušební válcová tělesa volně uložena do teplotní komory s nucenou cirkulací vzduchu při teplotě 85 °C po dobu 5 dnů dle postupu popsáno v normě prEN 12697-52. Při tomto procesu simulovaného stárnutí působí teplota a vzduch na celou ztuhnutou asfaltovou směs, jako by tomu bylo v případě chování směsi v konstrukci vozovky. Metoda stárnutí tedy umožňuje vyvolat během několika dní stav blízký dlouhodobému stárnutí a nasimulovat tak stav blížící se účinku na konstrukční vrstvu vozovky po několika letech jejího užívání.

Tabulka 5.23: Stanovení modulu tuhosti směsi ACO 11+ po stárnutí 5d@85 °C, index stárnutí (AI)

Označení směsi	Modul tuhosti [MPa] @ T=			Teplotní citlivost S_{0}/S_{27} [-]	Index stárnutí AI [-] @ T=			
	0 °C	15 °C	27 °C		0 °C	15 °C	27 °C	Teplotní citlivost
Ref	-	-	-	-	-	-	-	-
A	23 979	9 047	2 908	8,25	1,04	1,05	1,14	0,91
3E	23 983	9 701	3 101	7,73	1,01	0,98	1,10	0,92
R	22 572	7 884	2 217	10,18	1,02	1,10	1,13	0,90
2E	-	-	-	-	-	-	-	-
BIT	-	-	-	-	-	-	-	-

Výsledky získaných modulů tuhosti vybraných variant shrnuje tabulka 5.23, v níž jsou shodně jako v předešlé kapitole naměřeny moduly tuhosti při třech různých teplotách, včetně stanovení indikátoru teplotní citlivosti. Dále je tabulka doplněna o index stárnutí, který udává poměr dosažených hodnot modulu tuhosti pře stárnutím k modulu tuhosti po stárnutí (vyjádřeno bezrozměrným indexem stárnutím určující míru zvýšení či naopak snížení tuhosti vlivem stárnutí). Jak je patrné z tabulky, hodnoty moduly tuhosti po stárnutí jsou uvedeny pouze pro tři varianty (A, 3E, R). Z výsledků je zřejmé, že simulací dlouhodobého stárnutí v laboratoři dochází k navýšení modulu tuhosti při všech vybraných zkušebních teplotách, mimo varianty 3E při teplotě 15 °C, kde došlo k nepatrnému snížení modulu tuhosti. Zvýšení modulu tuhosti je nejvíce znatelné při zkušební teplotě 27 °C, kdy došlo k navýšení hodnoty modulu tuhosti po stárnutí o 10-14 % a pro jednotlivé varianty směsí je toto navýšení velmi podobné. Naopak nejmenší rozdíl naměřených hodnot modulu tuhosti nezestárnutých a po zestárnutých zkušebních těles byl zaznamenán při teplotě 0 °C (pouze 1-4 %). S tímto ohledem je nasnadě dosažení nižší teplotní citlivosti v závislosti právě na získaných vyšších hodnotách modulů tuhosti po stárnutí při teplotě 27 °C. Na základě nejen těchto výsledků, ale dlouhodobě prováděného sledování je pak patrné, že z hlediska stárnutí jsou směsi citlivější na změnu s rostoucí teplotou zkoušky, při které je tuhost stanovena. Tato skutečnost by do jisté míry mohla podporovat také hypotézu, že z hlediska životnosti asfaltové vrstvy bude ve zvoleném oboru teplot mnohem kritičtější únavové chování než chování v oboru nízkých teplot vymezené toliko oblastí 0-5 °C.

Odolnost asfaltové směsi proti šíření trhliny

S ohledem k posouzení chování nízkoteplotních asfaltových směsí při oboru nízkých teplot se jako jeden možný přístup využívá zkouška stanovení odolnosti směsi proti šíření trhliny zkouškou ohybem na půlválcovém zkušebním tělese v souladu s ČSN EN 12697-44 z roku 2011. Pro tuto zkoušku jsou oproti základnímu vymezení normy použita půlválcová zkušební tělesa s průměrem 100 mm, u nichž je vytvořena

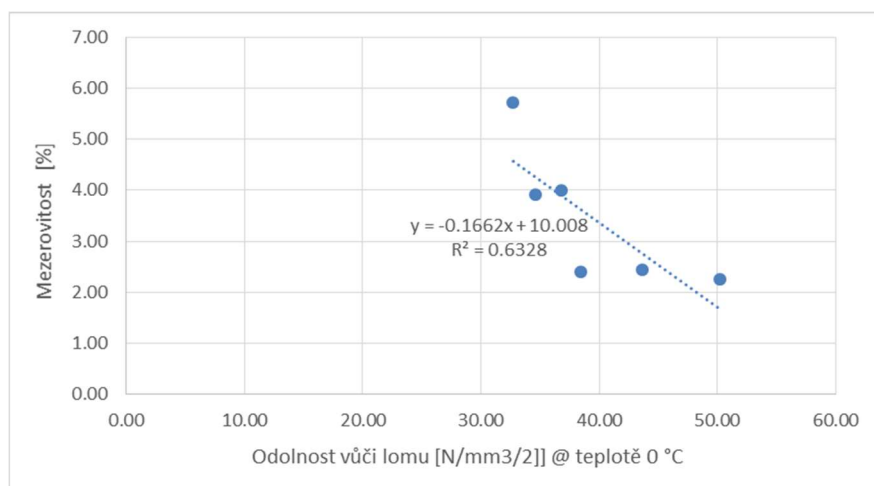


drážka předepsané hloubky 10 mm a tloušťky 0,9 mm. Takto připravená zkušební tělesa se zatěžují konstantní rychlostí 5 mm/min. Výsledkem zkoušky jsou hodnoty maximálního napětí a lomové houževnatosti (odolnosti vůči lomu). Zkouška byla provedena při zkušební teplotě 0 °C.

Tabulka 5.24: Stanovení odolnosti posuzovaných variant vůči lomu (lomová houževnatost) @ 0 °C

Označení směsi	Napětí při porušení σ_{\max} [MPa]	Odolnost vůči lomu K_{Ic} [N/mm ^{3/2}]	Přetvoření $\epsilon_{\max,i}$ [%]
Ref	4,67	34,64	1,48
A	6,86	50,22	1,71
3E	5,87	43,66	1,42
R	5,36	38,44	1,49
2E	4,97	36,80	1,16
BIT	4,40	32,72	1,28

Naměřené hodnoty lomové houževnatosti a maximálního napětí jsou uvedeny v tabulce 5.24. Nejvyšší odolnosti vůči lomu při teplotě 0 °C dosáhla varianta A s přísadou A20K. Nejnižší odolnost vůči lomu je z naměřených hodnot u varianty BIT, která má současně nejvyšší mezerovitost. Ostatní varianty přidávaných syntetických vosků vedly ke zlepšení této charakteristiky při nízkých teplotách oproti směsi referenční. Závislost mezi získanými hodnotami mezerovitosti vybraných variant a odpovídající lomové houževnatosti lépe dokládá graf na obrázku 5.64. Z grafu je patrná určitá závislost těchto dvou vybraných charakteristik.



Obrázek 5.64: Závislost odolnosti vůči lomu na mezerovitosti

Stanovení odolnosti asfaltové směsi vůči lomu dle revidované normy EN 12697-44:2016

Pro porovnání výsledků stanovení odolnosti asfaltové směsi vůči lomu byla také využita připravovaná revize normy prEN 12697-44:2016. Připravovaná revize normy upravuje odolnost vůči lomu K_{Ic} , resp. napravuje nepřesnost výpočtu dopadu geometrického faktor $f(a_i/W_i)$ zkušební tělesa, kde W_i je výška zkušební tělesa a a_i je hloubka drážky zkušební tělesa v mm, z něhož vychází. Pomocí faktoru $f(a_i/W_i)$ je dopočítána odolnost vůči lomu K_{Ic} zkušební materiálu. Nově do výpočtového vztahu vstupuje parametr hloubky drážky druhým členem v rovnici (2). V následující grafu jsou porovnány stanovené odolnosti vůči lomu podle platné normy a revidované normy ČSN. Původní vzorec pro odolnost vůči lomu vycházel ze vzorce (1), který vycházel



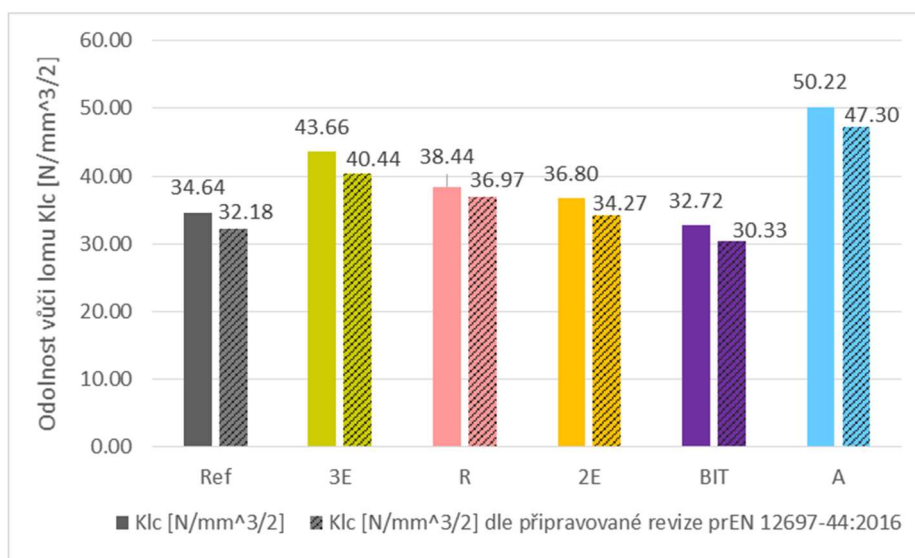
z násobku faktoru f a maximálního napětí při porušení. Oproti tomu odolnost vůči lomu podle návrhu revidované normy zohledňuje hloubky drážky zkušební tělesa pod odmocninou, viz vzorec (2).

$$K_{lc,i} = \sigma_{max,i} \times f (a_i W_i) \quad [N/mm^{3/2}] \quad (1)$$

$$K_{lc,i} = \sigma_{max,i} \sqrt{\pi a_i} \times f (a_i W_i) \quad [N/mm^{3/2}] \quad (2)$$

kde je

- W_i - výška zkušební tělesa „i“ v mm;
- a_i - hloubka drážky zkušební tělesa „i“ v mm;
- $\sigma_{max,i}$ - napětí při porušení zkušební tělesa „i“ v N/mm^2 ;
- $f(a_i/W_i)$ - geometrický faktor zkušební tělesa „i“.



Obrázek 5.65: Porovnání získaných hodnot kritických hodnot K_{lc} podle normy ČSN EN 12697-44 a její revize

Na obrázku 5.65 jsou uvedeny hodnoty získaných kritických hodnot odolnosti zkušebních těles vůči lomu dle normy ČSN EN 12697-44 a její plánované revize (v grafu jsou hodnoty dle revidovaného znění normy uvedeny šrafovane). S ohledem k upravenému výpočtu pro stanovení odolnosti vůči lomu je u všech variant zaznamenán pokles těchto hodnot v průměru o 4-8 %.

Odolnost asfaltové směsi proti tvorbě trvalých deformací

Stanovení odolnosti asfaltové směsi vůči vzniku trvalých deformací bylo provedeno dle postupu uvedeného v ČSN EN 12697-22, jejímž principem je pojezdění kolem vyrobených desek předepsaných rozměrů s využitím malého zkušební zařízení a vzduchové lázně). Normová teplota, při níž se samotná zkouška provedla, byla 50 °C při aplikaci 10.000 zatěžovacích cyklů. Po ukončení testování byly sledovány tyto charakteristiky: WTS_{AIR} (průměrná hodnota přírůstku hloubky koleje), PRD_{AIR} (poměrná hloubka koleje pro zkoušený materiál po 5.000 cyklech) a průměrná hloubka vyjeté koleje po 10.000 zatěžovacích cyklech. Pro asfaltovou směs typu ACO 11+ norma ČSN EN 13108-1 požaduje hodnoty WTS_{AIR} a PRD_{AIR} pouze deklarované. Pokud bychom použili kritéria, která se uplatňují pro směs ACO 11S potom pro WTS_{AIR} platí 0,07 mm/1000 cyklů a pro PRD_{AIR} se uvažuje mezní hodnota 5,0 %. Výsledky získané pro posuzované směsi jsou uvedeny dále v tabulce 5.66.



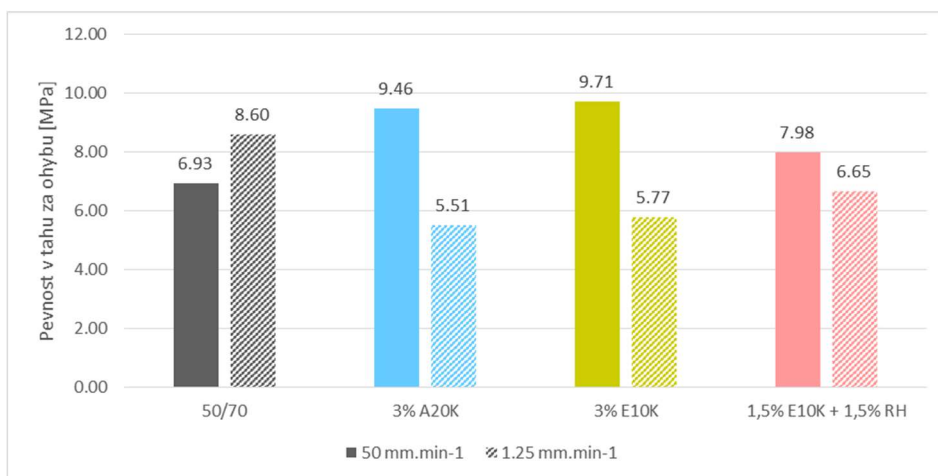
Tabulka 5.25: Výsledky zkoušky stanovení odolnosti asfaltové směsi ACO 11+ proti vzniku trvalých deformací

Označení směsi	Specifikace pojiva	WTS _{AIR} [mm/1000]	PRD _{AIR} [%]	Ø hloubka vyjeté koleje po 10.000 cyklech [mm]	Mezerovitost [%]
Ref	50/70	0,062	4,0	2,31	3,91
A	50/70 + 3% A20K	0,166	9,5	4,61	2,26
3E	50/70 + 3% E10K	0,119	7,6	3,62	2,44
R	50/70 + 1,5% RH + 1,5% E10K	0,126	8,0	3,84	2,41
2E	50/70 + 2% E10K	-	-	-	4,00
BIT	50/70 + 3% BIT	-	-	-	5,72

Z výsledku uvedených v tabulce 5.25 je zřejmé, že podle kritérií pro směs typu ACO 11S by nevyhověla žádná směs s přidaným voskem. Pokud bychom provedli vzájemné porovnání jednotlivých variant, je patrné, že nejhorší odolnost má varianta s voskem A20K, která má dvojnásobnou hloubku vyjetých kolejí v porovnání s referenční směsí. Vysoký podíl na odolnosti proti vzniku trvalých deformací, u variant nízkoteplotních směsí s aplikací syntetických vosků, má bezesporu dosažená nízká mezerovitost těchto směsí. Příliš nízký obsah vzduchových mezer může způsobit, že asfaltové pojivo má mnohem větší roztažnost než kamenivo a při vyšších teplotách začne vyplňovat právě vzduchové mezery a ve fázi, kdy už nemá potřebnou kapacitou, začne vytlačovat jednotlivá zrna kameniva od sebe a pod účinky opakovaného zatížení dopravou dochází k tvorbě trvalých deformací.

Pevnost v tahu za ohybu

Stanovení pevnosti v tahu za ohybu bylo provedeno v souladu s postupem uvedeným v technických podmínkách Ministerstva dopravy ČR TP 151 pro asfaltové směsi s vysokým modulem tuhosti (VMT). Vzhledem k jednoduché aplikovatelnosti této zkoušky i na jiné typy asfaltových směsí než jsou směsi VMT, byla zkouška použita na trámečky vyřezané ze zkušebních desek po zkoušce odolnosti asfaltové směsi proti trvalým deformacím. Zkoušku lze charakterizovat jako jednoduchý tříbodový ohyb trámečkového tělesa při řízené rychlosti zatížení. Zvoleny byly dvě úrovně rychlosti zatížení zkušebního tělesa (50 mm/min a 1,25 mm/min) s provedením vlastní zkoušky při teplotě 0 °C (u referenční směsi byla zkouška provedena při teplotě -5 °C).



Obrázek 5.66: Pevnost v tahu za ohybu směsi ACO 11+ při dvou rychlostech zatěžování zkušebních těles



Charakteristika pevnosti v tahu za ohybu se pro směsi typu ACO obecně nevyžaduje. Není tudíž stanoven mezní parametr, který by taková asfaltová směs měla vykázat. Minimální požadovaná hodnota je v souladu s TP 151 vyžadována pouze pro asfaltové směsi s vysokým modulem tuhosti. V tomto případě je pro rychlost zatěžování 1,25 mm/min požadována u směsi typu VMT minimální hodnota 6 MPa. Z dále prezentovaných výsledků na obrázku 5.66 je vidět, že tuto hodnotu splňuje jak referenční směs, tak i varianta s kombinací syntetických vosků E10K a RH. Zbylé dvě varianty mají hodnoty pevností v tahu za ohybu velmi podobné, ale můžeme si povšimnout, že poměr naměřených hodnot pevností v tahu za ohybu při rychlostech zatížení 50 mm/min a 1,25 mm/min je výrazně vyšší než u referenční směsi nebo varianty s kombinací vosků. V případě nižší zatěžovací rychlosti se u těchto dvou variant projevuje mírné zhoršení této charakteristiky.

5.9 Experimentální studie k nízkoteplotní asfaltové směsi kombinující aplikaci vosků a zvýšený obsah R-materiálu společně s užitím oživovací přísady REJU 182

Tato kapitola habilitační práce je zaměřena na shrnutí některých poznatků, jež byly získané v rámci porovnání vlivu vybraných typů nově vyvíjené řady přírodních a syntetických vosků firmy DEUREX AG a jednoho z vybraných syntetických vosků čínského původu (označen RH), které byly aplikovány do směsi typu ACO 11+ společně s použitím 30 %-hm asfaltového R-materiálu a vhodné oživovací přísady. Návrh směsi a zastoupení jednotlivých složek vycházel z optimalizované čáry zrnitosti s kamenivem z lomu Měrunice společně s tříděným recyklovaným asfaltovým materiálem frakce 0/11 mm, který pocházel z obalovny Měcholupy a byl využíván v rámci řešení projektu TA 01031255. Zastoupení jednotlivých složek asfaltové směsi je uvedeno v tabulce 5.26. K zajištění chemického oživení degradovaného pojiva v R-materiálu byl využit nově vyvíjený a v rámci uvedeného projektu prvně testovaný rejuvenátor českého původu Reju 182, který byl dávkován do předehřátého recyklovaného materiálu na teplotu 125-130 °C. Dávkování oživovací přísady Reju 182 bylo zvoleno na úrovni 6 %-hm. asfaltového pojiva obsaženého v R-materiálu. Pro porovnání bylo souběžně uvažováno a ověřeno i snížené dávkování rejuvenátoru na hodnotu 4 %-hm. a 2 %-hm. pojiva v R-materiálu v kombinaci s vybranou variantou syntetického vosku. Základním přidávaným pojivem byl silniční asfalt 50/70, jenž sloužil jako báze pro mísení s vybranými vosky.

