

BETONOVÉ VOZOVKY **CONCRETE ROADS** **2018**

SBORNÍK PŘEDNÁŠEK **CONFERENCE PROCEEDINGS**

7. konference s mezinárodní účastí
7th international conference

8. listopadu 2018, TOP HOTEL PRAHA

STRABAG
TEAMS WORK.

SKANSKA

SVAZ VÝROBCŮ
CEMENTU ČR

EUROVIA
VINCI

metr@stav

**SBORNÍK
BETONOVÉ VOZOVKY 2018**

7. konference s mezinárodní účastí
Kolektiv autorů

Vydavatel: Výzkumný ústav maltovin Praha
1. vydání
listopad 2018
brožované

ISBN 978-80-906541-2-9

OBSAH:

1. blok: Volba typu krytu, konstrukce vozovek

„Nemoci“ z jiných staveb při sledování kvality nás provázejí i při modernizaci D1 -----	7
<i>Ing. Radek Mátl - Ředitelství silnic a dálnic ČR</i>	

Význam dostupnosti dálniční sítě z hlediska jejího provozovatele Importance of net – availability for the motorway operator -----	21
<i>Dipl.-Ing. Dr. Johannes Steigenberger - ASFINAG Bau Management GmbH</i>	

2. blok: Materiály do cementobetonových krytů a vlastnosti betonových vozovek

Faktory ovlivňující ASR v betonových vozovkách a strategie prevence Influencing factors on ASR in concrete pavements and prevention strategies -----	35
<i>Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher, M.Sc. Robin Przondziona - Ruhr University Bochum, Institute for Building Materials</i>	

Analýzy betonů provozovaných cementobetonových krytů vozovek prováděné na vývrtech - možnosti a nové trendy -----	59
<i>Ing. Josef Stryk, Ph.D. - Centrum dopravního výzkumu, v.v.i.; M. Gregerová - Ústav geologických věd Přírodovědecké fakulty Masarykovy univerzity; A. Frýbort, J. Štulířová, J. Grošek - Centrum dopravního výzkumu, v.v.i.</i>	

Možnosti a omezení mikroskopického hodnocení výskytu slínekových minerálů ve starých betonech -----	75
<i>Ing. Jan Gemrich, Ing. Tomáš Tábořský - Výzkumný ústav maltovin Praha</i>	

Porovnání protismykových vlastností betonových a asfaltových vozovek v závislosti na rychlosti osychání povrchu -----	81
<i>Leoš Nekula - Měření PVV</i>	

3. blok: Životnost betonových vozovek, poruchy, opravy a rekonstrukce

Posouzení strukturální substance - Výpočet a prognóza Síťová analýza Bewertung der strukturellen Substanz – Berechnung und Prognose Netzanalyse -----	91
<i>Dipl.-Ing. Stephan Villaret - Villaret Ingenieurgesellschaft GmbH; Dr.-Ing. Marko Wieland - Bundesanstalt für Straßenwesen</i>	

Betony odolné ke vzniku mikro a makrotrhlin na cementobetonových krytech -----	127
<i>Doc. Ing. Vít Šmilauer, Ph.D., DSc., Ing. Petr Havlásek, Ph.D., Ing. Pavel Reiterman, Ph.D. - ČVUT v Praze, Fakulta stavební</i>	
<i>Ing. Pavel Martauz - Považská cementárň, a. s.</i>	
Opatření k prodloužení životnosti cementobetonových krytů vozovek-----	141
<i>Ing. Bohuslav Slánský, Ph.D., Ing. Richard Dvořák - Skanska a.s.</i>	

4. blok: Betonové vozovky - nové technologie

Výstavba cementobetonových krytů v městských oblastech Concrete pavement construction in urban areas -----	153
<i>Dipl.-Ing. Dr. Martin Peyerl, Dipl.-Ing. Gerald Maier, Mag (FH), Dipl.-Ing. Dr. Stefan Krispel - Smart Minerals GmbH</i>	
Broušení - nová technologie zajišťující nízkou hladinu hluku a rovné cementobetonové kryty Grinding - the new technique for low-noise and even concrete surfaces -----	167
<i>Dipl. Ing. Ralf Alte-Teigler - Otto Alte-Teigeler GmbH</i>	
White topping, jak tenkovrstvý může být? White topping, how thin can we go? -----	183
<i>Prof. Anne Beeldens, PhD, Eng. - AB-Roads</i>	
Nová rakouská metoda oprav cementobetonových krytů Neue österreichische Betondecken-Instandsetzungs Methode -----	199
<i>Ing. Helmut Nievelt - Nievelt Labor GmbH</i>	

Příspěvky zařazené do sborníku

Cementobetonové kryty z hlediska protismykových vlastností povrchu vozovky -----	219
<i>Leoš Nekula - Měření PVV</i>	
Výpočtový program pre dimenzovanie cementobetónových vozoviek -----	233
<i>Ing. Zsolt Boros, Ing. Norbert Dancs - TPA Spoločnosť pre zabezpečenie kvality a inovácie s.r.o.;</i>	
<i>Ing. Zsolt Benkó - Slovenská Správa Ciest</i>	



1. BLOK

**VOLBA TYPU KRYTU,
KONSTRUKCE VOZOVEK**

**„NEMOCI“ Z JINÝCH STAVEB
PŘI SLEDOVÁNÍ KVALITY
NÁS PROVÁZEJÍ I PŘI MODERNIZACI D1**

Ing. Radek Mátl,
ředitel úseku výstavby
Ředitelství silnic a dálnic ČR

„NEMOCI“ Z JINÝCH STAVEB PŘI SLEDOVÁNÍ KVALITY NÁS PROVÁZEJÍ I PŘI MODERNIZACI D1

Ing. Radek Mátl, ředitel úseku výstavby Ředitelství silnic a dálnic ČR

Anotace

Modernizace dálnice D1 má za sebou více než polovinu opravených úseků a kilometrů, a proto je třeba se ohlédnout zpět a zabývat se průběhem této modernizace a vyhodnotit si poznatky z její provádění zejména s ohledem na dodržování kvalitativních požadavků.

Nedílnou součástí staveb zajišťovaných ŘSD ČR je požadavek na dodržování systému jakosti v oboru pozemních komunikací (SJ-PK). Zabezpečení systému jakosti se předpokládá provedení díla s požadovanými kvalitativními parametry, s požadovanou funkční a užitnou hodnotou a s předpokládanou životností.

Systém jakosti zahrnuje obsáhlý soubor požadavků. Cílem tohoto článku je zhodnotit oblast konkrétních činností vykonávaných přímo v průběhu výstavby a souvisejících s přímým dokladováním kvality prací provedených zhotovitelem stavby.

Článek je zaměřen především na časté, případně opakující se nedostatky ve vztahu k požadavkům příslušných předpisů tak, aby bylo možné tyto poznatky zhodnotit v dalším průběhu Modernizace D1 a rovněž i v rámci dalších staveb zajišťovaných ŘSD ČR.

Průběh modernizace D1 – aktuální stav k 7.9.2018

Dálnice D1 je jako spojnice Prahy, Brna a Ostravy jednou z nejvytíženější komunikací na celé dálniční síti. Jednotlivé úseky mezi Prahou a Brnem byly uvedeny do/v průběhu 70. let minulého století a i nejnovější úseky mají za sebou přes 30 let provozu a jsou/byly před zahájením modernizace již tedy na konci plánované životnosti. Některé dálniční objekty byly realizovány i dříve – např. most Šmejkalova v 30. letech minulého století. Dálnice dále dlouhodobě trpěla nedostatkem finančních prostředků na údržbu a opravy, což se společně s jejím stářím velmi negativně promítlo do nevyhovujícího stavu vozovky a dalších součástí dálnice. Stav dálnice, zejména vozovky, se i přes prováděné dílčí opravy neustále zhoršoval a v posledních letech před zahájením modernizace byl stav v některých úsecích doslova kritický.

Cementobetonový kryt vozovky vykazoval poruchy v podobě častých trhlin a výškového posunu cementobetonových desek. Dále docházelo k výraznějšímu zhoršení stavu častým totálním rozpadem cementobetonových desek, kdy posléze musí/muselo docházet k uzavření částí dálnice. Na asfaltobetonovém krytu se objevovaly vyjeté koleje a celkový plošný rozpad.

Od Mirošovic po Kývalku se před zahájením modernizace prováděly pouze cyklické a havarijní opravy vozovky a mostních objektů. Tento druh oprav měl většinou dočasný efekt, který nevyvážil velice negativní dopad uzavírek na uživatele dálnice z hlediska plynulého provozu. Z tohoto důvodu bylo v roce 2011 rozhodnuto o realizaci modernizace D1 v kategorii D28/120 avšak s rozšířením o 0,75 m na každém pásu z důvodu možnosti vedení provozu v režimu 2+2 na jednom jízdním pásu.

Modernizace D1 byla zahájena v roce 2013 a její ukončení kromě rekonstrukce mostu Šmejkalova se předpokládá v roce 2021. Celková délka modernizace D1 je po upřesnění 161,6 km. V trase dálnice se nachází 104 dálničních mostů, z čehož je 39 přesýpaných a 10 středních a velkých (vícepolových) mostů, a 43 nadjezdů. Modernizace D1 je rozdělena do 21 stavebních úseků (EXIT – EXIT + most Šmejkalova). Při návrhu postupu výstavby je upřednostněno kritérium priorit dané zejména současným stavem vozovky.

Jednotlivé úseky:

✓ Úsek 02, EXIT 21 Mirošovice – EXIT 29 Hvězdonic

Stručný popis úseku: Dálnice D1 prochází v tomto úseku zastavěným územím několika obcí, jsou navrženy rekonstrukce protihlukových opatření, snášen a rozšiřován je dálniční nadjezd. V úseku se nachází celkem 7 dálničních mostů, nejdelší má délku téměř 500 m. Modernizace bude probíhat po dobu 3 let.

Aktuální stav přípravy/realizace: vydáno pravomocné stavební povolení, před předáním staveniště zhotoviteli, předpoklad zahájení realizace 10/2018.

- ✓ **Úsek 03, EXIT 29 Hvězdovice – EXIT 34 Ostředek**
Aktuální stav přípravy/realizace: Modernizace úseku dokončena.
- ✓ **Úsek 04, EXIT 34 Ostředek – EXIT 41 Šternov**
Stručný popis úseku: V úseku se nachází významný most přes údolí Křešického potoka. Původní 5-ti pólový most je nahrazen 4 pólovým s příčným uspořádáním odpovídající výhledové kategorii D34.
Aktuální stav přípravy/realizace: Stavba v realizaci a bude uvedena do provozu v 09/2018
- ✓ **Úsek 05, EXIT 41 Šternov – EXIT 49 Psáře**
Aktuální stav přípravy/realizace: Modernizace úseku dokončena.
- ✓ **Úsek 06, EXIT 49 Psáře – EXIT 56 Soutice**
Aktuální stav přípravy/realizace: Modernizace úseku dokončena.
- ✓ **Úsek 07, EXIT 56 Soutice – EXIT 66 Loket**
Stručný popis úseku: 10 km dlouhý úsek prochází ochranným pásmem vodní nádrže Švihov (Želivka), most přes Sedlecký potok je 7-pólový.
Aktuální stav přípravy/realizace: vydáno stavební povolení, podán Rozklad; probíhá výběrové řízení na zhotovitele; předpoklad zahájení stavby v 03/2019.
- ✓ **Úsek 09, EXIT 66 Loket – EXIT 75 Hořice**
Aktuální stav přípravy/realizace: Modernizace úseku dokončena.
- ✓ **Úsek 10, EXIT 75 Hořice – EXIT 81 Koberovice**
Stručný popis úseku: Součástí modernizace je historický dvoupatrový most přes VN Švihov/Želivka (spodní most je památkově chráněný).
Aktuální stav přípravy/realizace: Stavba v realizaci a bude uvedena do provozu v 09/2018
- ✓ **Úsek 11, EXIT 81 Koberovice – EXIT 90 Humpolec**
Stručný popis úseku: V tomto úseku se nachází 4 nadjezdy přes dálnici. Na základě požadavku kraje Vysočina není možné z důvodu dopravní obslužnosti území modernizovat v jeden okamžik, proto patří tento úsek z časového hlediska k těm náročnějším. V současné době probíhá realizace dvou nadjezdů jako samostatné stavby před zahájením vlastní modernizace úseku.
Aktuální stav přípravy/realizace: Dne 2.11.2015 vydáno nepravomocné SP, podán rozklad OS Děti země, zpracován koncept PDPS; předpoklad zahájení výběrového řízení na zhotovitele je v 09/2018 a zahájení stavby v 06/2019.
- ✓ **Úsek 12, EXIT 90 Humpolec – EXIT 104 Větrný Jeníkov**
Stručný popis úseku: Téměř 14 kilometrů dlouhý úsek procházející nejvýše položeným místem na dálnici D1, téměř 650 m n. m. V rámci modernizace zde bude realizován první ze 4 ekoduktů vzešlých z Generální dohody mezi MD a MŽP. Součástí úseku je i výstavba 2 nových protihlukových stěn (u obcí Slavnič a Skorkov).
Aktuální stav přípravy/realizace: Stavba v realizaci, předpoklad uvedení do provozu v 10/2019.
- ✓ **Úsek 14, EXIT 104 Větrný Jeníkov – EXIT 112 Jihlava**
Aktuální stav přípravy/realizace: Modernizace úseku dokončena.
- ✓ **Úsek 15, EXIT 112 Jihlava – EXIT 119 Velký Beranov**
Aktuální stav přípravy/realizace: Modernizace úseku dokončena.
- ✓ **Úsek 16, EXIT 119 Velký Beranov – EXIT 134 Měřín**
Stručný popis úseku: Součástí úseku je další ze 4 ekoduktů. Jedná se o 15-ti kilometrový úsek, vůbec nejdelší v rámci modernizace D1.
Aktuální stav přípravy/realizace: Vydáno nepravomocné stavební povolení, podán Rozklad sdr. Děti země; probíhá hodnocení podaných nabídek v rámci výběrového řízení na zhotovitele; předpoklad zahájení stavby v 03/2019.

- ✓ **Úsek 18, EXIT 134 Měřín – EXIT 141 V. Meziříčí Západ**
Aktuální stav přípravy/realizace: Modernizace úseku dokončena.
- ✓ **Úsek 19, EXIT 141 V. Meziříčí Západ – EXIT 146 V. Meziříčí Východ**
Stručný popis úseku: Úsek prochází okolo města Velké Meziříčí, které zároveň protíná mostem Vysočina, který je velmi náročný pro rozšíření a modernizaci.
Aktuální stav přípravy/realizace: Vydáno pravomocné stavební povolení; předpoklad zahájení výběrového řízení na zhotovitele v 09/2018 a zahájení stavby v 03/2019.
- ✓ **Úsek 20, EXIT 146 V. Meziříčí Východ – EXIT 153 Lhotka**
Stručný popis úseku: V úseku se nachází 8 dálničních mostů a 1 nadjezd.
Aktuální stav přípravy/realizace: Stavba v realizaci, předpoklad uvedení do provozu v 10/2018.
- ✓ **Úsek 21, EXIT 153 Lhotka – EXIT 162 Velká Bíteš**
Aktuální stav přípravy/realizace: Modernizace úseku dokončena.
- ✓ **Úsek 22, EXIT 162 Velká Bíteš – EXIT 168 Devět křížů**
Aktuální stav přípravy/realizace: Modernizace úseku dokončena.
- ✓ **Úsek 23, EXIT 168 Devět křížů – EXIT 178 Ostrovačice**
Stručný popis úseku: Na tomto 10-ti kilometrovém úseku se nacházejí 2 ekodukty. V rámci stavby budou mimo jiné modernizovány dvě dohledová místa Policie ČR (v současné době uzavřené malé odpočívky).
Aktuální stav přípravy/realizace: Vydáno nepravomocné stavební povolení; probíhá hodnocení nabídek v rámci výběrového řízení na zhotovitele; předpoklad zahájení stavby v 03/2019.
- ✓ **Úsek 25, EXIT 178 Ostrovačice – EXIT 182 Kývalka**
Aktuální stav přípravy/realizace: Modernizace úseku dokončena.

Samostatný úsek:

- ✓ **Úsek 01, most Šmejalka**
Stručný popis úseku: Modernizace historického mostu přes údolí Šmejalky je vetknut do úseku 02. Součástí stavby je i modernizace cca kilometru dálnice D1 před a za mostem. Modernizace si z důvodu velkého rozsahu vyžadoválo územní rozhodnutí.
Aktuální stav přípravy/realizace: probíhá inženýrská činnost pro stavební povolení; předpoklad zahájení v roce 2020.

Systém jakosti v oboru pozemních komunikací

Systém jakosti v oboru pozemních komunikací (SJ-PK) je dán metodickým pokynem vydaným ve Věstníku dopravy č. 14-15/2005, platným ve znění pozdějších změn.

Základním předpokladem je odborná způsobilost zhotovitele a podzhotovitelů, která se prokazuje certifikátem systému managementu jakosti (SJ). Požaduje se způsobilost pro činnosti nutné pro zajištění jakosti zhotovovacích prací.

Na vrcholové úrovni (výběrové řízení) musí zhotovitel doložit následující:

- Způsobilost k provádění silničních stavebních prací.
- Způsobilost k zpracovávání dokumentace stavby.
- Způsobilost laboratoře zhotovitele, případně laboratoře, kterou bude zhotovitel využívat.

Do zahájení stavebních prací se dále po zhotoviteli požaduje předložení plánů jakosti. Plány jakosti musí respektovat požadavky zadávací dokumentace stavby a musí řešit následující oblasti výstavby:

- Harmonogram stavby.
- Technologické předpisy pro rozhodující práce.
- Kontrolní zkušební plány (můžou být součástí technologických předpisů).
- Stavební výrobky, které budou na stavbě použity.

V průběhu výstavby se po zhotoviteli požaduje průběžné sledování kvality ve shodě s jeho vlastním systémem managementu jakosti. Zároveň musí být dodrženy požadavky dokumentace stavby, TKP, ZTKP a technologických předpisů a postupů. Kontrola v průběhu výstavby zahrnuje následující základní činnosti:

- Kontrola kvality výrobků, stavebních materiálů, stavebních směsí (včetně zdrojů materiálů pro směsi) a stavebních dílců použitých na stavbě (dále pro účely tohoto článku „výrobky“).
- Kontrola kvality zhotovovacích prací.

Nedílnou součástí kontroly kvality výrobků je systém jejich schválení (odsouhlasení) objednatelem/správcem stavby, to v každém případě ještě před jejich použitím (zabudováním). V rámci schválení musí zhotovitel přiložit dokumenty (prohlášení nebo certifikáty, protokoly o zkouškách, zkoušky typu nebo průkazní zkoušky provedené laboratoří s požadovanou způsobilostí, apod.), kterými je prokázáno splnění všech parametrů dle zadávací dokumentace stavby. Neschválené výrobky se nesmí na stavbě vyskytovat.

Kvalitu zhotovovacích prací dokládá zhotovitel zkouškami kvality (kontrolní zkoušky). Zkoušky jsou prováděny v rozsahu a četnostech určených zadávací dokumentací stavby, obvykle jsou určeny v ZTKP, TKP a navazujících dokumentech (TP, ČSN, ČSN EN, aj.). Výsledky zkoušek oznamuje zhotovitel objednateli/správci stavby a rovněž předává příslušné dokumenty (protokoly), toto je zhotovitel povinen provádět průběžně dle postupu prací tak, aby byly doložené výsledky průkazné a věrohodné, vylučující dodatečné změny.

V případě pochybností je zřejmým právem objednatele/správce stavby provést ověření kvality výrobků nebo zhotovovacích prací, a to jak přímo na stavbě v průběhu provádění prací nebo na již dokončených konstrukcích nebo objektech, tak i kontrola dalších navazujících výroben (obalovny, betonárny, lomy, apod.). Ověření může objednatel/správec stavby zajišťovat v rámci odbornosti vlastní organizace, případně je oprávněn využívat jiných organizací (nabízí se nezávislé zkušební laboratoře, odborné ústavy). Ze strany zhotovitele musí být poskytnuta patřičná součinnost (umožnění přístupu, poskytnutí požadovaných dokumentů).

Dokladování kvality prací provedených zhotovitelem stavby v průběhu stavby

Z oblasti konkrétních činností vykonávaných přímo v průběhu výstavby v souvislosti s dokladováním kvality provedených prací byly vybrány následující:

- Technologické předpisy (TePř) vydávané zhotovitelem.
- Kontrolní zkušební plány (KZP).
- Dokumenty týkající se zabudovaných materiálů, zkoušky typu, průkazní zkoušky.
- Kontrolní zkoušky.

Technologické předpisy pro konkrétní prováděné činnosti (např. zemní práce, ochranné a podkladní vrstvy, asfaltové hutněné vrstvy, apod.) vydává zhotovitel, předpisy však podléhají schválení ze strany objednatele/správce stavby. Schválení musí proběhnout v dostatečném časovém předstihu před zahájením prací. Předpis musí obsahovat základní nezbytné informace týkající se řešené technologie přizpůsobené pro specifické podmínky stavby (ZTKP, ZKP), včetně uvedení konkrétních použitých (a samozřejmě schválených) materiálů. Platnost technologického předpisu vydávaného zhotovitelem je omezena na řešenou stavbu.

Kontrolní zkušební plány jsou nedílnou součástí plánu jakosti, přičemž předepisují druhy a minimální četnosti kontrolních zkoušek, kterými zhotovitel dokládá kvalitu zhotovovacích prací. Kontrolní zkušební plány jsou pro konkrétní prováděné činnosti předkládány buď samostatně, nebo častěji jako součást technologických předpisů. Opět, stejně jako v případě technologických předpisů platí, že kontrolní zkušební plány podléhají schválení ze strany objednatele/správce stavby, které musí proběhnout v dostatečném časovém předstihu před zahájením prací. Z tohoto titulu je vhodné začlenění kontrolního zkušební plánu do technologického předpisu, kdy následně procesem schvalování prochází pouze jeden dokument. Z hlediska druhu a četnosti předepsaných zkoušek je bezpodmínečně nutné splnit požadavky a minimální četnosti stanovené ZTKP, TKP a navazujících dokumentů.

Oblast týkající se schvalování zabudovaných materiálů představuje kontrolu rozsáhlé škály dokumentů. Jedná se zejména o doklady prokazující shodu ve smyslu zákona č. 22/1997 Sb. případně ve smyslu metodického pokynu SJ-PK (prohlášení o shodě, ES prohlášení o shodě, prohlášení shody nebo certifikát) a dále o průkazní zkoušky nebo zkoušky typu provedené laboratoří s požadovanou způsobilostí. V případě všech dokládáných dokumentů musí být posouzeno splnění požadavků ve vztahu k zadávací dokumentaci (ZTKP, TKP a navazujících předpisů). Schválení materiálů objednatelem/správcem stavby musí proběhnout v dostatečném předstihu před zahájením prací.

Systémem kontrolních zkoušek prokazuje zhotovitel splnění kvality zhotovovacích prací. Ověřuje se dosažení parametrů uvažovaných v zadávací dokumentaci, konkrétně specifikovaných ve schváleném kontrolním zkušebním plánu. Zhotovitel je povinen v dostatečném časovém předstihu objednateli/správci stavby oznámit konání zkoušky, následně předává výsledky kontrolních zkoušek průběžně a bez zbytečného prodlení s ohledem na druh a časovou náročnost zkoušky (např. v případě zkoušení betonů se zkoušky běžně provádí ve stáří 28 dní, naopak např. výsledky statických zatěžovacích zkoušek jsou známy v podstatě ihned po provedení zkoušky). Provedené zkoušky musí být průkazně a věrohodně evidovány v laboratorním deníku tak, aby byly vyloučeny jakékoliv možné dodatečné změny (velmi pochybné je zejména dodatečné dodávání zkoušek ve velkém časovém odstupu od realizovaných prací). Informace o tom, že byla zkouška prováděna (a to i v případě pouze odběru vzorků pro zkoušky v laboratoři), musí být uvedena v denním záznamu ve stavebním deníku. Pouze jednoznačné provázání údajů ve stavebním a laboratorním deníku dává předpoklad věrohodnosti prováděných zkoušek.

Praktické zkušenosti a časté chyby zjištěné v průběhu realizace stavby

Na stavbách zajišťovaných ŘSD ČR se vyžaduje dodržování výše popsaného systému jakosti včetně dokladování kvality prací v průběhu stavby. Samotný systém jakosti je nastaven a popsán v rozsahu potřeb tzv. velkých staveb, typicky se jedná o investiční akce (nově budované úseky dálnic a silnic I. tříd, rekonstrukce nebo modernizace stávajících úseků dálnic a silnic I. tříd významného rozsahu). Pro potřeby menších staveb (typicky akce spadající pod provozní úseky - opravy vozovek, opravy mostů, apod.) se požadavky přiměřeně přizpůsobují rozsahu a délce trvání stavby, rozsah určuje správce nebo objednatel stavby.

V případě každé stavby je však cílem provedení díla požadované kvality, funkční a užitné hodnoty a životnosti. Nezbýtností pro dosažení uvedených cílů je průběžná kontrola v průběhu stavby tak, aby bylo možné případné nedostatky a neshody řešit ihned s požadavkem okamžité nápravy. Veškeré odchylky a změny oproti požadavkům projektové dokumentace a případné nedostatky a neshody včetně způsobu nápravy musí být písemně dokumentovány pro účely sledování díla, jak v průběhu záruční doby, tak při následném provozu stavby.

V praxi výstavby však dochází k méně či více závažným odchylkám od požadavků systému jakosti. Nesrovnalosti bývají zaznamenány zejména při zahájení stavby, v průběhu nastavení všech konkrétních požadavků (koloběh dokumentů, systém schvalování, předávání a evidence dokumentů, apod.), kritickými momenty pak jsou rovněž změny a odchylky od projektového řešení zjištěné v průběhu výstavby vyžadující rychlé řešení (např. lokálně odlišné geotechnické podmínky). Zajištění jakosti použitých materiálů a zhotovovacích prací v praxi představuje zejména splnění požadavků daných ZTKP, TKP a navazujících dokumentů (TP, ČSN, ČSN EN, případně další). Stejně tak, jako v rámci jiných významných staveb, tak i v rámci realizace stavby Modernizace D1 se s ohledem na zásadní význam a rozsah stavby předpokládá z pohledu jakosti jednoznačné splnění všech požadavků stanovených zadávací dokumentací.

Na níže uvedených nedostatcích a nesrovnalostech zjištěných při výstavbě Modernizace D1 lze nastínit obecné problémy postihující z hlediska dodržování systému kvality stavby zajišťované ŘSD ČR.

Technologický předpis (TePř) pro zemní práce, včetně úpravy aktivní zóny

Technologický předpis byl zhotovitelem zpracován pro práce spojené s rozšířením dálnice, přičemž měl řešit veškeré úkony spojené se zemními pracemi, včetně úpravy aktivní zóny.

- Veškeré práce spojené s úpravou aktivní zóny proběhly před schválením TePř, což je v rozporu s požadavkem na schválení před zahájením prací.

Kromě nedodržení požadavku TKP představuje uvedené i problém v rámci realizace stavby, kdy při neschváleném TePř není možné efektivně kontrolovat průběh prací, protože není známý přesný postup prací. Běžnou praxí je schvalovat společně s TePř i KZP, pokud ani tento dokument nebyl schválen, není rovněž možná kontrola plnění druhu a četnosti požadovaných kontrolních zkoušek.

- TePř neřeší přesný způsob hutnění aktivní zóny z původního materiálu - šterkopísku. Hutnicí pokus nebyl doložen a je tedy zásadní otázkou, zda byla pro šterkopísek zvolena správná technologie hutnění (a to i ve vztahu k požadavku na dodržení optimálních vlhkostí vzhledem k ponechání vrstvy v odkrytém stavu po dobu až 5 měsíců) a zda nedocházelo zhotovitelem zvoleným způsobem hutnění spíše ke znehodnocování původního materiálu.

Zastižený šterkopísek je z hlediska hutnění specifický materiál. Pokusně bylo přímo na stavbě zjištěno, že při

použití lehké hutnicí techniky (laboratoř investora přehutnila aktivní zónu lehkou hutnicí deskou) bylo dosaženo lepších výsledků míry zhutnění, než při použití těžké hutnicí techniky (těžký válec používaný zhotovitelem).

Rovněž zhotovitelem provedené zkoušky dokládají na ochranné vrstvě ze štěrkopísku v původním stavu bez hutnění lepší výsledek $E_{def,2}$ (60,6 MPa) a poměru $E_{def,2}/E_{def,1}$ (2,50), než po přehutnění 4 x s vibrací a 3 x bez vibrace (48,6 MPa; poměr 3,84). Stejně zjištění je doloženo i měřením lehkou dynamickou deskou (původní stav bez hutnění M_{vd} 58,0 MPa, po přehutnění 51,0 MPa).

- V případě úpravy aktivní zóny je v TePř uvedeno jednotné dávkování 4 % pojiva Doroport TP25. Protokoly však uvádějí dávkování 2 %, případně 4 % nebo 6 %, přičemž tento rozpor nebyl odůvodněn. V rozporu s požadavky je rovněž to, že úprava aktivní zóny byla u části rozsahu prací prováděna bez průkazní zkoušky. Původně mělo být pro úpravu aktivní zóny dostačující dávkování 2 %, což bylo zhotovitelem doloženo pouze dvěma vyhovujícími zkouškami modulu přetvárnosti z pokusného úseku (další požadované zkoušky provedeny nebyly). Z tohoto pokusného úseku však nebylo provedeno žádné písemné vyhodnocení (ověření navržené zhutňovací technologie, druh a dávkování pojiva, hloubka a rovnoměrnost promísení pojiva, kvalita pojiva, apod.). Následně bylo zjištěno, že zhotovitel zřejmě chybně provedl zkušební úsek, kde stanovil jako dostatečnou dávku 2 % pojiva (v té době rovněž nebylo jasné, zda byl použitý cement nebo směsné pojivo).

TePř však uvádí dávkování pojiva v množství 4 %. Dle dodatečně doloženého hutnicího pokusu se uvádí zvýšení dávkování pojiva až na 6 %. Ani v dodatečně provedeném hutnicím pokusu nebylo provedeno úplné zhodnocení (ověření hloubky a rovnoměrnosti promísení pojiva se zeminou, kvalita pojiva).

Dávkování pojiva pro úpravu aktivní zóny nebylo řádně doloženo, rovněž tak nebyla ověřena zvolená technologie včetně způsobu hutnění.

- Dodatečně provedený laboratorní návrh úpravy aktivní zóny byl proveden pouze pro jeden druh pojiva, a to Doroport TP25 (optimalizace 2 %, 4 %, 6 %). Jiné pojivo (např. cement) uvažováno nebylo.

Laboratorní návrh úpravy aktivní zóny optimalizovaný pouze pro jeden druh pojiva neumožňuje efektivní rozhodnutí o způsobu úpravy aktivní zóny.

- V laboratorním návrhu úpravy aktivní zóny byla stanovena hloubka úpravy 0,4 m. TePř však uvádí hloubku úpravy 0,5 m. Protokoly o kontrole hloubky promísení (resp. hloubky úpravy) nebyly doloženy.

Rozpor mezi stanovenou hloubkou úpravy v laboratorním návrhu a hloubkou uvedenou v TePř neumožňuje hodnocení kontroly v průběhu prací, dle zjištění však dokonce žádná kontrola hloubky úpravy v průběhu prací neproběhla.

Technologický předpis pro ochrannou vrstvu ze štěrkodrti a podkladní vrstvu z mechanicky zpevněného kameniva, případně ze směsi stmelené cementem

Technologické předpisy byly zhotovitelem zpracovány pro práce spojené s rozšířením dálnice.

- U všech uvedených technologií bylo zjištěno, že část prací proběhla před schválením technologických předpisů, což je v rozporu s požadavkem na schválení před zahájením prací.

Kromě nedodržení požadavku TKP představuje uvedené i problém v rámci realizace stavby, kdy při neschváleném TePř není možné efektivně kontrolovat průběh prací, protože není známý přesný postup prací. Běžnou praxí je schvalovat společně s TePř i KZP, pokud ani tento dokument nebyl schválen, není rovněž možná kontrola plnění druhu a četnosti požadovaných kontrolních zkoušek.