Tabulka 5.26: Procentuální zastoupení jednotlivých složek asfaltové směsi typu ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu

Označení asfaltové směsi	ACO 11+		ACO 11+ 30 %-hm. R-mat	
Asfaltové pojivo	50/70 + vybraný typ přírodního nebo syntetického vosku			
Množství pojiva [%]	5,80 %		3,60 % (5,40 %)	
Návrh směsi	Množství [%]	Obsah v asfaltové směsi [%]	Množství [%]	Obsah v asfaltové směsi [%]
Měrunice 8/11	27	25,4	23	22,2
Měrunice 4/8	27	25,4	15	14,4
Měrunice 0/4	38	35,8	26	25,0
R-mat 0/11	0	0	30	28,9
Filler	8	7,5	6	5,8
Přidávané asfaltové pojivo		5,8		3,6

Dílčí optimalizace navržené směsi s R-materiálem

V průběhu řešení projektu bylo zapotřebí doplňovat nejen samotné kamenivo, ale i R-materiál. Vzhledem k tomu, že tento materiál pochází z různých konstrukcí vozovky, nelze zaručit jeho homogenní složení. Bylo třeba provést optimalizace původní čáry zrnitosti a stanovit množství přidávaného asfaltového pojiva do



směsi. Za pomoci zpětné extrakce se stanovilo množství asfaltového pojiva v R-materiálu (5,5 %-hm.) a provedl se zrnitostní rozbor, za pomoci něhož byla upravena čára zrnitosti navržené směsi. Dále byly pro stanovení optimálního množství pojiva navrženy čtyři varianty směsí lišící se množstvím přidávaného pojiva (3,1 %, 3,4 %, 3,7 % a 4,0 %). Jako nově přidávané pojivo se v tomto případě uplatnila varianta 50/70 s kombinací dvou syntetických vosků (1,5 % RH + 1,5 % E10K). Porovnání základních charakteristik těchto variant dílčí optimalizace je uveden v tabulce 5.27.

Tabulka 5.27: Dílčí optimalizace směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 6 % Reju 182 v R-materiálu

Označení směsi	Specifikace pojiva	Množství přidávaného pojiva [%]	Teplota výroby/hutnění	Zhutněná obj. hmotnost [g.cm ⁻³]	Maximální obj. hmotnost [g.cm ⁻³]	Mezerovitost [%]
RR_3,1	50/70 + 1,5% E10K + 1,5% RH	3,1	150/130 °C	2,493	2,677	6,89
RR_3,4		3,4	150/130 °C	2,523	2,654	4,95
RR_3,7		3,7	150/130 °C	2,535	2,663	4,81
RR_4,0		4,0	150/130 °C	2,546	2,632	3,26

Vzhledem k nižšímu množství pojiva v nově dovezené šarži R-materiálu bylo zapotřebí zvýšit množství přidávaného nového pojiva do směsi, což koresponduje i s výsledky stanovení základních charakteristik pro navržené varianty. Pokud bychom porovnali dosažené hodnoty mezerovitostí jednotlivých variant s požadavky dle ČSN EN 13108-1 (pozn.: experimenty probíhaly v roce 2015-16, proto se požadavky ještě neřídily přílohami normy ČSN 73 6121) pro směsi obrusných vrstev typu ACO 11+, těmto požadavkům vyhovuje pouze poslední varianta s 4,0 %-hm. dávkování nově přidávaného pojiva do směsi. Ostatní varianty dosahují při snížené teplotě hutnění vyšších hodnot mezerovitosti a přesahují maximální mez, jež je pro směsi typu ACO 11+ stanovena na hranici 4,5 %. S ohledem k dílčí optimalizaci byly dále připraveny varianty s vybranými typy přírodních a syntetických vosků se zvýšeným množstvím přidávaného pojiva.

Posuzované varianty a jejich základní charakteristiky

Shodně jako v předchozí kapitole, týkající se variant asfaltových směsí ACO 11+, byla provedena série zkušebních testů zaměřených na základní fyzikální vlastnosti navržených variant nízkoteplotních asfaltových směsí s R-materiálem. Specifikace jednotlivých variant za použití vybraných nízkoviskozních přísad na bázi přírodních či syntetických vosků je uvedena v tabulce 5.28.

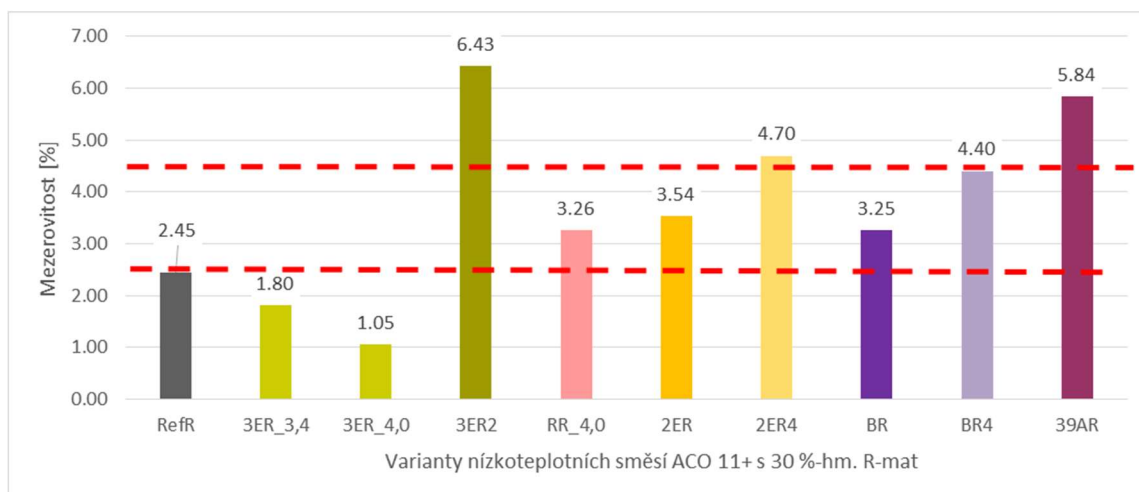
Jak je z tabulky patrné, jsou zde uvedeny všechny posuzované varianty nízkoteplotních asfaltových směsí. Ve všech variantách byl použit rejuvenátor Reju 182 v dávkování 6,0 %-hm. z množství pojiva v R-materiálu, což platí u směsi referenční s označením „RefR“. Pro variantu s 3 % E10K bylo také ověřeno nižší dávkování rejuvenátoru 2%-hm. stanoveného z množství pojiva v R-materiálu a současně pro variantu s 2 % E10K se 4 %-hm. rejuvenátoru opět stanoveného z množství pojiva v R-materiálu. Vzhledem k velkému souboru vyráběných zkušebních těles jednotlivých variant bylo potřeba v průběhu zpracování tříděného recyklovaného materiálu ověřovat jeho základní parametry (stanovení množství pojiva a ověření čáry zrnitosti). V případě směsi referenční a směsi 3ER bylo s ohledem k vyššímu množství pojiva (6,78 %-hm. pojiva v R-materiálu) sníženo množství přidávaného pojiva na hodnotu 3,4 %-hm., což celkově odpovídá 5,4 %-hm. vyrobené asfaltové směsi.



Tabulka 5.28: Základní charakteristiky posuzovaných variant nízkoteplotních směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 6 % Reju 182

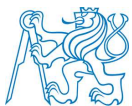
Označení směsi	Specifikace pojiva	Množství přidávaného pojiva [%]	Teplota výroby/hutnění	Zhutněná obj. hmotnost [g.cm ⁻³]	Maximální obj. hmotnost [g.cm ⁻³]	Mezerovitost [%]
RefR	50/70	3,4	150/150 °C	2,606	2,671	2,45
3ER_3,4	50/70 + 3% E10K	3,4	150/130 °C	2,629	2,677	1,80
3ER_4,0	50/70 + 3 % E10K	4,0	150/130 °C	2,578	2,605	1,05
3ER2	50/70 + 3 % E10K + 2 % Reju 182	4,0	150/130 °C	2,550	2,725	6,43
RR_4,0	50/70 + 1,5% E10K + 1,5% RH	4,0	150/130 °C	2,546	2,632	3,26
2ER	50/70 + 2 % E10K	4,0	150/130 °C	2,513	2,605	3,54
2ER4	50/70 + 2 % E10K + 4 % Reju 182	4,0	150/130 °C	2,582	2,709	4,70
BR	50/70 + 3 % BIT	4,0	150/130 °C	2,560	2,646	3,25
BR4	50/70 + 3 % BIT + 4 % Reju 182	4,0	150/130 °C	2,569	2,687	4,40
39AR	50/70 + 3 % 39A	4,0	150/130 °C	2,494	2,648	5,84

Pro stanovení mezerovitosti se vycházelo z naměřených hodnot maximální objemové hmotnosti a zhutněné objemové hmotnosti, jež se stanovuje na zhutněných Marshallových tělesech hutněných 2x50 úderů. Teplota hutnění variant s aplikací nízkoviskozních přísad byla snížena shodně o 30 °C oproti teplotě hutnění u směsi referenční (150 °C). Porovnání dosažených hodnot mezerovitosti je graficky znázorněno na obrázku 5.67.



Obrázek 5.67: Porovnání mezerovitostí jednotlivých variant s požadavky ČSN EN 13108-1

Stanoveným požadavkům příslušné výrobní normy ČSN EN 13108-1 vyhovují varianty s kombinací dvou syntetických vosků 1,5 % RH + 1,5 % E10K (RR_4,0), varianta s 2% E10K (2ER) a varianta s 3 % BIT (BR) a současně varianta BR4, která obsahuje nižší množství rejuvenátoru Reju 182 (4,0 %). Oproti tomu varianta, se 3 % E10K a 2 % Reju 182, se ukazuje jako ne zcela vhodná. Tato kombinace vede ke zvýšení mezerovitosti až na hodnotu 6,43 %. Jako nevyhovující z hlediska mezerovitosti zhutněné asfaltové směsi lze označit též variantu s přírodním voskem 39A. Pod spodní hranicí mezerovitosti se nachází referenční směs a varianty



asfaltové směsi s 3 % E10 K a obsahem nově přidávaného pojiva na úrovni 3,4 %-hm. a 4,0 %-hm. V případě posledních dvou jmenovaných variant by bylo možné snížit teplotu hutnění pravděpodobně o další 10-20 °C.

Ověření mezerovitosti směsi s 3 % E10K při různých teplotách

V dílčím rozsahu bylo ověřeno možné snížení teploty hutnění pro variantu směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu, do kterého bylo aplikováno syntetickým voskem upravené pojivo (4,0 %-hm.). V tabulce 5.29 jsou uvedeny naměřené hodnoty zhutněné objemové hmotnosti, které byly stanoveny při třech různých teplotách (130 °C, 120 °C, 110 °C), přičemž tomuto dále odpovídá sloupec získaných mezerovitostí vycházející současně z maximální objemové hmotnosti. V případě snížené teplotě hutnění na 110 °C vychází mezerovitost této varianty 3,03 %, což splňuje požadavky příslušné výrokové normy. Aplikace syntetického vosku E10K v dávkování 3,0 %-hm. umožňuje oproti referenční směsi snížení teploty hutnění dokonce o 40 °C.

Tabulka 5.29: Porovnání základních charakteristik vybrané směsi ACO 11+ při různých teplotách hutnění

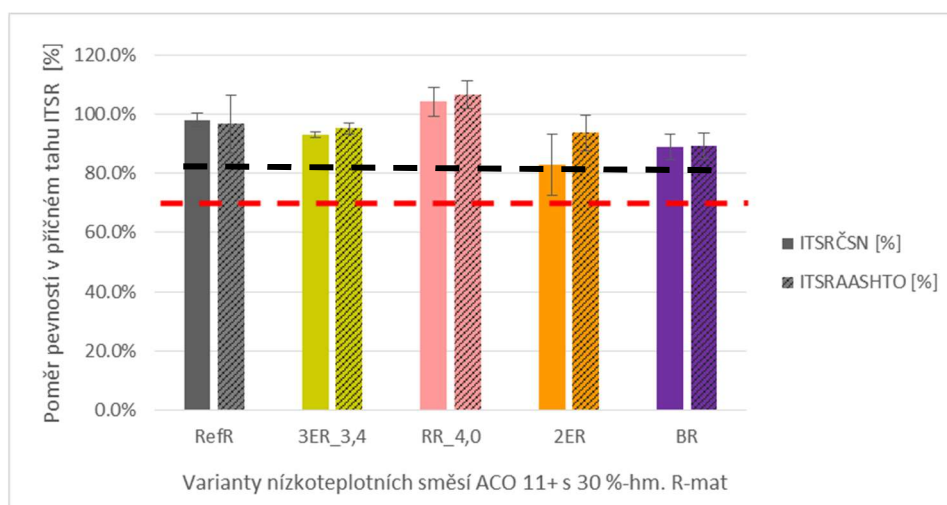
Označení směsi	Specifikace pojiva	Množství přidávaného pojiva [%]	Teplota výroby/hutnění	Zhutněná obj. hmotnost [g.cm ⁻³]	Maximální obj. hmotnost [g.cm ⁻³]	Mezerovitost [%]
3ER_4,0	50/70 + 3 % E10K + 6 % Reju 182	4,0	150/130 °C	2,578	2,605	1,05
			150/120 °C	2,544		2,36
			150/110 °C	2,526		3,03

Stanovení odolnosti asfaltové směsi vůči účinkům vody a mrazu (ITSR)

Zkouška stanovení odolnosti vůči účinkům vody a mrazu byla provedeno shodně, jako je popsáno v kap. 5.8 v souladu s technickou normou ČSN EN 12697-12 a modifikované metody dle americké normy AASHTO T-283. Tato zkouška byla stanovena a vyhodnocena pro klíčové varianty nízkoteplotních směsí, jež obsahují základní typy vybraných typů přírodních a syntetických vosků v kombinaci s 6 % rejuvenátoru. U ostatních variant, např. s upraveným množstvím dávkování rejuvenátoru, nebylo již třeba, s ohledem k velmi pozitivním výsledkům zkoušky pro stanovení ITSR provádět další měření, viz tabulka 5.30.

Tabulka 5.30: Zkouška stanovení vodní citlivosti vybraných variant nízkoteplotních směsí ACO 11+ s R-materiálem a 6 % rejuvenátoru Reju 182

Označení směsi	Specifikace pojiva	Množství přidávaného pojiva [%]	Stanovení vodní citlivosti			Mezerovitost [%]
			ITSR _{ČSN} [%]	ITSR _{AASHTO} [%]	ITS _{sucho} [MPa]	
RefR	50/70	3,4	98,1%	2,45	2,54	2,45
3ER_3,4	50/70 + 3% E10K	3,4	93,1%	1,80	2,11	1,80
RR_4,0	50/70 + 1,5% E10K + 1,5% RH	4,0	104,1%	106,5%	1,95	3,26
2ER	50/70 + 2 % E10K	4,0	82,8%	93,6%	1,34	3,54
BR	50/70 + 3 % Deurex BIT	4,0	88,9%	89,2%	1,90	3,25



Obrázek 5.68: Porovnání poměrů pevností v příčném tahu směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu

Výsledky z provedené zkoušky stanovení ITSr jsou vyneseny také do grafu na obr. 5.68. Dle zkušební metody ČSN dosáhla nejvyšší hodnoty varianta s kombinací dvou syntetických vosků (1,5 % E10K + 1,5 % RH). Pokud bychom naměřené výsledky porovnali s přísnějším požadavkem minimální hranice ISTR 80 %, všechny uvažované varianty tuto podmínku splňují. To stejné platí i pro zkušební metodu, která byla použita pro vyhodnocení ITSr dle modifikované americké AASHTO, kde byla zkušební tělesa navíc vystavena méně příznivým podmínkám temperování s jedním zmrazovacím cyklem. I v tomto případě by dosáhly poměry pevností v příčném tahu nad požadovanou mez 80 %.

V předposledním sloupci tabulky 5.30 jsou doplněny pevnosti v příčném tahu těles ponechaných na suchu bez vlivu negativního účinku vody (mrazu). Z nich je patrné, že nejvyšších pevností dosahuje referenční směs hutněná při teplotě 150 °C. Při porovnání variant nízkoteplotních směsí vychází nejlépe, co do dosažených pevností v příčném tahu 2,11 MPa - varianta s 3 % E10K, naopak nejnižších hodnot pevností 1,34 MPa bylo prokázáno u nižší dávkování této přísady (2 % E10K).

Stanovení modulu tuhosti

Moduly tuhosti asfaltových směsí byly stanoveny na válcových zkušebních tělesech zkušebním postupem v souladu s ČSN EN 12697-26 metodou opakované namáhání v příčném tahu IT-CY nedestruktivní zkouškou. Naměřené hodnoty modulů tuhosti posuzovaných variant směsí jsou uvedeny v tabulce 5.31 pro tři vybrané zkušební teploty 0 °C, 15 °C a 27 °C.

Zaměříme-li se porovnání naměřených hodnotu modulu tuhosti při teplotě 15 °C, lze konstatovat, že nejvyšší modul tuhosti dosahuje varianta s pojivem 50/70 bez přísady (11 525 MPa). Pokud bychom porovnali posuzované varianty nízkoteplotních směsí, hodnoty modulu tuhosti jsou v některých případech o více než polovinu nižší než u směsi referenční. Nejnižších hodnot modulu tuhosti 4.745 MPa dosahuje varianta s 2 % E10K, naopak nejvyšší hodnotu 8 059 MPa vykazuje směs 3ER_4,0.

Zajímavým výstupem je bezesporu také indikátor teplotní citlivosti S_0/S_{27} , kterým je doplněna tabulky naměřených hodnot modulů tuhosti. Čím je poměr S_0/S_{27} menší, tím je směs méně citlivá na změnu teplot. Nejmenší citlivost vykazuje referenční směs, u ostatních nízkoteplotních variant jsou ke změně teploty nejméně náchylné varianty 3ER_4,0 a BR4. Naopak nejvyšších rozdílů naměřených modulů tuhosti při teplotě 0 °C a 27 °C vykazuje směs 2ER, v níž bylo použito snížené množství přísady E10K.



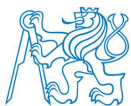
Tabulka 5.31: Stanovení modulu tuhosti u variant nízkoteplotních směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 6 % rejuvenátoru Reju 182

Označení směsi	Specifikace pojiva	Množství přidávaného pojiva [%]	Modul tuhosti [MPa] @ T=			Teplotní citlivost S_0/S_{27} [-]	Mezerovitost [%]
			0 °C	15 °C	27 °C		
RefR	50/70	3,4	22 770	11 525	4 270	5,33	2,45
3ER_3,4	50/70 + 3% E10K	3,4	19 662	6 511	2 371	8,29	1,80
3ER_4,0	50/70 + 3 % E10K	4,0	19 131	8 059	2 546	7,52	1,05
3ER2	50/70 + 3 % E10K + 2 % Reju 182	4,0	18 169	6 473	2 042	8,90	6,43
RR_4,0	50/70 + 1,5% E10K + 1,5% RH	4,0	17 629	5 697	1 855	9,50	3,26
2ER	50/70 + 2 % E10K	4,0	16 461	4 745	1 565	10,52	3,54
2ER4	50/70 + 2 % E10K + 4 % Reju 182	4,0	19 724	7 584	2 457	8,03	4,70
BR	50/70 + 3 % BIT	4,0	18 560	7 043	2 226	8,34	3,25
BR4	50/70 + 3 % BIT + 4 % Reju 182	4,0	19 078	6 456	2 525	7,55	4,40
39AR	50/70 + 3 % 39A	4,0	17 304	6 548	2 181	7,93	5,84

Tabulka 5.32: Stanovení modulu tuhosti variant asfaltové směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-mat a 6 % Reju 182 po stárnutí 5d@85 °C, index stárnutí (AI)

Označení směsi	Mezerovitost [%]	Modul tuhosti [MPa] @ T=			Teplotní citlivost S_0/S_{27} [-]	Index stárnutí AI [-] @ T=			
		0 °C	15 °C	27 °C		0 °C	15 °C	27 °C	Teplotní citlivost
RefR	2,45	25 274	15 444	4 953	5,10	1,11	1,34	1,16	0,96
3ER_3,4	1,80	21 986	9 179	2 626	8,37	1,12	1,41	1,11	1,01
3ER_4,0	1,05	-	-	-	-	-	-	-	-
3ER2	6,43	17 860	7 669	2 383	7,50	0,98	1,18	1,17	0,84
RR_4,0	3,26	17 651	6 852	2 158	8,18	1,00	1,20	1,16	0,86
2ER	3,54	-	-	-	-	-	-	-	-
2ER4	4,70	18 085	7 711	2 350	7,70	0,92	1,02	0,96	0,96
BR	3,25	19 123	7 343	2 636	7,25	1,03	1,04	1,18	0,87
BR4	4,40	20 530	8 564	2 861	7,18	1,08	1,33	1,13	0,95
39AR	5,84	19 024	7 592	2 844	6,69	1,10	1,16	1,30	0,84

Jak vyplynulo i z jiných částí této práce, dostává se v posledních letech do popředí také problematika ověřování dlouhodobého účinku vybraných přísad přidávaných do asfaltových směsí, resp. v tomto případě asfaltových pojiv. Je nasnadě říci, že stárnutí v konstrukci vozovky hraje důležitou roli, na kterou je třeba brát zřetel při návrhu asfaltové směsi. Ověření účinků stárnutí asfaltových pojiv dnes využívá řadu zkušebních metod. Nicméně na základě vlastností zestárlého pojiva ještě nemůžeme zcela předpovědět chování zestárlé asfaltové směsi jako celku, kvůli zřejmému vlivu kameniva, které stárnutí zmírňuje. Za tímto účelem byla využita jednoduchá metoda stárnutí zkušebních těles, jak je popsána např. v kapitole 5.8. Hodnoty modulů tuhosti byly opět stanoveny pro tři zkušební teploty, jako tomu byl v případě nezestárlých zkušebních těles.