- V případě ochranné vrstvy ze štěrkodrti nebyl doložen hutnicí pokus pro jeden ze dvou schválených materiálů.
- V případě podkladní vrstvy z mechanicky zpevněného kameniva nebyl doložen hutnicí pokus.

Doložením hutnicích pokusů deklaruje zhotovitel schopnost řádně zpracovat (uložit) materiál určený do ochranné, případně podkladní vrstvy. Při provádění prací pak lze na základě výsledků hutnicího pokusu posoudit provádění prací.

- V případě podkladní vrstvy ze směsi stmelené cementem nebylo uvedeno, zda bylo nebo nebylo předepsáno a realizováno opatření proti vzniku reflexních trhlin. Dále bylo v TePř předepsáno kladení do lanka, což následně při realizaci prováděno nebylo.

Opatření proti vzniku reflexních trhlin musí být stanoveno v TePř tak, aby byla následně možná kontrola při realizaci stavby, pozdním schválením TePř (viz výše) lze však provedení opatření proti vzniku reflexních trhlin zpochybnit.

Technologický předpis pro hutněné asfaltové vrstvy

Technologický předpis byl zhotovitelem zpracován pro práce spojené s rozšířením dálnice.

- Část prací proběhla před schválením technologických předpisů, což je v rozporu s požadavkem na schválení před zahájením prací.
Kromě nedodržení požadavku TKP představuje uvedené i problém v rámci realizace stavby, kdy při neschváleném TePř není možné efektivně kontrolovat průběh prací, protože není známý přesný postup prací. Běžnou praxí je schvalovat společně s TePř i KZP, pokud ani tento dokument nebyl schválen, není rovněž možná kontrola plnění druhu a četnosti požadovaných kontrolních zkoušek.
- Dle TePř měl být pro každou z vrstev proveden hutnicí pokus, což nebylo doloženo.
V přehledu zkoušek je uvedena poznámka „hutnicí pokus“ u vrstvy ACP 22S, zpráva s výsledky ale doložena nebyla.
Doložením hutnicích pokusů deklaruje zhotovitel schopnost řádně zpracovat pokládáné asfaltové směsi. Při provádění prací pak lze na základě výsledků hutnicího pokusu posoudit provádění prací.
- V TePř bylo předepsáno kladení do lanka, což následně při realizaci prováděno nebylo.

Schválené materiály

- Obecně bylo zjištěno, že pro část materiálů chybí doložení požadovaných dokladů.
- V případně materiálů zamýšlených pro vybudování zemního tělesa není řešen požadavek ZTKP na prověření objemové stálosti.
- V případě mechanicky zpevněného kameniva nebylo z doložených dokladů možné zjistit, z kolika frakcí kameniva se vlastně směs připravuje, v jakém poměru se jednotlivé frakce míchají a jaká je dávka vody. Rovněž nebylo doloženo, jakým způsobem je směs připravována (způsob míchání).
Předložení dokladů nutných pro schválení materiálů pro stavbu je základní povinností zhotovitele, a to včetně doložení všech požadavků stanovených v zadávací dokumentaci. Zabudování neschválených materiálů představuje riziko pro užitné vlastnosti celého díla.

Kontrolní zkoušky - zemní práce, včetně úpravy aktivní zóny

- V rámci zkoušek neupraveného původního materiálu (šterkopísku) nebylo provedeno srovnání přirozené a optimální vlhkosti. Stanovení optimální vlhkosti a kontrola v průběhu prací jsou nezbytně nutné pro doložení řádného zpracování materiálu.
- Nejsou doloženy protokoly o kontrole pojiva, dávkování pojiva a rovnoměrnosti a hloubce promísení tak, jak požaduje KZP, případně spíše dle požadavků TKP a TP (práce byly realizovány bez schváleného TePř a KZP).
Dle požadavků TKP musí zhotovitel kontrolní zkoušky předkládat průběžně bez prodlení, protokoly musí být průkazné a věrohodné, vylučující jakékoliv dodatečné změny. Pozdním předkládáním kontrolních zkoušek je uvedený požadavek na průkazné a věrohodné zkoušky značně zpochybnitelný, pokud není veden autentický záznam např. ve stavebním deníku.
- Provedené hutnicí zkoušky (pokusy) nebyly dostatečně vyhodnoceny (klimatické podmínky, délky zkušebních polí, způsoby hutnění, v případě úpravy pojivem dávkování pojiva, hloubka a rovnoměrnost promísení pojiva se zeminou, kvalita pojiva, dále celkové vyhodnocení provedených zkoušek s návrhem dalšího postupu prací).

Kontrolní zkoušky - ochranná vrstva ze šterkodrti, podkladní vrstva z mechanicky zpevněného kameniva

- U některých nevyhovujících statických zatěžovacích zkoušek nebyla doložena opravná zkouška.
- V dostatečné četnosti nebyly doloženy zkoušky zrnitosti, obsahu jemných částic a srovnávací objemové hmotnosti.

- Vůbec nebyly doloženy zkoušky kvality jemných částic (ekvivalent písku).
- V případě vrstvy z mechanicky zpevněného kameniva byly místně zjištěny nevyhovující výsledky statických zatěžovacích zkoušek, přestože ochranná vrstva ze šterkodrti byla ve stejném místě vyhovující.

Kontrolní zkoušky - podkladní vrstva ze směsi stmelené cementem

- Vůbec nebyly doloženy zkoušky zrnitosti a obsahu jemných částic vstupních materiálů, dále nedoloženy zkoušky srovnávací objemové hmotnosti.
- V dostatečné četnosti nebyly doloženy zkoušky pevnosti v tlaku a zkoušky odolnosti proti mrazu a vodě.

Praktické ukázky z jednotlivých úseků

Obrázek 1) Spárořez na úseku 15 – chybné provedení



Obrázek 2) Poškozené nosníky na úseku 20



Obrázek 3) Pokládka CB krytu na úseku 6



Obrázek 4) Pokládka CB krytu na úseku 3



Obrázek 5) Práce ve SDP na úseku 12





Závěr

Výše uvedené nedostatky a nesrovnalosti dokumentují praktickou stránku problematiky spojenou s dokladováním kvality provedených prací.

Technologické předpisy neobsahují zásadní údaje. Např. zásadní je uvedení způsobu hutnění doloženého hutním pokusem. Samostatnou kapitolou je pozdní schvalování, které TePř následně staví do role pouze formálního dokumentu.

V případě kontrolních zkušebních plánů je problematika pozdních schvalování rovněž zásadní. Bez schváleného KZP je v realitě probíhající stavby poměrně obtížně dohledatelné, jaké zkoušky mají být vlastně provedeny (je třeba vyhledávat k ZTKP, TKP a navazujících předpisech), často dochází k nezpracování požadavků ZTKP. Následné pozdní, nebo dodatečné dokládání požadovaných zkoušek výrazně snižuje jejich věrohodnost.

U schvalování materiálů pro stavbu se spíše než s vyslovenou nekvalitou navržených materiálů lze setkat s laxním přístupem ze strany zhotovitelů při dokládání splnění všech parametrů požadovaných zadávací dokumentací. Opět se často zapomíná na požadavky ZTKP, např. v případě stavby Modernizace D1 je v ZTKP stanoven požadavek na prověření objemové stálosti u materiálů zamýšlených pro vybudování zemního tělesa.

Provádění kontrolních zkoušek má úzkou souvislost s řádným schválením KZP. Často jsou prováděny pouze základní zkoušky týkající se zpracování materiálů (např. míry zhutnění, statické zatěžovací zkoušky), přičemž jsou v nedostatečné četnosti prováděny, nebo dokonce opomíjeny zkoušky pro doložení kvality použitých materiálů (např. zrnitost, obsah a kvalita jemných částic). Nedílnou součástí je rovněž řádná, přehledná a průkazná evidence kontrolních zkoušek.

Použitá literatura

Zvláštní technické a kvalitativní podmínky, D1 Mirošovice - Kývalka, modernizace, všechny úseky konečné konsolidované znění, 2017.

Kapitola 1 TKP, Všeobecně, 2017.

Kapitola 4 TKP, Zemní práce, 2017.

Kapitola 5 TKP, Podkladní vrstvy, 2015.

Kapitola 7 TKP, Hutněné asfaltové vrstvy, 2008.

Navazující odkazované dokumenty (zejména TP, ČSN, ČSN EN).





VÝZNAM DOSTUPNOSTI DÁLNIČNÍ SÍTĚ Z HLEDISKA JEJÍHO PROVOZOVATELE

Dipl.-Ing. Dr. Johannes Steigenberger
ASFINAG Bau Management GmbH
Modecenterstrasse 16/3, 1030 Vídeň
RAKOUSKO

johannes.steigenberger@asfinag.at
+43 (0) 50108 – 14930

VÝZNAM DOSTUPNOSTI DÁLNIČNÍ SÍTĚ Z HLEDISKA JEJÍHO PROVOZOVATELE

Dipl.-Ing. Dr. Johannes Steigenberger
ASFINAG Bau Management GmbH
Modecenterstrasse 16/3, 1030 Vídeň
RAKOUSKO

johannes.steigenberger@asfinag.at
+43 (0) 50108 – 14930

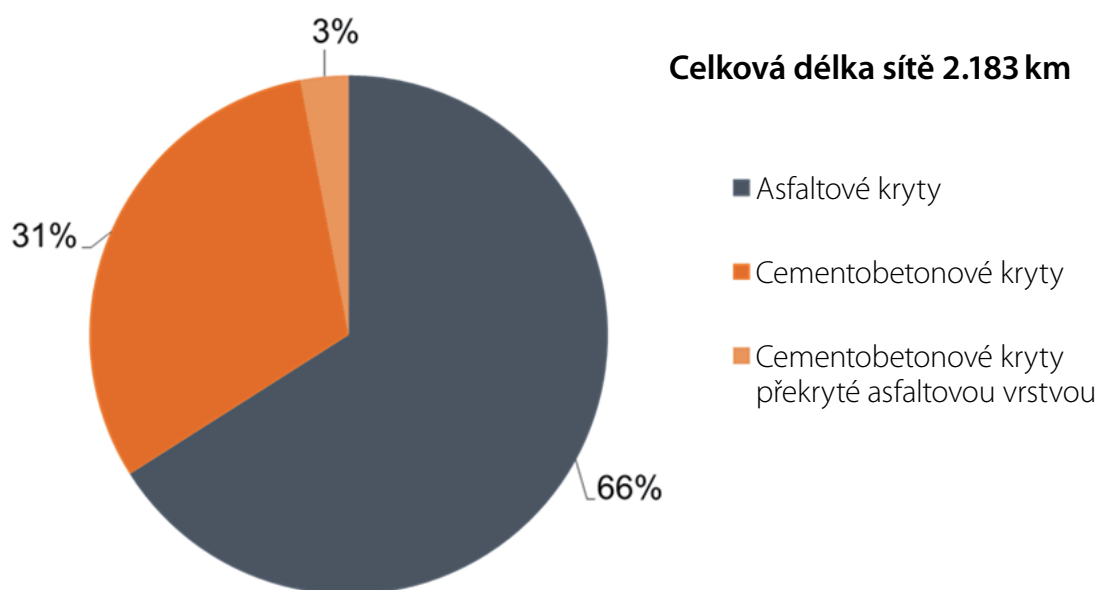
ÚVOD

Dálnice a rychlostní silnice jsou jako dopravní komunikace nejvyšší třídy jedním ze základních předpokladů pro volný pohyb zboží a osob a pro uspokojování soudobých potřeb souvisejících s mobilitou. Sít, která vyhovuje skutečným potřebám, je vybudována s ohledem na bezpečnost provozu a která je dobře obsluhována a současně poskytuje vysokou míru dostupnosti, přispívá navíc významně k rozvoji regionů a k posilování rakouského hospodářského růstu.

Společnost Autobahnen und Schnellstrassen Finanzierungs AG (ASFINAG), která byla založena Rakouskou republikou v roce 1982, je vyčleněný podnik, který je financován výlučně prostřednictvím svých vlastních příjmů z výběru mýta.

Společnost ASFINAG je tedy společnost, která je financována pouze zákazníky a která je pověřena zajišťováním plánování, financování, výstavby, údržby a provozu rakouské sítě dálnic a rychlostních silnic o celkové délce zhruba 2.200 km, a to včetně výběru mýta.

Obr. 1: Podíly cementobetonových a asfaltových krytů v síti spravované společností ASFINAG
(stav: konec roku 2016)





Vzhledem ke geografické poloze se šesti důležitými tranzitními koridory, a neustále se zvyšujícímu dopravnímu zatížení vysokorychlostní silniční sítě, je nutná především vysoká únosnost a odolnost proti opotřebení, které mají umožnit dosažení delších intervalů mezi jednotlivými opravami.

Jako společnost, která si počíná hospodárně a inovativně, se ASFINAG v rozhodující míře zaměřuje také na podporu vývoje nových stavebních technologií a postupů.

Díky moderním systémům dokáže zaručit optimální dobu trvání, optimální rozsah sanačních prací, související náklady, a tím i co nejvyšší bezpečnost pro své zákazníky.

Cílem je zajištění maximální dostupnosti – tedy splnění jednoho z klíčových kritérií zákazníka – při minimálních nákladech na údržbu. ASFINAG si počíná jako ekonomicky zodpovědný provozovatel dálniční sítě - vysoce zatížené úseky vyžadují vysoce únosné kryty.

STRATEGIE ÚDRŽBY

Společnost ASFINAG je mj. zodpovědná za udržování stavebních objektů, které jsou součástí sítě dálničních a silničních komunikací a které zahrnují:

- vozovky s celkovou plochou činící asi 51,3 mil. m²
- mosty s celkovou plochou činící asi 5,60 mil. m²
- tunely o celkové délce činící 284 kilometrů

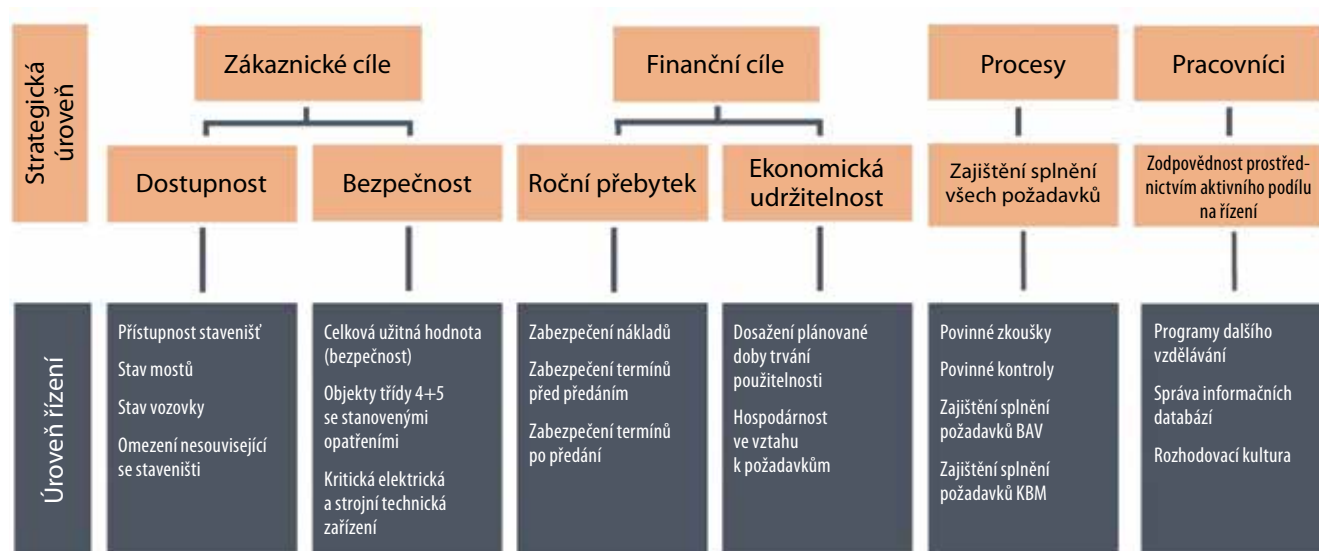
Cíle strategie údržby jsou odvozeny z definovaných cílů společnosti:

- cíle zákazníka – optimální dostupnost sítě a bezpečnost provozu
- finanční cíle – udržitelné využívání finančních prostředků
- procesy – jejich dodržování je zárukou stálé kvality a poskytuje možnost plánování
- pracovníci – kvalifikovaní pracovníci zajišťují optimální odbornou a organizační úroveň při plnění nezbytných úkolů prováděných v rámci údržby

Koncernové cíle jsou z hlediska způsobu realizace rozčleněny do tří rozhodovacích úrovní (strategická úroveň – úroveň řízení – realizační úroveň). Za účelem kontroly dosahování těchto cílů jsou ve druhé úrovni zavedeny a vyhodnocovány klíčové ukazatele výkonnosti (KPI). Hlavním účelem těchto ukazatelů je tedy zajištění dodržování postupů směřujících k dosažení podnikových cílů.

Na realizační úrovni je prostřednictvím příslušného plánu správy aktiv a majetkových účastí pro každou třídu objektů definován postup, který se vztahuje k životnímu cyklu, zjišťování stavu a oceňování.

Obr. 2: Strategie údržby [3]



PODSTATNÉ FAKTORY OVLIVŇUJÍCÍ VÝBĚR STAVEBNÍ TECHNOLOGIE

Na začátku každého projektu je nutno nalézt odpověď na otázku: asphalt nebo beton. [4] Hledání řešení se přitom má uskutečňovat podle objektivních kritérií. Podstatnými ovlivňujícími faktory jsou:

- dopravní zatížení a jeho vývoj
- časové období sledování, poměřovací metoda
- požadavky související s ochranou životního prostředí: emise hluku, recyklace
- vlastnosti podloží stavby
- dostupnost materiálu pro kryt vozovky
- dostupnost sítě (zákaznická kritéria)
- ekonomická kritéria (stavební náklady, udržování stavebních a provozních objektů vč. provozních nákladů spojených např. s osvětlením tunelů)

Společnost ASFINAG vyvinula před několika lety interní kalkulační nástroj, takzvaný Decision Support Tool (nástroj pro poskytování podpory při rozhodování, DST) [1], který umožňuje porovnávání a oceňování variant vozovek. Tento software nachází využití při výstavbě nových úseků i při provádění generálních rekonstrukcí stávajících úseků, přičemž toto využití spočívá v analyzování různých konstrukcí vozovek podle RVS 08.03.63 [2] (RVS = předpisy a směrnice pro silniční stavitelství), zejména s ohledem na náklady připadající na životní cyklus (vč. zůstatkové hodnoty) a s ohledem na odhadování rizika a provozních nákladů (souvisejících např. s tunely).

Pro provádění oceňování, resp. porovnávání jsou nezbytné následující vstupní informace, které se vztahují jak k předem určené variantě (vozovka prováděná podle podmínek výběrového řízení), tak i k případným dalším alternativám:

- třída zatížení (podle RVS 03.08.63) [2]
- typ stavby (podle RVS 03.08.63)
- jednotková cena
- druh krytu vozovky

Obr. 3: Předloha vstupní obrazovky pro zadávání dat vozovky RVS 03.08.63 [2] (stav z roku 2016)

Vstupní hodnoty variant vozovky dle RVS 03.08.63		Vyměřovací tabulky RVS		OK
Konstrukce vozovky podle podmínek výběrového řízení				
Třída zatížení	82	(podle příl. 1)		
Typ stavby	AS2	☐		
Jednotková cena	60	€/m2 (dle nabídky)		
Kryt	Asfalt (SMA)	☐		
Normovaná změna zatížení (přípustná)	82	mil. (dle RVS 03.08.63)		
Alternativní konstrukce vrchní stavby				
Třída zatížení	89	(podle příl. 1)		
Typ stavby	BE1	☐		
Jednotková cena	60	€/m2 (dle nabídky)		
Kryt	BETON	☐		
Normovaná změna zatížení (přípustná)	89	mil. (dle RVS 03.08.63)		

Dále jsou potřebné tyto údaje:

- celkový podíl těžké dopravy
- počet jízdních pruhů v každém směru
- šířka jízdních pruhů
- podíl dopravního zatížení připadající na jednotlivé jízdní směry

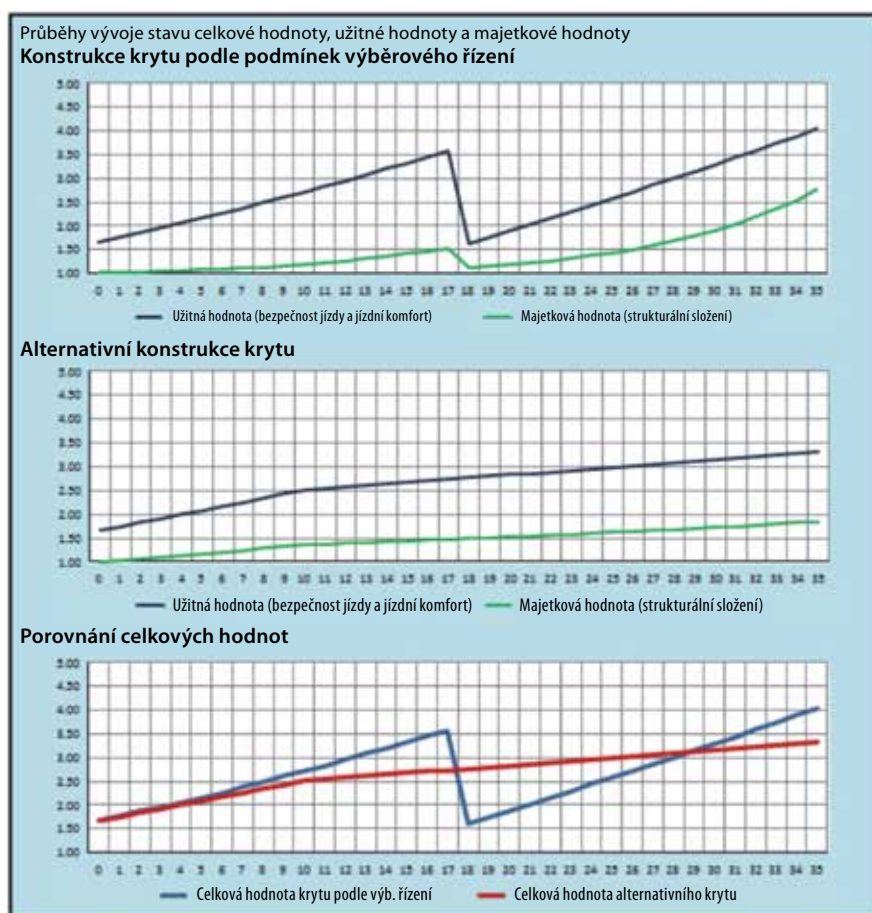
Pro vyměřovací časové období RVS 03.08.632 se používá standardní hodnota 30 roků, kterou nelze změnit.

Pro výpočet nákladů připadajících na životní cyklus jsou dále potřebné informace, které umožňují provedení odhadu rozsahu udržovacích opatření. Jako zdroj vstupních informací přitom můžeme využívat také své zkušenosti a údaje shromážděné během několika desetiletí zajišťování provozu a údržby.

Na základě analýzy životního cyklu mohou být prostřednictvím nástroje Decision Support Tool pro „porovnávání a oceňování variant vozovek“ získávány následující výsledky:

- vývoj stavu užitné hodnoty a hodnoty majetku pro každou variantu (viz obr. 4)
- vývoj stavu celkové hodnoty ve formě vzájemného porovnání obou variant (viz obr. 4)

Obr. 4: Vývoj stavu dílčích hodnot a celkové hodnoty jako porovnání obou variant



DALŠÍ KROKY FÁZE ROZHODOVÁNÍ PŘI REALIZACI PROJEKTU [4]

V podobě nástroje Decision Support Tool má nyní společnost ASFINAG k dispozici interní, objektivní kalkulační a oceňovací prostředek, který umožňuje porovnávání alternativních konstrukcí vozovek. Přitom může společnost ASFINAG využívat také obsáhlý datový materiál, včetně podkladů obsahujících výsledky výpočtů nákladů prováděných při realizaci dřívějších projektů. Samotný nástroj však v jednotlivých případech neprovádí konečné rozhodování. Toto rozhodování je totiž ovlivňováno mnoha dalšími faktory, které je nutno posuzovat. Kromě vlastní konstrukce vozovky je totiž nutno zvážit také proveditelnost ze stavebně technického, dopravně technického a případně také logistického hlediska (výhody související s udržováním, protihluková ochrana, nezbytnost statického posouzení stavu stávajících mostů, možnosti flexibilních vestaveb, kratší doba výstavby atd.) a rovněž zajištění personálu.

Nezbytné je rovněž provedení analýzy trhu a získání doplňujících odborných posudků souvisejících s požadavky, které jsou specifické pro jednotlivé projekty, jako např. požadavky na protihlukovou ochranu nebo možnosti recyklace.

Společnost ASFINAG v zásadě vždy připouští alternativy, přičemž výjimkou jsou pouze případy, kdy z projektu vyplývají omezující požadavky, následkem čehož je potřebné vyloučení některých variant. Od investora se očekává, že bude jasně formulovat požadavky kladené na kvalitu. Rozhodování o možných způsobech, jakými lze ke stanovenému cíli dospět, pak zpravidla přísluší zhotovitelům.



ZÁVĚREČNÉ SHRNUTÍ

Společnost ASFINAG si počíná jako ekonomicky zodpovědný provozovatel dálniční sítě - vysoce zatěžované úseky vyžadují vysoce zatížitelné kryty.

Pro společnost ASFINAG jakožto hospodárně si počínajícího provozovatele dálnic a rychlostních silnic to znamená trvalé zajišťování hodnoty a využitelnosti objektů. Opatření, která souvisejí s údržbou a sanacemi jsou stanovována v závislosti na stavu objektů a s přihlédnutím k jejich životnosti, a to tak, aby byla realizována v neoptimálnějším termínu. Tím je zajištěno správné využití hospodářských prostředků.

Rozhodnutí ve prospěch nebo v neprospěch betonu / asfaltu není dáno předem. Obě stavební technologie stojí vedle sebe jako naprosto rovnocenné. Jakožto podnik, který si počíná hospodárně a inovativně, se proto společnost ASFINAG v rozhodující míře zaměřuje na podporu vývoje nových stavebních technologií a postupů, které si vzájemně konkurují.

Rozhodnutí je přijímáno pro každý jednotlivý případ samostatně: zvolena je vždy ta stavební technologie, která je nejhospodárnější pro příslušný projekt a neoptimálnější z hlediska zákazníka. V podobě nástroje Decision Support Tool (DST) [1] byl vyvinut software pro poskytování podpory při rozhodování.

LITERATURA A DOLOŽENÍ ZDROJŮ

- [1] Decision Support Tool (DST), porovnávání a oceňování variant vrchních staveb, dokumentace, verze 2, listopad 2016, Dr. Alfred Weninger-Vycudil, PMS – Consult GmbH
- [2] RVS 03.08.63, Vyměřování vrchních staveb, FSV Vídeň
- [3] Infrastruktura – správa aktiv a majetkových účastí, Rakouský stavební kongres 2018, Christian Honeger, ASFINAG Service GmbH
- [4] Asfalt nebo beton – cesta k nalezení řešení, Stavební seminář GESTRATA 2018, Franz Fegelin a Johannes Steigenberger, ASFINAG Bau Management GmbH

IMPORTANCE OF NET - AVAILABILITY FOR THE MOTORWAY OPERATOR

Dipl.-Ing. Dr. Johannes Steigenberger
ASFINAG Bau Management GmbH
Modecenterstraße 16/3, 1030 Wien
ÖSTERREICH

johannes.steigenberger@asfinag.at
+43 (0) 50108 – 14930

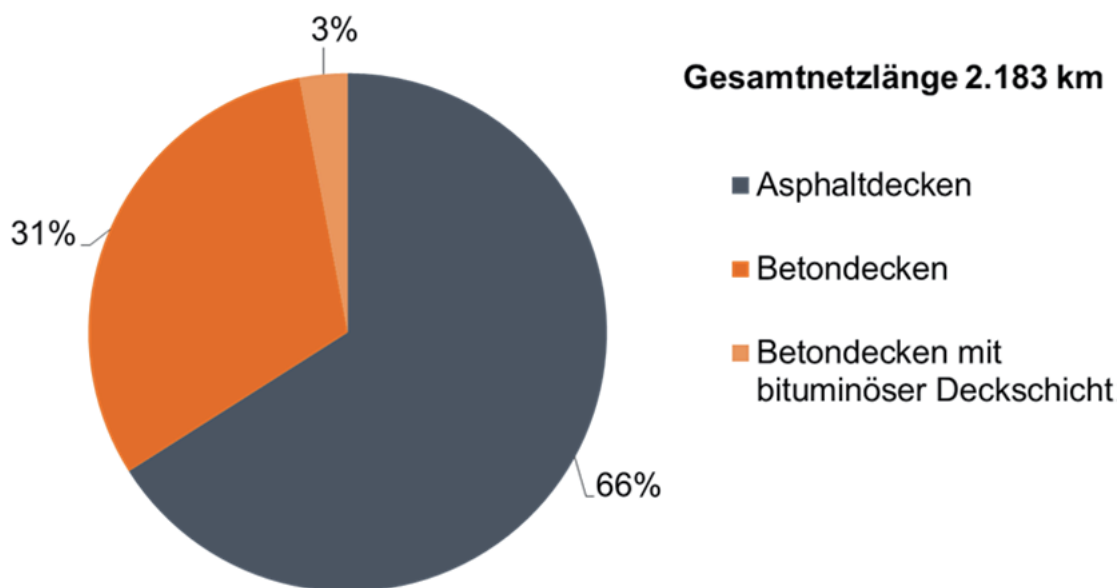
EINFÜHRUNG

Autobahnen und Schnellstraßen sind als hochrangige Verkehrsträger eine der grundlegenden Voraussetzungen für den freien Güter- und Personenverkehr sowie die Befriedigung moderner Mobilitätsbedürfnisse. Darüber hinaus trägt ein bedarfsgerechtes, verkehrssicher ausgebautes und gut serviciertes Netz mit einer hohen Verfügbarkeit zur Entwicklung der Regionen und der Stärkung des Wirtschaftsstandortes Österreich bei.

Die 1982 gegründete Autobahnen und Schnellstraßen Finanzierungs AG (ASFINAG) ist ein ausgegliedertes Unternehmen der Republik Österreich und finanziert sich ausschließlich aus seinen Mauteinnahmen.

Die ASFINAG ist somit ein rein kundenfinanziertes Unternehmen und zuständig für die Planung, die Finanzierung, den Bau, die Erhaltung, den Betrieb und die Bemannung des österreichischen Autobahn- und Schnellstraßennetzes mit einer Gesamtlänge von rund 2.200 km.

*Abb. 1: Anteile Betondecken und Asphaltdecken im Netz der ASFINAG
(Stand: Ende 2016)*





Aufgrund der geografischen Lage mit sechs wichtigen Transitkorridoren und der damit stetig zunehmenden Verkehrsbelastung im hochrangigen Netz, sind es vor allem die hohe Tragfähigkeit und Verschleißfestigkeit, die somit längere Intervalle zwischen den Sanierungen ermöglichen sollen.

Als wirtschaftlich und innovativ agierendes Unternehmen, fördert die ASFINAG auch maßgeblich die Entwicklung von neuen Bauweisen und Techniken.

Mit modernen Systemen werden optimale Sanierungszeitpunkte, -umfänge und -kosten und damit die bestmögliche Sicherheit für unsere Kunden gewährleistet.

Ziel ist die maximale Verfügbarkeit – eines der wesentlichen Kundenkriterien - bei minimalem Erhaltungsaufwand. Die ASFINAG handelt als wirtschaftlich verantwortungsvoller Autobahnbetreiber - Hochbelastete Strecken verlangen nach belastbaren Belägen.

ERHALTUNGSSTRATEGIE

Die ASFINAG ist u.a. verantwortlich für die Erhaltung der baulichen Anlagen im Streckennetz:

- die Fahrbahn mit einer Gesamtfläche von ca. 51,3 Mio. m²
- die Brücken mit einer Gesamtfläche von ca. 5,60 Mio. m²
- die Tunnel mit ca. 284 Röhrenkilometer

Die Ziele der Erhaltungsstrategie leiten sich von den definierten Unternehmenszielen ab:

- Kundenziele – optimale Netzverfügbarkeit und Verkehrssicherheit
- Finanzziele – nachhaltiger Einsatz von finanziellen Mitteln
- Prozesse – deren Einhaltung gewährleisten eine Qualitätssicherung und stellen die Planbarkeit sicher
- Mitarbeiter – qualifizierte Mitarbeiter stellen eine optimale fachliche und organisatorische Abwicklung notwendiger Erhaltungsaufgaben sicher

Die Konzernziele werden für die Umsetzung in drei Entscheidungsebenen gegliedert (Strategieebene – Managementebene – Umsetzungsebene). Zur Umsetzungskontrolle werden in der zweiten Ebene Schlüsselindikatoren (Key Performance Indicator – KPI) eingeführt und evaluiert. Hauptziel ist es, mit Hilfe dieser Indikatoren die Einhaltung der Unternehmensziele sicherzustellen.