Výsledky naměřených modulů tuhosti jsou uvedeny v tabulce 5.32. Tabulka také obsahuje stanovení teplotní citlivosti vycházející z naměřených hodnot modulů tuhosti.

Pokud se zaměříme na výsledky naměřených hodnot modulů tuhosti po simulaci dlouhodobého stárnutí, s ohledem k omezenému souboru dat, které nebyly vyhodnoceny u všech variant, dosahuje nejvyšších modulů při teplotě 15 °C směs 3ER_3,4. U této varianty je však patrný nejvyšší indikátor teplotní citlivosti, což znamená, že u této směsi je největší rozdíl mezi naměřenou hodnotou modulu tuhosti při teplotě 0 °C a 27 °C. Rozmezí modulů tuhosti při teplotě 15 °C je zhruba od 7 600 MPa do 9 200 MPa. Při použití kombinace dvou vosků (varianty RR_4,0) byla naměřena nejnižší hodnota modulu tuhosti. V případě varianty s voskem T39A vychází modul tuhosti rámcově níže než je tomu u varianty 3ER_3,4, nicméně teplotní citlivost u této směsi je naopak nejlepší.

Zajímavým pohledem nicméně je také posouzení z hlediska intenzity termooxidativní degradace asfaltové směsi v důsledku simulovaného dlouhodobého stárnutí. Z tohoto hlediska nejpříznivější je vývoj u směsi 2ER4 a BR, tedy se sníženým obsahem vosku E10K v kombinaci s nižším dávkování rejuvenátoru, jakož i varianta s voskem BIT.

Odolnost asfaltové směsi proti šíření trhliny

Shodně jako u směsi ACO 11+ bez R-materiálu podrobněji posuzované s variantami vosku v rámci projektu TA 01031255 též, byla i v tomto případě využita zkouška stanovení odolnosti asfaltové směsi proti šíření trhliny zkouškou na půlválcových zkušebních tělesech v oboru nízkých teplot v souladu s ČSN EN 12697-44:2011. Zkouška byla provedena při zkušební teplotě 0 °C a připravená zkušební tělesa byla zatěžována konstantní rychlostí 5 mm/min. Naměřené hodnoty lomové houževnatosti a maximálního napětí jsou uvedeny v tabulce 5.33, kde jsou dále uvedeny i kritické hodnoty K_{Ic} dle úpravy normy ČSN EN 12697-44:2016.

Tabulka 5.33: Stanovení odolnosti posuzovaných variant asfaltových směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 6 % rejuvenátoru Reju 182 vůči lomu (stanovení lomové houževnatosti) @ 0 °C

Označení směsi	Nezestárlá zkušební tělesa				Zestárlá zkušební tělesa 5d@85 °C			
	Napětí při porušení σ_{max} [MPa]	K_{Ic} [N/mm ^{3/2}] (ČSN EN 12697-44:2011)	$\epsilon_{max,i}$ [%]	K_{Ic} [N/mm ^{3/2}] (ČSN EN 12697-44:2016)	Napětí při porušení σ_{max} [MPa]	K_{Ic} [N/mm ^{3/2}] (ČSN EN 12697-44:2011)	$\epsilon_{max,i}$ [%]	K_{Ic} [N/mm ^{3/2}] (ČSN EN 12697-44:2016)
RefR	6,25	46,12	1,53	43,09	-	-	-	-
3ER_3,4	6,65	49,28	2,04	45,82	6,79	50,41	1,57	46,79
3ER_4,0	5,50	41,35	1,74	40,80	-	-	-	-
3ER2	5,08	37,78	1,39	35,05	5,61	41,58	2,10	38,69
RR_4,0	4,76	35,34	1,75	32,85	5,47	40,57	1,84	37,71
2ER	5,60	41,71	2,02	38,63	-	-	-	-
2ER4	5,16	38,42	1,31	35,56	5,80	43,08	1,98	40,00
BR	5,67	42,07	1,44	38,84	5,82	43,16	1,48	38,94
BR4	5,52	40,98	1,38	37,98	5,92	43,84	1,80	41,98
39AR	4,91	36,52	1,42	33,88	5,41	40,24	2,02	36,81

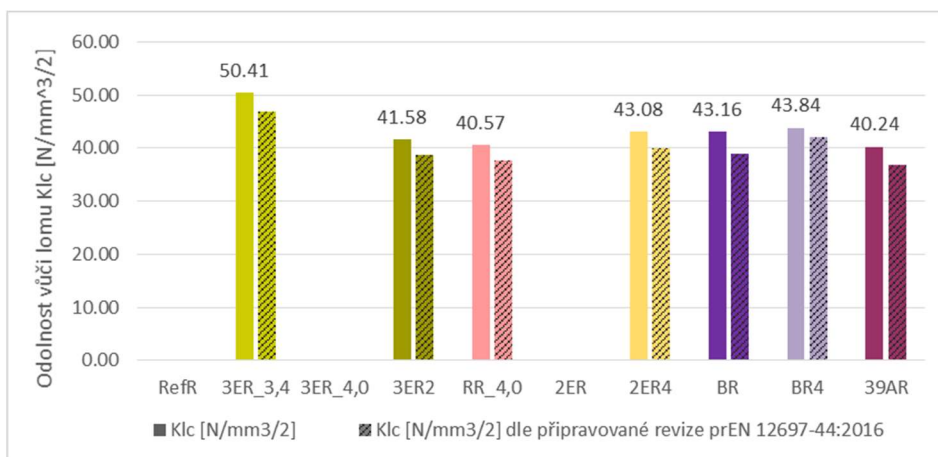
Nejvyšší odolnosti vůči lomu při teplotě 0 °C dosáhla varianta 3ER_3,4, v níž bylo použito pojivo upravené 3 % přísady E10K, v případě této varianty došlo oproti referenční směsi k navýšení kritické hodnoty lomové houževnatosti. V případě ostatních variant došlo ke snížení hodnoty K_{Ic} v porovnání s referenční směsí, v níž



byl použit asfaltový recyklát a Reju 182. Nejnižší odolnosti vůči lomu (lomové houževnatosti) dosáhla varianta s kombinací vosků RH a E10K s označením RR a následně s nepatrně vyšší hodnotou varianta 39 AR a varianta 3ER2 s nižším dávkováním 2 % oživovací přísady Reju 182, jak je patrné ze sloupcového grafu na obrázku 5.69. Ostatní varianty dosáhly v průměru velmi podobného výsledky.

Při porovnání hodnot lomové houževnatosti dle verze normy z roku 2011 a z úpravy navržené v roce 2016 je z dosažených výsledků zřejmý pokles kritických hodnot lomové houževnatosti s rozptylem od 2 % do 8 % v závislosti na vybrané variantě.

Výsledky získaných kritických hodnot lomové houževnatosti byly naměřeny též u zkušebních těles zestárých. K provedení zkoušky, pro stanovení odolnosti asfaltové směsi proti šíření trhliny zkouškou ohybem na půl válcových zkušebních těles, byla využita zkušební Marshallova tělesa hutněná 2x50 údery rázovým zhutňovačem, která byla podrobena cyklu stárnutí. Laboratorní simulace dlouhodobého stárnutí byla provedena dle postupu popsáno v normě prEN 12697-52, v níž jsou uvedeny podmínky stárnutí zkušebních těles v teplotní komoře s cirkulací vzduchu při teplotě 85 °C po dobu 120 hodin (5 dní). Po vypnutí teplotní komory musí být tělesa ponechána určitou dobu v nezměněné poloze, aby se zamezilo případným deformacím zkušebních těles, které by mohly mít později vliv na vyhodnocení provedených zkoušek. U takto zestárých zkušebních těles byly nejprve stanoveny hodnoty modulů tuhosti při vybraných teplotách, jak je uvedeno v tabulce 5.32. Po provedeném měření modulů tuhosti byla tělesa seříznuta na předepsanou tloušťku 50±3 mm a následně do nich provedena drážka předepsaných rozměrů. Tento postup je shodný, jako v předchozím případě u stanovení odolnosti vůči lomu u nezestárých zkušebních těles.



Obrázek 5.69: Porovnání získaných hodnot kritických hodnot K_{lc} pro varianty směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 6 % rejuvénátoru Reju 182 po stárnutí

Výsledky získaných charakteristik kritické lomové houževnatosti, maximálního napětí při porušení a přetvoření jsou shrnuty v tabulce 5.33. Pro snazší porovnání charakteristik odolnosti vůči lomu jednotlivých variant je uvedeno grafické znázornění na obrázku 5.69. Vzhledem k neúplnému souboru dat bylo provedeno zhodnocení pouze pro vybrané varianty zestárých zkušebních těles směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu s Reju 182 a vybraným typem nízkoteplotní přísady. Vlivem stárnutí došlo u směsí k navýšení modulu tuhosti, jak je patrné ze získaných výsledků. S ohledem k vyšším pevnostním charakteristikám zestárých zkušebních těles je, za předpokladu účinku stárnutí na danou směs, očekávána nižší míra odolnosti vůči křehkému lomu při nízkých teplotách. Z výsledků je patrný naopak nárůst kritické hodnoty lomové houževnatosti u všech variant s přírodními a syntetickými vosky. Nejvyšší nárůst byl zaznamenán oproti nezestárlé směsi u varianty RR_4,0. Nicméně trend průběhu získaných hodnot je velmi obdobný jako v případě provedené zkoušky u



nezestárých zkušebních těles. Nejvyšších výsledků kritické hodnoty lomové houževnatosti dosáhla varianta 3ER_3,4, u které dosahují tyto hodnoty před i po stárnutí nejstabilnějších výsledků, toto současně platí i pro variantu BR.

Odolnost asfaltové směsi proti tvorbě trvalých deformací

Odolnost asfaltové směsi proti tvorbě trvalých deformací byla provedena zkouškou poježdění kolem vyrobených desek předepsaných rozměrů dle postupu uvedeném v ČSN EN 12697-22. Normová teplota, při níž se samotná zkouška provedla, byla 50 °C při aplikaci 10 000 zatěžovacích cyklů. Výsledky sledovaných charakteristik, pro průměrnou hodnotu přírůstku hloubky koleje WTS_{AIR} , poměrnou hloubku koleje pro zkoušený materiál po 5 000 cyklech PRD_{AIR} a průměrnou hloubku vyjeté koleje po 10 000 zatěžovacích cyklech, jsou uvedeny v tabulce 5.34.

Tabulka 5.34: Výsledky zkoušky stanovení odolnosti asfaltové směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 6 % rejuvenátoru Reju 182 proti vzniku trvalých deformací

Označení směsi	Specifikace pojiva	WTS_{AIR} [mm/1000]	PRD_{AIR} [%]	Ø hloubka vyjeté koleje po 10 000 cyklech [mm]	Mezerovitost [%]
RefR	50/70	0,053	4,94	2,240	2,45
RR_4,0	50/70 + 1,5% RH + 1,5% E10K	0,084	4,84	2,360	3,26
2ER	50/70 + 2% E10K	0,085	4,30	2,140	3,54
BR	50/70 + 3% BIT	0,074	5,10	2,440	3,25

Pro asfaltovou směs typu ACO 11+ norma ČSN EN 13108-1 požaduje hodnoty WTS_{AIR} a PRD_{AIR} pouze jako deklarované. Pokud bychom použili kritéria, která se uplatňují pro směs ACO 11S potom pro WTS_{AIR} platí 0,07 mm/1000 cyklů a pro PRD_{AIR} se uvažuje mezní hodnota 5,0 %. Z uvedených výsledků je zřejmé, že podle kritérií pro směs typu ACO 11S by vyhověla pouze referenční směs. Varianty s nízkoteplotními přísadami vykazují zhoršené výsledky, přičemž varianta RR_4,0 a 2ER by podle kritéria PRD_{AIR} vyhověla. Pokud bychom se vrátili k výsledkům zkoušky pro stanovení odolnosti proti vzniku trvalých deformací u směsí, kde nebyl použit tříděný asfaltový recyklát, ale pouze vybrané typy syntetických vosků, lze konstatovat, že se průměrné hloubky kolejí po 10 000 zatěžovacích cyklech pro zkoušené varianty snížily. Pro variantu s kombinací 1,5 % RH + 1,5 % E10K došlo k poklesu průměrné hloubky koleje po 10 000 zatěžovacích cyklech o více než polovinu a totéž platí i v případě poměrné hloubky koleje pro zkoušený variantu „R“ po 5 000 cyklech, která dosahovala u směsi bez R-materiálu 8,0 %. Nejnižší průměrná hloubka vyjeté koleje byla dosaženo v případě varianty 2ER, v níž bylo použito nižší dávkování přísady E10K.

5.10 Experimentální studie k nízkoteplotní asfaltové směsi kombinující aplikaci vosků a zvýšený obsah R-materiálu společně s oživovací přísadou SYLVAROAD™ RP1000

Z hlediska využitelnosti vybraných typů syntetických a přírodních vosků pro účel snížení výrobních teplot asfaltových směsí při současném zachování požadovaných charakteristik kladených na asfaltové směsi, byl v další experimentální studii aplikován jiný typ oživovací přísady do R-materiálu. V rámci posouzení vhodné kombinace vybrané nízkoviskózní přísady s rejuvenátorem byl proveden stejný soubor zkoušek využitých pro některé z vybraných variant jako v případě kapitoly 5.9. Byla zachována směs typu ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu s tím, že do směsi byl aplikován rejuvenátor „Sylvaroad™ RP1000“ v množství 5 %-hm. z pojiva obsaženého v tříděném asfaltovém recyklovaném materiálu. V případě rejuvenátoru Sylvaroad™ RP1000 se



jedná o chemikálii z borovicového dřeva (ligninu), ten se získává z přírodního obnovitelného zdroje – neopracovaného tálového oleje, který vzniká jako vedlejší produkt papírenského průmyslu. Produkt vyvinula společnost Arizona Chemicals, spadající od roku 2016 do skupiny Kraton. Jako přísada je teplotně stabilní i při zvýšených teplotách, tato vlastnost usnadňuje jeho dávkování do R-materiálu před vstupem do vyhřívacího bubnu, což umožňuje efektivnější míchání. Návrh směsi a zastoupení jednotlivých složek vychází z optimalizované čáry zrnitosti s kamenivem z lomu Měrunice uvedené v předešlé kapitole s tím rozdílem, že pro varianty směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu s rejuvenátorem Sylvaroad™ RP1000 byl využit tříděný recyklovaný materiál z obalovny Kladno (PKB a.s.). Jedná se o materiál získaný z různých konstrukcí vozovky, který je následně předrcen a tříděn, přesný původ a homogenní složení nelze pro tento materiál stanovit. Vzhledem k odlišným frakcím tříděného recyklovaného materiálu, které jsou na obalovně Kladno dostupné, byla využity frakce 0/8 a 8/16, jimiž obalovna disponuje. Za pomoci síťového třídění byla získána frakce 8/11, následně byla tato frakce v předem určeném poměru smíchána s frakcí 0/8 (55,0 % frakce 0/8 + 45,0 % frakce 8/11) a vznikla tak potřebná frakce 0/11, ze které vycházel původní návrh optimalizované směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálem.

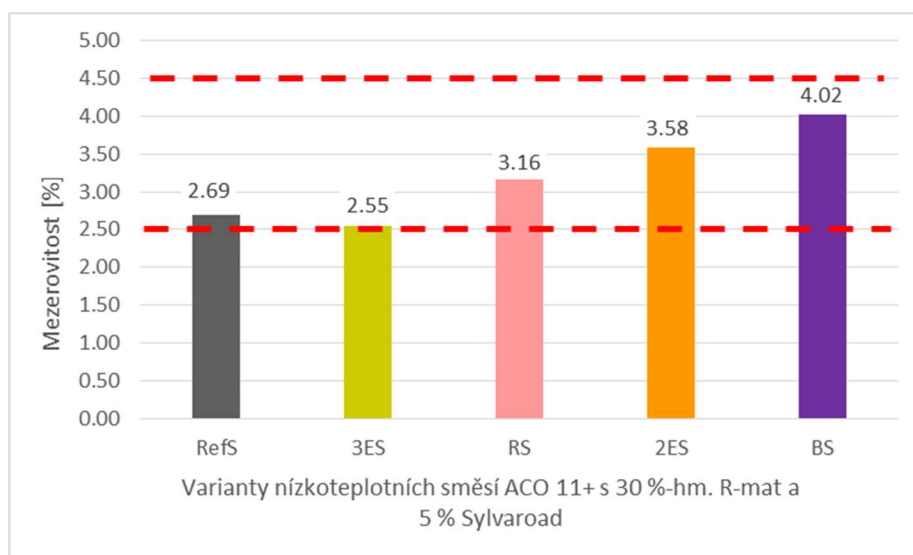
Posuzované varianty a jejich základní charakteristiky

V tabulce 5.35 je přehled navržených variant nízkoteplotních asfaltových směsí s vybranými typy syntetických a jedním přírodním voskem. Z dostupných přísad firmy DEUREX AG se jednalo o přísady BIT v množství 3 %-hm., dále o přísadu E10K použitou v množství 2 %-hm. a 3 %-hm. Poslední variantou byla kombinace této přísady s přísadou RH v množství 1,5 %-hm. + 1,5 %-hm. Tento přehled je doplněn i o referenční směs, ve které byl použit základní silniční asfalt 50/70 s tím, že do R-materiálu byla shodně jako u zbylých variant dávkována oživovací přísada Sylvaroad™ RP1000 v množství 5 %-hm. pojiva v R-materiálu.