In der Umsetzungsebene wird mittels eines Asset Management Plans für jede Objektklasse die Vorgehensweise hinsichtlich Lebenszyklus, Zustandserfassung und Bewertung definiert.

Abb. 2: Erhaltungsstrategie [3]



WESENTLICHE EINFLUSSFAKTOREN FÜR DIE WAHL DER BAUWEISE

Am Beginn jedes Projektes steht daher die Frage: Asphalt oder Beton. [4] Die Entscheidungsfindung soll dabei nach objektiven Kriterien erfolgen. Die wesentlichen Einflussfaktoren sind:

- Verkehrsbelastung, -entwicklung
- Betrachtungszeitraum, Bemessungsperiode
- Anforderungen Umwelt: Lärmemission, Recycling
- Eigenschaften Unterbau
- Verfügbarkeit Oberbaumaterialien
- Netzverfügbarkeit (Kundenkriterien)
- Wirtschaftlichkeitskriterien (Baukosten, bauliche und betriebliche Erhaltung inkl. Betriebskosten für z.B. Tunnelbeleuchtung)

Die ASFINAG hat vor einigen Jahren ein internes Berechnungstool, das sogenannte Decision Support Tool (DST) [1] entwickelt, das den Vergleich und die Bewertung von Oberbauvarianten ermöglicht. Diese Software kann bei Neubaukonstruktionen und Generalerneuerungen angewendet werden, indem verschiedene Oberbaukonstruktionen gemäß RVS 08.03.63 [2] hinsichtlich Lebenszykluskosten (inkl. Restwert), Abschätzung des Erhaltungsrisikos und Betriebskosten (z.B. Tunnel) analysiert werden.

Für die Durchführung der Bewertung bzw. den Vergleich sind sowohl für die vorgegebene Variante (Oberbau gem. Ausschreibung) als auch für die Alternative folgende Eingangsinformationen notwendig:

- Lastklasse (gem. RVS 03.08.63) [2]
- Bautyp (gem. RVS 03.08.63)
- Einheitspreis
- Art der Deckschicht

Abb. 3: Eingabemaske Oberbaudaten gem. RVS 03.08.63 [2] (Stand 2016)

Eingangswerte Oberbauvarianten gem. RVS 03.08.63			RVS-Bemessungstabellen OK		
Oberbaukonstruktion gem. Ausschreibung			Alternative Oberbaukonstruktion		
Lastklasse	82	(gem. Anhang 1)	Lastklasse	89	(gem. Anhang 1)
Bautyp	A52		Bautyp	BE1	
Einheitspreis	60	€/m² (gem. Angebot)	Einheitspreis	60	€/m² (gem. Angebot)
Deckschicht	SMA		Deckschicht	BETON	
NLW (zulässig)	82	Mio. (gem. RVS 03.08.63)	NLW (zulässig)	89	Mio. (gem. RVS 03.08.63)

Weiter erforderlich sind:

- Gesamtschwerverkehr (JDTLV)
- Anzahl der Fahrstreifen je Richtung
- Fahrstreifenbreite
- Bezug der Verkehrsbelastung auf die Fahrtrichtung

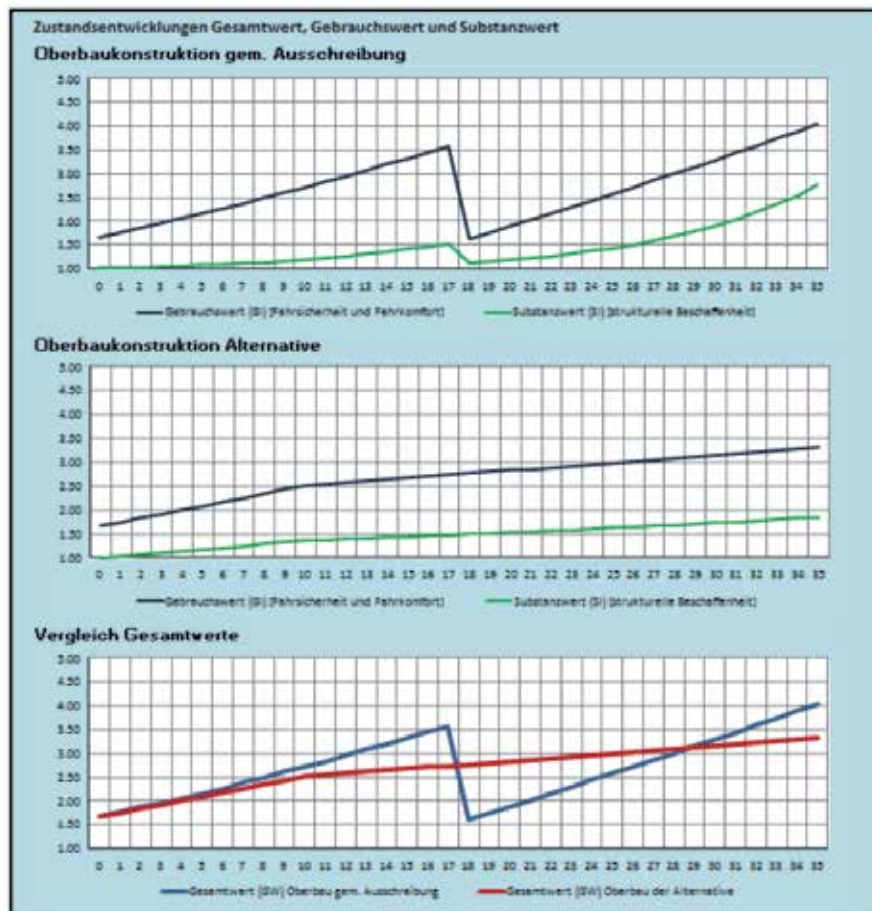
Für die Bemessungsperiode wird gem. RVS 03.08.632 ein Standardwert von 30 Jahren verwendet, welcher nicht verändert werden kann.

Für die Berechnung der Lebenszykluskosten sind weiter Informationen für die Abschätzung der Erhaltungsmaßnahmen erforderlich. Dabei können wir auf unsere Erfahrungen und Daten aus jahrzehntelangem Betreiben und Erhalten einfließen lassen.

Auf der Grundlage der Lebenszyklusanalyse können folgende Ergebnisse aus dem Decision Support Tool „Vergleich und Bewertung von Oberbaukonstruktionen“ entnommen werden:

- Zustandsentwicklung Gebrauchswert und Substanzwert für jede Variante (siehe Abb. 4)
- Zustandsentwicklung Gesamtwert in Form einer vergleichenden Gegenüberstellung der beiden Varianten (siehe Abb. 4)

Abb. 4: Zustandsentwicklung Teilwerte und Gesamtwert als Vergleich beider Varianten



WEITERE ENTSCHEIDUNGSSCHRITTE IN EINEM PROJEKT [4]

Mit dem Decision Support Tool steht nun ein ASFINAG – internes, objektives Berechnungs- und Bewertungstool zum Vergleich alternativer Oberbaukonstruktionen zur Verfügung. Dabei kann die ASFINAG auch auf ein umfangreiches Datenmaterial und einen Bewertungshintergrund aus vielen Projekten zurückgreifen. Das Tool kann jedoch die Entscheidung im Einzelfall nicht abnehmen. Diese ist durch viele weitere Faktoren die es zu bewerten gilt, beeinflusst. Neben der Oberbaukonstruktion sind auch Überlegungen der Umsetzbarkeit aus technischer, verkehrstechnischer bzw. logistischer Sicht (Vorteile in der Erhaltung, Lärmschutz, Statische Notwendigkeit bei Bestandsbrücken, flexibler Einbau, kürzere Bauzeit, etc.), aber auch Personell anzustellen.

Eine Marktanalyse ist ebenfalls durchzuführen und ergänzende Gutachten für projektspezifische Anforderungen, wie z.B.: Lärmschutz, Recyclingmöglichkeiten, sind einzuholen.

Grundsätzlich lässt die ASFINAG immer Alternativen zu, außer es ergeben sich einschränkende Anforderungen im Projekt, die einen Ausschluss von Varianten erforderlich machen. Die Qualitätsanforderungen an sich sind klar vom Auftraggeber zu formulieren. Die Möglichkeiten an das gestellte Ziel zu kommen obliegt in der Regel den Auftragnehmern.

Abb. 5: A5 Nordautobahn



ZUSAMMENFASSUNG

Die ASFINAG handelt als wirtschaftlich verantwortungsvoller Autobahnbetreiber - Hochbelastete Strecken verlangen nach belastbaren Belägen.

Für die ASFINAG als wirtschaftlich agierenden Betreiber von Autobahnen und Schnellstraßen bedeutet das eine nachhaltige Sicherung des Werts und der Nutzbarkeit der Anlagen. Instandhaltungs- und Sanierungsmaßnahmen werden in Abhängigkeit vom Zustand und unter der Berücksichtigung der Lebensdauer der Anlagen zum bestmöglichen Zeitpunkt gesetzt. Dadurch ist der richtige Einsatz der wirtschaftlichen Mittel sichergestellt.

Es gibt keine Entscheidung pro oder contra Beton/Asphalt. Beide Bauweisen stehen gleichberechtigt nebeneinander. Als wirtschaftlich und innovativ agierendes Unternehmen, fördert die ASFINAG daher maßgeblich die Entwicklung und somit den Wettbewerb von neuen Bauweisen und Techniken.

Die Entscheidung fällt im Einzelfall: Die Wahl der für das jeweilige Projekt wirtschaftlichsten und aus Kundensicht optimalsten Bauweise. Mit dem Decision Support Tool (DST) [1] wurde eine Software für die Unterstützung bei der Entscheidung entwickelt.

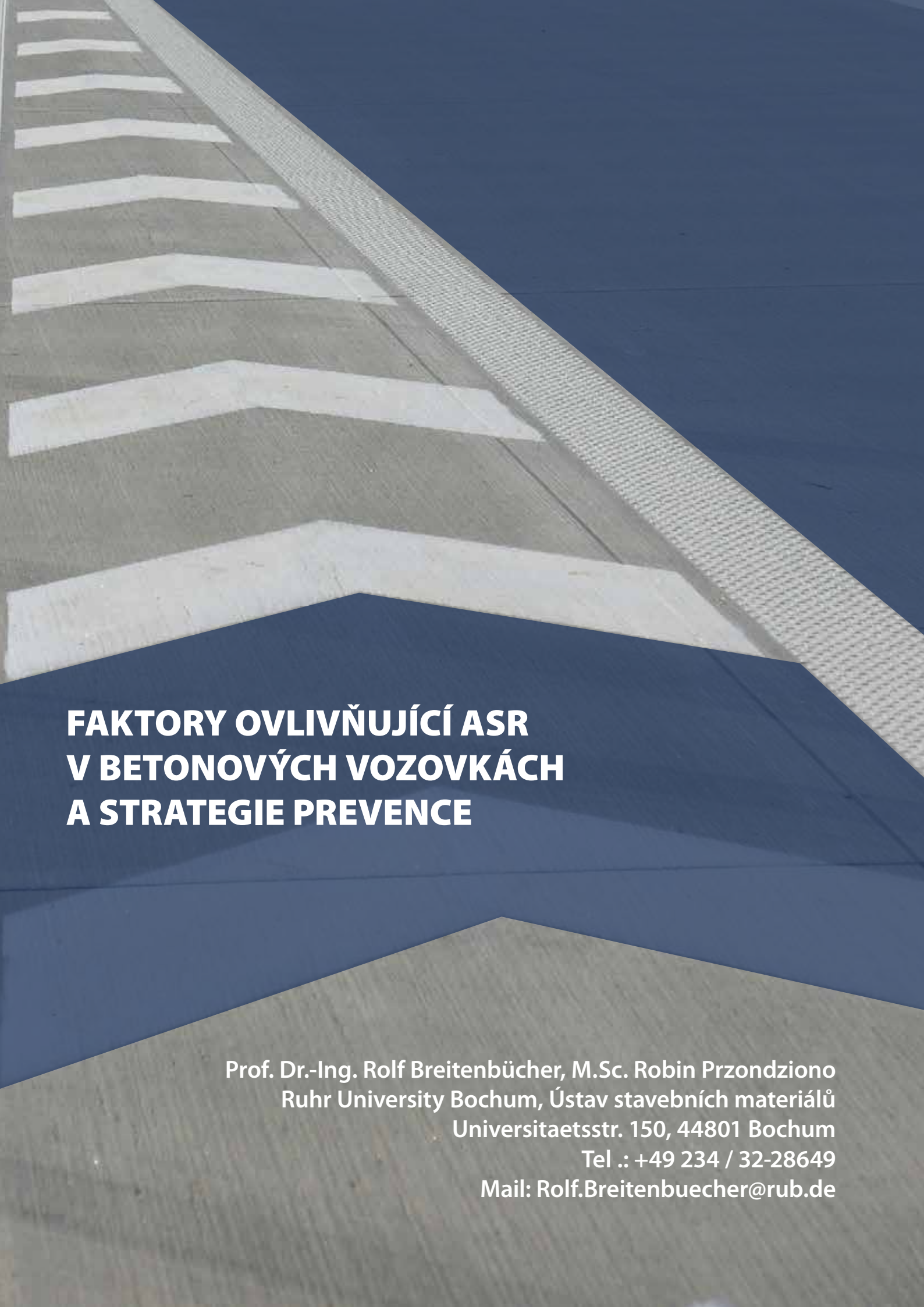
LITERATUR UND QUELLENNACHWEISE

- [1] Decision Support Tool (DST), Vergleich und Bewertung von Oberbauvarianten, Dokumentation, Version 2, November 2016, Dr. Alfred Weninger-Vycudil, PMS – Consult GmbH
- [2] RVS 03.08.63, Oberbaubemessung, FSV Wien
- [3] Infrastruktur – Asset Management, Österreichischer Baukongress 2018, Christian Honeger, ASFINAG Service GmbH
- [4] Asphalt oder Beton – Ein Weg zur Entscheidungsfindung, GESTRATA Bauseminar 2018, Franz Fegelin und Johannes Steigenberger, ASFINAG Bau Management GmbH



2. BLOK

**MATERIÁLY
DO CEMENTOBETONOVÝCH
KRYTŮ A VLASTNOSTI
BETONOVÝCH VOZOVEK**



FAKTORY OVLIVŇUJÍCÍ ASR V BETONOVÝCH VOZOVKÁCH A STRATEGIE PREVENCE

Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher, M.Sc. Robin Przondziono
Ruhr University Bochum, Ústav stavebních materiálů
Universitaetsstr. 150, 44801 Bochum
Tel .: +49 234 / 32-28649
Mail: Rolf.Breitenbuecher@rub.de

FAKTORY OVLIVŇUJÍCÍ ASR V BETONOVÝCH VOZOVKÁCH A STRATEGIE PREVENCE

Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher, M.Sc. Robin Przondziona

Ruhr University Bochum, Ústav stavebních materiálů

Universitätsstr. 150, 44801 Bochum

Tel. : +49 234 / 32-28649

Mail: Rolf.Breitenbuecher@rub.de

Alkalicko-křemičitá reakce (ASR) v cementobetonových krytech vozovek je v Německu reálným problémem konce 90. let 20. století a začátku nového tisíciletí. V rámci rozsáhlého výzkumného projektu byly na Porúrské universitě v Bochumi intenzivně studovány příčiny škod způsobovaných ASR. Bylo zjištěno, že ASR v cementobetonových krytech není ovlivněna pouze reaktivností kameniva, ale spíše superpozicí různých ovlivňujících faktorů. Například v betonových vozovkách dochází ke specifickým podmínkám, které ASR výrazně zvyšují. Na jednu stranu jsou betonové vozovky vystaveny cyklickému zatížení způsobenému dopravou a povětrnostními změnami, které vedou k poškození matrixu betonu; na druhou stranu jsou během zimního období působení rozmrazovacích prostředků obsahujícím alkálií, takže dochází k externímu přísunu alkálií.

Bylo zjištěno, že cyklicky vyvolávané mikrotrhliny v matrixu betonu (o šířce cca 5 µm) drasticky zvyšují pronikání těchto externě přiváděných roztoků. Při superpozici obou těchto účinků se podstatně zvyšuje obsah alkálií potřebných pro reakci s potenciálně reaktivním kamenivem. Oba tyto účinky tedy zintenzivňují ASR v betonových vozovkách.

Pro výskyt ASR jsou bezpodmínečně nezbytné tři podmínky: potenciálně reaktivní kamenivo, dostatečný přísun alkálií a odpovídající stupeň vlhkosti. V Německu bylo v posledních 10 až 15 letech přijato mnoho opatření k tomu, aby se zabránilo poškození betonových vozovek způsobeného ASR. Již v roce 2005 byl obsah alkálií (ekvivalent Na_2O) povolený v cementech používaných pro betonové vozovky omezen na 0,8% hmotnosti. Navíc musí být v každém případě kamenivo, které má být použito, posouzeno předem na základě zvláštního postupu. Tento postup může objednat dodavatel kameniva v rámci obecného povolení pro kamenolom, kdy se provádí zkouška ASR na betonu s tímto kamenivem za nejhorších možných podmínek. Druhou možností je provedení výkonnostních „performance test“, zkoušek konkrétního betonu, který bude použit v určitém projektu. Zkoušky ASR trvají přibližně 9 měsíců a tato druhá možnost tedy není v praxi vhodná pro všechny případy.

Od doby, kdy byly tyto požadavky německými silničními úřady v roce 2005 stanoveny (s dodatky z roku 2013), nedošlo na cementobetonových krytech vozovek, které byly provedeny v souladu s těmito pokyny, k žádným novým škodám souvisejícím s ASR. Závěrem lze tedy konstatovat, že přijatá opatření v oblasti prevence vůči ASR jsou účinná.

ÚVOD

Trhliny v cementobetonových krytech vozovek jsou jedním z hlavních problémů tohoto typu vozovek, protože jejich trvanlivost může být trhlinami výrazně narušena. V mnoha případech jsou trhliny způsobeny vynuceným napětím vyvolaným například omezením deformace betonu v důsledku působení teplot nebo vlhkosti. Kromě toho je v různých německých regionech vznik trhlin v betonových vozovkách v posledních desetiletích často spojován s alkalicko-křemičitou reakcí (ASR).

V Německu je asi 1/3 z 12 000 km dálnic vybudována s použitím betonu (4 000 km). U asi 10 % betonových silničních pásů (tj. 400 km) bylo pozorováno rozsáhlé vytváření trhlin, a to během 5 až 10 let po výstavbě. Ve většině případů mohla být v těchto konkrétních materiálech prokázána přítomnost produktů ASR. Tyto škody jsou převážně soustředěny ve východních regionech, kde se jako hrubé kamenivo používaly zejména droba a ryolit.

Nicméně i když jsou ve vzorcích z postižených oblastí zjištěny příslušné produkty ASR, trhliny jsou způsobeny pouze ASR ve výjimečných případech. Spíše je třeba předpokládat, že trhliny v betonových vozovkách jsou způsobeny superpozicí působení několika napětí. Aby bylo možné definovat přiměřená technologická opatření k zabránění kritických trhlin ve vozovkách, je třeba nejdříve identifikovat nejvýznamnější zdroje napětí.

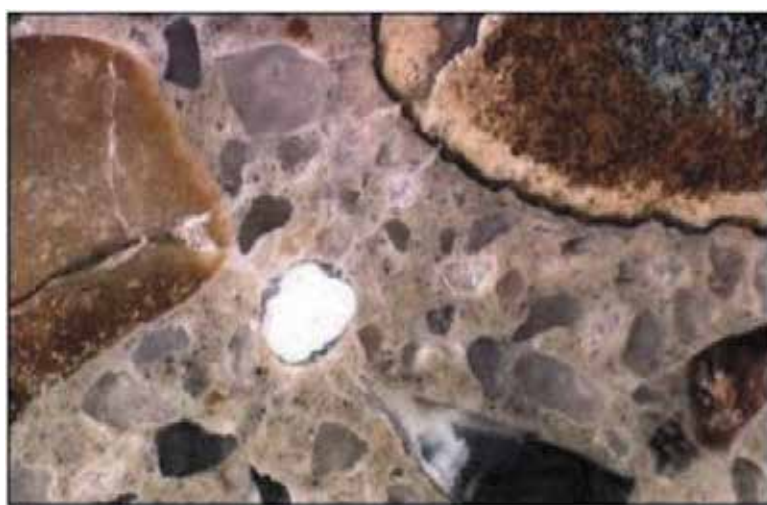
Alkalicko-křemičitá reakce

Během dobře známé alkalicko-křemičité reakci (ASR) dochází k reakci mezi amorfním oxidem křemičitým (SiO_2) s alkalickými hydroxidovými ionty (NaOH , KOH) na viskózní alkalicko-křemičitý gel, a to pokud je současně k dispozici odpovídající vlhkost (rovnice 1).



Amorfní oxid křemičitý se do betonu běžně dostává s hrubým kamenivem, jako je opál, droba a ryolit, obsahující SiO_2 , zatímco alkálie pocházejí převážně z cementu. V některých kamenivech tato reakce začíná v kontaktní zóně mezi maltou a kamenivem, v jiných typech většinou ve vnitřku samotného zrna, kde alkálie pronikají do mikrotrhlin těchto zrn.

Obrázek 1) Dutiny a trhliny v matrixu/kamenivu vyplněném ASR gelem



Hlavním problémem této reakce je objemová expanze reakčního produktu v důsledku absorpce vody. Tato expanze je obvykle do značné míry omezoována okolním betonem. Výsledný vnitřní tlak může v okolí hrubého kameniva dosahovat až 20 MPa [1]. Toto namáhání přesahuje pevnost v tahu přijatelnou pro beton, takže mohou velice snadno vznikat trhliny (obr. 1). Trhliny způsobené ASR jsou většinou jemné a síťovitě rozloženy ve všech třech rozměrech. Nejsou tedy omezeny pouze na viditelný povrch, nýbrž se mohou rozprostírat celou strukturou betonu a posléze může dojít ke zničení celé struktury.

V běžných betonových konstrukcích se šíření ASR zabraňuje omezením obsahu alkálií v cementu. Zejména v betonových vozovkách je ale důležitým faktorem externí přísun alkálií, hlavně z rozmrazovacích prostředků, které ASR v cementobetonových krytech vozovek výrazně zesilují. V tomto kontextu je také důležité dlouhodobé chování mikrostruktury betonu při kontinuálním cyklickém dopravním zatížení a vynucených napětích. Pro minimalizaci rizika poškození trhlinami způsobenými ASR v betonových vozovkách je třeba zvážit také tyto speciální aspekty.

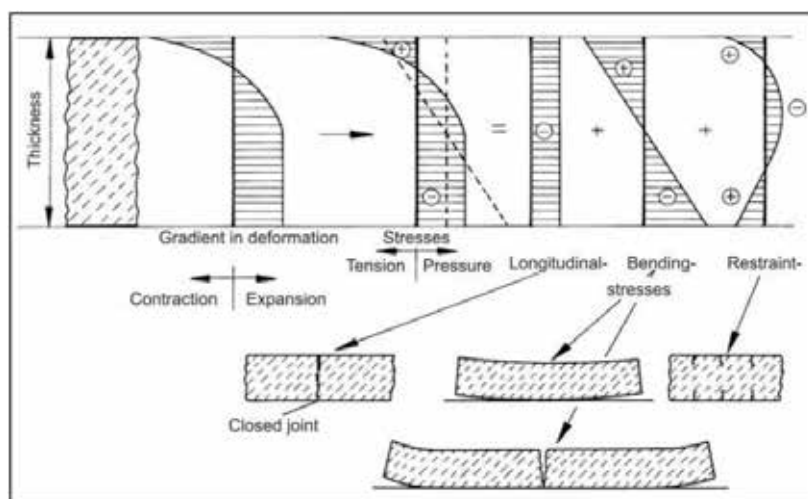
DEGRADACE

Vzhledem ke konstrukci cementobetonových krytů vozovek - dlouhé betonové pásy - jsou deformace v těchto vozovkách prakticky zcela omezeny. V případě teplotních nebo vlhkostních změn, které zasáhnou celý průřez, dochází ke vzniku podélných vynucených napětí. Během zimy se zvyšují napětí v tahu, zatímco v létě dochází k odpovídajícím napětím v tlaku. Přestože je v příčném směru v určitém rozsahu pohyb umožněn, vynucená napětí nemohou být ani v tomto případě zcela vyloučena.



Takováto podélná vynucená napätí, konstantní v celém průřezu, mohou mít za následek trhliny s téměř konstantní šířkou (obrázek 2 a obrázek 3a). Kromě toho může teplotní gradient vést také k namáhání v ohybu. V případě chladnějšího povrchu má betonová deska tendenci k deformaci. Tomu však brání její vlastní hmotnost, takže v povrchové zóně je vyvoláno napětí v tahu, zatímco ve spodnější zóně (sousedící s podkladní vrstvou) se vyvine napětí v tlaku. Pokud tato ohybová napětí přesáhnou pevnost v ohybu betonu, vzniknou stejnoměrné trhliny s větší šířkou trhlin na povrchu. Kromě toho mapové trhliny mohou být vyvolány zbytkovým napětím (často také nazývaná „Eigenstresses“ vlastní zbytková napětí), když vznikne nelineární teplotní gradient. V tomto případě se síťové trhliny šíří pouze do hloubky několika milimetrů (obrázek 3b).

Obrázek 2) Napětí a trhliny v cementobetonových krytech vozovek z negativních gradientů deformace [2]



Thickness
Gradient in deformation
Contraction
Expansion
Stresses
Tension
Pressure
Longitudinal-closed joint
Bending-restraint stresses

tloušťka
gradient deformace
smrštění
expanze
napětí
tah
tlak
podélná-zavřená spára
ohybová-vynucená napětí

Obrázek 3) Trhliny v cementobetonových krytech vozovek

- a) Vlevo: Podélné trhliny procházející celou tloušťkou desky
b) Vpravo: mapové trhliny



Degradaci mikrostruktury v důsledku cyklického zatížení betonu lze posuzovat měřením časového průběhu ultrazvukových měření podélné akustické vlny v blízkosti povrchu betonu. Na základě výsledků ultrazvukových měření lze vypočítat relativní dynamický E-modul, a to podle rovnice 2. Čím vyšší je snížení tohoto parametru, tím více mikrotrhin a tím i více mikrostrukturálních změn lze v mikrostruktuře betonu předpokládat.

$$E_{\text{dyn}} = \rho \cdot ((1 + \mu) \cdot (1 - 2 \cdot \mu)) / (1 - \mu) \cdot (s/t)^2 \quad (2)$$

kde:

E_{dyn}	dynamický E-modul [MPa]
S	vzdálenost mezi měřicími hlavami, zde $s = 0,15 \text{ m}$
t	čas průběhu ultrazvuku [s]
ρ	hustota, předpoklad $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$
μ	Poissonova konstanta, předpoklad $\mu = 0,2 [-]$

V experimentálních studiích byly cyklickému namáhání vystaveny velké betonové nosníky o rozměru $180 \times 50 \times 27 \text{ cm}^3$. Všechny tyto nosníky byly vyrobeny s použitím typické betonové směsi podle německého předpisu „TL Beton StB 07“. Bylo zvoleno použití cementu CEM I 42 N a kamenivo s maximální velikostí zrna 22 mm. Povrch betonu byl okartáčován.

V rámci výzkumného projektu vyvinula Porúrská univerzita v Bochumi rozsáhlé testovací zařízení, které umožnilo testovat současně až šest velkých betonových nosníků (obr. 4). Toto testovací zařízení bylo provozováno hydraulicky. Velkým hydraulickým válcem se převádí tlak do systému, kde se rozděluje mezi všech šest zkušebních poloh. Tato metoda zajišťuje to, že je každý nosník vystaven stejnému tlaku a síle. Převodníky tlaku a síly na hlavním hydraulickém válci společně s převodníky tlaku v každé zkušební poloze zajišťují řádné sledování a řízení hydraulického tlaku. Za účelem převodu hydraulického tlaku na zatížení, které působí na betonové nosníky, byly speciálně pro tento účel navrženy malé hydraulické válce. Tyto válce umožňují přenos předem definovaných tlaků vyšších než 300 barů na beton, a to s vysokou frekvencí 5 Hz, přestože mají tyto válce poměrně krátkou délku zdvihu. Během několika zkušebních pokusů bylo celé testovací zařízení kalibrováno a bylo prokázáno, že každá zkušební pozice je vystavena stejnému namáhání.

Obrázek 4) Testovací zařízení pro současně testování šesti velkých betonových nosníků





Betonové nosníky byly vystaveny cyklickému namáhání při minimálním stáří 56 dní. Testy byly prováděny v zařízení působícím ve čtyřech bodech ohyb, ve kterém horní a spodní zvolené namáhání představuje různé podmínky superponovaných zátěží působících na betonovou vozovku. Pomalu se opakující tepelná vynucená napětí bylo třeba superponovat vysokofrekvenčním cyklickým namáháním. Horní úroveň namáhání a odpovídající nižší úroveň namáhání ($\sigma_{\max}$ a $\sigma_{\min}$) lze odvodit z těchto okrajových podmínek. Protože byl beton chlazen shora, zaváděním negativního teplotního gradientu 0,4K/ cm bylo na povrchu betonu vytvořeno vynucené napětí na úrovni asi 2,0 MPa. Zatížení představované 40 tunovým nákladním vozem ve středu betonové desky vyvolalo dodatečné ohybové napětí na úrovni přibližně 1,0 MPa, čímž působilo odlehčení (uvolnění) na horním povrchu betonu. V důsledku je poměr napětí pro tuto kombinaci zatížení na úrovni $\sigma_{\max}/\sigma_{\min} = 0,5$ [3].

I když byly betonové desky opatřeny kluznými trny, zatěžovací podmínky způsobené ochlazením horní strany způsobily to, že se okraje desky lehce zvedly od podkladu. V tomto případě mělo dopravní zatížení ve středu desky účinek zvyšující namáhání. Tomu odpovídá to, že maximální napětí dosáhlo $\sigma_{\max} = 3,0$ MPa a minimální napětí bylo na úrovni $\sigma_{\min} = 2,0$ MPa, zatímco poměr napětí byl na úrovni $\sigma_{\max}/\sigma_{\min} = 0,66$. V obou případech byla amplituda napětí na úrovni 1,0 MPa.

Na základě průměrné pevnosti v ohybu $f_{ct,fl}$ u betonových vozovek asi 6 MPa byl z těchto kombinací zatížení výsledný poměr napětí $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$ a $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,5$. Vzhledem ke geometrii vzorků i dehydratačním účinkům dosáhla skutečná pevnost zkoušených vzorků v tahu ohybem přibližně 4,0 až 4,5 MPa. U provedených testů se tento poměr napětí nastavil tak, aby se zajistil požadovaný vztah $\sigma_o/f_{ct,fl}$.

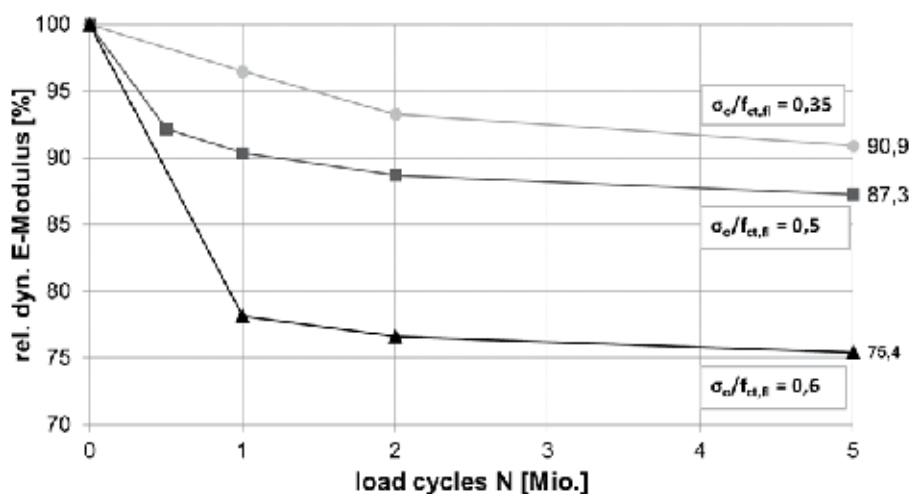
Tato studie dále poskytla následující varianty:

- Maximální napětí vůči pevnosti v tahu ohybem ($\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35; 0,50; 0,60$)
- Počet zátěžových cyklů ($N = 0; 1,0; 2,0; 5,0$ milionů)

Pro stanovení pevnosti v tahu ohybem velkorozměrných vzorků byla otestována serie menších vzorků ($15 \times 15 \times 70$ cm³). Na základě těchto výsledků byla vypočtena maximální pevnost v tahu ohybem velkorozměrných vzorků a podle toho byl stanoven výše uvedený poměr mezi napětím a pevností. Tlak, který byl vyvolán použitým hydraulickým válcem, byl monitorován po celou dobu trvání zkoušky, a to pomocí převodníků tlaku. Tlak oleje koreloval přímo se silou, která působila na velké betonové nosníky, a to i v závislosti na konkrétní oblasti pístu.

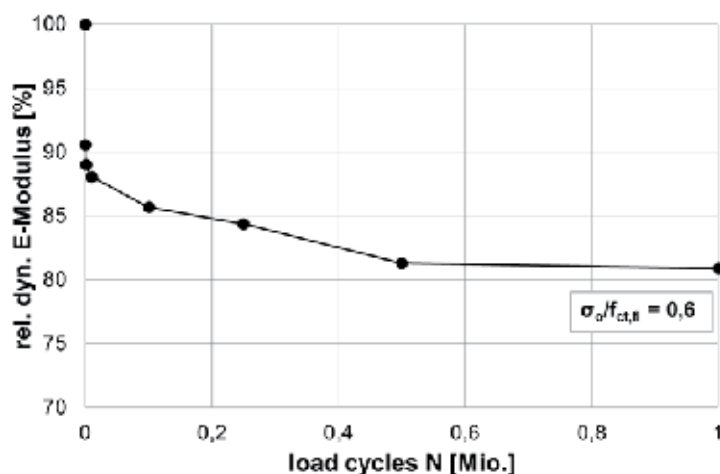
Obrázek 5 zobrazuje vývoj relativního dynamického E-modulu u různých poměrů napětí a také v průběhu různých zátěžových cyklů. Jak se očekávalo, rel. dynamický E-modul se snižoval výrazněji se zvyšujícím se poměrem napětí. Po pěti milionech zátěžových cyklů byl zbývající relativní dynamický E-modul na úrovni cca 91% u poměru napětí $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$ a asi 87% a 75% u $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$, resp. $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,60$.

Obrázek 5) Snižování rel. dynamického E-modulu nosníků po 5 milionech zátěžových cyklů a při různých poměrech napětí



Obr. 6 uvádí nejvýraznější degradaci, která byla zaznamenána při provedených ultrazvukových měřeních během počátečních zátěžových cyklů. Obr. 6 ukazuje snížení relativního dynamického E-modulu po 10, 100, 1 000, 10 000, 100 000 a 250 000 zátěžových cyklech při poměru napětí $\sigma_o / f_{ct,fl} = 0,60$. Je zřejmé, že vznik mikrotrhlin v průběhu počátečních cyklů zatížení má velký význam s ohledem na další vývoj degradace mikrostruktury během dalších zátěžových cyklů.

Obrázek 6) Snížení relativního dynamického E-modulu nosníků po 1 milionu zátěžových cyklů při poměru napětí $\sigma_o / f_{ct,fl} = 0,60$



Následná mikroskopická zkoumání prokázala významný rozdíl mezi vzorky, u kterých již na materiál působila maximální tahová napětí a vzorky z nepoškozených referenčních ploch nad opěrou. Tabulka 1 uvádí příslušné charakteristiky trhlin. Pokud jde o předem poškozené vzorky, počet trhlin a celková plocha trhliny se zvýšila trojnásobně. Šířka trhlin a délka trhliny ale zároveň zůstaly poměrně konstantní kolem 5 μm a 1,5 mm. Z toho se dá tedy vyvodit, že pozorovaná zvýšená degradace byla způsobena spíše vznikem nových trhlin než rozšířením existujících trhlin.

Tabulka 1) Charakteristiky trhlin

vzorek		předem poškozený (plné napětí)	nepoškozený (referenční oblast)	Mikrotrhlina (ITZ)
Počet trhlin	[-]	403	174	
Celková plocha	[μm^2]	3 500 000	1 500 000	
Průměrná plocha	[μm^2]	8 520	8 610	
Průměrná šířka	[μm]	4,56	5,15	
Průměrná délka	[μm]	1504	1569	

EXTERNÍ PŘÍSUN ALKÁLÍÍ DO VOZOVEK

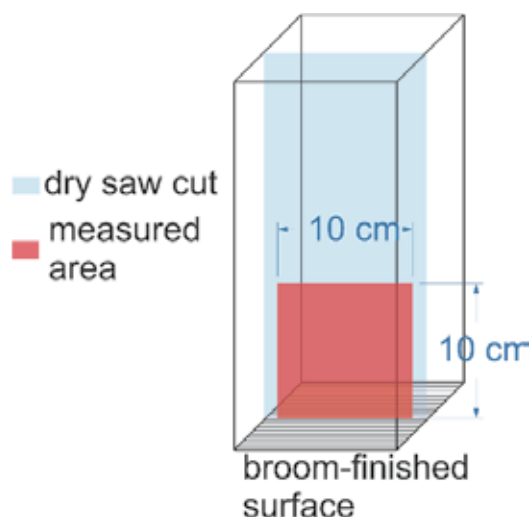
U běžných betonových konstrukcí může být ASR zabráněno omezením obsahu alkálií v cementu, protože cement je obvykle jediným zdrojem alkálií. U cementobetonových krytů vozovek ale hraje při vytváření ASR gelu velkou roli externí přísun alkálií ve formě rozmrazovacích solí, které významně zvyšují celkové množství reaktivních alkálií.

V tomto kontextu je také důležitý způsob aplikace rozmrazovacích solí. Tyto soli byly v minulosti aplikovány pouze v době, kdy byl na vozovkách přítomen led nebo sníh. Avšak již několik let jsou tyto prostředky aplikovány už při předpovědi těchto podmínek. Tímto způsobem jsou alkálie v kontaktu s povrchem betonu ve stádiu, ve kterém je beton dobře nasákavý. Nasákavost betonu se zesiluje zejména výše uvedenými mikrotrhlinami. Tyto rozmrazovací prostředky jsou navíc dosti intenzivně vtlačovány do mikrostruktury betonu dopravou. V kombinaci s profylaktickou aplikací NaCl je tedy tento externí přísun alkálií do cementobetonových vozovek v současné době ve srovnání s minulostí výrazně zintenzivněn.

Popsaná degradace mikrostruktury dále ovlivňuje pronikání kapalin do betonu. Pro účely kvantifikace tohoto chování byly z velkých betonových nosníků odříznuty malé, po výše popsaném čtyřbodovém ohybu, předem poškozené vzorky. Pro porovnání byly připraveny vzorky z nepoškozených oblastí. Tyto vzorky byly použity k měření absorpce vody a roztoku chloridu sodného jednorozměrovým testem kapilárního sání. Aby se zabránilo vlivu vlhkosti, vzorky byly před zkouškou uloženy po dobu 7 dní při teplotě 20 °C a relativní vlhkosti 65 %.

Po testu kapilárního sání byly profily sodíku a chloridu vzorků - které byly vystaveny účinkům roztoku chloridu sodného - kvalitativně prozkoumány pomocí LIBS (Laser-Induced-Breakdown-Spektroskopy, spektroskopie laserem buzeného plazmatu). Vzorky proto musely být rozřezány suchou pilou tak, aby bylo možné měřit na vnitřním svislém průřezu (obr. 7). Během měření LIBS byl na povrch aplikován pulsní zaostřený laserový paprsek. Vysoce výkonný laserový paprsek způsobuje odpaření malého objemu materiálu blízko povrchu a dochází k vytvoření plazmy. Při ochlazování se plazma rozkládá a emituje záření specifické pro jednotlivé prvky. Spektroskopická analýza záření poté umožňuje identifikaci těchto různých prvků. Podrobnější informace o principu měření lze nalézt v [4].

Obrázek 7) Schématické znázornění LIBS – ozařovaný povrch a excitace povrchu betonu laserovým paprskem



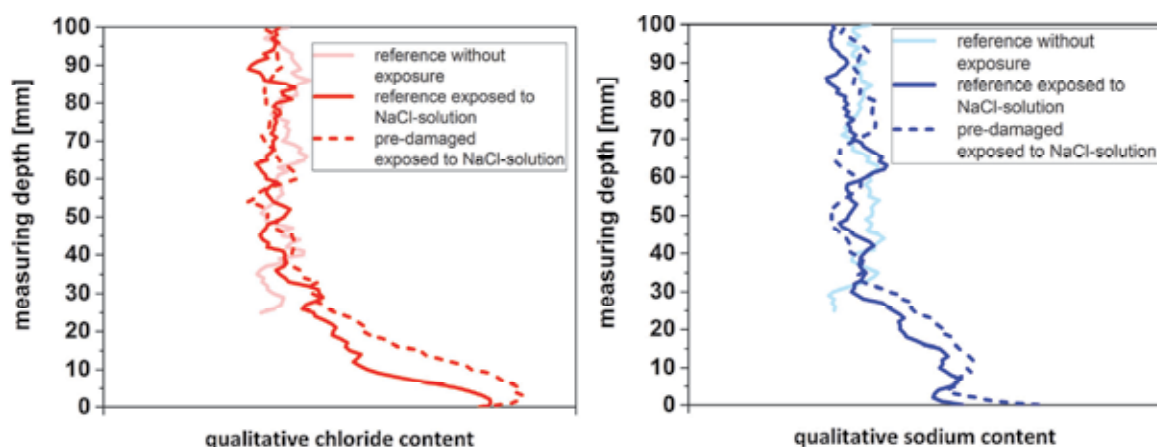
dry saw cut
measured area
broom-finished surface

nařezáno suchou technologií
měřená oblast
povrch upravený kartáčováním

Obrázek 8 vlevo ukazuje výsledky LIBS-měření vzorků, které byly vystaveny působení roztoku chloridu sodného. Kromě exponovaných vzorků byly měřeny i některé referenční vzorky bez expozice tak, aby bylo možné získat základní hodnotu obsahu chloridu a sodíku. Pro vyloučení hraničních efektů u těchto vzorků byly tyto vzorky měřeny pouze do hloubky 25 mm od povrchu. Lze pozorovat, že předem poškozené vzorky mají o něco vyšší obsah chloridu a sodíku až do hloubky 30 až 40 mm od povrchu. Dále je zřejmé, že hloubka pronikání sodíkových a chloridových iontů je mnohem menší než hloubka pronikání vody (viz obr. 8). Tento proces je označován jako chromatografický

efekt a je vysledován zpět k částečně se vyskytujícím chemickým a fyzikálním vazbám iontů na vnitřním povrchu hydratovaného cementu [5].

Obrázek 8) Výsledky LIBS-měření po testu kapilárního sání.



measuring depth
qualitative chloride content
qualitative sodium content
reference without exposure
reference exposed to NaCl-solution
pre-damaged exposed to NaCl-solution

naměřená hloubka
obsah (přítomnost) chloridů kvalitativně
obsah (přítomnost) sodíku kvalitativně
srovnávací bez expozice
srovnávací vystavený roztoku NaCl
předem poškozený vystavený roztoku NaCl

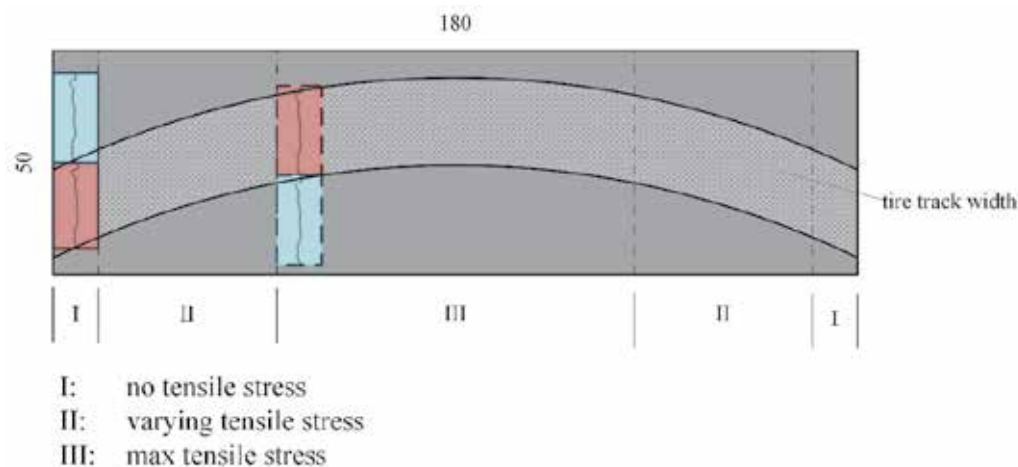
Alkalické roztoky nejenže pronikají in situ do cementobetonových vozovek v důsledku kapilárního sání, ale jejich vnikání se ve skutečnosti značně zvyšuje zatížením povrchu způsobeným dopravou. Na testovacím zařízení vyvinutém na Porúrské univerzitě v Bochumi, konkrétně pro účely těchto účinků, byly výše zmíněné betonové nosníky uspořádány do kruhu (obrázek 9) tak, aby je bylo možné zatěžovat šesti pneumatikami po sobě. Horní povrch nosníků byl předtím vystaven napětí v ohybu v rámci cyklického čtyřbodového ohybu. Během zatěžování nosníků byl jejich horní povrch ošetřován 5% roztokem NaCl. Pneumatiky, kterými bylo zatížení aplikováno, byly dodatečně vybaveny mrtvou hmotností až jedné tuny tak, aby bylo dosaženo téměř reálných zátěžových podmínek u každého nosníku. Vzhledem k tomu, že roztok byl vtlačován do materiálu v šířce stopy pneumatik, v přilehlých oblastech se očekávalo pouze kapilární sání. Toto nastavení umožnilo srovnávací posouzení průniku obou typů kapalin do betonu.

Obrázek 9) Zařízení pro simultánní zkoušky šesti velkých betonových nosníků s roztokem chloridu sodného, aplikovaným na horní stranu



Po ukončení pojezdů byly z různých úseků velkých nosníků odříznuty malé vzorky ($20 \times 20 \times 10 \text{ cm}^3$), (obr. 10). Zde byly nalezeny rozdíly mezi okrajovou zónou (hrana) nosníku, která nebyla vystavena napětí v předchozích únavových zkouškách (nepoškozený srovnávací vzorek) a středovou zónou nosníku, která byla vystavena maximálnímu napětí během únavových zkoušek. Odřezané vzorky byly posléze rozštípnuty podél své podélné osy. Následně byl tento čerstvý povrch lomu ošetřen roztokem dusičnanu stříbrného a roztokem dichromanu draselného. To vede ke změně barvy na povrchu, která tak vizualizuje hloubku průniku chloridových iontů. Hloubka penetrace chloridů byla poté posuzována v průřezu vzorků.

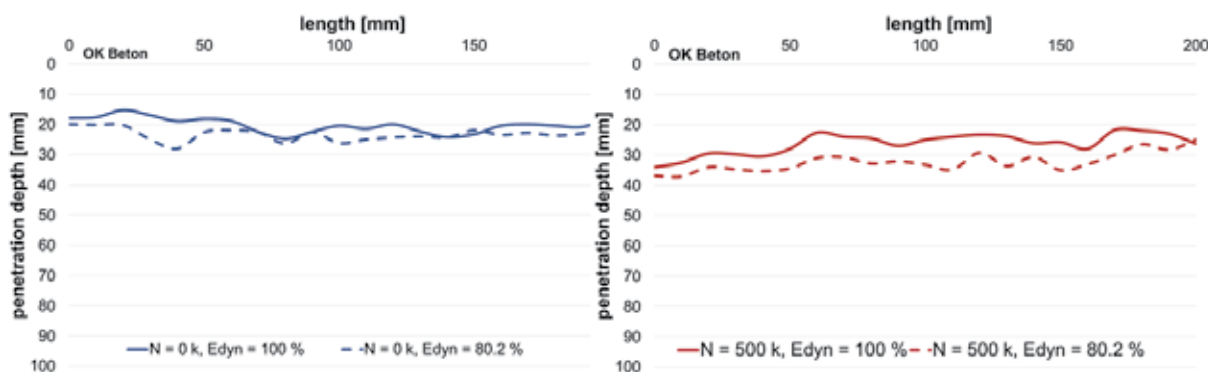
Obrázek 10) Schéma různých zón pro odběr vzorků po ukončení pojezdů



tire track width	šířka pneumatiky
no tensile stress	bez tahového napětí
varying tensile stress	měňící se tahové napětí
max tensile stress	maximální tahové napětí

Na obr. 11 uvádí průnik 5% roztoku chloridu sodného v různých vzorcích z různých zón velkých nosníků. Nosník byl v rámci testu vystaven 500 000 přejezdům pneumatik poté, co byl předtím vystaven 1 milionu zatěžovacích cyklů při únavových zkouškách. Tím došlo k poklesu relativního dynamického E-modulu na úroveň asi 80,2%. Je třeba poznamenat, že chloridové ionty do betonu pronikají hlouběji se zvyšujícím se předchozím poškozením nosníků, stejně jako se zvyšujícím se počtem přejezdů pneumatik. Nejhlubší proniknutí bylo pozorováno v oblasti s nejvyšším předchozím poškozením ($\text{rel E}_{\text{dyn}} = 80,2\%$) v šířce stopy pneumatiky. Zde průměrná hloubka průniku dosahovala 33,7 mm. V přilehlé zóně vedle stopy pneumatiky se stejným předchozím poškozením průnik probíhal pouze kapilárním sáním. Průměrná hloubka penetrace činila 26,7 mm. Nejnižší hloubka penetrace byla zaznamenána v nepoškozené referenční zóně vedle stopy pneumatiky. Průměr činil 20,8 mm.

Obrázek 11) Hloubka penetrace chloridu v průřezu s (vpravo) a bez (vlevo) 500 000 přejezdů pneumatikami



PREVENCE ASR V NĚMECKU

První případy škod způsobených alkalicko-křemičitou reakcí se v Německu objevily koncem šedesátých let minulého století v průmyslových závodech, na stěnách nábřeží a u mostů [1 Müller]. Německé předpisy pro zabránění škodlivé ASR, („Alkalická směrnice“) vydává DAFStb (Německý výbor pro konstrukční beton), jsou od té doby důsledně revizovány. Popisná pravidla pro zabránění vzniku ASR ve všech oblastech pozemního a inženýrského stavitelství (třídy vlhkosti WO, WF, WA) byla poprvé uvedena v první verzi této Alkalické směrnice v roce 1974. V roce 2010, 2011 a 2012 došlo k jejím revizím. Aktuálně platná verze byla vydána v roce 2013.

Škody způsobené ASR v betonových vozovkách nebyly zaznamenány až do roku 1996, kdy se toto poškození objevilo v jihozápadním Německu. Později se další případy ASR objevily v centrální části Německa. Na základě toho se začaly vyvíjet metody testování ASR. Poškození konstrukcí, které jsou vystaveny kombinaci silného namáhání a vnějšího přívodu alkálií, je obzvláště závažné. Z toho vyplývá, že popisná pravidla uvedená v Alkalické směrnici v těchto případech nestačila k tomu, aby ASR zabránila. Jak univerzita Bauhaus - Univerzita Weimar (FIB), tak Výzkumný ústav v Düsseldorfu (FIZ) vyvinuly zkušební metodu pro stanovení ASR v betonech vystavených silnému namáhání a vnějším alkáliím. Ve Weimaru byla vyvinuta metoda „cyklického klimatického uložení“ [6], zatímco v Düsseldorfu byla vyvinuta „zkouška betonu při teplotě 60°C s externím přísunem alkálií“ [7]. Tyto zkoušky jsou určeny k posouzení vhodnosti hrubého kameniva pro cementobetonové kryty s „třídou vlhkosti WS“. V roce 2013 zavedlo BMVBS (Spolkové ministerstvo dopravy, stavebnictví a bydlení) „zkoušku betonu WS“, a to prostřednictvím Všeobecného oběžníku pro silniční stavitelství, podle kterého lze hodnotit hrubé kamenivo s ohledem na jeho reaktivnost s alkáliemi, a tedy ASR s tím, že tyto testy berou v úvahu nepříznivé podmínky a zejména externí přísun alkálií.

Po zavedení tohoto Všeobecného oběžníku pro silniční stavitelství a tím i nezbytných prostředků k posouzení potenciální reaktivnosti kameniva s externím přísunem alkálií je možno předvídat konkrétní chování betonu in situ s ohledem na ASR v rámci projektované životnosti. Je třeba poznamenat, že nejsou známy žádné případy poškození betonových vozovek plánovaných a navržených podle těchto pokynů zavedených v roce 2013.

DISKUSE A ZÁVĚR

V posledních několika letech byly pozorovány trhliny v různých betonových vozovkách. Kromě vyvolaného namáhání v důsledku vlhkostních a teplotních deformací se může tato skutečnost týkat i alkalicko-křemičité reakce (ASR). Vzhledem k mnoha možným příčinám trhlin ve vozovkách je třeba vzít do úvahy i všechny možné vlivy tak, aby bylo možné zjistit relevantní příčiny. V menším počtu případů lze určit jen jeden jediný důvod tvorby trhlin. Stejně také existuje jen velmi málo případů, kdy jsou trhliny způsobeny pouze ASR, a to i když lze v betonové konstrukci potvrdit přítomnost reakčních produktů. Ve většině případů jsou za trhliny zodpovědné superpozice a interakce různých vlivů, např. vynucené tepelné/vlhkostní napětí, dopravní zátěž a/nebo ASR.

Již teplota během pokládky betonu má výrazný vliv na vznik trhlin v betonových vozovkách. S rostoucí teplotou čerstvého betonu se teplota během hydratace značně zvyšuje a v důsledku toho se zvyšují vynucená napětí. Aby se zabránilo rozsáhlému vzniku trhlin, lze tedy (teoreticky) doporučit, aby byla teplota čerstvého betonu při pokládce omezena do cca 20°C. Nicméně toto nelze v praxi, zejména v létě, ve všech případech zajistit.

V průběhu své životnosti jsou betonové vozovky průběžně zatěžovány cyklickým zatížením v důsledku dopravy v kombinaci se sezónně se měnícími vynucenými napětími. Je třeba vzít v úvahu, že ve většině případů cementobetonové kryty vozovek vykazují určité mikrotrhliny v důsledku tohoto kontinuálního zatížení. V kombinaci s externím přísunem alkálií ve formě rozmrazovacích prostředků aplikovaných v zimě, je riziko poškození způsobené ASR u vozovek ve srovnání s běžnými betonovými konstrukcemi výrazně zvýšeno. Toto bylo prokázáno ve výše popsáných výzkumech. Tyto speciální vlivy by měly být v budoucnu zvažovány již při návrzích vozovek.

Aby se snížilo riziko poškození ASR by na jednu stranu mělo být kromě cementů s nízkým obsahem alkálií používáno zejména kamenivo bez amorfního oxidu křemičitého (SiO_2). Na druhou stranu je možné snížit napětí, které vyvolává cyklická doprava, a to pokud je deska provedena o větší tloušťce. Jestliže se podaří udržet maximální napětí při cyklickém zatížení σ_{max} pod cca 40 % pevnosti betonu v ohybu, významně budou minimalizovány degradační dopady v mikrostruktuře. Tímto způsobem bude také možné snížit důležitý vliv mikrotrhlin na vnější přístup alkálií a následně i riziko ASR.



Zdroje

- [1] Stark, J.; Wicht B.: Dauerhaftigkeit von Beton – Der Baustoff als Werkstoff. Basel, 2001
- [2] Springenschmid, R; Fleischer, W.: Oberflächenrisse in älteren Betonfahrbahndecken. Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau, Vol. 10, pp. 724-732, 1993
- [3] Wittmann, F. H., Zhang, P., Zhao, T.: Eine zerstörungsfreie Messmethode zum Studium des Eindringens von Flüssigkeiten in Beton. 17. Internationale Baustofftagung ibausil, Weimar, Proc. - Vol. 1, 969-974, 2009
- [4] Molkenthin, A.: Laser-induzierte Breakdown Spektroskopie (LIBS) zur hochauflösenden Analyse der Ionenverteilung in zementgebundenen Feststoffen. Dissertation, BAM-Dissertationsreihe, Vol. 42, Berlin, 2009
- [5] Rucker-Gramm, P.: Modellierung des Feuchte- und Salztransports unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung in zementgebundenen Baustoffen“, Dissertation, TU München, 2008
- [6] Stark, J.; Freyburg, E.; Seyfarth, K.; Giebson, C.; Erfurt, D.: 70 years of ASR with no end in sight?, Zement-Kalk-Gips 63, Issue 4, pp. 86-95, 2010
- [7] Siebel, E.; Boehm, M.; Borchers, I.; Müller, Ch.; Boker, J.; Schäfer, E.: AKR-Prüfverfahren: Vergleichbarkeit und Praxis-Relevanz. beton 56, Issue 12, pp. 599-604, 2006 and beton 57, Issue 1, pp. 63-71, 2007



INFLUENCING FACTORS ON ASR IN CONCRETE PAVEMENTS AND PREVENTION STRATEGIES

Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher, M.Sc. Robin Przondziona
Ruhr University Bochum, Institute for Building Materials
Universitätsstr. 150, 44801 Bochum
Tel.: +49 234 / 32-28649
Mail: Rolf.Breitenbuecher@rub.de

Alkali-Silica Reaction (ASR) in concrete pavements has become a real problem in the end of the 1990th / beginning of the 2000s in Germany. In the scope of an extensive research project, the background for such ASR-damaging has been studied intensively at the Ruhr University Bochum. It has been found, that ASR in pavements is not only influenced by the reactivity of the aggregate, but rather by a superposition of different influencing factors. For concrete pavements for example, there are specific conditions that increase an ASR significantly. On the one hand, concrete pavements are subjected to cyclic loadings by traffic and climate changes, which induce microstructural damages within the concrete matrix, and on the other hand they are exposed to alkaline de-icing agents during the wintertime, i.e. alkalis are supplied also externally.

It has been found, that the cyclically induced microcracks in the concrete matrix (width approx. 5 µm) intensify the penetration of such externally supplied solutions drastically. By the superposition of both effects, the alkali capacity close to the ASR-reactive aggregate grains is increased substantially. Thus, both effects intensify the ASR in concrete pavements.

Three absolute preconditions are necessary that an ASR occurs: potentially reactive aggregate, sufficient supply of alkalis and an adequate degree of moisture. In Germany, there have been numerous measures taken in the last 10 to 15 years in order to prevent ASR-damages in concrete pavements. Already in 2005 the alkali-content (Na₂O-Equivalent) allowed in cements used for concrete pavements has been limited to 0.8 % by mass. Additionally in each case the aggregates intended to be used must be assessed before in a special procedure. This can be ordered either by the supplier within a general approval for his quarry by ASR-testing of a concrete with these aggregates under worst case conditions. The other possibility is to conduct a performance test exactly with that concrete which shall be used in a defined project. As such ASR-tests last over about 9 months, the latter is not suitable in all cases in practice.

Since these requirements were stated by the highway-authorities in 2005 (with modifications in 2013) there have been no new damages related to ASR observed on concrete pavements, which have been constructed in compliance with these guidelines. So, in conclusion it can be stated that the taken measures in ASR prevention are effective.

INTRODUCTION

Cracking in concrete pavements is one of the main problems of this pavement type as the durability of the pavement can be significantly impaired by them. In many cases cracks are caused by restraint stresses e.g. due to the restraint of thermal or hygric concrete deformations. Beside this, in various German regions cracking in concrete pavements is often associated with an Alkali-Silica-Reaction (ASR) in the last decades.

In Germany about 1/3 of the 12,000 km highways are constructed with concrete (4,000 km). In about 10 % of the concrete lanes (i.e. 400 km) extensive cracking has been observed within about 5 to 10 years after construction. In most cases ASR-products could be proved in these concretes. These damages are mainly concentrated in Eastern regions, where especially greywacke and rhyolite have been used as coarse aggregates.

However, even if relevant reaction products of the ASR are detected in samples from affected areas, cracks result only in the rarest cases solely from an ASR. Rather it has to be assumed, that cracks in concrete pavements are caused by a superposition of several stress impacts. In order (to be able) to define adequate technological measures for avoiding critical cracking in pavements, it is necessary to identify the most significant sources first.

ALKALI-SILICA-REACTION

In the well-known Alkali-Silica-Reaction (ASR), amorphous silica (SiO_2) reacts with alkali hydroxide ions (NaOH , KOH) to a viscous alkali-silica-gel, if simultaneously an appropriate amount of humidity is available (Equation 1).



Normally the amorphous silica is brought into the concrete by coarse aggregates like opal, greywacke and rhyolithe due to their SiO_2 content, while the alkalis derive mainly from the cement. In some aggregates the reaction starts in the contact zone between mortars and aggregates, in other types mostly in the interior of the grain itself, where the alkalis penetrate into microcracks of these particles.

Picture 1) Voids and cracks in the matrix/ aggregates filled with ASR-gel.



The main problem of this reaction is the volume expansion of the reaction product due to the absorption of water. Normally this expansion is restrained to a large extent by the encircling concrete. The resulting internal pressure can mount up to 20 MPa in the surroundings of coarse aggregates [1]. Such stress exceeds the tensile strength of concrete and internal cracking can easily occur (Picture 1). Cracks due to an ASR are usually map-distributed and netlike in all three dimensions. So they are not limited only to the visible surface, but extend all over the concrete structure, so that finally the complete structure could be destroyed.

In common concrete structures, the expanding ASR is avoided by the limitation of the alkali content in the cement. However, in particular in concrete pavements the external supply of alkalis, mainly by de-icing agents, is an important factor which intensifies the ASR in concrete pavements significantly. In this context, also the long-time behavior of the concrete microstructure under continuous cyclic traffic loads and restraint stresses is important as well. Also, these special aspects have to be considered, when the risk for damaging ASR-cracking in concrete pavements shall be minimized.

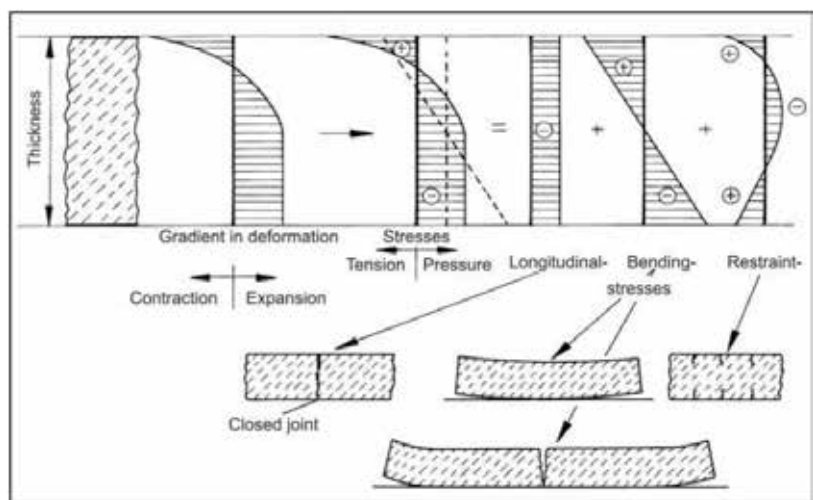
DEGRADATION

Due to the endless construction of concrete pavements, deformations in them are practically completely restrained. In the case of thermal or hygric changes, which extent over the complete cross-section, longitudinal restraint stresses are generated. During the wintertime, tensile stresses are raised while during summertime adequate compressive stresses are induced. Although, to some extent a movement is enabled in transverse direction, restraint stresses cannot be excluded completely in this case.