Tabulka 5.35: Vymezení variant směsí s R-materiálem a 5 % rejuvenátoru Sylvaroad™ RP1000

Označení směsi	Specifikace pojiva	Obsah pojiva [%]	Teplota výroby/hutnění	Zhutněná obj. hmotnost [g.cm ⁻³]	Maximální obj. hmotnost [g.cm ⁻³]	Mezerovitost [%]
RefS	50/70	3,6 (5,4)	150/150 °C	2,609	2,681	2,69
3ES	50/70 + 3 % E10K		150/130 °C	2,597	2,665	2,55
RS	50/70 + 1,5 % E10K + 1,5 % RH		150/130 °C	2,587	2,671	3,16
2ES	50/70 + 2 % E10K		150/130 °C	2,569	2,665	3,58
BS	50/70 + 3 % BIT		150/130 °C	2,565	2,673	4,02

Základní posuzovanou charakteristikou těchto variant byla mezerovitost vycházející z hodnot naměřené zhutněné objemové hmotnosti a maximální objemové hmotnosti podle normy ČSN EN 12697-8. Jednotlivé parametry jsou uvedeny v tabulce 5.35. Dle požadavků ČSN EN 13108-1 jsou stanoveny meze mezerovitosti, které musí asfaltová směs pro obrusné vrstvy typu ACO 11+ splňovat, jedná se o rozmezí 2,5-4,5 %. Pro srovnání parametru mezerovitosti jsou tyto hodnoty graficky znázorněny na obrázku 5.70. Teplota výroby zkušebních těles, z kterých vycházel parametr mezerovitosti, byla shodně u všech variant při teplotě 150 °C, oproti tomu teplota hutnění byla s ohledem k aplikaci vybraných typů nízkoviskozních přísad snížena o 20 °C, mimo směsi referenční.



Obrázek 5.70: Porovnání mezerovitostí jednotlivých variant směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 5 % rejuvenátoru Sylvaroad™ s požadavky ČSN EN 13108-1

V případě všech vyrobených variant asfaltových směsí s využitím syntetických přísad společně s R-materiálem upraveným rejuvenátorem Sylvaroad™ RP1000 vyhoví, na požadavky minimální a maximální mezerovitosti dle ČSN EN 13108-1, všechny uvedené směsi. V případě varianty 2ES s 2 % E10K vyšla mezerovitost 3,58 %, při zvýšeném dávkování této přísady (3 % E10K) 3ES došlo ke snížení mezerovitosti na hodnotu 2,55 %. V druhém případě nabývá hodnota mezerovitosti při teplotě hutnění 130 °C téměř shodných výsledků jako referenční směs, která byla hutněna při teplotě 150 °C.

Stanovení odolnosti asfaltové směsi vůči účinkům vody a mrazu (ITSR)

Stanovení vodní citlivosti bylo provedeno zkušební metodou popsanou v technické normě ČSN EN 12697-12, a současně i modifikovanou metodou dle americké normy AASHTO T-283. Hodnoty naměřených pevností v příčném tahu jednotlivých variant a z nich vycházející poměry pevností v příčném tahu jsou uvedeny v tabulce 5.36.

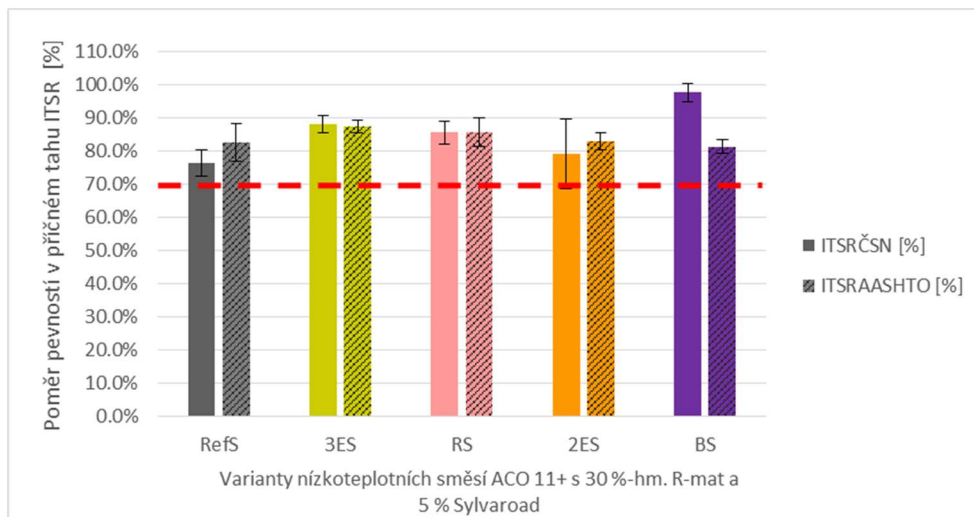
Tabulka 5.36: Stanovení vodní citlivosti směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu 5 % rejuvenátoru Sylvaroad™

Označení směsi	Specifikace pojiva	Stanovení vodní citlivosti			Mezerovitost [%]
		ITSR _{ČSN} [%]	ITSR _{AASHTO} [%]	ITS _{sucho} [MPa]	
RefS	50/70	76,4	82,7	2,76	2,69
3ES	50/70 + 3 % E10K	88,1	87,5	2,30	2,55
RS	50/70 + 1,5 % E10K + 1,5 % RH	85,6	85,7	2,47	3,16
2ES	50/70 + 2 % E10K	79,4	83,1	2,58	3,58
BS	50/70 + 3 % BIT	97,7	81,4	2,04	4,02

Dle požadavků stanovených v normě ČSN EN 13108-1 na minimální poměr pevností v příčném tahu (ITSR) 70 % pro směs pro obrusné vrstvy typu ACO 11+ vyhověly všechny posuzované varianty. Lépe toto graficky dokládá obrázek 5.71, kde je současně uvedena právě minimální hodnota ITSR. Tento graf je doplněn o výsledky dle upraveného postupu americké normy AASHTO (šrafované sloupce). Pro americkou normu



AASHTO není předepsána minimální požadovaná hodnota ITSr. Pokud bychom chtěli jednotlivé varianty porovnat, tak vzhledem k méně příznivým účinkům, kterým jsou zkušební tělesa vystavena (střídání mrazů a obnažovací voda při teplotě 60 °C) může být, na základě poznatků získaných během experimentální činnosti v silniční laboratoři ČVUT, minimální hodnota ITSr snížena na 60 %. Nicméně i v tomto případě bylo této hodnoty i hodnoty dle českých požadavků dosaženo a hodnoty přesáhly hranici 80 %.



Obrázek 5.71: Porovnání poměru pevnosti v příčném tahu variant směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 5 % rejuvenátoru Sylvaroad™

Stanovení modulu tuhosti

Moduly tuhosti asfaltových směsí byly stanoveny na válcových zkušebních tělesech zkušebním postupem v souladu s ČSN EN 12697-26 metodou opakované namáhání v příčném tahu IT-CY nedestruktivní zkouškou. Zkouška pro stanovení modulu tuhosti se prováděla i v případě této studie při třech různých teplotách (0 °C, 15 °C a 27 °C). Výsledky z této zkoušky jsou uvedeny v tabulce 5.37, závěrečný sloupec uvádí indikátor teplotní citlivosti, který udává poměr tuhostí S_0/S_{27} .

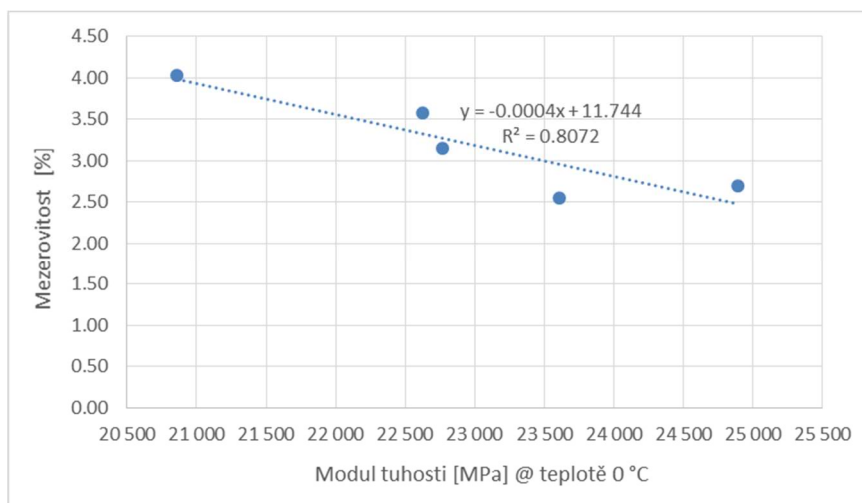
Tabulka 5.37: Stanovení modulu tuhosti směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 5 % rejuvenátoru Sylvaroad™ při třech různých teplotách včetně stanovení indikátoru teplotní citlivosti

Označení směsi	Specifikace pojiva	Modul tuhosti [MPa] @ T =			Teplotní citlivost S_0/S_{27} [-]
		0 °C	15 °C	27 °C	
RefS	50/70	24 895	9 676	3 337	7,46
3ES	50/70 + 3 % E10K	23 611	9 696	3 161	7,47
RS	50/70 + 1,5 % E10K + 1,5 % RH	22 770	11 358	3 945	5,77
2ES	50/70 + 2 % E10K	22 629	9 257	2 793	8,10
BS	50/70 + 3 % BIT	20 861	8 956	3 031	6,88

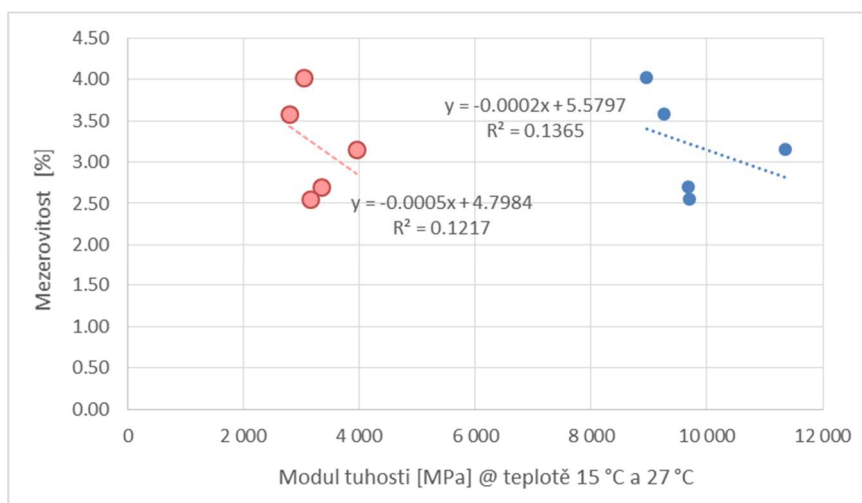
Pro posouzení deformačního chování v oboru středních teplot jsou určující hodnoty změřené při teplotě 15 °C, pokud se zaměříme na jejich porovnání, nejvyšších modulů tuhosti při této teplotě dosahuje kombinace dvou vosků E10K a RH – varianta RS s hodnotou 11 358 MPa. Ostatní varianty dosahují v průměru podobných hodnot modulů tuhosti, z nichž nejnižších hodnot nabývá varianta BS. Zajímavým indikátorem je



ukazatel teplotní citlivosti, pro variantu RS nabývá nejnižší hodnoty, což znamená, že daná směs má nejmenší poměr tuhosti S_0/S_{27} . Naopak nejvyšší zdá se být u varianty 2ES.



Obrázek 5.72: Závislost modulu tuhosti a mezerovitosti asfaltové směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 5 % rejuvenátoru Sylvaroad™ při teplotě 0 °C



Obrázek 5.73: Závislost modulu tuhosti a mezerovitosti asfaltové směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 5 % rejuvenátoru Sylvaroad™ při teplotě 15 °C a teplotě 27 °C

Hodnota modulu tuhosti je do jisté míry ovlivněna mezerovitostí, závislost těchto dvou charakteristik popisuje dobře graf na obrázku 5.72. Pomocí regresní analýzy je možné stanovit míru těsnosti dvou spojitých znaků, kterou udává korelační koeficient. V grafu je uvedena hodnota spolehlivosti, tj. koeficient determinace, ze které vychází korelační koeficient $R=0,90$. To značí velmi silný korelační vztah těchto dvou charakteristik asfaltové směsi. Pokud bychom vyjádřili míru závislosti vztahu mezerovitosti a modulu tuhosti jednotlivých variant při teplotě 15 °C ($R=0,35$) a 27 °C ($R=0,37$), korelační koeficient značí v obou těchto případech ne příliš významnou (slabou) korelaci, viz obrázek 5.73. U uvedených korelací je třeba brát v potaz malý statistický soubor, u nichž byla korelační analýza provedena a je třeba k tomuto vyhodnocení přistupovat s jistou mírou opatrnosti.



Stanovení hodnot modulu tuhosti jednotlivých variant směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 5 % Sylvaroad™ bylo doplněno o naměřené hodnoty modulů tuhosti stanovených po aplikované simulaci dlouhodobého stárnutí dle prEN 12697-44:2016 (viz i předešlé studie). Hodnoty modulů tuhosti byly opět stanoveny pro tři zkušební teploty (0, 15, 27 °C), jako tomu byl v případě nezestárlných zkušebních těles. Výsledky naměřených modulů tuhosti jsou uvedeny v tabulce 5.38, současně je v tabulce doplněn ukazatel teplotní citlivosti.

Tabulka 5.38: Stanovení modulu tuhosti směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 5 % rejuvenátoru Sylvaroad™ po stárnutí 5d@85 °C, index stárnutí (AI)

Označení směsi	Mezerovitost [%]	Modul tuhosti [MPa] @ T=			Teplotní citlivost S_0/S_{27} [-]	Index stárnutí AI [-] @ T=			
		0 °C	15 °C	27 °C		0 °C	15 °C	27 °C	Teplotní citlivost
RefS	2,69	24 401	12 104	4 643	5,26	0,98	1,25	1,39	0,70
3ES	2,55	23 605	12 003	4 614	5,12	1,00	1,24	1,46	0,68
RS	3,16	26 112	13 137	5 593	4,67	1,15	1,16	1,42	0,81
2ES	3,58	24 651	10 189	4 089	6,03	1,09	1,10	1,46	0,74
BS	4,02	23 760	10 634	3 920	6,06	1,14	1,19	1,29	0,88

Při porovnání naměřených modulů tuhosti při teplotě 15 °C, dosahuje nejvyšších hodnot varianta RS 13137 MPa. Oproti referenční směsi došlo ke snížení této charakteristiky u variant 2ES a BS o 12 až 15 %. U hodnot modulů tuhosti odměřených na zestárlných zkušebních těles lze pozorovat zvýšení této hodnoty o 10-25 % u teploty 15 °C, nižší rozdíly je možné sledovat při teplotě měření 0 °C. V tomto případě došlo k navýšení o 0-15 %, v případě varianty 3ES dosáhla hodnota modulu tuhosti téměř stejných výsledků. U referenční směsi došlo naopak k mírnému poklesu této hodnoty, ale pouze u hodnot naměřených při teplotě 0 °C. Teplotní citlivost varianty RS zůstává, i v případě použité simulace laboratorního stárnutí, nejnižší.

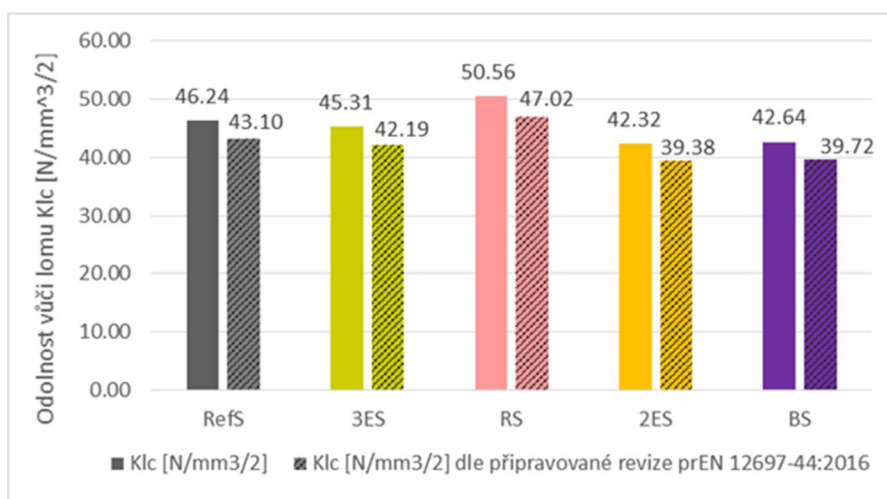
Odolnost asfaltové směsi proti šíření trhliny

Pro posouzení deformačního chování variant nízkoteplotních směsí v oboru nízkých teplot byla použita pro stanovení odolnosti asfaltové směsi proti šíření trhliny zkouškou ohybem na půlválcových zkušebních tělesech opět metoda v souladu s normou ČSN EN 12697-44. Princip zkoušky, příprava zkušebních těles a její vyhodnocení je uvedeno shodně jako u variant směsí ACO 11+ a variant směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 6 % Reju 182 uvedený v předešlé experimentální studii. Naměřené hodnoty lomové houževnatosti a maximálního napětí jsou uvedeny v tabulce Tabulka, kde jsou současně doplněny kritické hodnoty K_{Ic} dle úpravy výpočetního vzorce navržené ve verzi normy ČSN EN 12697-44:2016. Ta byla dále upravena do konečné a dnes platné úpravy, jež vyšla až v roce 2019 a nebylo s ní tedy ve vlastní studii uvažováno.

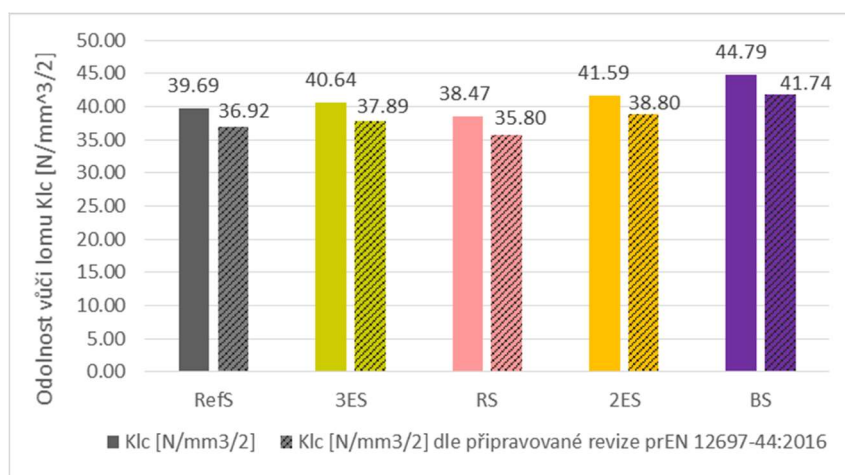
Nejvyšší odolnosti vůči lomu při teplotě 0 °C dosáhla varianta RS s kombinací dvou syntetických vosků E10K a RH. Oproti referenční směsi je patrný vliv vosků u varianty 3ES a 2ES a současně i BS, které snížily kritickou hodnotu lomové houževnatosti, přičemž varianta BS dosáhla nejnižší hodnoty. Trend kritické hodnoty lomové houževnatosti K_{Ic} dle ČSN EN 12697-44:2016 zůstává u všech posuzovaných variant asfaltové směsi ACO 11+ stejný, dochází ke snížení v průměru o 7 %.

Tabulka 5.39: Stanovení odolnosti posuzovaných variant asfaltových směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 5 % rejuvenátoru Sylvaroad™ vůči lomu (stanovení lomové houževnatosti) @ 0 °C

Označení směsi	Nezestárlá zkušební tělesa				Zestárlá zkušební tělesa 5d@85 °C			
	Napětí při porušení σ_{max} [MPa]	K_{Ic} [N/mm ^{3/2}] (ČSN EN 12697-44:2011)	$\epsilon_{max,i}$ [%]	K_{Ic} [N/mm ^{3/2}] (ČSN EN 12697-44:2016)	Napětí při porušení σ_{max} [MPa]	K_{Ic} [N/mm ^{3/2}] (ČSN EN 12697-44:2011)	$\epsilon_{max,i}$ [%]	K_{Ic} [N/mm ^{3/2}] (ČSN EN 12697-44:2016)
RefS	6,25	46,24	1,04	43,10	5,35	39,69	1,38	36,92
3ES	6,12	45,31	1,26	42,19	5,49	40,64	1,34	37,89
RS	6,82	50,56	1,40	47,02	5,19	38,47	1,48	35,80
2ES	5,71	42,32	1,90	39,38	5,63	41,59	1,22	38,80
BS	5,62	42,64	1,29	39,72	6,05	44,79	1,33	41,74


Obrázek 5.74: Porovnání odolnosti vůči lomu K_{Ic} pro varianty směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 6 % rejuvenátoru Sylvaroad™ podle normy ČSN EN 12697-44 a její připravované revize

Odolnost asfaltové směsi proti šíření trhliny (stanovení kritické hodnoty lomové houževnatosti) byla naměřena i na zestárlých zkušebních tělesech, u kterých byla využita laboratorní simulace dlouhodobého stárnutí. Hodnoty lomové houževnatosti, maximálního napětí při porušení a přetvoření jsou uvedeny v tabulce 5.39. Na obrázku 5.75 jsou graficky vyneseny hodnoty lomové houževnatosti zestárlých zkušebních těles. V porovnání s referenční směsí ACO11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 5 % rejuvenátoru Sylvaroad™ došlo u varianty 3ES, 2ES a BS vlivem simulovaného stárnutí k nárůstu kritické hodnoty lomové houževnatosti, v případě varianty RS je tato hodnota nejnižší. Nejvyšších hodnot lomové houževnatosti dosahuje varianta BS (44,79 N/mm^{3/2}). Z hlediska porovnání odolnosti jednotlivých variant před a po stárnutí vychází opačný trend než u směsí s R-materiálem a 6 % rejuvenátoru Reju 182. Odolnost vůči lomu je v tomto případě nižší po stárnutí u všech variant mimo směs označenou BS, kde se kritická hodnota lomové houževnatosti zvýšila. Z hlediska obecného předpokladu nižší odolnosti vůči lomu u zkušebních těles (vyšší křehkost pojiva), která byla vystavena účinku laboratorního stárnutí, je průběh snížení kritické hodnoty nasnadě. Nejvýraznější pokles této charakteristiky je zaznamenán u varianty RS (s kombinací dvou vosků RH + E10K), naopak nejstabilnějších hodnot dosahuje varianta 2ES.



Obrázek 5.751: Porovnání odolnosti vůči lomu K_{1c} pro varianty směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 6 % rejuvenátoru Sylvaroad™ po stárnutí podle normy ČSN EN 12697-44 a její připravované revize

Odolnost asfaltové směsi proti tvorbě trvalých deformací

Odolnost asfaltové směsi proti tvorbě trvalých deformací byla provedena zkouškou poježdění kolem vyrobených desek předepsaných rozměrů dle postupu uvedeného v ČSN EN 12697-22. Normová teplota, při níž se samotná zkouška provedla, byla 50 °C při aplikaci 10 000 zatěžovacích cyklů. Výsledky sledovaných charakteristik jsou uvedeny v tabulce 5.40. Pro asfaltovou směs typu ACO 11+ norma ČSN EN 13108-1 požaduje hodnoty WTS_{AIR} a PRD_{AIR} pouze deklarované, v případě uplatnění požadavků pro směs typu ACO 11S platí hodnota WTS_{AIR} 0,07 mm/1000 cyklů a pro PRD_{AIR} se uvažuje mezní hodnota 5,0 %.

Tabulka 5.40: Výsledky zkoušky stanovení odolnosti asfaltové směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu a 6 % rejuvenátoru Sylvaroad™ proti vzniku trvalých deformací

Označení směsi	Specifikace pojiva	WTS_{AIR} [mm/1000]	PRD_{AIR} [%]	Ø hloubka vyjeté koleje po 10 000 cyklech [mm]	Mezerovitost [%]
RefS	50/70	-	-	-	2,69
3ES	50/70 + 3 % E10K	-	-	-	2,55
RS	50/70 + 1,5 % E10K + 1,5 % RH	0,049	2,39	1,68	3,16
2ES	50/70 + 2 % E10K	0,055	4,28	1,99	3,58
BS	50/70 + 3 % BIT	-	-	-	4,02

Vzhledem k omezenému souboru dat je zhodnocení provedeno pouze u dvou variant, u nichž byla odolnost směsi proti tvorbě trvalých deformací sledována. Z uvedených výsledků je patrné, že podle kritérií pro směs typu ACO 11S by vyhověly obě varianty nízkoteplotních směsí RS (kombinace vosků RH + E10K) a současně i 2ES, v níž je uvažováno nižší množství přidávané přísady E10K.

Vzájemné porovnání tří typů rejuvenátoru u směsi ACO 11+ s 30 % R-materiálu a třemi syntetickými vosky

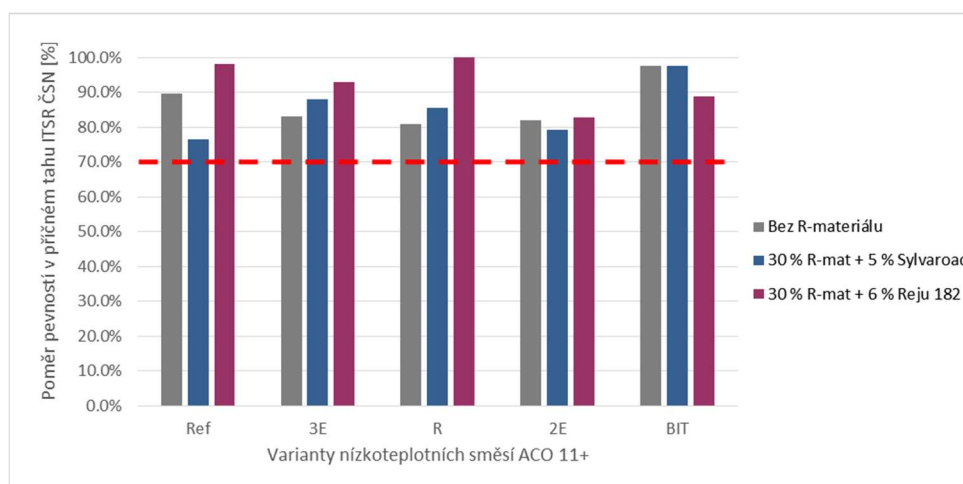
S ohledem k výše uvedeným výsledkům bylo možné souběžně provést také porovnání jednotlivých variant z hlediska použitého typu vybrané přírodní či syntetické přísady a současně i oživovací přísady (Reju 182, Sylvaroad™ RP 1000), aplikované do směsi ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu. Vzhledem k omezenému



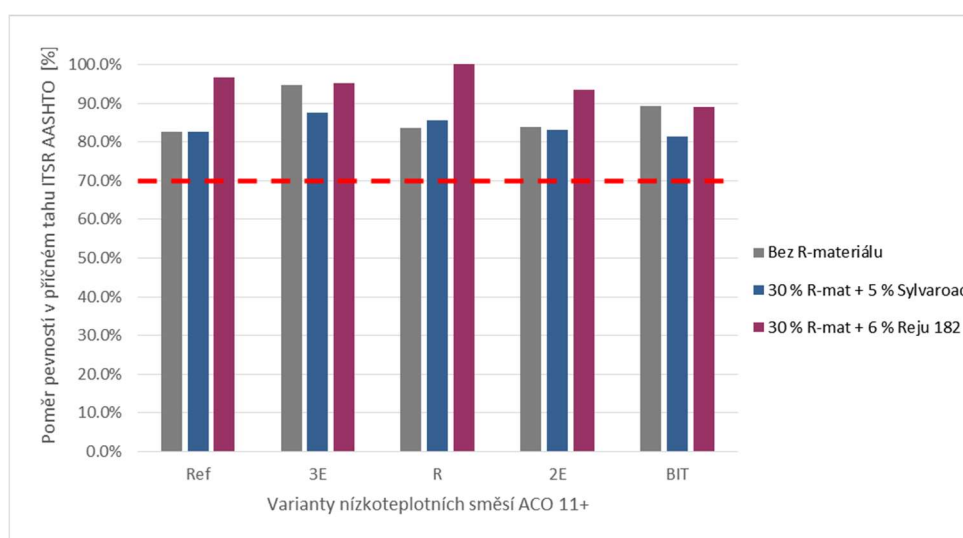
souboru dat pro asfaltové směsi typu ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu s oživovací přísadou Sylvaroad™, bylo provedeno porovnání celkově pouze pro 5 variant včetně referenční směsi.

Následující grafy shrnují výsledky zkoušky pro stanovení odolnosti zkušební tělesa vůči vodě v souladu s technickou normou ČSN EN 12697-12 (obrázek 5.76) a s uplatněním modifikované metody dle americké AASHTO T-283 (obrázek 5.77) pro varianty směsi ACO 11+ bez a s R-materiálem a danou oživovací přísadou. Referenční směs je označena v grafu „Ref“, podle příslušného typu přírodní či syntetické přísady jsou značeny i ostatní varianty (3E-3 % E10K, 2E-2 % E10K, R-1,5 % RH + 1,5 % E10K, BIT-3% BIT).

Z hlediska posouzení zkoušky pro stanovení odolnosti vybraných směsí proti negativnímu účinku vody a mrazu dosahuje v průměru nejlepší výsledků směs ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu s aplikací oživovací přísady Reju 182 u všech variant, mimo směsi BIT dle české technické normy. V případě směsí ACO 11+ s 30 %-hm. R-materiálu, do kterých byla použita oživovací přísada Sylvaroad™, nabývají hodnoty ITSR v průměru podobných výsledků jako směsi bez R-materiálu.



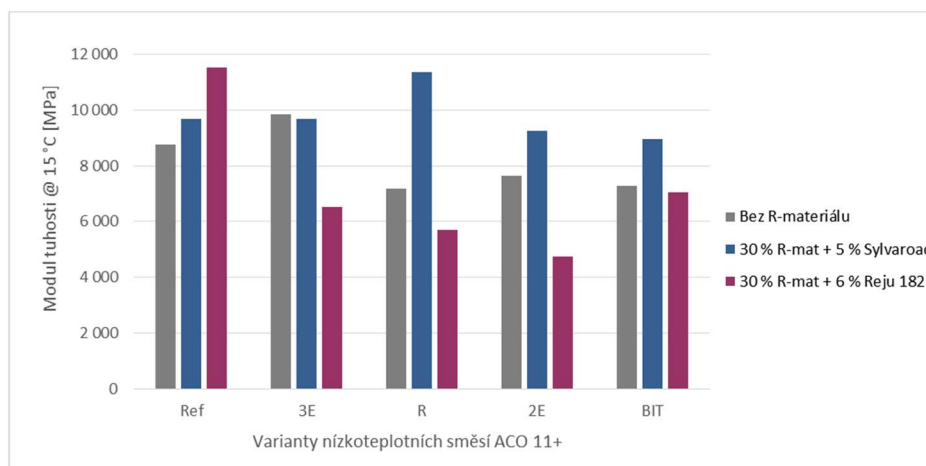
Obrázek 5.76: Vliv rejuvenátoru na daný typ asfaltové směsi dle charakteristiky ITSR v souladu s technickou normou ČSN EN 12697-12



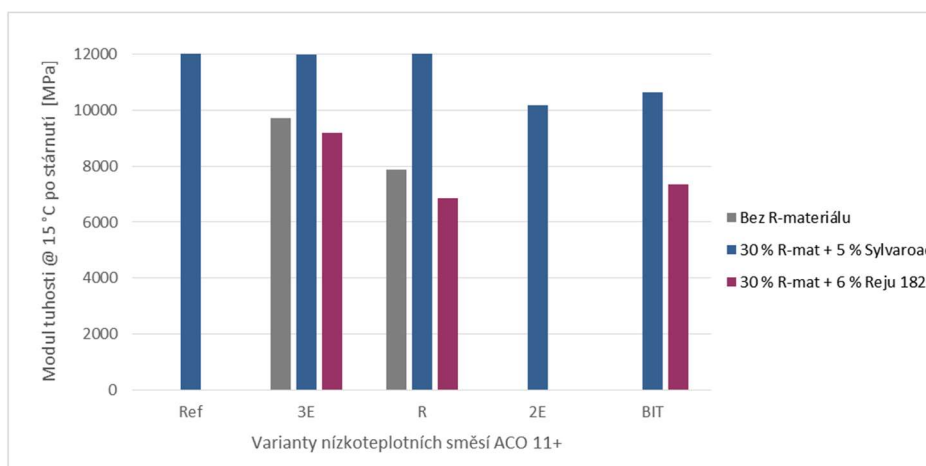
Obrázek 5.77: Vliv rejuvenátoru na daný typ asfaltové směsi ACO 11+ dle charakteristiky ITSR v souladu s technickou normou AASHTO T-283



Dalším porovnáním směsí ACO 11+ bez a s aplikací R-materiálu bylo porovnání z hlediska stanovení modulu tuhosti v souladu s ČSN EN 12697-26 metodou opakované namáhání v příčném tahu IT-CY nedestruktivní zkouškou. Moduly tuhosti jednotlivých směsí byly stanoveny při třech různých teplotách (0 °C, 15 °C a 27 °C). Pokud bychom se zaměřili na porovnání naměřených modulů tuhosti, budou dle obvyklého využití této charakteristiky v české návrhové metodě pro vozovky pozemních komunikací stěžejní moduly tuhosti stanovené při teplotě 15 °C. Jedná se o teplotu, která je určující z hlediska návrhu konstrukce vozovek dle technických podmínek Ministerstva dopravy – TP 170.



Obrázek 5.78: Porovnání hodnot modulu tuhosti variant nízkoteplotních směsí ACO 11+; T=15 °C

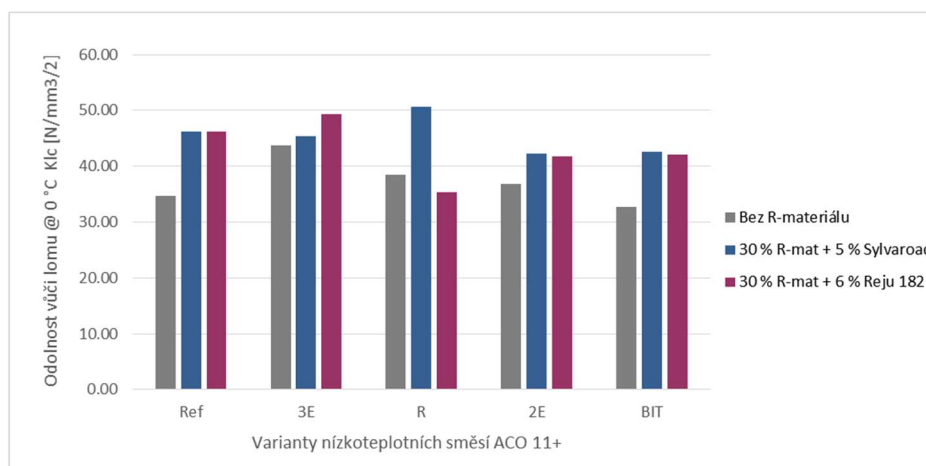


Obrázek 5.792: Porovnání hodnot modulu tuhosti po stárnutí variant nízkoteplotních směsí ACO 11+; T= 15 °C

Z naměřených výsledků modulů tuhosti pro nezestárlá zkušební tělesa při teplotě 15 °C (viz obrázek 5.78) je patrné, že nejnižších hodnot dosahuje směs s 30 %-hm. R-materiálu s přísadou Reju 182, mimo varianty referenční, u které je dosaženo nejvyššího modulu tuhosti při teplotě 15 °C. V případě nejvyšších hodnot této charakteristiky lze usoudit, že varianty směsí s R-materiálem, které obsahovaly oživovací přísadu Sylvaroad™, dosáhly nejvyšších hodnot modulu tuhosti mimo již zmíněné referenční směsi a varianty 3E. Naměřené hodnoty modulů tuhostí jsou poměrně vysoké (minimální hodnota modulu tuhosti pro směsi VMT s vysokým modulem tuhosti je dle normy 9 000 MPa, tuto hranici by splnila i asfaltová směs pro obrusné vrstvy), což může mít z hlediska dlouhodobého chování v konstrukci vozovky až negativní účinky, z důvodu snížené životnosti při nízkých teplotách.

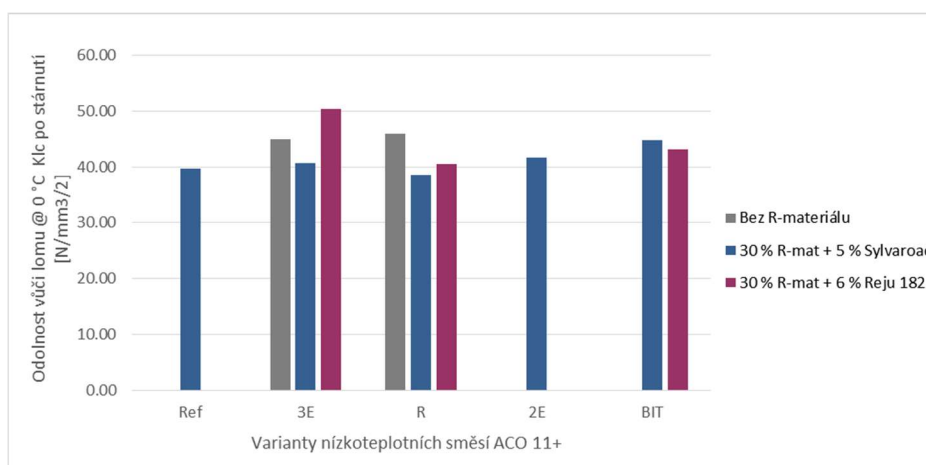


Z hlediska porovnání naměřených hodnot modulu tuhosti zkušebních těles po účinku stárnutí (viz obrázek 5.79) lze usuzovat, s ohledem k neúplnému souboru dat, nejvyšších hodnot modulu tuhosti je dosaženo u variant s přísadou Sylvaroad™. U směsí, s přísadou Reju 182, došlo ke snížení oproti variantám bez R-materiálu. Tyto výsledky však nejsou potvrzeny u všech navržených variant.



Obrázek 5.80: Porovnání kritických hodnot K_{Ic} pro varianty směsí ACO 11+ dle ČSN EN 12697-44

Porovnání výsledků pro stanovení odolnosti směsi proti šíření trhliny zkouškou ohybem na půlválcovém zkušebním tělese v souladu s ČSN EN 12697-44 je uvedeno v grafu na obrázku 5.80. S ohledem k posouzení chování nízkoteplotních asfaltových směsí při oboru nízkých teplot nabývají kritické hodnoty lomové houževnatosti u směsí s R-materiálem a přísadou Reju 182 téměř stejného průběhu jako s přísadou Sylvaroad™. Pouze u varianty s kombinací vosků RH + E10K došlo, u směsi s přísadou Reju 182, ke snížení této hodnoty. Z výsledků odolnosti směsi proti šíření trhliny v případě obou typů oživovacích přísad není patrný vliv vyšších naměřených hodnot modulu tuhosti, který by měl vliv na nižší odolnost v oboru nízkých teplot, to může být patrné právě z výsledků po použité simulaci dlouhodobého stárnutí.



Obrázek 5.81: Porovnání kritických hodnot K_{Ic} pro varianty směsí ACO 11+ dle ČSN EN 12697-44 po stárnutí

V případě porovnání odolnosti směsi proti šíření trhliny před a po simulaci stárnutí je patrné, že u směsí ACO 11+ bez R-materiálu dochází vlivem účinku stárnutí k navýšení kritické hodnoty lomové houževnatosti. Stejný trend je možné pozorovat i u směsí ACO 11+ s R-materiálem a s přísadou Reju 182. Opačný trend vykazují



varianty směsí s přísadou Sylvaroad™, u kterých došlo ke snížení kritické hodnoty lomové houževnatosti vlivem účinku stárnutí.