Such longitudinal restraint stresses, constant over the complete cross-section, can result in through-cracks with nearly constant width (Picture 2 and Picture 3a). Besides these, bending stresses can also be generated by a temperature

gradient. In the case of a cooler surface, the slab would tend to warp. This however is prevented by its own weight, so that in the surface zone tensile stresses are provoked, while in the lower zone (next to the sub-base) compressive stresses develop. If these bending stresses exceed the concrete flexure strength, uniform cracks arise with a larger crack width at the surface. Furthermore, map cracking can be provoked by residual stresses (often also named as "Eigenstresses"), when a non-linear temperature gradient arises. In this case, the net-like cracks extend only to a depth of a few millimeters (Picture 3 b).

Picture 2) Stresses and cracks in concrete pavements due to negative gradients of deformation [2]



Picture 3) Cracks in concrete pavements

- a) Left: Longitudinal through-cracks
- b) Right: Map cracking



Microstructural degradation as a result of the concrete's cyclic loading can be assessed on the basis of ultra-sonic runtime measurements of the longitudinal acoustic wave close to the concretes surface. Based on the results of the ultrasonic runtime measurements, the relative dynamic E-Modulus can be calculated according to equation 2. The higher the loss in this parameter, the more microcracks and thus the more microstructural alterations could be assumed within the concretes microstructure.

$$E_{\text{dyn}} = \rho \cdot ((1 + \mu) \cdot (1 - 2 \cdot \mu)) / (1 - \mu) \cdot (s/t)^2 \quad (2)$$

with:

E_{dyn} dynamic E-Modulus [MPa]
 s distance between the measuring heads, here $s = 0,15 \text{ m}$
 t ultrasonic runtime [s]
 ρ density, assumption $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$
 μ Poisson's ratio, assumption $\mu = 0,2$ [-]

In experimental studies, large concrete beams measuring $180 \times 50 \times 27 \text{ cm}^3$ were exposed to cyclic stresses. All beams were produced using a typical pavement concrete mix according to the German guideline "TL Beton StB 07". As for a cement, CEM I 42 N with a maximum grain size of 22 mm was chosen. Finally, the concrete surface was broom finished.

Within a research project, a large-scale test setup was developed at the Ruhr-University Bochum that allowed simultaneous tests on up to six large concrete beams (Picture 4). The test setup was operated hydraulically. A large hydraulic cylinder lead the pressure into the system where it was distributed to each of the six test positions. This method ensures that each beam is exposed to the same pressure and force. A pressure and force transducer on the main hydraulic cylinder along with pressure transducers at each testing position ensure the proper monitoring and controlling of the hydraulic pressure. In order to transform the hydraulic pressure into a load that acts on the concrete beams, small hydraulic cylinders were designed specifically for this purpose. They allow the transfer of pre-defined pressures of more than 300 bar onto the concrete with a high frequency of 5 Hz, even though the cylinders show a fairly short stroke length. In several trial runs, the entire test setup was calibrated and it was proven, that each testing position was exposed to the same stresses.

Picture 4) Test setup for simultaneous tests on six large concrete beams



The concrete beams were exposed to cyclic stresses at a minimum age of 56 days. The tests were conducted in a four-point-flexural setup, in which the chosen upper and lower stresses represent different stress conditions of superposing loads acting on a concrete pavement. Slowly recurring thermal restraint stresses were to be superposed with

high-frequent cyclic traffic stresses. Thus, an upper stress level and a corresponding lower stress level ($\sigma_{\max}$ and $\sigma_{\min}$) could be derived from these boundary conditions. Since the concrete was cooled from the top, introducing a negative temperature gradient of 0.4 K/cm, a restraint stress of about 2.0 MPa formed on the concrete's surface. The load of a 40-ton truck in the middle of the concrete slab additionally generated a flexural stress of approximately 1.0 MPa and thus acted relieving on the concrete's top surface. As a result, the stress ratio for this load combination amounted to $\sigma_{\max}/\sigma_{\min} = 0.5$ [3].

Even though the concrete slabs were doweled to the adjacent slabs the loading condition that resulted from the cooling of the top caused the edges of the slab to lift slightly from the ground. In this case, the traffic load in the middle of the slab had a stress-increasing effect. Correspondingly, the maximum stress amounted to $\sigma_{\max} = 3.0$ MPa and the minimum stress to $\sigma_{\min} = 2.0$ MPa, while the stress ratio was $\sigma_{\max}/\sigma_{\min} = 0.66$. In both cases, the stress amplitude amounted to 1.0 MPa.

Based on an average bending tensile strength $f_{ct,fl}$ for concrete pavements of about 6.0 MPa, a stress-ratio of $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0.35$ and $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0.5$ resulted from these load combinations. Due to the specimen geometry as well as dehydration effects, the actual bending tensile strength of the tested specimens amounted to approximately 4.0 to 4.5 MPa. For the conducted tests, the stress ratio was adjusted in order to ensure the desired $\sigma_o/f_{ct,fl}$ - relation.

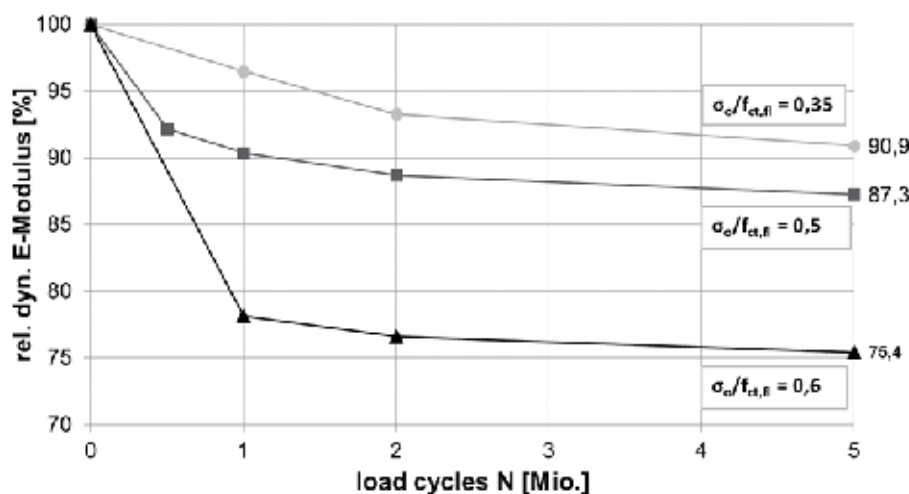
Further, the present study yielded the following variations:

- Maximum stress to bending tensile strength ($\sigma_o/f_{ct,fl} = 0.35; 0.50; 0.60$)
- Number of load cycles ($N = 0; 1.0; 2.0; 5.0$ million)

For each of the large-scale specimens a series of smaller specimens ($15 \times 15 \times 70$ cm³) was tested in order to determine the bending tensile strength. Based on these results, the maximum bending tensile strength of the large-scale specimens was calculated, and the aforementioned stress to strength ratio was determined accordingly. The pressure that was induced by the applied hydraulic cylinder was monitored for the whole duration of the test using pressure transducers. The oil pressure correlated directly with the force that acted on the large concrete beams while also depending on the specific area of the piston.

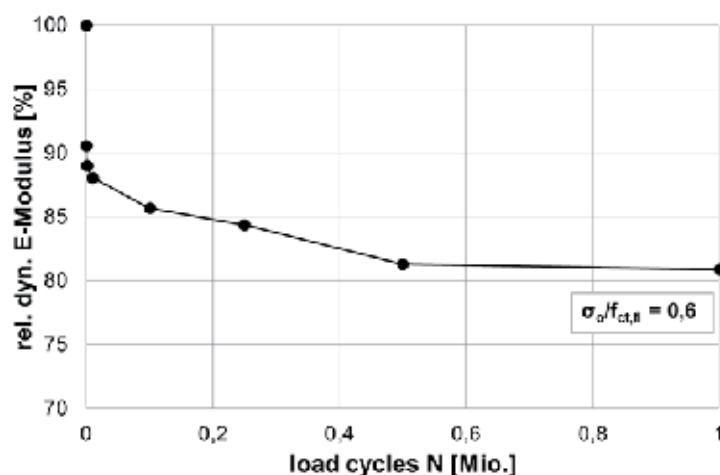
Picture 5 shows the development of the relative dynamic E-Modulus for different stress-ratios as well as over the course of different load cycles. As expected, the rel. dynamic E-Modulus decreased stronger with a higher stress-ratio. After five million load cycles, the remaining relative dynamic E-Modulus amounted to about 91 % for a stress ratio of $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0.35$ and to about 87 % and 75 % for $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0.50$ and $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0.60$, respectively.

Picture 5) Decrease of the rel. dyn. E-Modulus of beams after 5 million load cycles and at different stress-ratios



As can be seen in Picture 6, the most significant degradation that was recorded in the conducted ultrasonic measurements during the first load cycles. Picture 6 shows the decrease of the relative dynamic E-Modulus after 10, 100, 1.000, 10.000, 100.000 and 250.000 load cycles at a stress ratio of $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0.60$. It is obvious that the formation of microcracks during the first load cycles is of great significance with respect to the further development of microstructural degradation during the subsequent load cycles.

Picture 6) Decrease of the rel. dyn. E-Modulus of beams after 1 million load cycles at a stress-ratio of $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0.60$



Subsequent microscopic investigations showed a significant difference between samples to which maximum tensile stresses acted on the material and the samples from the undamaged reference areas above the bearing support. Table 1 lists the corresponding crack characteristics. As for the pre-damaged samples, the number of cracks as well as the total crack area was increased by factor 3. At the same time, however, the crack width and the crack length remained rather constant at about 5 μm and 1.5 mm. It can thus be concluded that the observed increased degradation rather resulted from the formation of new cracks than from the expansion of already existing cracks.

Table 1) Crack characteristics

		Predamaged (full stress)	Undamaged (Reference area)	Microcrack (ITZ)
Number of cracks	[-]	403	174	
Total area	[μm^2]	3.500.000	1.500.000	
Average area	[μm^2]	8.520	8.610	
Average width	[μm]	4,56	5,15	
Average length	[μm]	1504	1569	

EXTERNAL ALKALI SUPPLY TO PAVEMENTS

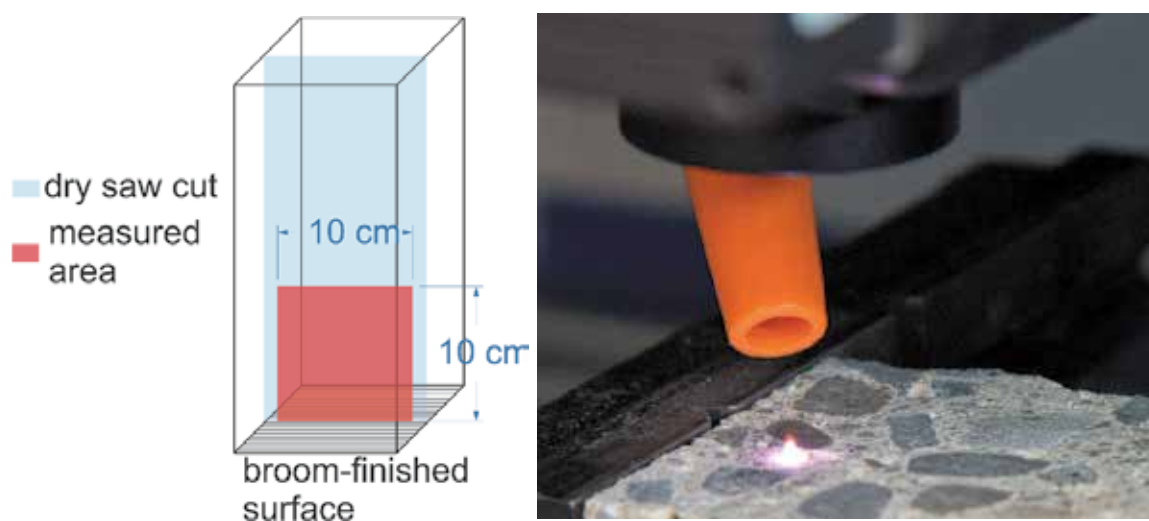
In common concrete structures an ASR can be prevented by the limitation of the alkali content in the cement as this is normally the single alkali source. In concrete pavements, however, the external alkali supply by de-icing salts plays in particular an important role on the ASR-gel-formation as so the total amount of reactive alkalis is increased significantly.

In this context, also a modification in the application of the de-icing salt is relevant. In former times salt was dispersed, only when ice or snow were already present on the pavement. For some years these agents have been already applied, when such conditions were forecast. That way, the alkalis are in touch with the concrete surface in a stage at which the concrete is well absorptive. The absorption in the concrete is particularly enhanced by the above mentioned microcracks. Further the de-icing agents are pressed quite intensely into the concrete microstructure by the over rolling traffic. Hence, in combination with the prophylactic application of NaCl the external support of alkalis into concrete pavements currently is significantly intensified in comparison with the past.

The described microstructural degradation also influenced the penetration behavior of fluids into the concrete. In order to quantify this behavior, small specimens were cut from large concrete beams, which had previously been damaged, in the described four-point-flexural-setup. As for a reference, samples from the undamaged sections were obtained. These samples were used to measure the water and NaCl-solution uptake in a one-dimensional capillary suction test setup. To avoid any moisture influences, they were stored at 20 °C and a rel. humidity of 65 % for 7 days prior to testing.

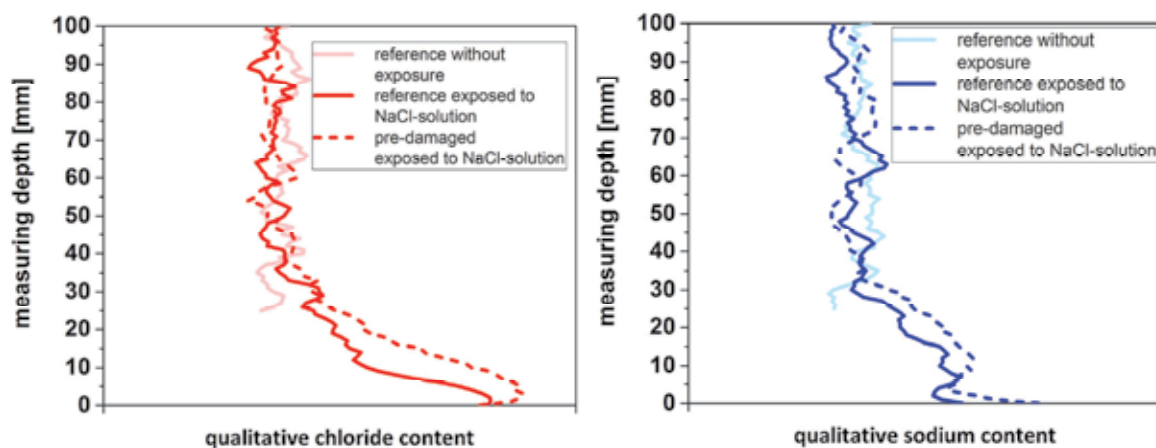
After the capillary suction test, the sodium and chloride profiles of the specimens - which were subjected to the sodium chloride solution - were investigated qualitatively using the Laser-Induced-Breakdown-Spectroscopy (LIBS). Therefore, the specimens had to be cut with a dry saw, so that an inner vertical cross section could be measured (Picture 7). During the LIBS-measurement, a pulsed, focused laser beam is applied to the surface. The high-power density of the laser beam leads to vaporisation of a small near-surface volume, generating a plasma. As it cools, the plasma decomposes and emits element-specific radiation. The spectroscopic analysis of the radiation enables the identification of the different elements. More detailed information about the measuring principle can be found in [4].

Picture 7) Schematic depiction of the LIBS-scanned surface and excitation of the concrete surface by a laser pulse



Picture 8 left shows the results of the LIBS-measurements of the specimens which were exposed to the sodium chloride solution. In addition to the exposed specimens, some reference samples without any exposure were measured to obtain a basic value of the chloride and sodium content. To exclude boundary effects at these samples, they were only measured until 25 mm from the surface. It can be observed, that the pre-damaged samples have a slightly higher chloride and sodium content up to a depth of 30 to 40 mm from the surface. Furthermore it is obvious, that the penetration depth of the sodium and chloride ions is far smaller than the penetration depth of the water (see Picture 8). This process is referred to as chromatography effect and is traced back to the partially occurring chemical and physical bonding of the ions at the inner surface of the hydrated cement [5].

Picture 8) Results of the LIBS measurements after the capillary suction tests



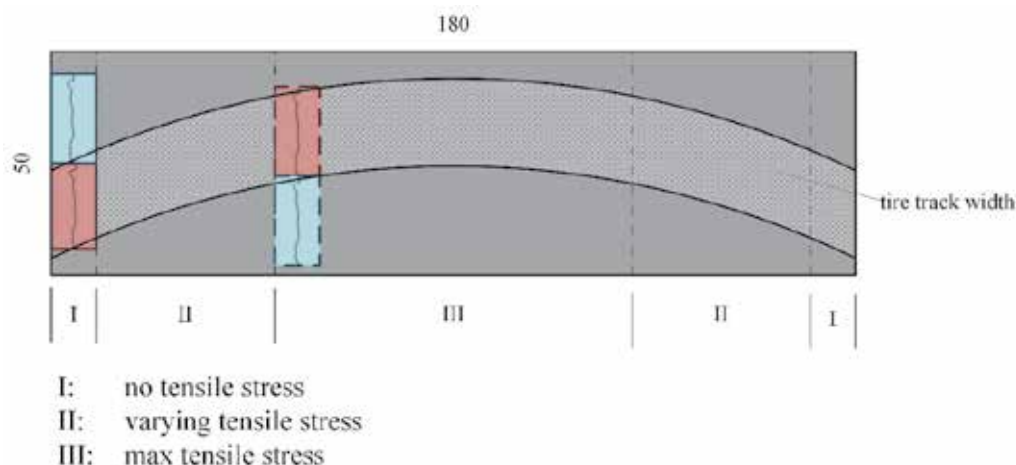
Alkali solutions not only penetrate in in-situ concrete pavements through capillary suction, their ingress is in fact considerably increased by the load of the surface traffic. In a test setup that was developed at Ruhr-University Bochum to specifically explore these effects, the aforementioned concrete beams were arranged in a circular array (Picture 9), to ensure that they could be loaded with six tires consecutively. The top surface of the beams had previously been exposed to flexural tension in the cyclic four-point-flexural setup. While the beams were loaded, their top surface was treated with a sodium-chloride solution of 5%-NaCl. The tires that were used to apply the load were additionally equipped with a dead weight of up to one ton in order to achieve near to real-life loading conditions for each beam. Since the solution was only pressed into the material within the track width of the tires, a merely capillary solution uptake was to be expected for the adjacent areas. This setup thus allowed the comparative assessment of the two types of liquid penetration into the concrete.

Picture 9) Test setup for simultaneous tests on six large concrete beams with sodium chloride solution applied on top



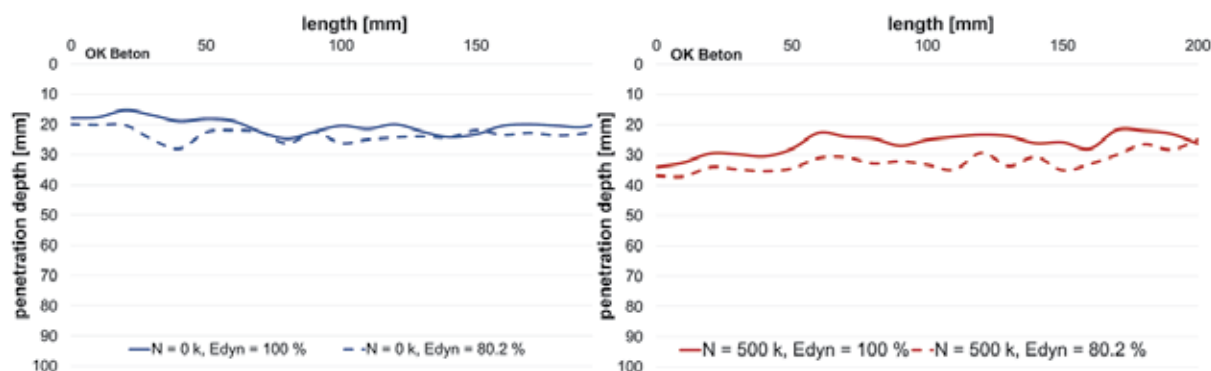
After the overrolling procedure, small specimens ($20 \times 20 \times 10 \text{ cm}^3$) were cut from different sections of the large-scale beams (Picture 10). Herein, it was differed between the edge zone of the beam, which was not exposed to tension in the previous fatigue test (undamaged reference) and the center zone of the beam, which experienced the maximum tension during fatigue testing. The cut specimens were then split along their longitudinal axis. Following, a silver nitrate solution as well as a potassium dichromate solution have been applied to the fresh fracture surface. This leads to a change in color on the surface, which visualizes the penetration depth of the chloride ions. The chloride penetration depth was then assessed over the cross section of the specimens.

Picture 10) Schematic of the different sections for sample taking after overrolling of the specimens



Picture 11 shows the chloride penetration front of a 5% sodium-chloride solution of different samples from different zones of the large-scale beam. The beam was exposed to 500.000 tire passes in the test setup and was previously exposed to 1 million load cycles in the fatigue test. Thereby, the decrease in the relative dynamic E-Modulus was at about 80.2%. It can be noted, that the chloride ions penetrated the concrete further with an increased pre-damage as well as with the number of tire passes. The deepest penetration was observed in the area with the highest pre-damage (rel. Edyn = 80.2%) within the tire track width. Here, the average penetration depth amounted to 33.7 mm. In the adjacent zone next to the tire track with identical pre-damage the penetration took place through mere capillary suction. The average penetration depth amounted to 26.7 mm. The smallest penetration depth was observed in the undamaged reference zone next to the tire track. It averaged 20.8 mm.

Picture 11) Chloride penetration depth over the cross section after with (right) and without (left) 500.000 tire passes



ASR PREVENTION IN GERMANY

The first cases of damages due to Alkali-Silica Reactions became known in Germany at the end of the 1960s in industrial plants, quay walls and bridges [1 Müller]. The German guidelines to avoid ASR issued by the DAfStb (German Committee for Structural Concrete), the Alkali Guidelines, have been consistently revised since then. Descriptive rules to prevent ASR in all areas of building construction and civil engineering (moisture classes WO, WF, WA) have first been implemented with the first version of the Alkali Guidelines in 1974. There have been modification in 2010, 2011 and 2012. The currently valid version has been issued in 2013.



It wasn't until 1996 that ASR-caused damages in concrete pavements have been observed in southwest Germany. Later on, further cases of ASR have been discovered in central Germany. With that ASR performance test methods started to be developed. Damages in structures that are subjected to a combination of severe stresses and an external alkali supply showed particularly severe damages. Concluding, at that time the descriptive rules by the Alkali Guideline did not suffice to prevent an ASR in those cases. The Bauhaus University Weimar (FIB) and the Research Institute in Duesseldorf (FIZ) each developed a test method to assess the alkali reactivity of concretes that are exposed to severe stresses and external alkalis. "The cyclic climate storage" [6] was developed in Weimar, whereas the the "60 °C concrete test with external alkali supply" [7] was developed in Duesseldorf. These tests are designed to assess the suitability of coarse aggregates for concrete pavements made with the "WS moisture class". In 2013 the BMVBS (Federal Ministry of Transport, Building and Urban Development) introduced a "WS concrete test" through the General Road Construction Circular in which coarse aggregates can be assessed for their ASR-reactivity with to test methods considering unfavourable conditions and especially an external alkali supply.

After the introduction of the General Road Construction Circular and therewith the necessary means to assess the reactivity of a potentially reactive aggregate with externally supplied alkalis, it was possible to predict the concrete performance regarding ASR within the designated service life. It has to be noted, that there are no known cases of ASR-related damages in concrete pavements that have been planned and designed according to the respective guidelines introduced in 2013.

DISCUSSION AND CONCLUSION

In the last few years cracking has been observed in various concrete pavements. Besides restraint stresses due to restrained hygric and thermal deformations alkali-silica-reactions (ASR) can be relevant for this. Due to the multiplicity of potential causes for pavement cracking all possible influences have to be considered in order to reveal the relevant causes. In the minority of the cases only one single reason could be found as responsible for the crack formation. In the same manner also only very few cases cracks are solely caused by ASR, although reaction products can be verified in the concrete structure. In most cases a superposition and interactions of various influences e.g. thermal/ hygral restraint stresses, traffic loads and/ or ASR are responsible for cracking.

Already the temperature during concrete casting has a significant influence on the cracking of concrete pavements. With increasing fresh concrete temperature the temperature during the hydration rises much more and in consequence restraint stresses increase. Thus, for prevention of extensive cracking it can be recommended (theoretically) to limit the fresh concrete temperature to about 20°C for casting. However, especially in summer this cannot be realized in practice in all cases.

During the service time, the concrete pavements are stressed continuously by cyclic loads due to the overrunning traffic in combination with seasonably changing restraint stresses. It has to be taken into account that in most cases concrete pavements show some microcracking due to this continuous loading. In combination with an external alkali supply by de-icing-agents in winter, the risk for a damaging ASR is enhanced significantly in pavements in comparison to common concrete structures. This could be proved in the described investigations. These special effects should be considered in future already in the pavement design.

To reduce the risk of ASR-damaging, on the one hand – beside cements with low alkali content – especially aggregates without amorphous silica (SiO_2) should be used. On the other hand, the stresses raised by the cyclic traffic can be reduced, if the slab is constructed larger in thickness. If the maximum stress at cyclic loading $\sigma_{\max}$ can be kept below about 40 % of the concrete flexural strength the degradation effects in the microstructure are minimized significantly. By this, the important influence of microcracks on the external alkali ingress and in consequence the risk of an ASR can be reduced, too.

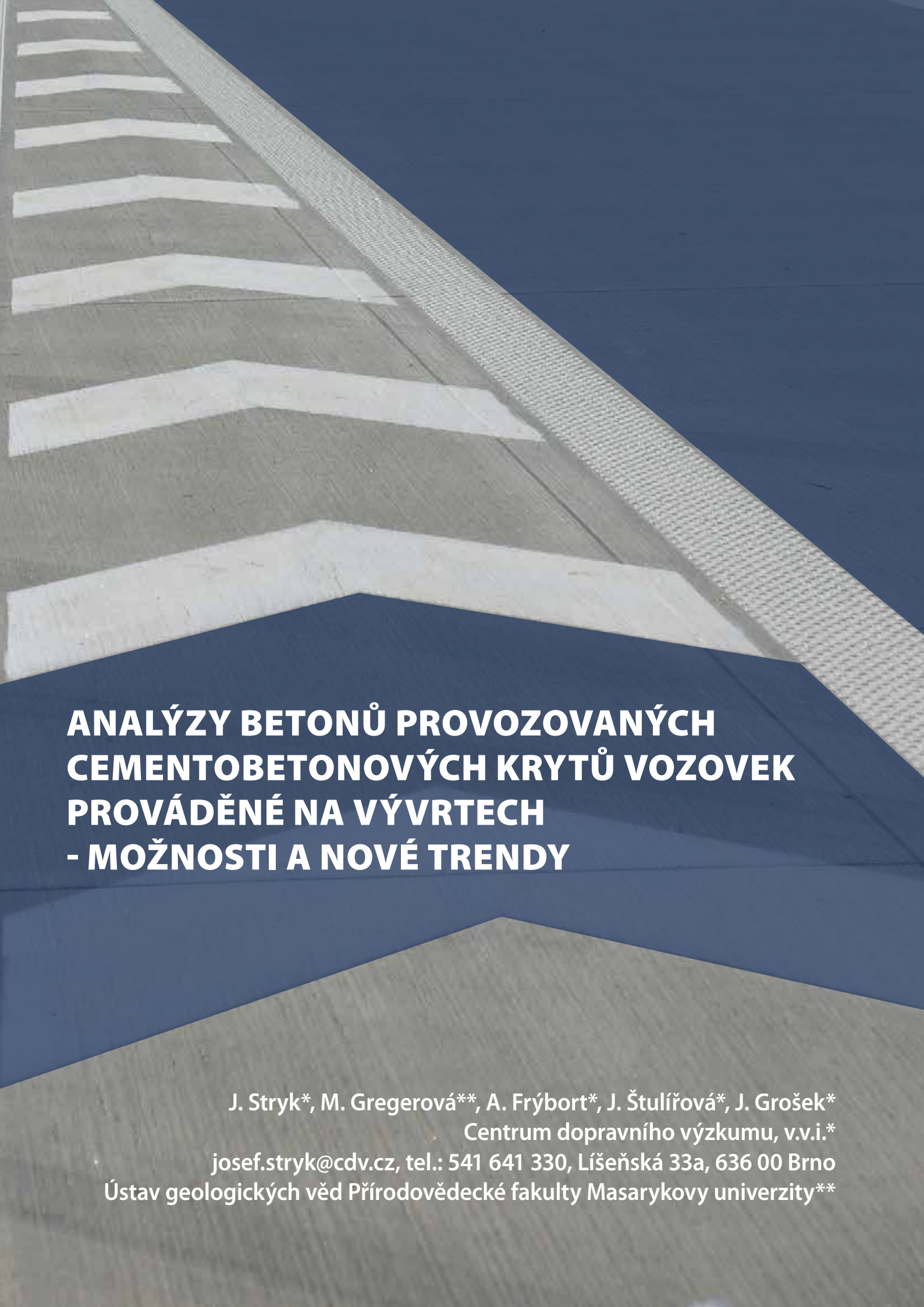




SOURCES

- [1] Stark, J.; Wicht B.: Dauerhaftigkeit von Beton – Der Baustoff als Werkstoff. Basel, 2001
- [2] Springenschmid, R; Fleischer, W.: Oberflächenrisse in älteren Betonfahrbahndecken. Tiefbau-Ingenieurbau-
-Straßenbau, Vol. 10, pp. 724-732, 1993
- [3] Wittmann, F. H., Zhang, P., Zhao, T.: Eine zerstörungsfreie Messmethode zum Studium des Eindringens von Flüssigkeiten in Beton. 17. Internationale Baustofftagung ibausil, Weimar, Proc. - Vol. 1, 969-974, 2009
- [4] Molkenthin, A.: Laser-induzierte Breakdown Spektroskopie (LIBS) zur hochauflösenden Analyse der Ionenverteilung in zementgebundenen Feststoffen. Dissertation, BAM-Dissertationsreihe, Vol. 42, Berlin, 2009
- [5] Rucker-Gramm, P.: Modellierung des Feuchte- und Salztransports unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung in zementgebundenen Baustoffen“, Dissertation, TU München, 2008
- [6] Stark, J.; Freyburg, E.; Seyfarth, K.; Giebson, C.; Erfurt, D.: 70 years of ASR with no end in sight?, Zement-Kalk-Gips 63, Issue 4, pp. 86-95, 2010
- [7] Siebel, E.; Boehm, M.; Borchers, I.; Müller, Ch.; Boker, J.; Schäfer, E.: AKR-Prüfverfahren: Vergleichbarkeit und Praxis-Relevanz. beton 56, Issue 12, pp. 599-604, 2006 and beton 57, Issue 1, pp. 63-71, 2007





ANALÝZY BETONŮ PROVOZOVANÝCH CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ VOZOVEK PROVÁDĚNÉ NA VÝVRTECH - MOŽNOSTI A NOVÉ TRENDY

J. Stryk*, M. Gregerová**, A. Frýbort*, J. Štulířová*, J. Grošek*

Centrum dopravního výzkumu, v.v.i.*

josef.stryk@cdv.cz, tel.: 541 641 330, Líšeňská 33a, 636 00 Brno

Ústav geologických věd Přírodovědecké fakulty Masarykovy univerzity**

ANALÝZY BETONŮ PROVOZOVANÝCH CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ VOZOVEK PROVÁDĚNÉ NA VÝVRTECH - MOŽNOSTI A NOVÉ TRENDY

J. Stryk*, M. Gregerová**, A. Frýbort*, J. Štulířová*, J. Grošek*

Centrum dopravního výzkumu, v.v.i.*

josef.stryk@cdv.cz, tel.: 541 641 330, Líšeňská 33a, 636 00 Brno

Ústav geologických věd Přírodovědecké fakulty Masarykovy univerzity**

Příspěvek podává přehled různých alternativ posouzení míry napadení betonu CB krytů rozpínavými reakcemi. Příklady výsledků těchto analýz, realizovaných v Centru dopravního výzkumu, v.v.i., zahrnují vizuální makroskopické a mikroskopické posouzení vývrtů. Na základě mikroskopických a chemických analýz je provedena petrografická klasifikace použitého kameniva. Současně lze, aplikováním EDX mikrochemických analýz, metodami bodové nebo orientační plošné analýzy odlišit např. CSH gely od novotvořených rozpínavých fází. Pomocí liniových scanů a map prvkových distribucí je možné identifikovat rozsah a mezifázová rozhraní. Vizualizace pomocí SEM fotodokumentace dovoluje navíc zjistit pórovitost CBK, určit stupeň a typ jejich mineralizace, stanovit rozsah a typ mikrotrhlin ve zvoleném okrsku apod.

ÚVOD

Souběžně s normovými zkouškami (stanovení tloušťky vrstev, pevnost betonu v tlaku a tahu, odolnost proti působení vody a chemickým rozmrazovacím látkám) se na vývrtech realizovaly a osvědčily i metody petrografické (optická a elektronová mikroskopie a chemická mikroanalýza).

Aplikaci těchto metod si v posledních letech vyžadují studie orientované na zjištění stavu betonu z hlediska určení výskytu a typu rozpínavých reakcí na provozovaných úsecích dálnic s cementobetonovými (dále jen CB) kryty. Název „rozpínavá reakce“ je nejčastěji používán v souvislosti s alkalickými reakcemi kameniva (AAR). Mezi nimi se rozlišuje: alkalicko-křemičitá reakce (ASR) a alkalicko-karbonátová reakce (ACR). Dalším typem jsou sekundární síranové reakce (SŠR) [1]. Sekundární síranové reakce mohou probíhat vlivem externích reagentů (obsah SO_2 v ovzduší) a jsou označovány zkratkou EEF (externí ettringitová formace), nebo interních reagentů (přítomnost sulfidů železa v kamenivu) a jsou označovány IEF (interní ettringitová formace). Krom toho bývá ve stejném smyslu v cizojazyčné literatuře používána zkratka ETF [2, 3]. Na expanzi a praskání betonu, se mohou podílet i sírany uvolňující se z CSH (kalcium silikát hydrát, cementový tmel), tzv. DEF (delayed ettringite formation) [4]. Tyto mohou reagovat s vodou a ze vzniklého monosulfátu vzniká ettringit [5].

Petrografické metody, zejména klasifikace kameniva (podle frakce a typu hornin), představují nepostradatelný zdroj informací při identifikaci rizikového (nebo potenciálně nebezpečného) kameniva, především v případě dvou hlavních rozpínavých reakcí tj. AAR a SŠR. Metody elektronové mikroskopie lze využít pro kvantifikaci vzdušných pórů, výskytu trhlin (vyjádřených %, nebo např. formou indexů), hodnocení obsahu vzduchu v betonu (např. spacing factor), indikaci typu a rozsahu rozpínavých reakcí orientačně (aplikací chemických reaktantů vizuálně zvýrazňujících postižené partie betonu), nebo detailně kombinací mikroskopických a mikrochemických analýz (SEM-EDX a petrografický polarizační mikroskop).

I přesto, že jde o metody destruktivní, představují nezastupitelné zdroje informací potřebné pro zhodnocení aktuálního stavu betonů různého stáří. Pozice vývrtu se volí individuálně a cíleně podle poruch viditelných na povrchu vozovky [6].

INDEXY POPISUJÍCÍ DEGRADACI

Prvotní a výchozí informaci o aktuálním stavu vývrtu poskytuje detailní makroskopické posouzení povrchu vývrtu. Pro komparaci výsledků se používají dohodnuté indexy. Dva z nich jsou uvedeny níže.

Cracking index (CI)

CI udává celkovou šířku trhlin, které protínají sledované linie vedené v různých směrech a pokrývají vymezenou plochu. Jednotkou CI je mm/m [7]. CI dovoluje průběžně sledovat vývoj poruch na povrchu vozovek, pilířů mostů, betonových svodidel apod.

U vývrtů byl tento způsob hodnocení doplněn o záznam svisle a vodorovně orientovaných trhlin v rozdílných hloubkových úrovních vývrtu (horní - v horní čtvrtině, střední - reprezentující polovinu výšky a spodní - charakterizující spodní čtvrtinu vývrtu). Tento postup umožňuje srovnání stavu vývrtů na třech hloubkových úrovních. Současně se provádí fotodokumentace vývrtu, a to povrchové pojižděné plochy, spodní plochy a pláště. V případě zobrazení povrchu vývrtu, se z osmi fotografií sestaví rozvinutá plocha válce, na které můžeme vyhodnotit vhodnou metodou digitální obrazové analýzy nejen trhliny, kaverny a vzdušné póry, ale i distribuce kameniva (viz obr. 1).

Obrázek 1: Rozvinutá plocha povrchu vrtného jádra; trhlina šířky 1 mm se šíří pouze z povrchu do hl. max. 45 mm, CI pro svisle orientované trhliny v horní části vývrtu = 3,2 mm/m.



Damage rating index (DRI)

Stupeň porušení (damage rating index - DRI), se používá především ve vztahu k rozpínavým reakcím betonu. Na podélně rozříznuté ploše vývrtu se zaznamenává výskyt sledovaných parametrů pro každý jednotlivý cm² (v našem případě 10 x 20 cm, viz obr. 2). Následně se počty výskytů sledovaných parametrů vynásobí jejich váhou a sečtou se.

Níže jsou uvedeny jednotlivé sledované parametry a jejich váhy dle [8]:

- trhlina v hrubém kamenivu / 0,75
- otevřená trhlina v hrubém kamenivu / 4,0
- trhlina s reakčním produktem v hrubém kamenivu / 2,0
- kamenivo nesoudržné s tmelem / 3,0
- reakční lemy kolem kameniva / 0,5
- trhlina v cementovém tmelu / 2,0
- trhlina s reakčním produktem v cementovém tmelu / 4,0
- póry vyplněné nebo lemované reakčními produkty / 0,5

Jednoznačná a detailní analýza produktů rozpínavých reakcí a poškození s tím související se provádí prostřednictvím mikroskopických metod, viz dále.

Obrázek 2: Rozříznutý vývrt s mřížkou 10 x 20 cm pro výpočet DRI s detailem trhliny; v tomto případě je DRI = 47.



IDENTIFIKACE KAMENIVA

Petrografické charakteristiky hornin mohou být kvalitativní nebo kvantitativní. Pro kvalitativní určení hrubého kameniva je nejvhodnější podélný řez vývrtem, v němž lze sledovat rozložení hrubého kameniva a identifikovat jeho druhy, viz obr. 3.

Obrázek 3: Příklad makroskopické kvalitativní identifikace hrubého kameniva na řezu vývrtem.



Tato analýza musí být upřesněna mikropetrografickými rozbory tří (nebo více) leštěných výbrusových preparátů (rozměrů 2 x 3 cm). Mikroskopické charakteristiky horninových klastů hrubého kameniva se kvantifikují pomocí planimetrických analýz s použitím petrografického polarizačního mikroskopu, který je vybaven analyzátozem a polarizátorem pro procházející a odražené světlo viz obr. 4. Pro přesnější výsledky se hodnotí výbrusy z 3 výškových úrovní vývrtu, který reprezentuje úsek s použitím stejné receptury betonu (stejných zdrojů kameniva).

Zjištěná objemová procenta minerálů a hornin je (s ohledem na velikost hodnocené plochy) nutné chápat jako semikvantitativní ukazatele. Na základě publikací, např. [8] jsou za reaktivní kamenivo, umožňující ASR, považovány úlomky vulkanických skel, chalcedonu, opálu, mikrokrytalického a kryptokrytalického křemene, tektonicky postiženého křemene a úlomky hornin, které tyto reaktivní formy SiO_2 obsahují (např. silicity: bulžníky, lydity, rohovce, křemence, metakvarcity, mylonity, kataklazity, fylity, opuky apod.) [9,12]. Výsledkem doplnit k podrobné mikropetrografické a makropetrografické analýze je průměrné složení kameniva studovaných vzorků, s určením podílu potenciálně reaktivního kameniva na alkalicko-křemičitou reakci a na sekundární síranové rozpínání.

Mikropetrografická analýza umožňuje mj. stanovení škodlivého kameniva pro SŠR. Tím jsou všechny typy kameniva obsahující zejména sulfidy (pyrit, markazit) jako jsou např. kyzové břidlice, černé a zelené břidlice, nebo slabě metamorfované vulkanosedimentární bazické horniny. Obě výše uvedené mikroskopické metody dovolují identifikaci a rozpoznání sekundárních síranů, alkalických silikagelů, kalcitu a portlanditu tj. novotvořených fází ve struktuře betonu se známou morfologií. V případech, kdy známe recepturu betonu, a zdroj použitého kameniva, lze jeho užití potvrdit nebo vyvrátit v odebraných betonových vývrtech.

Obrázek 4: Optický polarizační (petrografický) mikroskop Olympus BX53 (vlevo), příklad identifikace kameniva: úlomek kyzové břidlice (PPL identifikace s 1 nikolem; XPL se zkříženými nikoly a RPL - snímek v odraženém polarizovaném světle).



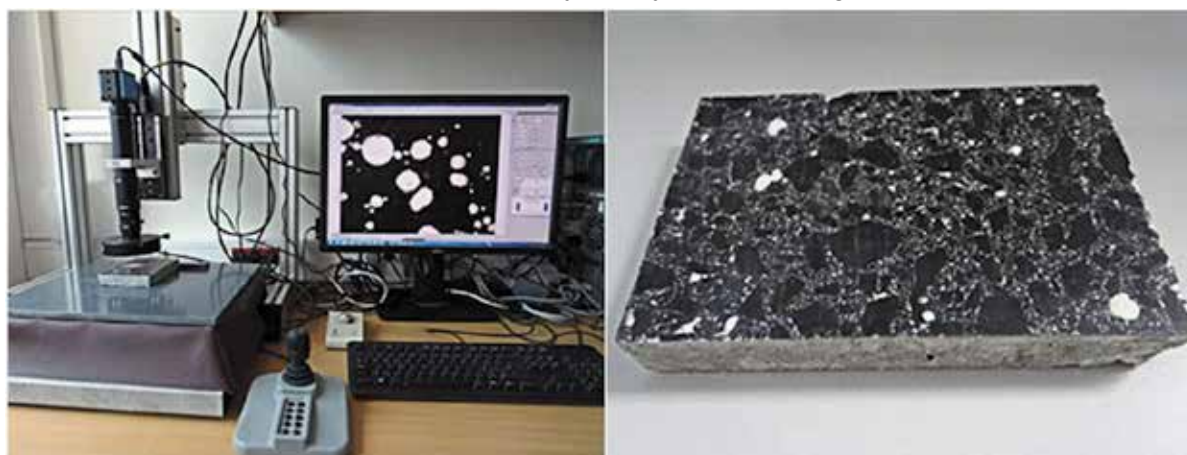
PÓROVITOST BETONU

Obsah vzdušných pórů ve ztvrdlém betonu je důležitý parametr, který ovlivňuje odolnost a životnost betonu.

Stanovení charakteristik vzduchových pórů ve ztvrdlém betonu se provádí podle ČSN EN 480-11 [13]. Pro provedení této zkoušky se musí připravit leštěné vzorky o velikost přibližně 100 x 150 x 20 mm. Pro zvýšení kontrastu se leštěný povrch natře černou razítkovou barvou. Po vysušení se nanese bílá zinková pasta, která vyplní vzdušné póry. Upravený povrch zkušební vzorku se automaticky nasnímá digitálním mikroskopem (viz obr. 5). Takto provedená planimetrická analýza zaznamenává počet vzduchových pórů, protnutých měřicími přímkami a délky jejich tětív.



Obrázek 5: Digitální mikroskop pro kvantifikaci vzduchových pórů ve ztvrdlém betonu (vlevo), zkušební vzorek upravený pro výpočet spacing factoru (vpravo).



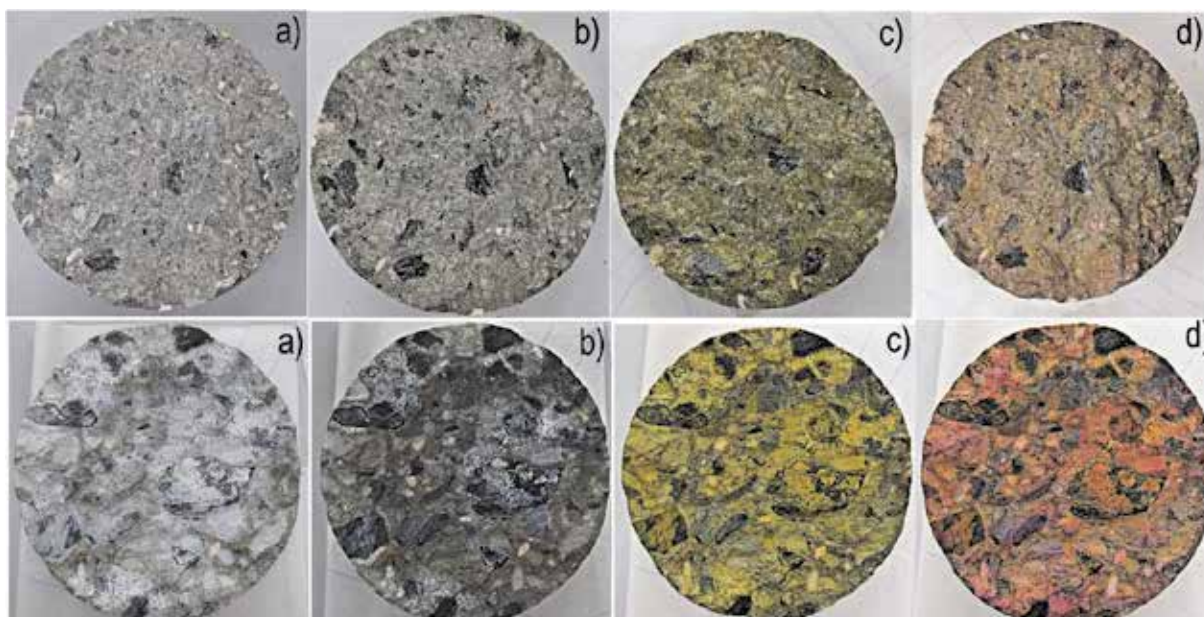
Metody digitální mikroskopie mají širší použití. Lze jimi ověřit nejen celkový obsah pórů, ale stanovit i součinitel prostorového rozložení vzduchových pórů, tzv. spacing factor (obsah mikroskopických vzduchových pórů průměru 300 μm a menším).

Pórovitost je možné stanovit i optickou a elektronovou mikroskopií. Procentuální obsah pórů, CSH a kameniva se určí z nasnímaných snímků použitím programů pro digitální analýzu obrazu.

ORIENTAČNÍ IDENTIFIKACE ALKALICKÝCH SILIKAGELŮ

Předběžnou informaci o přítomnosti alkalických silikagelů (ASG) lze odhalit na jeho příčném nebo podélném řezu nebo lomu. Pro rychlou orientační identifikaci se používá aplikace chemických reagentů na čerstvou plochu, na které dojde ke zvýraznění oblastí s alkalickými silikagely (semikvantitativní metoda) [14].

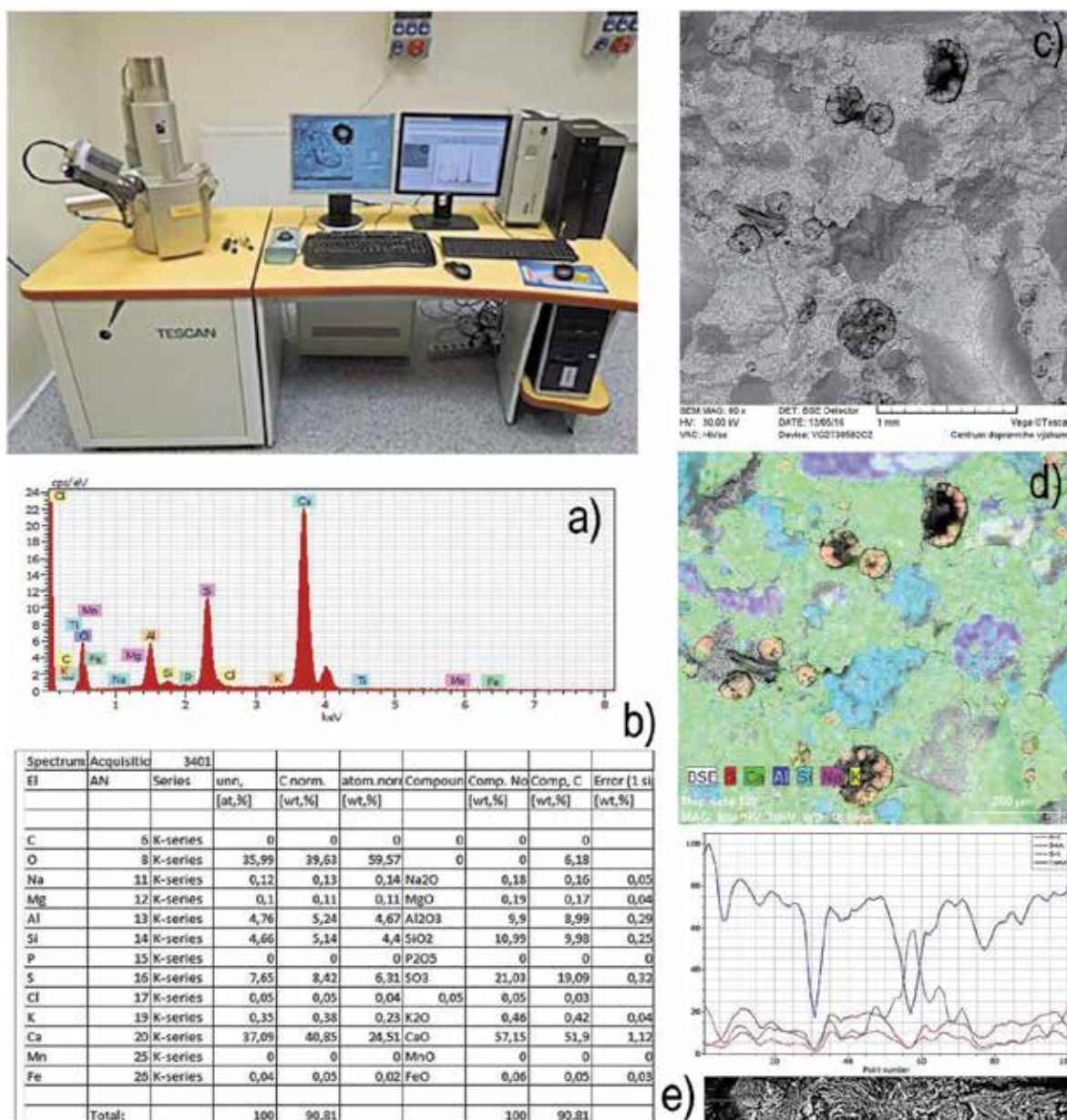
Obrázek 6: Snímky dvou vývrtů před aplikací reagentů (a), zvlhčené (b), po aplikaci reagentů hexanitrokobaltitanu sodného (c) a rhodaminu B (d) na ploše po provedení zkoušky v prostém tahu; horní řada nízká pravděpodobnost výskytu ASG, spodní řada vysoká pravděpodobnost výskytu ASG.



Nejšetrnější se zdá být výsledek reakcí dvou reagentů: hexanitrokobaltitanu sodného a rhodaminu B. Nejdříve se nanáší hexanitrokobaltitan sodný $\text{Na}_3\text{Co}(\text{NO}_2)_6$, který reaguje s draslíkem v gelu za vzniku žluté, ve vodě nerozpustné sloučeniny hexanitrokobaltitanu sodno draselného ($\text{K}_2\text{NaCo}(\text{NO}_2)_6 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$). V místech, kde jsou přítomny ionty K^+ , se objeví žluté skvrny. Následně se aplikuje rhodamin B pro kvalitativní identifikaci obsahu vápníku v silikagelech. Výsledný barevný odstín souvisí s obsahem prvků K, Na a Ca. Přibýváním Ca v gelu se mění žlutooranžová barva na různé odstíny světle cihlově červené až světle fialově červené, viz obr. 6. Při hodnocení snímku je potřeba zohledňovat další vlivy, které mohou mít vliv na správnou interpretaci výsledků, např. druh vyskytujícího se kameniva (např. alkalické sodné a draselné živce). Podrobný popis metody je uveden v americkém patentu z roku 1998 [14]. Jejím výhodou je i to, že potřebná činidla se dodávají i v přenosné sadě a lze je v krajním případě aplikovat na plášť vývrtu okamžitě po odběru.

MIKROCHEMICKÉ ANALÝZY

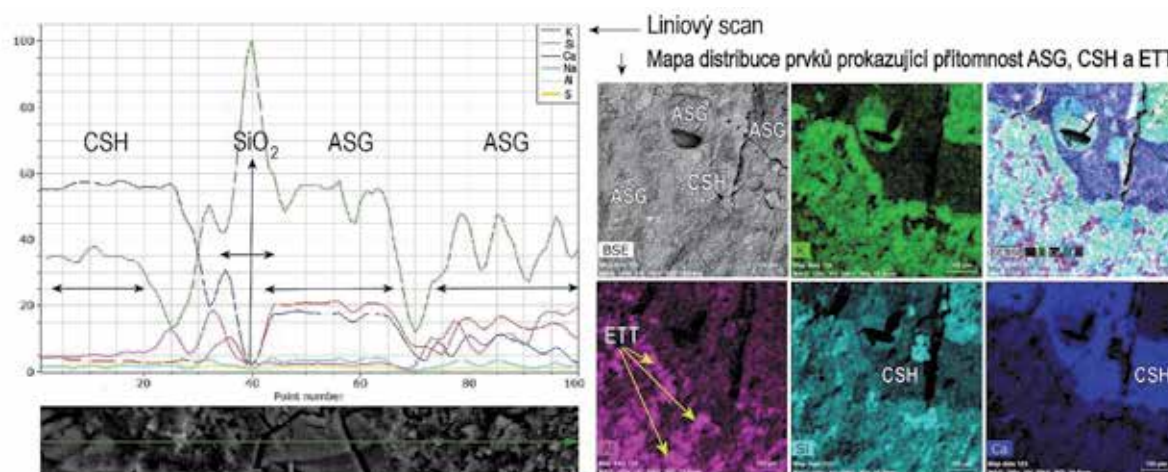
Obrázek 7: Skenovací elektronový mikroskop Tescan Vega osazený sondou pro energiově-disperzní rentgenovou spektroskopii, a) spektrum prvků – bodová analýza ettringitu; b) obsah prvků v ettringitu vyhodnocený v tabulce; c) BSE snímek ettringitů ve výplních vzdušných pórů; d) mapa distribuce prvků, zobrazená falešnými barvami ve snímku c) liniový scan ettringitu.



Mikrostrukturu zatvrdlého betonu hodnotíme prostřednictvím skenovacího elektronového mikroskopu (SEM - Scanning Electron Microscope). Pro účely chemických analýz je toto zařízení vybaveno sondou pro energiově-disperzní rentgenovou spektroskopii (EDX - Energy-Dispersive X-ray spectroscopy), viz obr. 7. Tuto kombinaci zařízení doporučuje např. i americká norma ASTM C1723-16 [15].

Analýzy se provádí na čerstvých lomových nebo leštěných plochách vzorků betonu velikosti cca 3 cm. EDX analýza úlomků poskytuje orientační kvantitativní informace o prvkovém složení materiálu. Přesnější výsledky obdržíme z naleštěné plochy. K dispozici máme několik možností: analýza ve zvoleném bodě, linii nebo ploše. Bodová analýza (detekce min. 5 x 5 µm) dovoluje provádět analýzu minerálních fází ve zvolených pozicích studovaných vzorků (např. změnu chemického složení u zonálních krystalů: okraj x střed). Liniový scan se využívá při sledování charakteristických změn chemického složení v přítomných fázích a studiu migrace prvků ve zvoleném řezu. Změna profilu - kontinuální změna koncentrace vybraných prvků podél přímky - nám dokládá postupný vývoj nebo změny složení v čase. Dovoluje stanovit hranice mezi alkalickými silikagely a CSH, či chemickou hranici mezi kamenivem a gelem (obr. 8). Pro studium limitních rozhraní fází se osvědčily i distribuční mapy vybraných kombinací prvků.

Obrázek 8: Liniový scan a prvková mapa dokládající ostré rozhraní mezi křemenem, CSH, ASG a ettringitem.
Vysvětlivky: ASG - alkalický silikagel, CSH - kalcium silikát hydrát, ETT - ettringit.

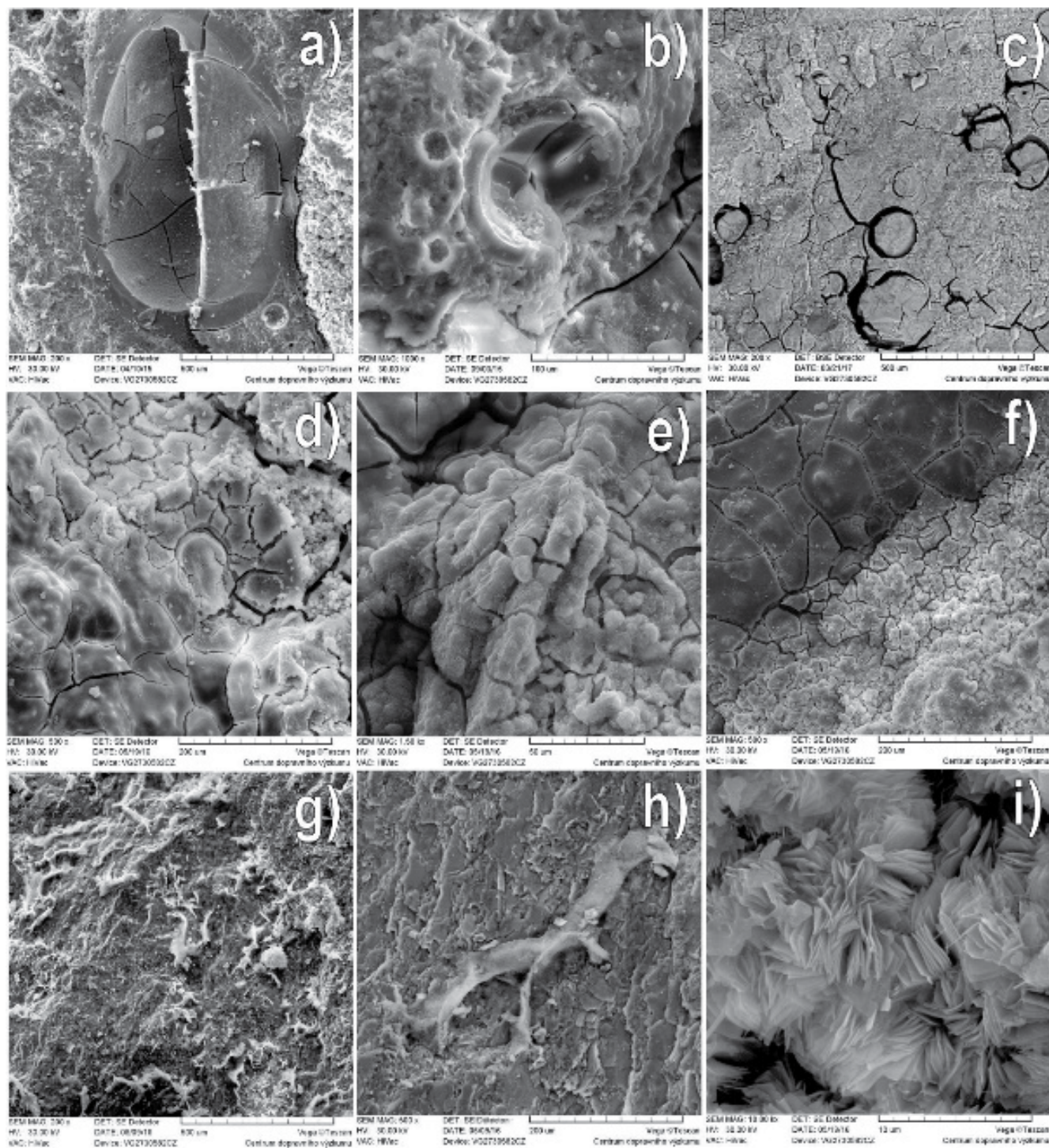


Kombinace SEM-EDX poskytuje nejspolehlivější výsledky stanovení výskytu [16, 17, 18]:

- prostorového rozmístění alkalických silikagelů v mikrostruktuře betonu a morfologii novotvořených krystalických fází (obr. 9),
- prostorového rozmístění sekundárních síranů v mikrostruktuře betonu – ettringitové gely a morfologii novotvořených krystalů (obr. 10),
- prostorového rozmístění portlanditu v mikrostruktuře betonu, morfologii a sepětí ASG s ettringity (obr. 11),
- karbonatizace betonu s hloubkovým dosahem, morfologii a sepětí s ASG, ettringity a portlanditem v mikrostruktuře betonu a variabilitu morfologie klencových krystalů s přihlédnutím na pozici krystalizace (obr. 12).

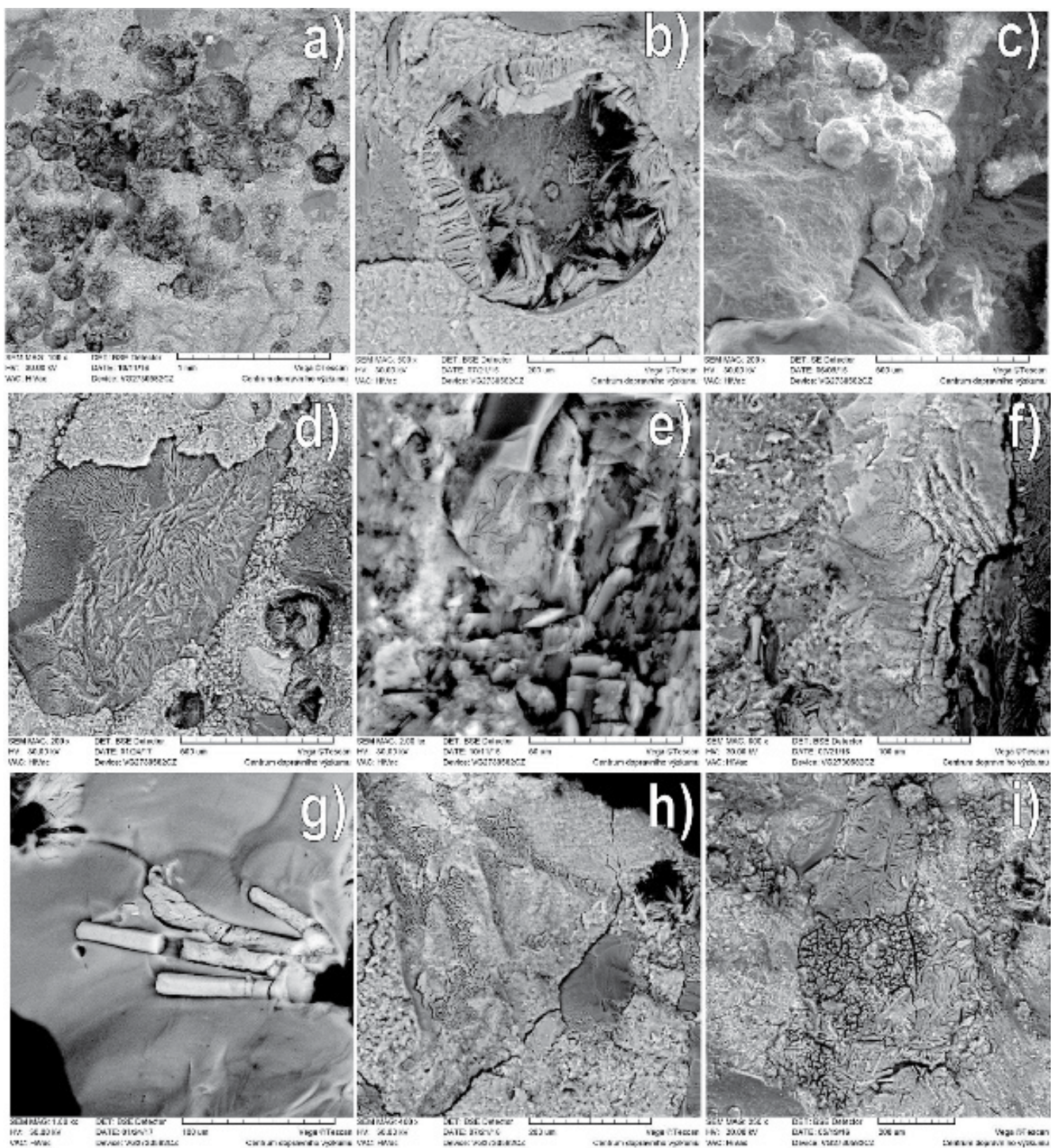
Pomocí SEM se vyhodnocuje míra zaplnění pórů/kapilár těmito produkty, ve vazbě na vznik expanzních a/nebo kontrakčních mikrotrhlin, které generují. Pomocí EDX lze stanovit např. také procentuální obsah K_2O , Na_2O , SO_3 , Cl^- apod. Identifikaci produktu degradace lze provést na odštípnutém vzorku betonu během několika minut.