5.11 Shrnutí k problematice nízkoteplotní asfaltových směsí

Problematika nízkoteplotních asfaltových směsí je v ČR rozvíjena posledních 20 let. V mnoha ohledech se z praktického hlediska však podobně jako v značné části Evropy jedná více o řadu diskusí a zvažování, zda tyto asfaltové směsi využívat či nikoli, než o faktickou implementaci a ověřování v reálných konstrukcích vozovek. To je samozřejmě z pohledu snižování environmentálních dopadů výroby asfaltových směsí především v oblasti spotřeby energií a produkce skleníkových plynů škoda. Uvedenému v ČR dosud nepomohlo ani zpracování Technických podmínek TP 238 vydaných Ministerstvem dopravy v uplynulém desetiletí pro zpřesnění pravidel využívání nízkoteplotních asfaltových směsí v praxi. Tento technický předpis je jedním z řady výsledků průběžného výzkumu, jak byl prezentován v této kapitola. Představený výčet výsledků a dílčích experimentálních studií přitom není zdaleka kompletní, neboť některá laboratorní měření a ověřování variant inovativních vosků se zaměřovala na problematiku využívání principů nízkoteplotních asfaltových směsí u litých asfaltů, v dalších případech se pozornost věnovala například směsím typu SMA. Posuzován byl taktéž vliv přidávání přísad snižujících viskozitu do asfaltové směsi nebo naopak do asfaltového pojiva, kdy z hlediska homogenity a docílení rovnoměrné kvality se varianta vmíchání přísad do asfaltového pojiva jeví jako technologicky lepší. V tomto ohledu byly v některých studiích použita i průmyslově vyráběná asfaltová pojiva. V neposlední řadě zde nejsou prezentovány poznatky a výsledky laboratorních měření, která byla provedena v souvislosti s některými zkušebními úseky, které se v letech 2012-2018 v ČR realizovaly zejména jako praktické ověření poznatků projektu TA04031255 i centra kompetence TE01020168 (například ověřování využití nových typů polyetylenových vosků nebo kombinace uplatnění nové generace FT parafínu v asfaltovém pojivu CRMB s využitím pro asfaltovou směs obrusné vrstvy se sníženou hlučností na silnici I/61). Samostatným příkladem potom byla studie ověřovacích zkoušek zpracovávaná pro zkušební úsek Ředitelství silnic a dálnic na křížení dálnice D5 a vnějšího pražského okruhu D0. Zde byla v podkladní asfaltové vrstvě a následně i v krytovém souvrství aplikována přísada na bázi amidu mastných kyselin. Tyto poznatky s ohledem k rozsahu této práce zde již nejsou prezentovány.

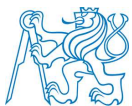


Závěr

Formulovat jednoduché shrnutí k předložené práci a tématu, kterému se věnuje, je neleká úloha. Vize a očekávání, jež jsem jako mladý akademický pracovník měl před 10 a více lety jsou odlišná od potřeb či nezbytností, které vnímám perspektivou roku 2022. Tato skutečnost není dána jen rozšiřováním a prohlubováním vlastního poznání, ke kterému přirozeně člověk v čase dospívá, ale i charakterem doby, ve které prožíváme naše životy. Naši předci a shodně i my definujeme své cesty a zacílení podle specifických rysů etapy lidských dějin, do který přicházíme a kterou následně utváříme. Každé z takových údobí je jedinečné a odlišující se od předešlých a s velkou pravděpodobností i od těch, jež teprve přijdou, byť samozřejmě při bližším a bystřejším pozorování člověk nalezne řadu paralel, které tu již „nějak“ byly, jež se v obměněných formách opakují nebo v mnoha případech potvrzují pravidlo nepoučitelnosti poučených. Naše dnes žijící generace procházejí údobím, pro které je příznačná vkrádající se potřeba – dost možná elementární nezbytnost – učinit jeden z mnoha přerodů ve vývoji našeho přírodního druhu. A to z důvodu, abychom si zajistili podmínky naší existence na úrovni, která je blízká té, na niž jsme v posledních desetiletí zvyklí, současně si však prostředí, které predeterminuje naši existenci, nezničili nebo nezdeformovali a tím neohrozili zásadnější předpoklady bytí než je úroveň blahobytu, který žijeme. Zjednodušeně řečeno, abychom usilovným řezáním neuřízli větev, na niž všichni sedíme vzhlížeje k světlým zítřkům. Mluvím-li zde o úrovni, je jí myšlena kvalita života, úroveň zdraví a zdravotní péče i široké možnosti vzdělání, osobního rozvoje a uplatnění, jak je umožněna v rozvinutých částech světa a jak by měla být i v budoucnosti dostupná pro většinu obyvatel planety (tedy i pro málo rozvinuté části, kde ona kvalita života je výrazně nižší a negativní dopady změn prostředí na populaci v těchto oblastech zpravidla má větší efekt). Uvedené však s sebou nese potřeby nezbytných změn a onen přerod, jenž je pravděpodobně nevyhnutelný pro naše údobí antropocenu „člověka průmyslového a raně digitálního“.

Naše existence je dána podmínkami, které umožňují život. To představuje fakt, který nemůžeme ignorovat nebo přechytračit. Tyto podmínky nám dává jedinečný charakter třetí planety v Sluneční soustavě, kterou obýváme, kterou uzpůsobujeme našim potřebám a která nám vytváří prostor pro další vývoj. Velmi často při tom zapomínáme, že onou planetou jsme i my sami. Neexistuje člověk a planeta (příroda, planetární ekosystém). Existuje člověk jako jedna ze součástí celého soukolí, nikoli nějaká samostatná nadstavba, která levituje nezávisle na planetě, jež mi uměla fungovat bez podmínek, které k existenci planeta utváří. Uvědomění si této často popírané skutečnosti je jeden z prvních kroků přerodu, jímž musíme projít. Vynalezli jsme blahobyt, základní atributy naší existence jsou svoboda a možnost svobodné volby a vůle. Avšak takovou možnost nedáváme zdaleka vždy všem ve vlastním druhu a už vůbec ji nevnímáme shodně napříč celým ekosystémem nebo rovnovážností mezi dílčími ekosystémy. To do značné míry způsobuje kolizní kurz, který tak sami vytváříme při našem bytí jako jedné z mnoha složek planetárního systému. Aby hlediska hojnosti, dostupnosti, spokojenosti, svobody atd. byly kompatibilní s fungováním planety (Země) s námi jako živočišným druhem, a nikoli bez nás jako destabilizujícího prvku, začínáme si uvědomovat, že řadu přístupů, které umožnil přerod v „člověka průmyslového“ a s tím spojený vývoj posledních přibližně 150 let musíme vhodně korigovat a vzít v potaz limitní podmínky, které má ekosystém, jehož jsme součástí. Například nepřestává platit elementární pravda, že v systému s konečnými mezemi nebo konečnou dostupností různých surovin se nelze tvářit a už vůbec nelze volit přístupy bytí v systému s nekonečnými možnostmi.

Proto jsme v posledních desetiletí vynalezli pojmy jako je „udržitelnost“, „cirkularita“, „environmentální kompatibilita“, „scénáře konce života výrobků“ a další, kterým se snažíme dát konkrétní obsah a sladit naše potřeby s možnostmi ekosystému, který naše bytí umožňuje. Proto existují pravidelné konference zaměřené na otázky klimatu nebo životního prostředí, vznikají deklarace nebo se definují cíle udržitelného rozvoje, jakkoli souběžně vyvolávají celou řadu vášní, nesouhlasů a vzájemně protichůdných reakcí. Na jedné straně



je to buď uvědomování si, nebo potřeba opakovaného připomínání si, že systém vymezující prostor a hrací plochu našich životů má skutečně hranice, které neumíme v řadě případů sice zcela přesně vymezit nebo popsat, minimálně ale víme, že existují a jejich překročení pravděpodobně nevěstí nic dobrého – pokud například budu zemědělskou půdu jen využívat, abych z ní vytěžil co nejvíce prospěchu, pak to bezesporu bude nějaký čas efektivně fungovat, ale v určitém okamžiku se stane, že půda se vyčerpá a já nebudu mít co jíst, nebo budu-li nadměrně toužit po dalších a dalších výrobcích, jež spotřebovávají dřevo, potom v určitém okamžiku mohu dosáhnout kritické úrovně množství lesních porostů, které díky fotosyntéze a dalších procesům spoluutvářejí rovnováhu v celém ekosystému. Na straně druhé tu přetrvává stále ještě jisté balancování či tančení, jak tyto přirozené hranice ekosystému napasovat na ony atributy jako je blahobyt. Tedy v mnoha případech snaha jak je „vhodně“ obejít či možná chytře posunout, abychom nemuseli zasahovat do definic hojnosti a dostupnosti všeho a vždy, protože zvyk je železná košile, jak lze příznačně pro naši situaci připodobnit. No, a dokud ono železo nebude nesnesitelně horké nebo tíha takové košile nebude neúnosná, či nám nedej Bože košile nezrezaví, potom si ji raději necháme na sobě. Z tohoto důvodu bude ještě určitou dobu možné sledovat náš schizofrenní boj – konkrétní proměny našeho ekosystému, jež mění některé po mnoho desetiletí platné zvyklosti a danosti (relativní stálost hladin světových oceánů, ověřené a předpověditelné proudění v oceánech i atmosféře, předpověditelnost teplot během roku a míra existence nahodilých přírodních událostí, na něž se nedokážeme dostatečně připravit) a oproti tomu snaha přiměřeným způsobem nastavit, aby náš růst a rozvoj mohl pokračovat bez nutnosti významněji změnit přístup a pozměnit definice dostupnosti statků, míru blahobytu atp., protože sami sebe jsme naučili, že jediným možným a logicky obhajitelným vývojovým trendem je zatím ekonomický růst a zajištění blahobytu co největší skupině našeho druhu. V tomto je nejspíše ukryta ona potřeba přerodu, kterou před sebou máme jako skutečnou výzvu. Tedy rozvíjet důstojný a vyvážený život, netrpět však rozmařilostí nadbytku ve stylu „mám-li se dobře, je to fajn, ale mohu toho mít ještě více“.

V mezičase se tak budeme alespoň snažit vytvářet strategie, jak sladit ekonomický růst s udržitelností, viz například Zelená dohoda pro Evropu a související strategie nebo akční plány, které dnes v EU máme. Budeme definovat strategické planetární cíle udržitelného rozvoje (SDG) a věnovat nejprve mnoho času a úsilí diskusím, jak jim vlastně každý rozumíme a co pro ně chceme – alespoň v oněch diskusích – udělat. Budou se střídát konference Paříž – Glasgow – Sharm-el-Sheikh a další, bude vznikat mnoho prohlášení s obecně pravdivými výzvami nebo akčními plány o tom, jak vlastně jsme již nyní dobří a zodpovědní nebo o co v obecné rovině usilujeme. Jako příklad lze uvést poslední oficiální prohlášení Mezinárodní i Evropské silniční federace z 11/2022 v souvislosti s poslední konferencí COP27 v Egyptě (Zdroj: European Road Federation / ERF; 18.11.2022; <https://erf.be/road-sector-joint-statement-for-cop27/>): „*Efektivní silniční doprava, silniční síť, tunely a mosty a související služby jsou nezbytné pro zajištění udržitelné mobility osob a zboží a pro zajištění toho, abychom nikoho nenechali pozadu. Odvětví silniční dopravy již vyvinulo obrovské úsilí, aby výrazně snížilo svou ekologickou stopu a zároveň zajistilo kontinuitu podnikání. My, přední organizace v tomto odvětví, jsme se dnes sešli, abychom znovu potvrdili svůj pevný závazek účinně snížit emise CO₂ na nulovou hodnotu do roku 2050 v souladu s Pařížskou dohodou. Jsme přesvědčeni, že je čas jednat pragmaticky, zajistit spravedlivý přechod a přijmout inovace. K tomu potřebujeme:*

- *Přijmout systémové myšlení a dekarbonizovat, aniž bychom ohrozili služby, které poskytujeme, a aniž bychom narušili infrastrukturu síť (silnice, tunely a mosty), která slouží všem ostatním druhům dopravy, včetně aktivní mobility a hromadné dopravy.*
- *Investovat do tvrdé infrastruktury (chybějící spojení, modernizace sítě, podzemní doprava a hraniční přechody) a měkkých opatření (předpisy, informační a komunikační technologie, normy a výměna informací) a odstranění překážek jakéhokoli charakteru.*



- *Zohlednit regionální a místní specifika. Země, municipality, mají odlišnou dopravní a energetickou infrastrukturu s velmi rozdílnými problémy.*
- *Vytvořit vhodné a cílené pobídky na podporu rychlejšího zavádění nejlepších dostupných technologií a postupů a na výzkum a vývoj nových řešení.*
- *Zlepšit účinnost na všech úrovních prostřednictvím širšího využívání digitalizace a ITS.*
- *Zavést odpovídající energetickou a technologickou kombinaci a strategie, které budou flexibilní a podpořené agilními mechanismy financování, jež mohou podpořit přechod k odolnější a udržitelnější dopravě.*
- *Zvýšit finanční podporu na přizpůsobení a modernizaci stávající infrastruktury hrozbám, které představuje změna klimatu, ale také na úpravy, které vyžaduje přechod na udržitelnou energetiku.*
- *Rozvíjet institucionální kapacitu a dovednosti pracovní síly pro plánování a realizaci změn. Jak se ukázalo v průběhu pandemických let nové úrovně agilních a pragmatických přístupů jsou možné a je třeba o ně usilovat.“*

Jaké jsou ale konkrétní kroky, které v oblast hospodaření s infrastrukturou nebo ještě lépe v oblasti technických a technologických řešení můžeme dělat a to bez ohledu na to, zda ve všech případech máme dokonale veškeré technické nejistoty ověřené a spolehlivě ozkoušené? Tyto konkrétní odpovědi již nejsou tak viditelně diskutované, protože se rozpadají do mnoha detailů a každý z těchto detailů (aspektů) vyžaduje rozvinutí vhodných řešení, vyžaduje čas a nemalé úsilí (práci). Mnohdy s sebou přináší zjištění či identifikovaná řešení, která ale mohou jít proti našim návykům a porozumění toho, co je „standard“ nebo „komfort“. V jiných případech jdou proti obecnému nastavení systému, který stále ještě definujeme pomocí průběžného růstu a jeho zpomalování či zastavení a pokles je vnímán jako něco špatného, krizového a nepřijatelného. Vezmeme-li jako příklad silniční infrastrukturu a v ní konstrukci vozovky jako takovou, potom se nám zpravidla hůře akceptují konkrétní řešení, jež by vedla k stavu vozovek s velmi dlouhou životností a sníženou potřebou častějších zásahů během životnosti. Pohledem zdravého rozumu se zjevně bude jednat o správný směr a řešení, z hlediska růstového systému je tato skutečnost již diskutabilní – pokud postavím vozovku s velmi dlouhou životností, potom třeba dvě generace nebudou muset cokoli rekonstruovat, tím nebudou tvořit „přidanou hodnotu“ a nepřispějí spotřebou a generováním ekonomických hodnot k principu růstu. A zde již mnoho z nás bude váhat, zda to je vlastně chtěný přístup, nikoli přístup logicky a přirozeně optimální, ale ekonomicky chtěný.

Hledání dílčích odpovědí na některé z uvedených otázek a formulování některých možných řešení, jež primárně nesledují jen ekonomickou veličinu, ale usilují o vyvážení ekonomického i environmentálního pohledu na technickou oblast v zásadě naplňuje soubor výzkumných aktivit, které uvádím v této habilitační práci při snaze, pokusit se definovat přístupy pro to, co zjednodušeně označuji jako 3E asfaltové směsi. Označením „3E“, jak je uvedeno v úvodu této práce, rozumím – (i) efficient = efektivní, (ii) economic = hospodárný a (iii) environmental compatible =environmentálně kompatibilní.

Efektivní značí, že asfaltové směsi nebo vrstvy z nich realizované mají takovou provozní výkonnost, která odpovídá dnešním požadavkům, které na konstrukce vozovek klademe, a vedou k jejich dostatečné životnosti a trvanlivosti. Posledních třicet let opakovaně uvádíme a zdůrazňujeme trendy průběžně narůstajících intenzit dopravy a i změny ve skladbě zatížení s nárůstem podílu těžkých nákladních vozidel. Současně na straně druhé je akcentována důležitost trvanlivost, přičemž uvedené dva trendy v jisté míře jdou proti sobě – větší zatížení a jeho vyšší intenzita nutně povede k rychlejšímu opotřebení materiálu a k dřívější ztrátě některých vlastností. Druhou formou zatížení je účinek klimatu a jeho jednotlivých složek (sluneční záření a teplota, četnost a objem srážek), včetně jejich proměn, které mohou mít cyklický charakter (střídání zima a léto), nahodilý charakter (náhlé změny teploty v průběhu dne nebo několika dní), nebo dlouhodobý (zvyšování



průměrných teplot, změna v objemu srážek). V některých případech bude vedle trvanlivosti obdobně důležitá odolnost dané konstrukce těmto nahodilým nebo trvalým změnám. Tomu lze čelit jednak rozšiřováním palety materiálů, které při návrhu složení směsi volíme – například: (i) přechod k modifikovaným asfaltovým pojivům, která jsou dnes již standardem, (ii) uplatnění dalších modifikací přímo u vlastních asfaltových směsí, (iii) úpravami složení asfaltových směsí ve smyslu čáry zrnitosti a principu jejich mechanického chování zavedením asfaltových směsí typu VMT, RBL nebo SMA L nebo (iv) přechodem od tradičního návrhu asfaltové směsi založeném na Marshallově zkoušce k výkonově orientovaným návrhům, které zohledňují funkční charakteristiky asfaltových směsí i pojiv. Samostatnou oblastí jsou potom řešení, jež nám mají umožnit rychlejší návrh složení asfaltové směsi a to včetně variantních řešení s využitím nástrojů numerických simulací a predikcí, kde velký potenciál představují techniky založené na strojovém učení a obecném zapojování umělé inteligence. Tyto trendy mohou postupně dojít až k vyšší míře virtualizace návrhu asfaltové směsi, kdy pomoc digitálních nástrojů nejprve posoudíme různé varianty řešení s využitelností mnohem širších skupin charakteristik, jež ovlivňují nebo popisují výkonnost daného kompozitu, včetně simulace jejich chování v čase při proměnných vlivem, jež na asfaltovou vrstvu či vozovku mohou působit a následně cíleně zvolíme nejefektivnější řešení. Samozřejmě i zde platí, že toto řešení bude nejefektivnější z pohledu stavu poznání a detailu informací, který budeme mít v danou chvíli. Rozdíl oproti tradičnímu přístupu bude ve skutečnosti, že rozhodování bude možné na širší bázi varianty s rychlejším porovnáním jednotlivých řešení v důsledku vhodného využití nástrojů umělé inteligence. Bude tedy více kvalifikované a bude v čase dříve dosažitelné.