Obrázek 9: Morfologie ASG: a), b) ASG lemuující povrch póru; c) expanzní trhliny v okolí ASG zcela zaplněných pórech; d) gely na rozhraní a povrchu kameniva a CSH; e) gely na povrchu alkalického živce, kopírující štěpnost minerálu; f) dvě formy výskytu produktů ASR- typický ASG (mladší generace) a rekrystalizovaný ASG (starší generace); g), h) proniky ASG podél štěpnosti slíd; i) krystalická fáze pseudomorfující ASG.

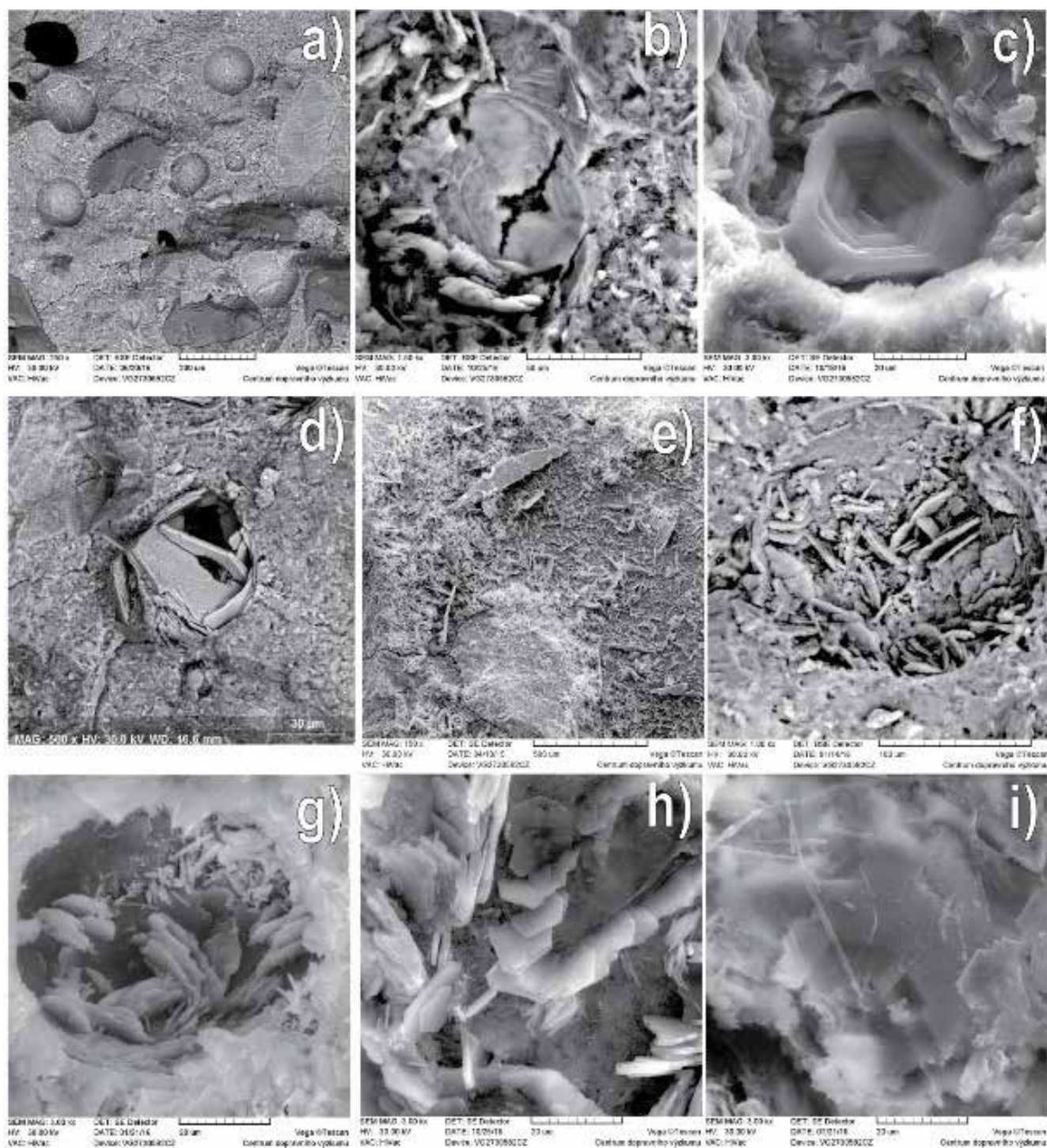




Obrázek 10: Morfologie sekundárních síranů (ettringitu): a) izolované jehlice, vějířovité a keříčkovité agregáty na povrchu vzdušných pórů; b) rekrystalizace ettringitového gelu lemujícího pór; c) kuličkovitá odlučnost ettringitem modifikovaných a oslabených zón; d) rekrystalizace ettringitového gelu vyplňujícího intergranuláru kolem zrnka křemene; e) ettringitové rozpínání na plochách štěpnosti alkalickeho živce; f) ettringitové rozpínání na plochách štěpnosti slíd; g) ettringit pseudomorfující morfologii apatitu; h) odlom betonu podél proplásku sekundárních síranů; i) ettringit zatlačující CSH mezi křemennými zrny.

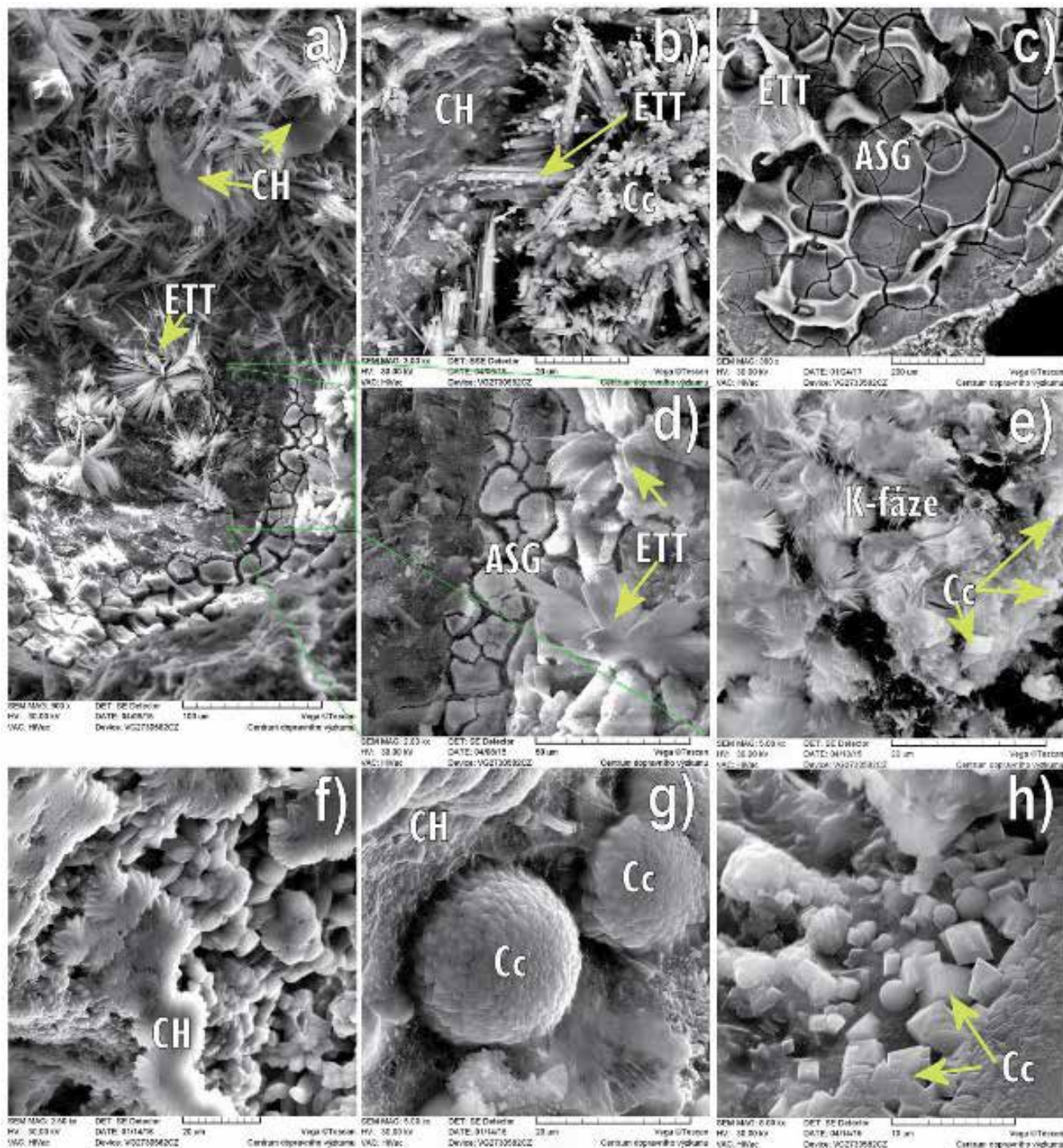


Obrázek 11: Morfologie portlanditu: a) vzdušné póry s ojedinělými krystaly portlanditu a počáteční stádium vniku pseudohe-
xagonálních „trychtýřových“ útvarů portlanditu; b), c) morfologie „trychtýřků“; d) hexagonální tlusté tabulkovité portlandity;
e), f) všesměrně orientované portlandity kolmo narůstající na stěny vzdušných pórů; g), h) planoparalelní orientace portlanditu
v pórech; i) jehlice ettringitu orientované podél bazálních ploch portlanditů.



Obrázek 12: Ukázka vztahů mezi fázemi rozpínavých reakcí: a) póry lemované ASG s mineralizací portlanditu (CH) a keříčkovitých agregátů ettringitu (ETT); b) povrch póru tvoří portlandit a keříčkovitými agregáty jehlic ettringitu „pocukrovaných“ kalcitem (Cc); c) pór lemovaný ASG s prostupujícími ettringitovými gely; d) detail snímku a); e) g) a h) příklady krystalizačních fází kalcitu, agregáty pseudohehexagonálních portlanditů umožňují vznik sférolitických útvarů, tvořených stébelnatými kalcity; h) z izolovaných a planoparalelně uspořádaných portlanditů vznikají typické kalcitové krystaly - klence.

Legenda: ASG - alkalický silikagel, Cc - kalcit, CH - portlandit, ETT - ettringit



Příklad souhrnného vyhodnocení mikrochemického vyhodnocení jednoho vývrtu z CB krytu vozovky je uveden v tab. 1.

Tabulka 1: Příklad vyhodnocení mikrostrukturního a petrochemického studia jádrového vývrtu.

Stavba:		---			Rok betonáže:			---						
Jádrový vývrt č.:		---			provozní staničení - km:			--,---						
Receptura														
Hrubé kamenivo					---									
Drobné kamenivo					---									
Cement					---									
Typ degradace														
		ASR			SSR=ETF			Vápenatá		Karbonátová				
Produkt reakce		Alkalický silikagel (ASG) a jeho krystalické fáze			Sekundární sírany (ettringit a thaumasit)			Portlandit		Kalcit				
Identifikace ve třech partiích vývrtu														
Horní část (H)		X			X			X		X				
Střední část (S)		XXX			X			X		0				
Dolní část (D)		X			XX			XX		0				
Projevy deformace primární mikrostruktury betonu														
Identifikace rozpínavých reakcí			Mikrotrhliny			Mikrotrhliny			Mikrotrhliny					
			index	Exp.	Kon.	index	Exp.	Kon.	index	Exp.	Kon.			
1	Intergranuláry v/nebo podél kameniva	(H)	xx	ano	ano	x	ano	ano	0		x	ano		
		(S)	xx	ano	ne	x	ano	ano	0					
		(D)	x	ano	ne	x	ano	ano	0					
2	Rozpínání v CSH	(H)	x	ano	ano	x	ano	ano	x	ne	ne	x	ano	
		(S)	xx	ano	-	x	ano	ano	x	ano	ano	0	-	
		(D)	x	ano	ne	x	ano	ano	xx	ano	ano	0	-	
3	Rozpínání v pórech = míra vyplnění pórů	Lokální výskyt	(H)	x	ne	ne	xxx	ano	ano	0		x	ano	
			(S)	x	ne	ne	-	-	-	x	-	-	-	-
			(D)	x	ne	ne	xxx	ano	ano	xx	ano	ano		
		Lemy pórů	(H)	x	ne	ne	xx	ano	ano	0		ano	x	ano
			(S)	x	ne	ne	-	-	-	x	-	-		
			(D)	x	ne	ne	x	ano	ano	x	ano	ano		
		100 %	(H)	0	ne	ne	x	ano	ano	0		ano	0	ne
			(S)	0	ne	ne				0	-	-		
			(D)	0	ne	ne	x	ano	ano	0	ano	ano		
Expanzní mikrotrhliny		ano			ano			ano						
Kontrakční mikrotrhliny		ano			ano			ano						
Mikrotrhliny krystalizační		ano			ano			ano			ano			
Petrochemické indikátory rozpínavých reakcí ve vývrtu														
Jemné kamenivo - potenciálně nebezpečné (%) [*]		pro ASR = 20 %												
		pro SSR = 5 % sulfidů												
Alkálie v CSH (%); (Na ₂ O + K ₂ O)		Odsek z hrany			Horní část vývrtu			Střední část vývrtu			Spodní část vývrtu			
		až 5 %			0,8 %			0,7 %			1 %			
Alkálie v ASG (%); (Na ₂ O + K ₂ O)		silně variabilní (K ₂ O>>Na ₂ O)			4-9 % (K ₂ O>>Na ₂ O)			1,2-25,7 % (K ₂ O>>Na ₂ O)			-			
SO ₃ v CSH		0,2-0,5 %			0,1-2,4 %			0,4-0,7 %			1,3-2 %			
SiO ₂ v SSR		-			1,1-1,8 %			3,6 %			-			
Dopad zimní údržby Cl ⁻ (%) ^{**} (vázané na CSH)		cca 1,2-5,5 %			1,9 %			0,9-1,2 %			0,01 %			

Vysvětlivky: 0 = není přítomen, X = nízký výskyt, XX = střední výskyt, XXX = vysoký výskyt, - = neanalyzováno; ^{*} hodnoty jsou uvedeny v případě provedení mikropetrografické analýzy na výbrusech; ^{**} analýza musí být provedena na vývrtu odebraném nejpozději do 1 měsíce po skončení zimní údržby; CSH = kalcium silikát hydrát; ASG= alkalický silikagel; SSR=ETF= produkty sekundární síranové reakce; růžové pole = rizikové, modré pole = nízká pravděpodobnost pokračování defragmentace vlivem rozpínavé reakce.

SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ PROVEDENÝCH ZKOUŠEK

Centrum dopravního výzkumu, v.v.i. provádělo v roce 2017 hodnocení vývrtů, odebraných z cementobetonových krytů vozovek, v rámci projektu Státního fondu dopravní infrastruktury č. 5006210260 s názvem: Posouzení rizika vzniku a rozvoje rozpínavých reakcí na nově budovaných a stávajících CB krytech z hlediska petrografie [19].

Analyzovány byly vývrtů odebrané na různých úsecích dálnic D1, D5 a D35. Odběru vývrtů, které zajišťovalo Ředitelství silnic a dálnic ČR, předcházelo hodnocení úseků vozovek s CB krytem, provedené na základě terénního vizuálního posouzení jejich povrchu, se zohledněním výskytu trhlin. Ty byly klasifikovány indexově podle jejich četnosti - zařazením do stupňů 0, I, II a III. Vývrtů byly odbírány z desek s různým stupněm klasifikace. Na jednotlivých deskách se odbíraly min. 3 vývrtů, jeden pro zkoušku pevnosti v příčném tahu, jeden pro zkoušku pevnosti v prostém tahu a jeden pro provedení detailních petrografických a mikrochemických rozborů. Přehled základních informací ze studovaných vývrtů je uveden v tab. 2.

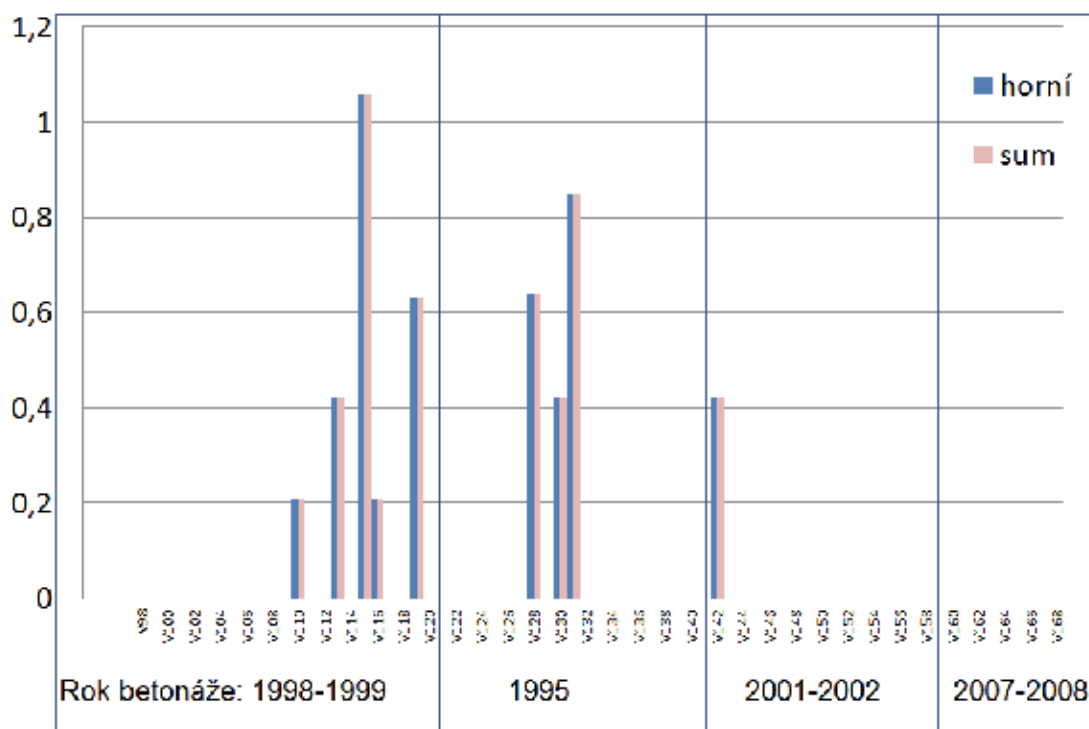
Tabulka 2: Základní informace k vývrtům z CB krytu vozovky.

Dálnice	Rok betonáže	Počet sledovaných desek	Pevnost v příčném tahu (MPa) min. / průměr / max.	Pevnost v prostém tahu (MPa) min. / průměr / max.
D1	2004 až 2009	32	3,8 / 4,6 / 5,7	1,3 / 1,7 / 2,8
D5	1996 až 1997	25	3,1 / 4,7 / 5,3	0,5 / 1,5 / 2,5
D35	1995 až 2008	18	3,7 / 4,5 / 6,2	-

Hodnocení vývrtů odpovídá stavu CB krytu v místě odběru vývrtu.

Některé závěry jsou shodné, např. že výskyt trhlin modifikuje téměř ve všech případech pouze horní čtvrtinu vývrtu. Jak se tento výskyt lišil v závislosti na stáří CB krytu, demonstruje příklad z dálnice D35, viz obr. 13.

Obrázek 13: Výskyt trhlin na záznamech rozvinuté válcové plochy vývrtů z dálnice D35, vyhodnocení cracking indexu pro horní čtvrtinu vývrtu a celý vývrt.





Souhrn poznatků laboratorního studia vývrtů z dálnice D1, D5 a D35 je uveden níže. Ze souboru vybraných desek dálnic byly pro laboratorní analýzy použity reprezentativní vývrty, u kterých byl předpokládán největší potenciál výskytu rozpínavých reakcí.

Dálnice D1:

- Provedené studium 9 vybraných vývrtů neprokázalo žádné markantní poškození rozpínavými reakcemi, ať posuzujeme rizika ASR (vyjma horní části jednoho vývrtu, kde byla prokázána přítomnost alkalického silikagelu) nebo degradaci sekundárními sírany.
- Potenciálně nebezpečné kamenivo: ASR cca 11 %, SŠR 0,5 %.
- I přesto, že střední části vývrtů obsahují sírany, je jejich objem velmi nízký.

Dálnice D5:

- Studium realizované na 10 vybraných vývrtech (rok betonáže 1996-1997) prokázalo v šesti případech simultánní poškození produkty SŠR a ASR.
- Potenciálně nebezpečné kamenivo: ASR 6-12 %, SŠR 11-18 %.
- Výskyt alkalického silikagelu (ASG) je variabilní nejen mezi jednotlivými vývrty, ale i v rámci jednoho vývrtu.
- Střední části vývrtů mají obvykle nejvyšší obsah síranů, ale současně zde existuje dostatek volného prostoru ve vzdušných pórech.
- ASG byly u třech vývrtů rekrystalizovány ve vysoce draselné, morfologicky variabilní fázi.

Dálnice D35:

- Provedené studium 6 vývrtů prokázalo u dvou vývrtů, z betonáže provedené v letech 1998-1999, přítomnost jak sekundárních síranů, tak alkalických silikagelů a jejich krystalických fází.
- Potenciálně nebezpečné kamenivo:
- ASR: až 28 % tektonicky deformovaných hornin,
- SŠR: nebylo v petrografických charakteristikách zohledněno.
- V případě zbývajících čtyř vývrtů, nebyly identifikovány alkalické silikagely ani novotvořené krystalické fáze, a to i přesto, že zastoupení rizikového kameniva s tzv. reaktivním SiO_2 byl ve všech vývrtech téměř shodný.

ZÁVĚR

Závěrem lze konstatovat, že při hodnocení provozovaných cementobetonových krytů je přínosné závěry, vycházející z posouzení projevů poruch na povrchu CB krytu (zařazení do stupňů 0-III), doplnit o detailní analýzy provedené na vývrtech. V řadě případů studium prokázalo jiný typ degradace, zásadně odlišný od předpokladů. Povrchové trhliny často zasahují do hloubky 1 – 3 cm od povrchu a nemají přímou souvislost s rozpínavými reakcemi. Z přiložené fotodokumentace (obr. 9 – 12) je zřejmé, že ASR a SŠR představují více stupňové procesy, které jsou ovlivňovány okolním geochemickým prostředím a často probíhají simultánně.

Petrografická analýza kameniva použitého do betonu má samozřejmě větší význam v průběhu posuzování navrhované receptury betonu, ale je možné ji provést i dodatečně a dávat tyto výsledky do souvislosti s vyskytujícími se poruchami betonu způsobenými rozpínavými reakcemi.

Při zjišťování výskytu rozpínavých reakcí v betonu a kvantifikaci jejich produktů se doporučuje provádět SEM-EDX analýzu. Pro provedení této analýzy postačí odštípnuté vzorky betonu, takže není potřeba pro tyto účely odebírat samostatný vývrt, ale využít např. zbytky vývrtu po provedení zkoušek pevnosti. Každopádně je nutné si být vědom toho, že získané informace charakterizují stav betonu v době provedení odběru vývrtu. V případě potřeby zachycení vývoje v čase je potřeba provádět tyto analýzy opakovaně s časovým odstupem.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek byl vytvořen za finanční podpory Technologické agentury ČR v rámci programu Centra kompetence, projektu CESTI (TE01020168: Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu) na výzkumné infrastruktuře pořízené z Operačního programu Výzkum a vývoj pro inovace (CZ.1.05/2.1.00/03.0064).

LITERATURA

- [1] Stryk, J., Gregerová, M., Frýbort, A., Nevosád, Z.: Rozpínavé reakce ve struktuře konstrukcí z cementového betonu. Silniční obzor, říjen 2015, roč. 76, č. 10, s. 294-299.
- [2] Marchand J. and Skalny J. P. (Eds.): Materials Science of Concrete: Sulfate Attack Mechanism, Special Volume, Wiley 2006, ISBN: 978-1-574-98074-5, p. 371.
- [3] Taylor, H. F. W., Gollop, R. S.: Some Chemical and Microstructural Aspects of Concrete Durability Mechanism of Chemical Degradation of Cement-Based Systems. Proceedings of the Materials Research Society's Symposium (Boston, 1995), K. L. Scrivener and J. F. Young, Eds., E&FN Spon, London 1997, pp. 177-184.
- [4] Taylor, H. F. W., Famy, C., Scrivener, K. L.: Delayed ettringite formation, Cem. Concr. Res., 2001, 31 [5], 683–693
- [5] Folliard, K. J., Barborak, R., Drimalas, T., Du, L., Garber, S., Ideker, J., Ley, T., Williams, S., Juenger, M., Fournier, B. and Thomas, M. D. A. 2006. "Preventing ASR/DEF in new concrete: final report." Report No. FHWA/TX-06/0-4085-5, Texas Department of Transportation, Austin, TX, USA.
- [6] Stryk, J., Gregerová, M., Frýbort, A., Štulířová, J., Grošek, J.: Doplnkové analýzy vlastností betonů prováděné na vývrtech z cementobetonových krytů vozovek. Silniční obzor, červen 2017, roč. 78, č. 6, s. 155-159.
- [7] Thomas, M. D. A., Fournier, B., Folliard, K. J.: Alkali-Aggregate Reactivity (AAR) Facts Book. report FHWA-HIF-13-019, 2013. 211 p.
- [8] Fernandes, I., Ribeiro, M. D. A., Broekmans, M. A. T. M., Sims, I.: Petrographic Atlas: Characterisation of Aggregates Regarding Potential Reactivity to Alkalis, Springer, 2016, 198 p.
- [9] Kynický, J., Gregerová, M. a Brtnický, M.: Magmatické horniny hlubinné v kostce. 1. vydání. Brno: Mendelova univerzita v Brně, učebnice, 2015, 96 s.
- [10] Kynický, J., Gregerová, M. a Brtnický, M.: Magmatické horniny výlevné v kostce. 1. vydání. Brno: Mendelova univerzita v Brně, učebnice, 2015, 96 s.
- [11] Kynický, J., Gregerová, M. a Brtnický, M.: Metamorfované horniny v kostce. 1. vydání. Brno: Mendelova univerzita v Brně, učebnice, 2015, 112 s.
- [12] Kynický, J., Gregerová, M. a Brtnický, M.: Sedimentární horniny v kostce. 1. vydání. Brno: Mendelova univerzita v Brně, učebnice, 2015, 112 s.
- [13] ČSN EN 480-11: Přísady do betonu, malty a injektážní malty - Zkušební metody - Část 11: Stanovení charakteristik vzduchových pórů ve ztvrdlém betonu, 2006.
- [14] Guthrie, Jr., George D. and Carey, J. William. Detection of Alkali-Silica Reaction Swelling in Concrete by Staining, United States Patent, 1998, <http://www.osti.gov/scitech/servlets/purl/871471>.
- [15] ASTM C1723-16: Standard Guide for Examination of Hardened Concrete Using Scanning Electron Microscopy, 2016.
- [16] Stryk, J., Gregerová, M., Frýbort, A., Štulířová, J., Pospíšil, K.: Analysis of Expansive Reactions in Cement Concrete Pavement Structures by Microscopical Methods, sborník z konference 10th Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Atény, 28 - 30. 6. 2017, 6 p.
- [17] Stryk, J., Gregerová, M., Frýbort, A., Štulířová, J.: Analysis of concrete microstructure on cores taken from motorways, sborník z konference 13th International Symposium on Concrete Roads, Berlín, 19 - 22. 6. 2018, 7 p.
- [18] Frýbort, A.; Vsiansky, D.; Štulířová, J., Stryk J., Gregerová M.: Variations in the composition and relations between alkali-silica gels and calcium silicate hydrates in highway concrete. Materials Characterization, 2018, No. 137, p. 91-108.
- [19] Závěrečné hodnocení projektu Státního fondu dopravní infrastruktury č. 5006210260: Posouzení rizika vzniku a rozvoje rozpínavých reakcí na nově budovaných a stávajících CB krytech z hlediska petrografie, CDV, 2017



MOŽNOSTI A OMEZENÍ MIKROSKOPICKÉHO HODNOCENÍ VÝSKYTU SLÍNKOVÝCH MINERÁLŮ VE STARÝCH BETONECH

Ing. Jan Gemrich, Ing. Tomáš Tábořský
Výzkumný ústav maltovin Praha, s.r.o.
gemrich@vumo.cz, tel.: 602 824 791
taborsky@vumo.cz, tel.: 607 820 347

MOŽNOSTI A OMEZENÍ MIKROSKOPICKÉHO HODNOCENÍ VÝSKYTU SLÍNKOVÝCH MINERÁLŮ VE STARÝCH BETONECH

Ing. Jan Gemrich, Ing. Tomáš Tábořský
Výzkumný ústav maltovin Praha, s.r.o.
gemrich@vumo.cz, tel.: 602 824 791
taborsky@vumo.cz, tel.: 607 820 347

1. Zásadní aspekty hodnocení kvality cementu do betonu

Vlastnosti betonu a tedy i skladba betonové směsi jsou dány účelem použití betonu. Jsou tedy tak dány i požadavky na vlastnosti jeho složek. U cementu je nejvýznamnější jeho trvanlivost, reprezentovaná parametry - pevnost, dále počátek a doba tuhnutí, objemová stálost a odolnost cementového kamene vůči vlivům prostředí – odolnost vůči hladovým nebo agresivním vodám, u CB krytů pak zejména vůči prostředkům zimní údržby vozovek.

Fyzikálně mechanické vlastnosti (pevnost, počátek a doba tuhnutí) jsou dány jednak vlastnostmi slínku, zejména pak obsahem trikalciumpilátu (dále C_3S), jednak jemností mletí cementu a obsahem sádrovce pro úpravu tuhnutí. Pevnosti s obsahem C_3S narůstají, narůstají i s jemností mletí. Současně se obvykle zkracují doby počátku tuhnutí i doba tuhnutí. Zásadní vliv na tuhnutí má ale sádrovec jako složka upravující tuhnutí. Bez jeho přítomnosti by cement ztvrdl během minuty (hydratace C_3A) a jakákoliv betonová směs by byla nezpracovatelná. V přítomnosti sádrovce nevznikají CAH produkty, které vedou ke ztvrdnutí, ale veliké množství krystalizačních zárodků tzv. primárního ettringitu, který v dané fázi tuhnutí nevede k rozpínání. Na objemovou stálost má vliv nezreagovaný zbytek oxidu vápenatého, tzv. volné vápno, které při pomalé hydrataci ve ztvrdlé hmotě zvětšuje svůj objem a vede k nežádoucímu rozpínání. Jeho obsah ve slínku je proto nežádoucí a je správným řízením výpalu minimalizován.

Odolnost cementového kamene je do značné míry dána fázovým složením slínku. Obecně platí, že nejméně odolné vůči vlivům prostředí jsou cementy s vysokým obsahem C_3A (trikalciumpilát) a C_3S a ke zvýšení odolnosti přispívá vyšší obsah brownmilleritu (dále C_4AF).

Řízení kvality cementu:

Přímé řízení – znamená řízení chemického složení a skladby surovinové směsi pro výpal slínku (stupeň sycení, silikátový a aluminátový modul), volbu optimálního režimu výpalu (teplota, tvar a délka plamene, přebytek vzduchu apod., nejsou stejné pro různé surovinové směsi a pro pecní systémy různých výrobců), volbu složek, skladby a jemnosti mletí cementu.

Zpětná kontrola – znamená kontrolu chemického a fázového složení slínku, laboratorní zkoušky fyzikálně mechanických vlastností slínku a cementů.