Pokud nás z technického a provozního hlediska bude vedle zatížení, jeho dynamiky a dlouhodobé účinku zajímat i aspekt klimatických vlivů, potom je a bude nezbytné tom uzpůsobit i typy ověřování vlastností asfaltových kompozitů, kde vedle jedné či dvou konkrétních teplot, pro které dnes stanovujeme určité charakteristiky, bude důležité se zaměřit na větší počet takových teplot nebo na široké teplotní intervaly. Současně je nezbytné sledovat vlivy přirozených účinků jako je voda, její kombinace s mrazem a s nevratnými změnami, kterými asfaltová směs prochází v důsledku přirozeného fenoménu stárnutí asfaltového pojiva. Pokud neprovedeme významnější posun od dnes tradičního a poměrně jednoduchého přístupu charakterizace k pokročilé výkonově orientované charakterizaci, nemáme reálnou šanci porozumět skutečnému chování asfaltové směsi, kterou následně aplikujeme v konstrukci vozovky. Nemáme pak tudíž ani šanci dospět ke skutečné optimalizaci, která povede k stabilitě výkonové efektivity konstrukce v co nejdřívejším čase. Samozřejmě i zde platí, že není nezbytné, abychom v blízké budoucnosti podrobili každou asfaltovou směs všem časově a přístrojově náročným zkouškám. Jak si lze povšimnout z pročtení některých z prezentovaných poznatků, je zde naznačeno, že pro některé z takových vlastností nebo aspekty výkonnosti asfaltových směsí mohou existovat nebo se mohou cíleně rozvíjet rychlé nebo robustní predikce a to například s pomocí technik strojového učení.

Druhým pilířem je hospodárnost. Asfaltová směs z hlediska navržených komponent a požadavků výrob musí mít odpovídající hodnotu za peníze. To však neznamená, abychom nadále následovali do velké míry zvrácený trend jako měřítko doby, kdy nejlepší je řešení pokud možno levné ve smyslu vynaložených kapitálových prostředků při budování nebo obnově vozovky, nikoli řešení ekonomicky efektivní. Tyto dva pojmy si mohou být blízké, může mezi nimi však existovat té propastný rozdíl. Má-li asfaltová vrstva, resp. vozovka být hospodárná, lze toto docílit jednoznačně a jedině přístupem, kdy posuzujeme a hodnotíme životní cyklus, hledáme jeho optimalizaci. To samozřejmě u infrastrukturních staveb není jednoduché, neboť tato díla budujeme na desetiletí, kdy v této dlouhé době jsou vystavena řadě proměnných faktorů. Nicméně v důsledku takové složitosti na snahu celoživotního posouzení rezignovat je ekonomicky neodpovědné a hloupé. Přístup, kdy se zaměříme jen na počáteční výši výdajů a maximálně si „kvalitu“ ošetříme přiměřenou záruční dobou, nijak významněji nebude pomáhat s dalšími dvěma „E“. Nebude zde motivace k důslednému



prosazování trvanlivých a dlouhoživotných řešení a současně zde nebude akcentován potřeba hledání environmentálně šetrných nebo chytrých řešení. V obou těchto případech totiž neplatí, že taková řešení nutně vedou k nejnižší nebo velmi nízké pořizovací hodnotě. Má-li řešení splňovat aspekty hospodárné asfaltové směsi nebo vrstvy, potom potřebujeme porozumět její nákladnosti v celém životním cyklu, musíme znát a umět se rozhodovat mezi scénáři údržby, musíme mít představu o scénářích konce životnosti a jak jim efektivně směřovat nebo je v čase naopak oddalovat, pokud představují nákladné řešení. Teprve v tomto okamžiku zvolíme v jednotlivých momentech života konstrukce vozovky vhodné řešení, které bude efektivní technicky a současně bude hospodárné.

Mezi dnes pravděpodobně největší výzvy patří otázka environmentální, která má řadu dílčích podoblastí, které se dotýkají využívání neobnovitelných zdrojů, schopností efektivně znovu využít materiály vozovek s ukončenou životností, uvolňování emisí skleníkových plynů nebo dalších potenciálně škodlivých výparů (specifikum asfaltové směsi), možností omezovat environmentální dopady pomocí snižování nároků na přepravu, nebo dopadů na prostředí či zdraví jako takové.

Asfaltové vrstvy (směsi) představují jeden z kompozitních materiálů, který má velmi dobrý reálný potenciál pro opětovné použití v pravém významu tohoto pojmu. Při dosažení stavu konce života, lze materiál asfaltové vrstvy buď využít jako alternativní (recyklovaný) zrnitý materiál pro celou řadu účelů nebo jej lze zhodnotit v nové asfaltové směsi, kdy se aktivuje jak funkce kameniva, tak původního asfaltového pojiva. To bezesporu představuje jednu z předností tohoto kompozitního materiálu, neboť je naplněna definice pro tzv. „upcycling“ – tedy recyklovaný materiál přináší stejnou nebo vyšší hodnotu jako materiál původně použitý. Jak vyplývá z některých prezentovaných experimentálních studií uvedených výše, je samozřejmě třeba naplnit některé technické skutečnosti – zvolit vhodné technologické postupy, kombinovat recyklovaný materiál s vhodnými aditivami nebo správnou volbou přidávaných čerstvých složek (oživovací přísady vs. přidávaná asfaltová pojiva měkčí gradace nebo použití speciálně modifikovaných přidávaných asfaltových pojiv. Dnes existující nebo postupně dále rozvíjená řešení navíc umožňují rozhodovat se v dalším hledisku, jakou formu recyklace zvolit. Lze provést zhodnocení s výrobou tradičního kompozitu, kde bude hlavní přidanou hodnotou využití recyklovaného materiálu a úspora neobnovitelných přírodních zdrojů. V tomto případě s vyšším dávkováním recyklovaného materiálu z původní asfaltové vrstvy je třeba činit technická opatření ve výrobě (např. používání technologie paralelního bubnu). Další možností je kombinovat opětovné využitím recyklovaného materiálu se snižováním uhlíkové stopy v podobě volby nízkoteplotní asfaltové směsi. Ta samozřejmě bude vyžadovat použití další přísady, jež napomáhá efektivně snižovat pracovní teploty, nicméně ve výsledku může umožnit dílčí snížení energetické náročnosti vyrobené asfaltové směsi – kombinují se tak dva efekty b podobě zhodnocení druhotné suroviny a docílení nižší uhlíkové stopy. Vedlejším efektem, který vyžaduje provedení opakovaných experimentálních studií, je však logický a pravděpodobně pravdivý, je i zvýšená technická šetrnost při využití recyklovaného materiálu. Jistě zde je na místě otázka „proč“. Jak je obecně známo a bylo zmíněno i v této práci, asfaltové pojivo je jednak přirozeně teplotně závislý materiál, kdy pro jeho zpracování jsou zvýšené teploty zpravidla potřebné, současně však zvýšená teplota zvyšuje náchylnost pojiva ke stárnutí. Řešení, které udrží teploty zpracování na co nejnižší úrovni, minimalizuje degradaci asfaltového pojiva a tím by měla mít pozitivní vliv na celkovou trvanlivost asfaltové směsi. Tato skutečnost obecně v širší praxi zůstává zatím nedocenená a je ovlivněna skutečností, že trvanlivost či životnost asfaltového kompozitu není vnímána jako kritické hledisko jeho kvality.

Vedle uvedených dvou technických směrů existuje nakonec i řešení zpracování recyklovaného materiálu asfaltové vrstvy tzv. technologií za studena. V tomto případě se plně nevyužívá efektu „upcyclingu“, byť evropský projekt COREPASOL se věnoval i míře aktivity studeného R-materiálu (asfaltového recyklátu) v případě směsí recyklace za studena a prokázal, že jistá aktivita i v tomto případě existuje. Předností



recyklace za studena je zhodnocení druhotné suroviny nejčastěji v podkladních vrstvách vozovek, kdy často vzniká konstrukční řešení s vyšší únosností. Navíc se velmi často volí řešení, které se provádí na místě, čímž vedle energetické úspory (recyklovaný materiál se nijak neohřívá), se významně redukuje nároky na přepravu materiálů. Tím se docílí sekundárního přínosu, protože menší přepravní objemy znamenají menší zatížení další navazující dopravní infrastruktury, dochází k významnému snížení spalování pohonných hmot a k omezení produkce emisí, negeneruje se zvýšený hluk a aspekty prašnosti jsou omezeny čistě na prostor vlastní stavby, nikoli na prašnost spojenou s přepravou velkých objemů materiálů. V neposlední řadě představuje technologie recyklace za studena dnes jediné řešení, které nám umožňuje bezpečně zpracovat na místě i materiály, které v minulosti byly vyrobeny technologiemi s pojivý či přísadami, které dnes hodnotíme jako nebezpečné. Zde se má na mysli především použití černouhelných dehtů, jež byly do osmdesátých let považovány za velmi kvalitní typy živických pojiv. Jejich stinnou stránkou jsou vysoké obsahy polycyklických aromatických uhlovodíků, z nichž řada je klasifikovaná jako karcinogenní látky. Jejich použití dnes je proto nepřijatelné a zpracování kompozitů z vozovek s ukončenou životností, kde se v minulosti tyto materiály používaly, jsou dnešním pohledem problematické, pokud by se takové materiály měli jakkoli nahřívát. Proto technologie recyklace za studena v tomto případě jinou formou umožňuje environmentálně šetrně zabudovat „problematický“ materiál a zamezit vzniku a složitějšímu uložení nebezpečného odpadu.

Existuje tedy řada technických řešení, která prokazatelně mají environmentální přínosy. Přesto je patrné, že jejich rozvoj, především v případech uplatňování R-materiálu v asfaltových směsích ve větší míře či vyšších podílech je poměrně pomalý a opatrný, doplněný o řadu nepodložených předpokladů některých technických složek silničního hospodářství. Důvody tohoto stavu lze spatřovat: (i) v přetrvávající obecné nedůvěře řady koncových zákazníků v produkty využívající recyklaci, (ii) v podceňování nebo neochotě věnovat vyšší úsilí častější charakterizaci a kontrole vstupů a výsledných produktů, pokud se zvýšenou úrovní recyklace chceme pracovat – zjednodušeně lze toto formulovat do následujícího schématu, kdy recyklovat chceme, ekonomické výhody takový postup přinášet může, ale ne vždy chceme přijmout skutečnost, kdy recyklované materiály mívají heterogennější charakter a vyžadují proto vyšší četnost kontroly kvality, a v neposlední řadě (iii) v chybějících nástrojích analýzy životního cyklu a dopadů, které jsou jednotlivými řešeními z pohledu životního cyklu generována – dosud nejsou sjednoceny a dotvořeny výpočtové nástroje, které by s využitím tvrdých dat a nikoli dojmů a mentálních preferencí jednotlivých aktérů, porovnávaly různá technická řešení s vyjádřením vlivů, které taková řešení mají ve vztahu k spotřebě neobnovitelných zdrojů, produkce různých emisí, přispívání k vzniku ozónu nebo k eutrofizaci atd. Díky tomu konečné rozhodování není založené na kvantifikovaných datech, ale na zkušenosti a preferencích konkrétních subjektů, kteří rozhodnutí musí provést. Pokud takový nástroj je rozvíjen způsobem, aby dokázal vyjádřit environmentální aspekty i v ekonomické veličině a v optimálním stavu propojit aspekt dopadů na různé aspekty životního prostředí s aspekty nákladů životního cyklu, vzniká velmi komplexní pohled, který technické řešení posoudí hlediskem potenciálních rizik nebo naopak přínosů pro životní prostředí a současně vyjádří, jaký scénář je ekonomicky efektivní nejen z pohledu investičních výdajů (CAPEX), ale i z hlediska prognózy pravděpodobných provozních výdajů (OPEX), jež v konečném důsledku mohou být srovnatelné nebo vyšší než počáteční kapitálový výdaj.

Tento poslední z vymezených důvodů pravděpodobně představuje také jedno z hlavních řešení, která mohou rychleji obhájit a umožnit implementace ryze technických inovací nebo nových přístupů. Současně se jedná též o východisko, jak aspekty udržitelnosti nebo oběhového hospodářství umět srozumitelně posoudit a obhájit. Z pohledu dalšího směřování badatelských aktivit představuje tudíž celá problematika „life cycle assessment“ (LCA) a posuzování technických řešení (i technicky) z pohledu celého životního cyklu výrobku nebo konstrukce logické východisko, kterému je potřebné věnovat zvýšenou pozornost.



Pokud by závěrem měla být shrnuta východiska, která umožňují další posunutí ideje 3E asfaltových směsí potom je lze formulovat v následujících bodech:

1. Recyklace a opětovně používání u asfaltových vrstev a směsí je možné, je prakticky proveditelné a je z pohledu materiálových charakteristik měřitelné. Vyžaduje rozvoj a zavedení vhodných postupů hodnocení LCA, v případě konstrukcí vozovek pak rozšířené o další „C“ v podobě LCCA, kdy tento dodatečný parametr hodní nákladové (ekonomické) hledisko. Z ryze technických aspektů je nezbytné dále rozvíjet soubor nejvhodnějších materiálových a výkonových charakteristik, což s velkou pravděpodobností bude znamenat dílčí změny v tradičních přístup vymezení asfaltových směsí. Pro optimalizaci asfaltových směsí s obsahem R-materiálu bude nezbytné využít v přiměřené míře některé funkční parametry. Současně se jeví jako důležité věnovat pozornost simulaci stárnutí a vhodnými parametry stabilitu nebo citlivost asfaltové směsi ke stárnutí kvantifikovat. Nelze se přitom spoléhat na substituční přístup, kdy takové vlivy jsou posuzovány čistě na pojivech. Tato skutečnost do určité míry platí nebo je využitelná v případě použití čerstvých vstupních materiálů u tradiční asfaltové směsi. V případě asfaltové směsi s R-materiálem se v kompozitu vyskytuje již materiál částečně degradovaný, jehož vlastnosti jsou při vlastní recyklaci v různé míře upraveny, co však je podstatné, že nedochází k dokonalému smísení tohoto zdegradovaného pojiva s pojivem čerstvým – přidávaným.
2. Snižování energetické náročnosti a produkování CO₂ emisí nejen uplatňování recyklace, ale i dalším rozvojem nízkoteplotních či teplých asfaltových směsí, představuje trend, který nelze ignorovat. Naopak je potřebné nadále zajistit dostatečný sběr technických dat, jež umožní výběr technicky i ekonomicky vhodných řešení. I v tomto případě pak platí, že důležitým aspektem bude doplnění sledovaných charakteristik o hlediska vývoje chování kompozitu v čase, jako je trvanlivost a náchylnost ke stárnutí.
3. S výše uvedenými trendy souvisí i postupný rozvoj využití bio-materiálů získatelných z obnovitelných zdrojů. Již dnes řada oživovacích přísad pro využívání asfaltových směsí s vyšším podílem R-materiálu je získávána z rostlinných případně živočišných zdrojů. Postupně se rozšiřují tato řešení například v oblasti studia a prosazování řešení samohojivých schopností asfaltových směsí (tzv. self-healing s využitím například mikrokapslí plněných olejovými látkami na bázi bio-produktů). Obdobně je cílem postupného zavedení výroby asfaltových pojiv, kde standardně 10-30% ropné složky bude nahrazena přírodní rostlinnou složkou.
4. Podobně jako v případě recyklace, tak i v případě prosazení technických řešení trvanlivých nebo dlouhoživotných asfaltových vrstev je určující jaké parametry stanovíme a jaká hlediska chování a provozní výkonnosti zvolíme, abychom dokázali predikovat ve větším časovém intervalu pravděpodobné chování materiálu či konstrukce v čase. Jelikož asfaltové vrstvy, shodně jako celá konstrukce vozovky jsou vystavené proměnným účinkům dopravního zatížení, klimatickým vlivům v podobě srážek, vlivu UV záření, vysokých i nízkých teplot a jen těžko predikovatelných náhlých změn počasí nebo s ním souvisejících jevů, k nimž může docházet a při životnosti vozovky v řádu několika desítek let dochází, je třeba rozvíjet nástroje, které i přes proměnnost uvedených faktorů dokáží statisticky s přijatelnou spolehlivostí předpovědět změny či míru degradace materiálu či dané konstrukce. Samozřejmě řadu desetiletí dnes již lze některé projevy chování asfaltových vrstev charakterizovat a to pomocí funkčních zkoušek, které se postupně dále rozvíjejí a to díky technickým možnostem, které s rozvojem všeobecného poznání získáváme. Nevýhodou do jisté míry zůstává, že řada metod pro stanovení funkčních charakteristik nebuď náročná na interpretace, nebo měřicí zařízení nebo čas. V tomto ohledu však aktuální vývojové trendy nabízejí nové možnosti, jak bylo v rámci této práce nastíněno například u predikce modulu tuhosti. Nástroje strojového učení a využití například neuronových sítí se jeví jako jedna z možných cest, pomocí kterých lze prediktivní modely efektivně vytrénovat, aby na základě výchozích dat a poznatků mezi vstupními parametry a tomu odpovídajícími funkčními charakteristikami uměly



později při využití jednodušších a snadněji získatelných vstupních charakteristik předpovědět složitější funkční vlastnosti či degradace daného typu materiálu. To následně může přispět k navrhování či optimalizacím asfaltových směsí způsobem, kdy již na počátku bude zvoleno řešení s cílovou lepší trvanlivostí nebo delší životností.

5. Samostatnou disciplínou bude dokončení probíhajících příprav postupů a z nich odvozených nástrojů hodnocení LCA pro materiálové složky (kamenivo, asfaltové pojivo), tak zejména celého kompozitu. Hlavním nedostatkem v současné době je existence různých nástrojů a přístupů, které využívají odlišné báze vstupních informací a materiálových inventářů, díky čemuž jsou porovnání stejného produktu zpracovaného různými výpočtovými nástroji v zásadě neporovnatelná. Proto je sjednocování těchto postupů stěžejní a to včetně vymezení hranic, ve kterých se hodnocení provádí – tedy zahrnuje například podrobnou analýzu LCA vstupních složek, nebo přejímá směrné hodnoty a věnuje se čistě analýza LCE výroby a zpracování asfaltové směsi. Pokud je konstrukce následně využívána a recyklována, jak jsou hranice přechodů mezi jednotlivými fázemi nastaveny a zohlednění, pokud v rámci dosáhnutí konce života je materiál recyklován, co bude vstupovat do výpočtu LCA asfaltové směsi, která bude využívat i recyklovaný materiál dřívější konstrukce? Toto představuje řadu výzev, pro které je třeba nalézt a formulovat adekvátní odpovědi a datové sady. Současně však přiměřeně rychlé nalezení jednotných postupů je důležité, aby bylo možné mnohem efektivněji propagovat principy oběhového hospodářství.
6. Posledním aspektem, který je vhodné na tomto místě zmínit, je potřeba uceleného systému řízení předcházení, minimalizace a efektivního zhodnocování odpadu, resp. vznikajících druhotných surovin, u asfaltových vrstev (v širším kontextu samozřejmě v rámci celé konstrukce vozovky). Základním pravidlem je, že nejefektivnější je ten odpad, který vůbec nevznikne. To je samozřejmě proveditelné jen do určité míry a to především správným technickým návrhem a následně zvolenými postupy výstavby. Z hlediska technického návrhu, jenž stojí na počátku každé stavby, je třeba technické řešení posuzovat též z hlediska toho, jakou životnost bude mít, jak pravděpodobné je, že dojde například k rychlejší degradaci a díky tomu i potřebě provedení obnovy či opravy, v jejímž důsledku odpad nebo vedlejší produkt vzniká a je třeba řešit jeho využití. Při realizaci stavebního díla je princip podobný, dotýká se však jak investora, tak zhotovitele. Pokud hledisko životnosti a dostatečně dlouhé trvanlivosti hraje marginální roli a určující je ekonomická hodnota (cena díla), potom lze jen velmi obtížně efektivně předcházet vzniku odpadu dříve a ve větší míře. Proto jsou postupně rozvíjena systémová řešení a možná opatření, aby se tradiční přístupy nahradily vhodnějšími. Tím je na prvním místě dostatečná dostupnost informací o materiálech, řešeních, možnosti recyklace nebo využití alternativních zdrojů, stejně jako i o výkonnosti a životnosti jednotlivých technických variantách. S dostupnými a sdílenými informacemi pak může projektant při návrhu technického řešení volit jiná řešení a může se mnohem lépe rozhodovat. Při realizaci, je-li zhotovitel motivován nejen cenou díla, ale například i zhodnocováním dostupných typů vedlejších produktů či mírou vygenerovaného stavebního odpadu, sám bude hledat postupy, jak docílit co nejlepšího řešení, které mu ve výsledku vytváří i ekonomický přínos. V neposlední řadě je pak na vlastníkově veřejné infrastruktury, aby porozuměl skutečnosti, že i dožívající konstrukce (např. asfaltová vrstva) mají nadále významnou technickou a ekonomickou hodnotu. To mu umožní dělat řadu rozhodnutí. Vedle volby nejvhodnější technologie opravy či údržby, která by měla být tím klíčovým aspektem řádného hospodaření s infrastrukturou, je to i rozhodnutí o způsobech, jaký materiál (odpad/vedlejší produkt) bude získán, pokud je třeba asfaltovou vrstvu obnovit. Současně s tím však může ovlivnit i to, jak efektivně materiál, který vlastní, znovu zabuduje do konstrukce a tím docílí vedle materiálového zhodnocení i ekonomického přínosu. V neposlední řadě má možnost rozhodnutími a preferencemi o tom, jak hospodaří s majetkem, ovlivnit celkový životní cyklus a to nejen po stránce ekonomické, ale i z pohledu dalších vlivů, jež se dotýkají především environmentálních hledisek. Ucelený



system řízení využívání, omezování či předcházení vzniku stavebních a demoličních odpadů je v současnosti předmětem evropského projektu RECONMATIC, který by v tomto směru měl napomoci identifikovat vhodná řešení.



Použitá literatura

- [1] Dobbs, R., et al.: Infrastructure productivity: How to save \$1 trillion a year, McKinsey Global Institute, McKinsey Infrastructure Practice, London, 2013.
- [2] Asphalt Pavement Alliance: Carbon footprint – how does asphalt stack up?, https://www.asphaltroads.org/assets/control/content/files/carbon_footprint_web.pdf, 2010.
- [3] Végh, L., Végh, P.: Environmentally compatible shell and spatial structure and structural materials (ECS). Journal of IASS, No. 1, Vol. 41, pp 54-64, Madrid, 2000.
- [4] Mariaková, D.: Využití odpadního skelného prachu ve vysokopevnostním betonu. Diplomová práce. Fakulta stavební ČVUT v Praze, 2018.
- [5] Valentová, T., Valentin, J., Javůrek, R.: Využití jemnozrnných složek recyklovaného drceného odpadního skla jako minerální přísady do asfaltových směsí, sborník konference RECYCLING 2017, Brno, p. 81-89, 2017.
- [3] Pavlů, T.: Možnosti využití odpadního skla ve stavebnictví, sborník konference RECYCLING 2017, Brno, p. 105-111, 2017.
- [4] Wu, S., Yang, W., Xue, Y.: Preparation and properties of glass–asphalt concrete. Wuham (China): Key Laboratory for Silicate Materials Science and Engineering of Ministry of Education, Wuham University of Technology, 200.
- [5] Recycled Glass in Asphalt. Clean Washington Center, 1996. Dostupné z: http://www.cwc.org/gl_bp/gbp4-0201.htm.
- [6] Arabani, M.: Effect of glass cullet on the improvement of the dynamic behaviour of asphalt concrete, Construction and Building Materials 25, pp. 1181–1185, 2011. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.09.043>.
- [7] Hýzl P.: Využití R-materiálu v asfaltových směsích. Habilitační práce, VUT Brno, 2019, ISBN 978-80-214-5746-1.
- [8] Ministerstvo dopravy ČR: TP 210 Užití recyklovaných stavebních demoličních materiálů do pozemních komunikací, Praha, 2011.
- [9] Evropská komise: Nařízení Evropského parlamentu a Rady (EU) č. 305/2011 ze dne 9. března 2011, kterým se stanoví harmonizované podmínky pro uvádění stavebních výrobků na trh a kterým se zrušuje směrnice Rady 89/106/EHS.
- [10] Ministerstvo dopravy ČR: TP 93 Návrh a provádění staveb PK s využitím popílků a popelů, Praha, 2011.
- [11] Ministerstvo dopravy ČR: TP 138 Užití struskového kameniva do pozemních komunikací, Praha, 2011.
- [12] ČSN EN 450: Popílek do betonu. Definice, požadavky a kontrola jakosti.
- [13] ČSN EN 15167-1: Mletá granulovaná vysokopecní struska pro použití do betonu, malty a injektážní malty - Část 1: Definice, specifikace a kritéria shody.
- [14] Valentin, J., Šedina, J., Kasalický, J.: Zpráva k posouzení výchozích možností využití škváry ze spalování tuhého komunálního odpadu v konstrukci vozovky. ČVUT v Praze, 11 stran, 2018.
- [15] Valentin, J., Kasalický, J.: Zpráva k posouzení využití odkovené škváry ze spalování tuhého komunálního odpadu ve stmelených vrstvách konstrukce vozovky, ČVUT v Praze, 9 stran, 2019.
- [16] Dašek, O.: Uplatnění pryžového granulátu v asfaltových pojivech a hutněných asfaltových směsích. Disertační práce, VUT v Brně, 2013.
- [17] Sychra, M.: Vliv obsahu pojiva na vlastnosti asfaltové směsi s CRMB. Diplomová práce, VUT v Brně, 2016.



- [18] Marcant B., Martin, J.V.: Nová technologie výroby asfaltového pojiva modifikovaného pryžovým granulátem splňující požadavky pro užité vlastnosti a ochranu životního prostředí. Asfaltové vozovky 2009, České Budějovice, 2009.
- [19] Soukupová, L., Valentin, J., Miláčková, K.: Characteristics of bituminous binders utilizing pulverized rubber and its use for bitumen modification. In: Insights and Innovations in Structural Engineering, Mechanics and Computation. Leiden: CRC Press/Balkema, 2016. pp. 1587-1594. ISBN 978-1-138-02927-9.
- [20] Miláčková, K., Soukupová, L., Valentin, J.: Functional characteristics of bitumen modified by pulverized rubber and selected chemical catalysts and/or additives. In: 9th Malaysian Road Conference 2014. Shah Alam: Road Engineering Association of Malaysia, 2014. pp. 1-11.
- [21] Valentin, J., Soukupová, L.: Performance behavior of bitumen modified by new generation of activated rubber powder. IRF Middle East & North Africa Regional Congress & Exhibition. Dubai, 2017.
- [22] Valentin, J., et al.: Trvanlivé akustické asfaltové vrstvy s uplatněním výkonových asfaltových pojiv modifikovaných mikrogranulátem pryže, včetně inovativní technologie jejího mletí. Odborné zprávy za 2013 a 2014. ČVUT v Praze.
- [23] Vacková, P.: Výzkum a zhodnocení vybraných vlastností ovlivňujících životnost asfaltových vozovek. Disertační práce, ČVUT v Praze, 2020.
- [24] EAPA: Asphalt the 100% recyclable construction product. Position paper, Brussels, 2014.
- [25] Valentin J.: Problematika směsí recyklace za studena z hlediska vybraných funkčních charakteristik. Disertační práce, České vysoké učení technické v Praze, 2009.
- [26] Čížková, Z.: Problematika laboratorního zkoušení asfaltových směsí recyklovaných za studena. Disertační práce, České vysoké učení technické v Praze, 2017.
- [27] Suda, J.: Navrhování a hodnocení recyklovaných a emulzních asfaltových směsí s využitím vedlejších energetických produktů. Disertační práce, České vysoké učení technické v Praze, 2018.
- [28] AUSTROADS: Technical Report – Review of Foamed Bitumen Stabilisation Mix Design Methods, Austroads Publication No. AP–T178/11, 2011.
- [29] Asphalt Academy, 2009: Technical Guideline: Bitumen Stabilised Materials: A Guideline for the Design and Construction of Bitumen Emulsion and Foamed Bitumen Stabilised Materials. Second edition. South Africa, Pretoria.
- [30] Valentin, J., Mondschein, P.: Pěnoasfalty při recyklaci za studena - stávající zahraniční zkušenosti. In: Znovupoužitie materiálů na stavebné účely. Štrbské Pleso, 2006-03-08/2006-03-10. Košice: Dom techniky ZSVTS, 2006. s. 117–122.
- [31] Valentin, J., Mondschein, P.: Porovnání vybraných vlastností směsí studené recyklace s asfaltovou emulzí a asfaltovou pěnou. In: Zborník prednášok - VIII. vedecká konferencia Stavebnej fakulty TU v Košiciach. VIII. vedecká konferencia Stavebnej fakulty TU v Košiciach, Košice, 2007-05-28/2007-05-30. Košice: Technická Univerzita, 2007. s. 53-58.
- [32] Valentin, J., Mondschein, P.: Sledování vybraných reologických vlastností (moduly tuhosti a únava) u různých směsí recyklace za studena. In: Zborník z konferencie Realizácia a ekonomika stavieb. Realizácia a ekonomika stavieb, Štrbské Pleso, 2007-10-10/2007-10-12. Košice: Dom techniky s.r.o., 2007. s. 123-131.
- [33] Valentin, J., Mondschein, P.: Rozbor charakteristiky modulu tuhosti u vybraných směsí recyklace za studena. In: ASFALTOVÉ VOZOVKY 2009. Asfaltové vozovky 2009, České Budějovice, 2009-11-24/2009-11-25. Praha: Pragoprojekt, 2009. s. 1–11



- [34] Batista F., Valentin J., Čížkova Z., et al: Report on available test and mix design procedures for cold-recycled bitumen stabilised materials. CEDR Transnational Road Research Programme Call 2012: Recycling: Road construction in a post-fossil fuel society, 2014.
- [35] Faltus M.: Nové typy hydraulických pojiv na bázi odpadních materiálů, Ecology and new building materials and products, červenec 2009, ISBN 978-80-254-4447-4.
- [36] Suda J., Čížková Z., Valentin J., Šedina J., Valentová T.: Influence of test specimen compaction and curing condition for pavement cold recycled mixtures, In: 12th International Symposium on Concrete Roads 2014. Praha: Výzkumný ústav maltovin s.r.o., 2014, p. 148–149.
- [37] Souček V., Suda J., Matoušek D., Kubinčanová L.: Směsi stmelené alternativními pojivy s uplatněním vedlejších produktů v silničním stavitelství, Juniorstav 2011, VUT v Brně.
- [38] Krpálek, O.: Deformační chování směsí recyklace za studena s různými typy pojiv. Bakalářská práce, FSv ČVUT v Praze, 2013.
- [39] Šedina J.: Alternativní druhy pojiv ve stmelených směsích. Disertační práce, České vysoké učení technické v Praze, 2019.
- [40] Suda, J., Valentin, J.: Využití mechanicky aktivovaného fluidního popílku ve stmelených směsích recyklace za studena. In: ŠKOPÁN, M., ed. Recycling 2012 – Možnosti a perspektivy recyklace stavebních odpadů jako zdroje plnohodnotných surovin. Recycling 2012, Brno, 2012-03-15/2012-03-16. Brno: VUT v Brně, Fakulta strojního inženýrství, 2012. s. 141–147.
- [41] Valentin, J. et al. Poznatky z realizace zkušebního úseku s uplatněním technologie recyklace za studena a alternativního pojiva na bázi aktivovaného fluidního popílku (DASTIT®). In: RECYCLING 2018. Brno, 2018.
- [42] Živný M.: Kompozitní směsi pro recyklace konstrukčních vrstev vozovky za studena s využitím upravených vysokopecních strusek. Diplomová práce. Univerzita Pardubice, 2019.
- [43] Tarifa, N.: Alternative hydraulic binders for cold recycling techniques used in pavement rehabilitation. Final year project report (diplomová práce), ČVUT v Praze a ENIT Tunis, 2019.
- [44] Srb, J., Růžičková, Z.: Nové postupy využití druhotných surovin. Praha: SNTL – Nakladatelství technické literatury, 1980.
- [45] Valentin, J., Faltus, M.: Inovativní technologie využití anorganických průmyslových odpadů nebo vedlejších produktů – průběžná zpráva 2019. Projekt TH04020043. Praha, 2020.
- [46] Valentin, J., Živný, M., Tarifa, N.: Poznatky s uplatněním některých strusek v technologii recyklace za studena. Silnice Mosty 03/2019, Praha, 2019.
- [47] Cooper, T.: Beyond Recycling: The longer life option. The New Economics Foundation, London, 1994. http://irep.ntu.ac.uk/id/eprint/24666/1/201125_7266%20Cooper%20Publisher.pdf
- [48] Altman, J.: Vymezení a posouzení vlivu stárnutí asfaltové směsi na charakteristiky trvanlivosti. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze, 2016
- [49] Kotoušová, A: Laboratorní simulace stárnutí asfaltové směsi a vliv na vybrané funkční charakteristiky. Diplomová práce, České vysoké učení technické v Praze, 2016.
- [50] Dašek, O., a kol.: Metodika pro hodnocení silničních asfaltů z hlediska náchylnosti k termooxidačnímu stárnutí, TAČR TA03030381: Nové zkušební metody asfaltových pojiv a směsí umožňující prodloužení životnosti asfaltových vozovek, 2015



- [51] Hofko, B., Hospodka, M., Eerhardsteiner, L., Blab, R.: Aktuální poznatky k aspektům stárnutí asfaltových pojiv a směsí. Sborník konference Pozemní komunikace, České vysoké učení technické v Praze, 2014
- [52] Valentová T.: Analýza trvanlivosti stability asfaltových směsí. Disertační práce, České vysoké učení technické v Praze, 2021.
- [53] Karim, F., Hussain J., Hafeez, I.: Estimating the Asphalt Binder Film Thickness Using Scanning Electron Microscope and Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy. In: *Advances in Materials Science and Engineering (Hindawi)*, Vol. 2021, Article ID 8894970, 2021.
- [54] Vacková P.: Výzkum a zhodocení vybraných vlastností ovlivňujících životnost asfaltových vozovek. Disertační práce, České vysoké učení technické v Praze, 2020.
- [55] Valentin, J., Nežerka, V., Trejbal, J., Gallo, P.: Poznatky s uplatněním hodnocení filerů dle ČSN EN 1744-4, příloha A. Konference Asfaltové vozovky 2021, České Budějovice.
- [56] Clyne T.R., et al.: Dynamic and Resilient Modulus of Mn/DOT Asphalt Mixtures. Report MN/RC – 2003-09, Minnesota Department of Transportation, Minneapolis, 2003.
- [57] Papazian H. S.: The Response of Linear Viscoelastic Materials in the Frequency Domain with Emphasis on Asphaltic Concrete. In: *1st International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, 1962, pp. 454-463.
- [58] Valentin J.: Užité vlastnosti a reologie asfaltových pojiv a směsí – charakteristiky, nové zkušební metody, vývojové trendy. INPRESS, Praha 2003, 224 stran.
- [59] Christensen D., Anderson D.: Interpretation of Dynamic Mechanical Test Data for Paving Grade Asphalt Cements. In: *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*. Vol. 61 (1992), pp. 67-98.
- [60] Lovrić M.: Stárnutí asfaltových pojiv s aditivou z hlediska změny smykového komplexního modulu. Diplomová práce, Fakulta stavební ČVUT v Praze, 2012.
- [61] Miláčková K.: Porovnání metodik krátkodobého a dlouhodobého stárnutí u vybraných asfaltových pojiv. Bakalářská práce, Fakulta stavební ČVUT v Praze, 2011.
- [62] Hagner T.: Untersuchung und Bewertung von bitumenhaltigen Bindemitteln für Asphalt mittels Dynamischem Scher-Rheometer. Disertační práce, TU Braunschweig, 2003.
- [63] Spiegel M.: Funkční specifikace asfaltů - zaměření na odolnost proti stárnutí. Sborník Asfaltové vozovky 2009. Pragoprojekt, Praha, 2009, 8 stran.
- [64] Soergel F., Küchenmeister C.: Rheological characterization of asphalt binders. Thermo Fisher Scientific. Aachen.
- [65] Valentin, J. et al.: Reologie a experimentální vymezení funkčních charakteristik nízkoteplotních asfaltových směsí. Závěrečná zpráva projektu GAČR 103/09/0335, Praha, 2012.
- [66] Hanzík F.: Analýza nákladů životního cyklu asfaltových vozovek. Disertační práce, ČVUT v Praze, 2013.
- [67] Newcomb D.E., Willis R., Timm D.H.: Perpetual asphalt pavement, A Synthesis, 2010.
- [68] <http://www.asphaltroads.org/perpetual-pavement/award-winners/>
- [69] Aurilio V., Uzarowski L.: Sustainability of Perpetual Pavement Designs: A Canadian Prospective, Perpetual Asphalt Pavements, Canadian Technical Asphalt 38 Association, 2004.
- [70] European Asphalt Pavement Association. Sustainable roads - Long-Life Asphalt Pavements, EAPA 2017.
- [71] Fattori L.: Road builders see big gains in perpetual pavement. Heavy equipment guide, 2015.
- [72] Sargand S., Khoury I., Jordan B., Scheer M., Cichocki P.: Implementation and Thickness Optimization of Perpetual Pavements in Ohio, 2015.
- [73] Fiedler J., Bureš P.: Možnosti prodloužení životnosti asfaltových vozovek. Asfaltové vozovky 2015.
- [74] Fiedler J., Bureš P., Kašpar J.: Asfaltové směsi s vyšším obsahem pojiva pro podkladní vrstvy vozovek (směsi typu „Rich Bottom Layer“). Dílčí výzkumná zpráva za rok 2015.



- [75] Vacková P., Valentin J., Modschein P.: Posouzení vlivu vybraných variant modifikovaných a nemodifikovaných asfaltových pojiv na směs VMT 22 nové generace. Výzkumná zpráva 2015.
- [76] Vacková P., Valentin J., Modschein P.: Posouzení vlivu vybraných asfaltových pojiv na vlastnosti směsi VMT 22 nové generace. Asfaltové vozovky 2015.
- [77] Vacková P., Valentin J., Modschein P., Soukupová L.: Effect of Additived Bituminous Binders on New Generation of High Modulus Asphalt Mixtures. 4th GeoChina International Conference 2016.
- [78] Vacková P., Valentin J., Modschein P., Soukupová L.: Contribution of Selected Modified Bituminous Binders on Deformation Behavior of HMAC Mixes. Transport Research Arena 2016.
- [79] Willis R., Timm D., West R., Powell B., Robbins M., Taylor A., Smith A.: Phase III NCAT test track findings. (NCAT Report 09-08). National Center for Asphalt Technology, 2009.
- [80] Vacková P., Valentin J., Blažek J.: Asfaltové směsi typu SMA s použitím různých druhů celulózového vlákna a R-materiálu. Dílčí výzkumná zpráva za rok 2016.
- [81] Král T.: Kryty asfaltových vozovek s dlouhou životností s využitím tenkých obrusných vrstev. Diplomová práce, ČVUT v Praze, 2016.
- [82] Landa F.: Asfaltové koberce mastixové pro ložní vrstvy. Diplomová práce, ČVUT v Praze, 2017.
- [83] NCHRP. Synthesis 475, Fiber additives in Asphalt mixtures, 2015.
- [84] <http://www.emzet.cz/download/produkty/cojefortafi.pdf>
- [85] MacDonald, Kaloush, Lang, Zednicek, Biligiri: Prodloužení životnosti asfaltových vrstev vyztužením vlákny. Asfaltové vozovky 2009.
- [86] Xingyu G., Tingting XuFujian N.: Rheological behavior of basalt fiber reinforced asphalt mastic. Cementitious Materials, 2014.
- [87] Kollaros G., Athanasopoulou A., Kokkalis A.: Perpetual flexible pavements design life. Tenth International Conference On The Bearing Capacity Of Roads, Railways And Airfields, 2017.
- [88] Fitts G.L.: Asphalt Pavements: Perpetual to Porous. Asphalt Institute
<http://www.foundationperformance.org/pastpresentations/FittsPresSlides-13Feb08.pdf>