Přímé řízení chemického složení suroviny a kontrola chemického složení slínku se provádí v pravidelných intervalech automaticky, analýzy se provádí na rentgenfluorescenčním spektrometru a výsledky jsou automaticky předávány řídicímu systému, který provede potřebné zásahy do skladby suroviny. Z výsledků chemického rozboru se vypočítává zároveň i fázové složení slínku. Stanovení fázového složení slínku na optickém mikroskopu na leštěném nábrusu se většinou pro zdlouhavost běžně neprovádí, slouží jako průběžná zpětná kontrola. Jemnost mletí je kontrolována také v pravidelných intervalech (měrný povrch) a podle výsledků řídicí systém provádí úpravy nastavení třídičů.

2. Odolnost cementu v betonu z mineralogického hlediska

Zatímco mechanické vlivy a vlivy ošetřování betonu lze omezit, případně úplně vyloučit, omezení ostatních vlivů je obtížnější.

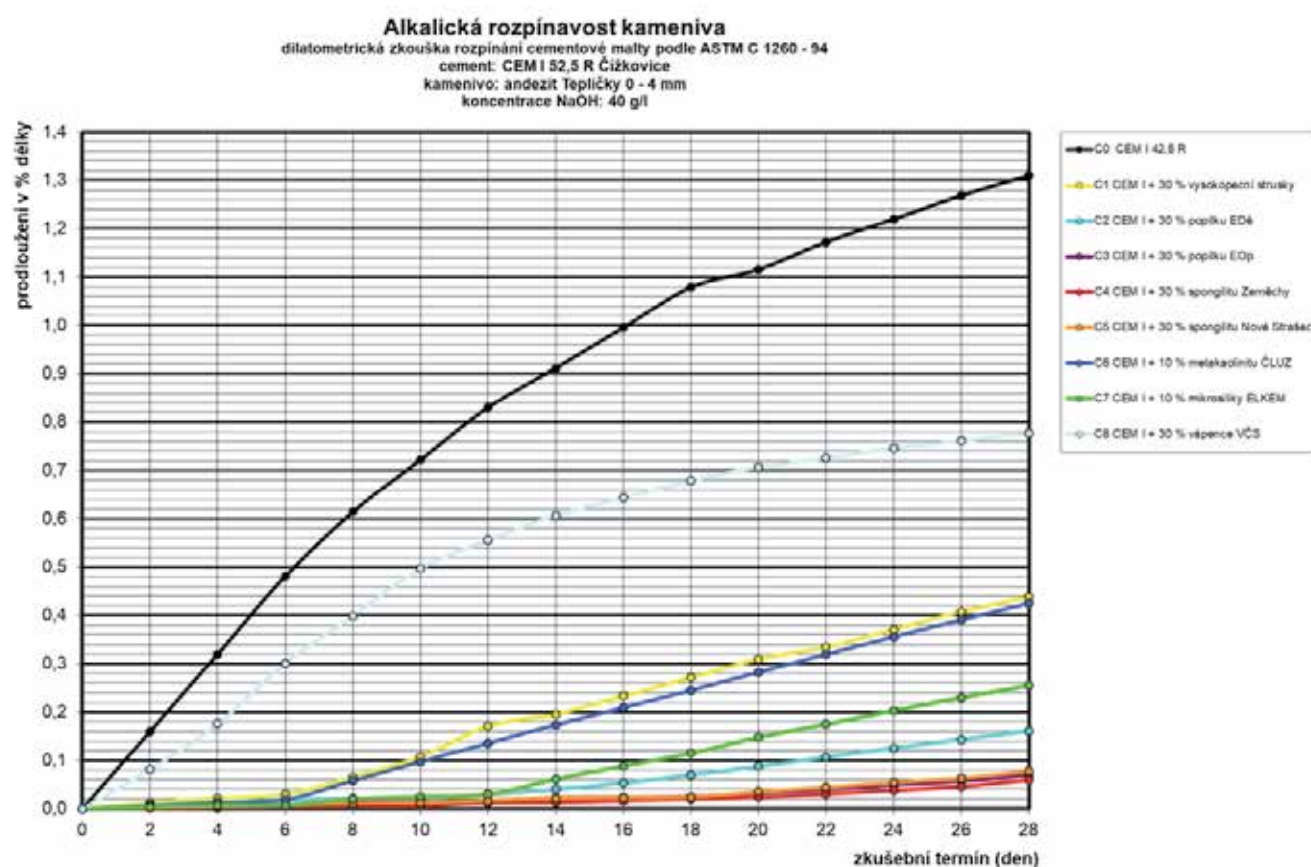
Teplotní změny: kromě ochrany před povětrnostními vlivy je to především použití cementů s nízkým hydratačním teplem, buďto cementů s vyšším obsahem dikalciumsilikátu (C_2S) nebo směsných cementů CEM II/A nebo B, přičemž jako druhá hlavní složka může sloužit granulovaná vysokopecní struska, elektrárenské popílků nebo různé přírodní nebo umělé pucolány.

Síranová koroze: Normou je limitován obsah trikalciumpilátu v silničních cementech. Dále je to pečlivý výběr kameniva – minimalizace obsahu pyritu v kamenivu. Kromě toho odolnost betonu zvyšuje použití směsných

cementů, zejména pak cementů s pucolánově aktivními složkami. Struska, popílký a pucolány přednostně vážou portlandit vzniklý při hydrataci a potlačují tak tvorbu sekundárního ettringitu v betonu. Sekundární ettringit krystaluje s 32 molekulami vody, což je spojené s velkým nárůstem objemu vedoucím k rozrušení struktury ztvrdlého betonu.

Alkalicko křemičitá reakce: Snižování obsahu alkálií v cementech je složitá problematika a účinnost jednotlivých alkálií rozdílná. Částečně lze obsah a vliv regulovat obsahem vysokopepní strusky, i když ne významně. Nejdůležitější je výběr kameniva s nulovým nebo minimálním obsahem reaktivního oxidu křemičitého. K potlačení ASR se dobře osvědčilo použití popílků (které se nicméně pro CB kryty nepoužívají), mletého spongilitu nebo jiných přírodních pucolánů a metakaolinu namísto mikrosiliky. To bylo bezpečně prokázáno dilatometrickými zkouškami s vysoce reaktivním kamenivem (andezit, lokalita Tepličky), které jsme v rámci prací pro MDČR nechali provést ve Zkušební kamene a kameniva v Hořicích.

Obr. č. 1: Zkoušky vlivu různých přísad na průběh alkalicko-křemičitého rozpínání



Tabulka č. 1: Zkoušky vlivu různých přísad na průběh alkalicko-křemičitého rozpínání

STANOVENÍ ALKALICKÉ ROZPÍNAVOSTI KAMENIVA

Dilatometrická zkouška rozpínání cementové malty podle ASTM C1260 - 94

cement: CEM I 52,5 R Čížkovice

Hornina - plnivo: andezit

Zpracoval: Zkušebna kamene a kameniva Hořice

koncentrace NaOH: 40 g/l

počáteční délka trámečku: 250 mm

zkušební termín (den)	vzorek prodloužení trámečku v % délky								
	C0	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	0,160	0,013	0,007	0,004	0,002	0,003	0,007	0,004	0,081
4	0,320	0,022	0,012	0,008	0,003	0,006	0,013	0,008	0,176
6	0,481	0,030	0,018	0,008	0,006	0,008	0,019	0,008	0,301
8	0,614	0,065	0,021	0,013	0,007	0,011	0,058	0,020	0,399
10	0,722	0,108	0,022	0,015	0,007	0,013	0,097	0,025	0,497
12	0,830	0,171	0,030	0,016	0,013	0,017	0,136	0,030	0,556
14	0,912	0,196	0,040	0,023	0,014	0,022	0,174	0,061	0,607
16	0,995	0,233	0,053	0,024	0,017	0,023	0,209	0,088	0,643
18	1,079	0,271	0,070	0,025	0,020	0,024	0,245	0,115	0,679
20	1,116	0,310	0,087	0,033	0,024	0,035	0,282	0,148	0,707
22	1,172	0,335	0,107	0,040	0,031	0,044	0,320	0,175	0,726
24	1,220	0,371	0,126	0,049	0,038	0,054	0,356	0,203	0,746
26	1,269	0,408	0,144	0,057	0,046	0,063	0,391	0,230	0,761
28	1,310	0,438	0,161	0,070	0,059	0,077	0,425	0,255	0,777

Při ASR dochází ke korozi kameniva v betonu. Reakcí aktivního SiO_2 s alkáliemi vznikají alkalicko-křemičité gely, které jsou schopny přijímat velké objemy vody, což je opět spojeno s nárůstem objemu. Tyto gely jsou velmi pohyblivé a vytvářejí se i v mikrotrhlinách zrn kameniva, které tak rozrušují až k jeho rozpadu.

3. Hydratační teplo a granulometrická struktura cementu z mineralogického hlediska

V současnosti jsou jako prioritní sledovány vliv vývinu hydratačního tepla a granulometrická struktura cementu.

Hydratační teplo - může být zdrojem poruch, neboť předpokládá vznik primárních mikrotrhlin v betonu již v průběhu prvních hodin po ztvrdnutí betonu právě vlivem vysokého hydratačního tepla. Kromě využití strusky nebo popílku je minimalizován ve slínku obsah fází s nejvyšším hydratačním teplem – trikalciomaluminátu a trikalciumsilikátu. V praxi to znamená slínky s nízkým aluminátovým modulem a nižším stupněm sycení (belitické slínky). Belitické cementy a cementy CEM II mají kromě nižšího hydratačního tepla ještě jednu společnou přednost: pevnosti betonu z nich vyrobeného pomaleji, ale dlouhodobě narůstají a překračují pevnosti betonů vyrobených z cementu CEM I. I to se může příznivě podepsat na trvanlivosti CBK.

Granulometrická struktura - zde bude zajímavé porovnání chování cementů CEM II/A-S nebo B-S, kdy je vysokopecní struska semílána společně se slínkem a ostatními složkami a směsí cementů CEM I se struskou mletou samostatně. Samostatně mletá struska může být a většinou je jemněji semletá než struska v cementech CEM II. Protože je hůře melitelná než slínek, tvoří při společném mletí v cementu hrubší zrnitostní frakce. To má vliv na rychlost její hydratace a tedy i na vlastnosti cementu.

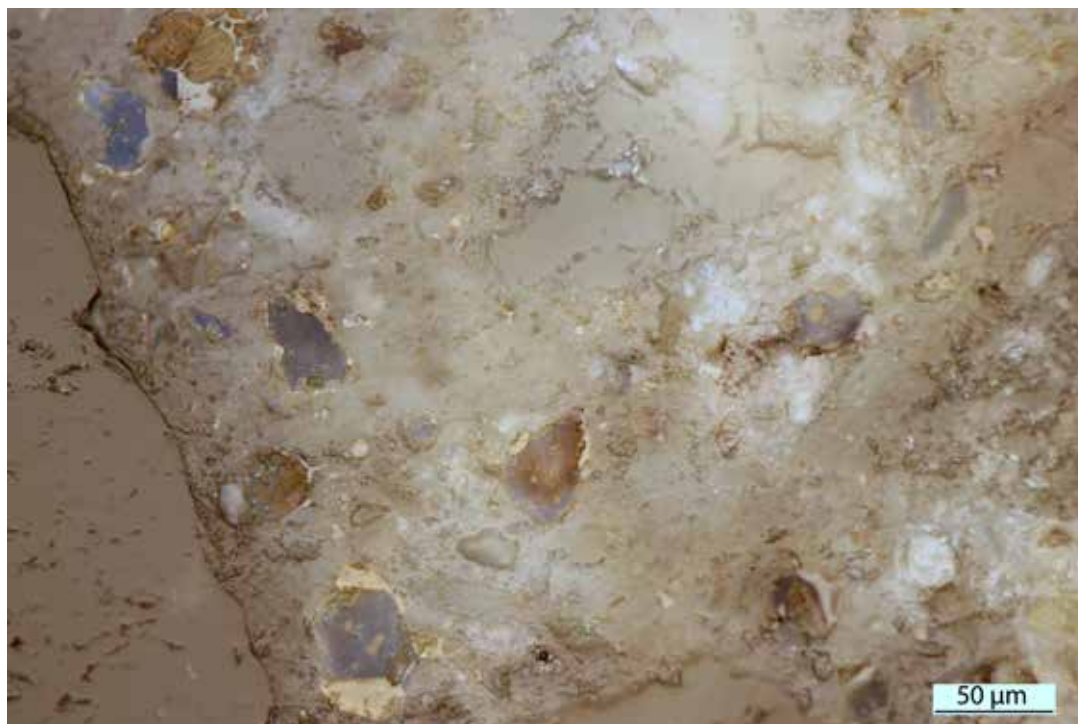
V historii výroby cementu od padesátých let minulého století ale nejsou kontinuální údaje o výrobě belitických cementů. Slínky byly vyráběny tak, aby bylo dosahováno co nejlepších pevností při zachování objemové stálosti. V osmdesátých letech minulého století vyráběla silniční cement pouze cementárna Maloměřice. Ani ten však nebyl deklarován jako belitický. Pro názornost uvádíme přehled chemického a fázového složení slínku Maloměřice za rok 1983.

Tabulka č. 2: Chemické a fázové složení v % hm. slínek Maloměřice v roce 1983

měsíc	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	Ms	Ma	SLP	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
1	65,86	22,12	5,06	4,03	2,49	1,25	91,3	55,61	23,21	6,60	12,25
2	65,76	22,26	5,29	4,05	2,38	1,30	92,4	57,13	20,75	7,17	12,31
3	65,73	22,25	5,02	4,22	2,40	1,18	92,6	58,65	19,57	6,17	12,83
4	65,95	21,94	5,20	4,36	2,29	1,19	93,6	60,49	17,29	6,41	13,25
5	65,70	22,03	5,24	4,34	2,29	1,21	92,9	58,54	19,02	6,59	13,22
6	65,77	22,27	5,00	4,09	2,44	1,22	92,7	58,70	19,59	6,34	12,43
7	65,09	21,68	5,19	5,03	2,12	1,03	92,8	58,08	18,37	5,28	15,29
8	65,77	22,00	4,95	4,64	2,33	1,10	93,4	60,84	17,20	5,58	13,56
9	65,80	22,78	4,90	3,87	2,55	1,26	92,6	59,26	19,48	6,44	11,76
10	66,21	22,19	5,06	3,74	2,52	1,35	93,8	61,48	17,26	7,09	11,37
11	65,64	22,28	5,22	3,80	2,47	1,37	92,2	57,31	20,66	7,41	11,55
12	65,83	22,32	5,34	3,72	2,46	1,43	92,4	57,09	21,95	7,86	11,31
roční průměr					2,39	1,24	92,75	58,60	19,46	6,57	12,59

Pozdější pokusy o mineralogický rozbor nezhydratovaných relikтів slínek na nábrusech ze starých i relativně čerstvých betonů nedaly spolehlivé výsledky a nelze na jejich základě činit přesné závěry. Důvodů je několik. Především je to velmi malá plocha nezhydratovaných zbytků zrn slínek ve srovnání s plochou celého nábrusu. Kromě toho se většinou jedná o centrální zóny větších zrn, zjevně obklopené hydratačními produkty a jejich fázové složení nemusí být vždy shodné s průměrným fázovým složením původního slínku. Vyskytují se v nich jak trikalciumpilíkát, tak dikalciumsilíkát a brownmillerit. Trikalciumaluminát je zastoupen velmi málo, což je ve shodě s požadavkem normy pro silniční cement. Nelze však usuzovat na použití beltického slínku, spolehlivý fázový rozbor vyžaduje vyhodnocení aspoň jednoho tisíce bodů na ploše slínku, nikoliv nábrusu, což lze na nábrusu ztvrdlého betonu provést velmi obtížně.

Obr. č. 2



Obrázky č. 2 a 3: Snímky nábrusů betonu. Vývrty z plochy letiště Tuřany. Nábrusy byly leptány parami kyseliny octové. Na některých snímcích (zejména obr. č. 3) je patrná ošidnost zbarvení pomocí par kyseliny octové. Typické ostrohranné krystaly C_3S mají zde tmavohnědé zbarvení namísto modrého. Okrouhlá zrna C_2S jsou světle hnědá, mj. tvoří uzavřeniny v krystalech C_3S . Někdy jsou krystaly C_3S při okrajích původního zrna nezřetelné, zřejmě jsou překryty hydratačními produkty. Původní obrys zrna slínku je však stále zřetelný. U větších zrn slínku jsou zřetelné původní obrysy, nahydratované slínkové minerály již s parami kyseliny octové nereagují a okraje zrn difuzně přecházejí do okolní hmoty. Pravděpodobně se jedná o starší betony, kde již nejsou viditelná jemnější zrna slínku. V novějších betonech se větší zrna téměř nevyskytují, je zde však mnoho drobných zrn, obsahujících převážně C_3S a C_4AF (obr. č. 2 – 3). Je to dáno mletím cementu na oběhových mlýnech s třídiči III. generace.

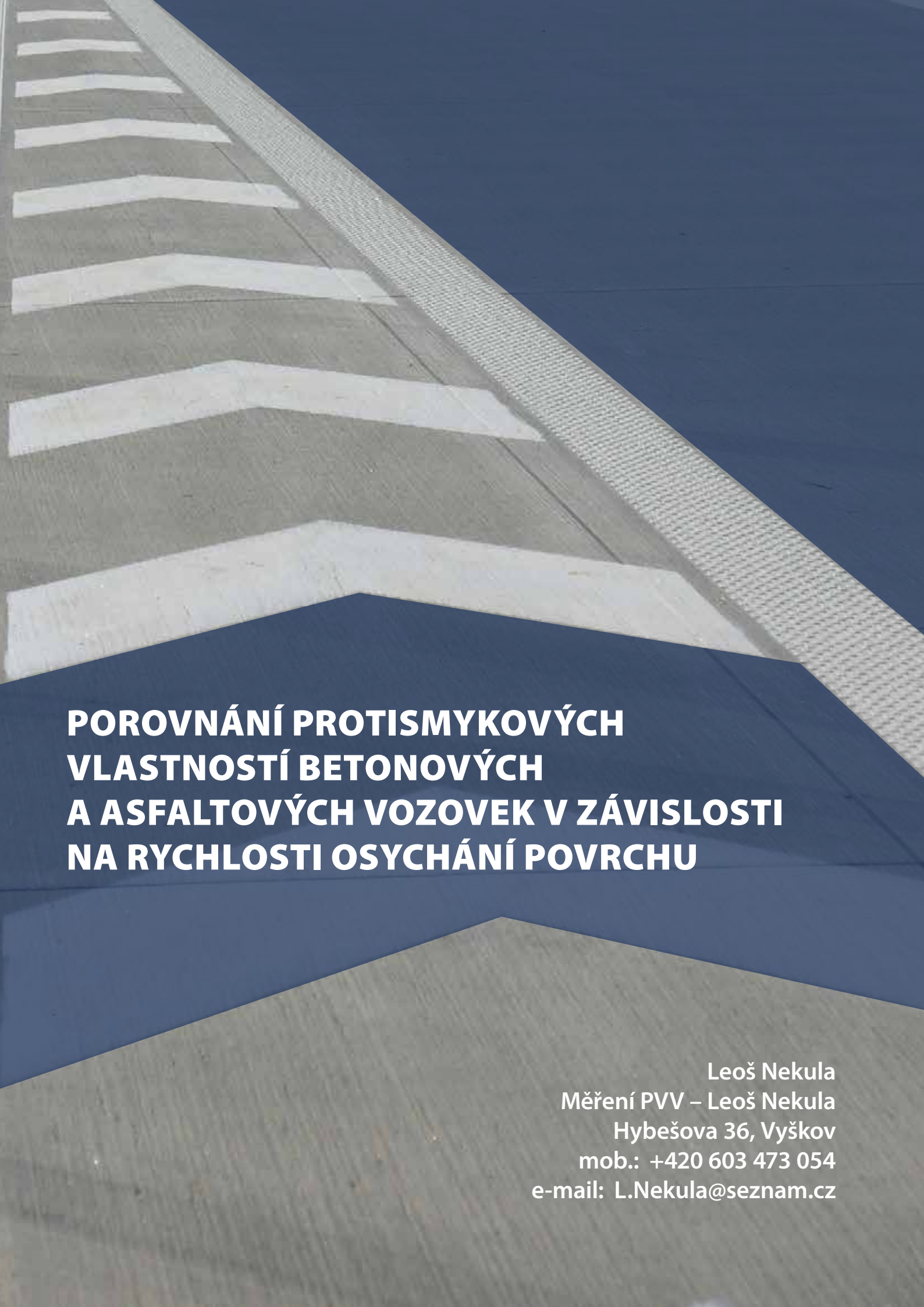
Obr. č. 3



4. Potenciál změn ve výrobě cementu pro zvýšení odolnost betonu z mineralogického hlediska

Z uvedených faktů bude pro výrobu SC vždy platit:

1. Nutnost minimalizace obsahu C_3A ve slínku. To je léty praxe ověřená skutečnost, z důvodu odolnosti vůči působení některých rozpuštěných solí v prostředí konečného betonového díla a není k tomu třeba žádných komentářů.
2. Snižovat hydratační teplo cementu je potřebné, při použití cementů CEM II/A nebo B není třeba zvyšovat obsah C_2S ve slínku. U více belitických cementů je nutno k dosažení předepsaných pevností po 28 dnech jemnější mletí.
3. Pro silniční cementy je technickými požadavky normou stanovenapožadována maximální hodnota měrného povrchu do $330 \text{ m}^2.\text{kg}^{-1}$. Samostatně mletá struska tuto hodnotu překračuje. Je tedy proto vhodnější použití cementů CEM II/A-S nebo CEM II/B-S než přidávání velmi jemně mleté strusky do betonové směsi na betonárně.



POROVNÁNÍ PROTISMYKOVÝCH VLASTNOSTÍ BETONOVÝCH A ASFALTOVÝCH VOZOVEK V ZÁVISLOSTI NA RYCHLOSTI OSYCHÁNÍ POVRCHU

Leoš Nekula
Měření PVV – Leoš Nekula
Hybešova 36, Vyškov
mob.: +420 603 473 054
e-mail: L.Nekula@seznam.cz

POROVNÁNÍ PROTISMYKOVÝCH VLASTNOSTÍ BETONOVÝCH A ASFALTOVÝCH VOZOVEK V ZÁVISLOSTI NA RYCHLOSTI OSYCHÁNÍ POVVRCHU

Leoš Nekula

Měření PVV – Leoš Nekula

Hybešova 36, Vyškov

mob.: +420 603 473 054

e-mail: L.Nekula@seznam.cz

Před několika lety proběhlo experimentální měření protismykových vlastností na úsecích, kde se střídá cementobetonový kryt (CBK) a asfaltový povrch (AB), s cílem srovnat hodnoty součinitele tření F_p na mokré vozovce s CBK a AB při dešti a hlavně zjistit závislost hodnot F_p na rychlosti osychání povrchů vozovky. Měření bylo provedeno za různých podmínek (vrstva vody při dešti různé intenzity, teplota, počasí, jen různá dávka vody z měřicího zařízení ad.). Experiment přinesl velmi zajímavé výsledky, kdy se prokázalo, že za většiny podmínek osychá povrch CBK několikrát rychleji proti povrchu AB, což znamená, že povrch CBK je pro provoz bezpečnější, naopak přejezd z již suchého povrchu CBK na mokrý povrch AB může být příčinou tzv. „nevysvětlitelných nehod“.

ÚVOD

Jak prokázaly výzkumy v mnoha státech motorizovaného světa, stává se na mokrému povrchu vozovky podstatně více dopravních nehod než za sucha. Počet nehod za mokra samozřejmě stoupá s klesajícím hodnocením protismykových vlastností povrchu vozovky. Podle výzkumu v ČR je počet nehod na mokrému povrchu vozovky s hodnocením klasifikačním stupněm 5 – havarijní stav až 17x vyšší než na povrchu vozovky hodnoceném klasifikačním stupněm 1 – velmi dobré protismykové vlastnosti. A úseků s hodnocením klasifikačním stupněm 5 – havarijní stav je v ČR na dálnicích a silnicích I. třídy asi 15 %, s klasifikačním stupněm 4 – nevyhovující asi 23 %. Tento údaj je z roku 2015, kdy se naposledy provádělo měření protismykových vlastností povrchu vozovky na dálnicích a silnicích I. třídy pro silniční databanku v omezeném rozsahu (1700 pruhokm).

Z těchto údajů vyplývá, že je důležité, po jak dlouhou dobu zůstává povrch vozovky mokrý a tím i nebezpečnější pro silniční provoz. V letech 2009 – 2016 jsme prováděli experimentální měření, převážně na dálnicích, při kterém jsme zjišťovali vývoj hodnot na různých brusných vrstvách vozovek za různých podmínek mokrého a osychajícího povrchu vozovky. Měření součinitele podélného tření F_p probíhala při rozdílných povětrnostních podmínkách a proměnlivé intenzitě dešťových srážek, při různé vrstvě vody na povrchu vozovky a při různé teplotě povrchu vozovky. Zjišťována byla výška vodního filmu na povrchu vozovky, teplota povrchu suché a mokré vozovky a čas osychání různých brusných vrstev. Odhadována byla makrotextura povrchu vozovky (střední hloubka textury MTD) a hloubka vyjetých podélných kolejí.

Ve svém příspěvku se zaměřím na výsledky měření úseků dálnic, kde se střídá CBK a AB (převážně na mostech). Tato kombinace přinesla nejvíce prokazatelných výsledků rozdílného času osychání povrchu vozovky a tím i změny součinitele podélného tření F_p . Pro prokázání vlivu výšky vodního filmu na povrchu vozovky na hodnoty součinitele podélného tření F_p bylo použito vlastní zkrápění měřicího zařízení TRT. Množství kroupené vody vytvářelo film o výšce cca 0,1 mm – 5,0 mm. Všechna měření byla provedena v souladu s ČSN 73 6177 „Měření a hodnocení protismykových vlastností povrchů vozovek“ při měřicí rychlosti 60 km.h⁻¹. Výsledky měření byly zpracovány do diagramů závislosti součinitele podélného tření F_p na ujeté dráze.

MĚŘENÍ ÚSEKŮ DÁLNIC S POVRCHEM CBK/AB S RŮZNOU VÝŠKOU VODNÍHO FILMU.

Na úvod uvádím diagramy z měření se zkrápěním z měřicího zařízení TRT, které prokazuje vliv výšky vodního filmu na naměřené hodnoty součinitele podélného tření F_p . Měření probíhalo na povrchu CBK a AB na dálnici D1. Výška vodního filmu na měřeném povrchu byla dávkována tak, aby postupně klesala z 5 mm až na 0,1 mm. Na diagramu 1 je vidět měření s výškou vodního filmu 0,5 mm, což je běžné množství kropané vody při rutinním měření. Na diagramu 2 je měření s výškou vodního filmu 0,1 mm

Diagram 1) Závislost součinitele tření F_p na ujeté dráze CBK – AB - CBK s výškou vodního filmu 0,5 mm

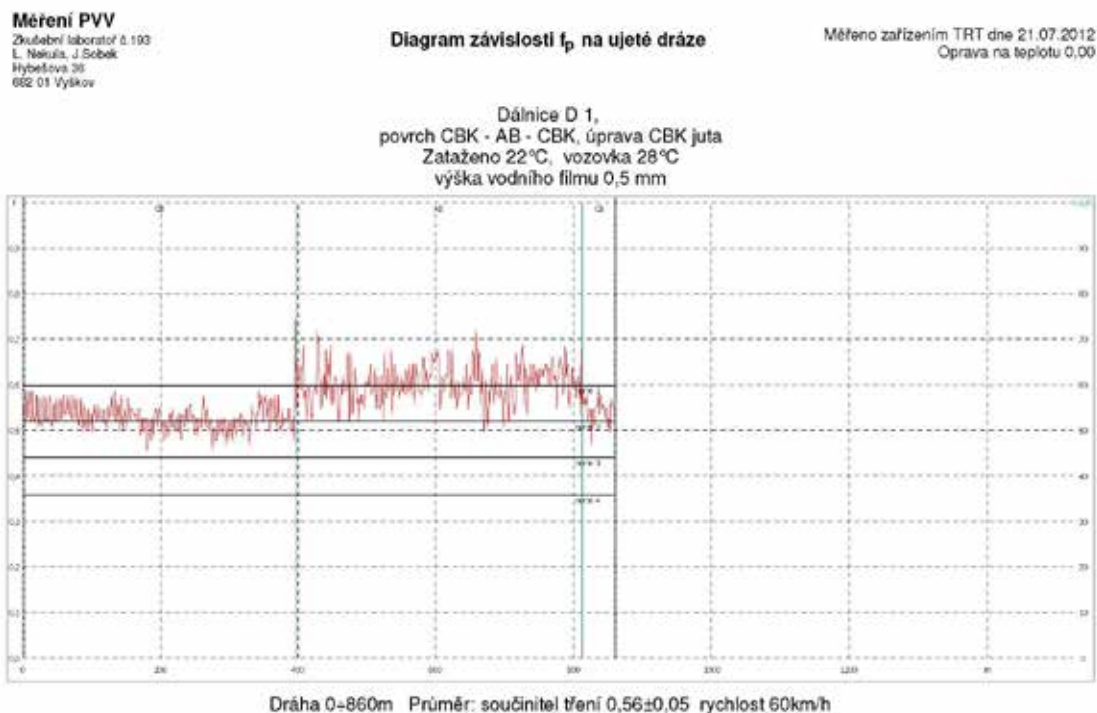
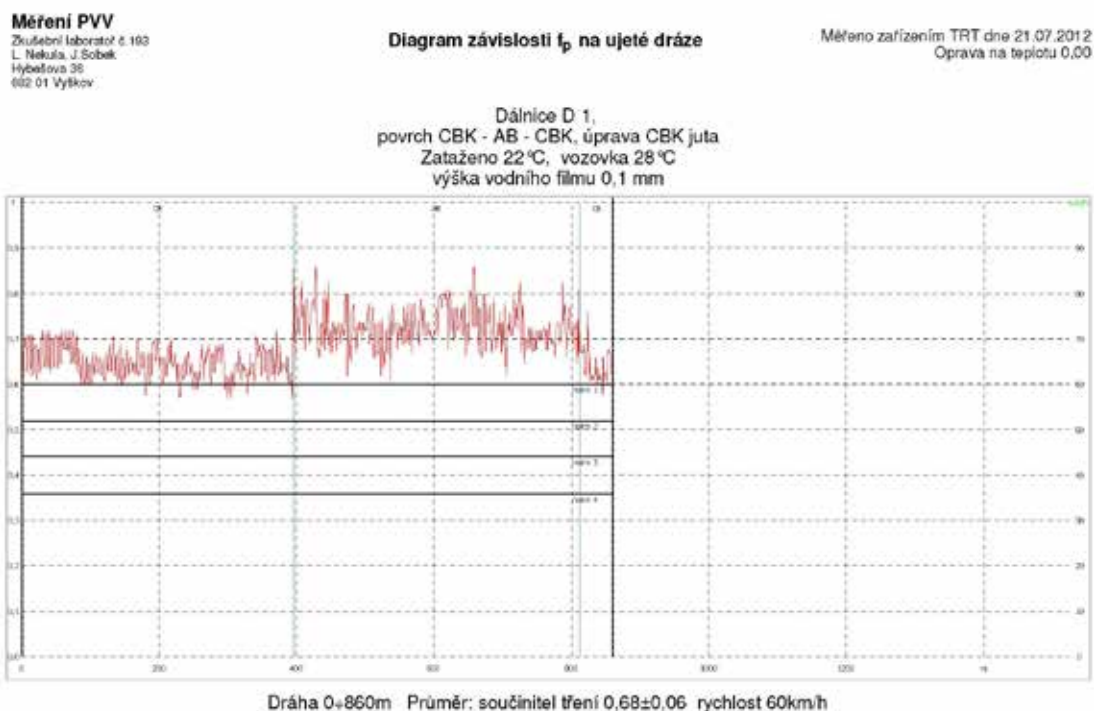


Diagram 2) Závislost součinitele tření F_p na ujeté dráze CBK – AB - CBK s výškou vodního filmu 0,1 mm





Uvedeny jsou jen 2 diagramy, měření proběhlo podstatně více. Od výšky vodního filmu 5 mm klesala výška po 1 mm, od 0,5 mm do 0 mm klesala výška po 0,1 mm. Hodnoty součinitele podélného tření F_p se při výšce vodního filmu 5 mm až 0,5 mm téměř neměnily ($F_p = 0,54 - 0,58$), pohybovaly se v rozmezí opakovatelnosti měřicího zařízení. Při výšce vodního filmu 0,4 mm byla ještě změna minimální, při výšce 0,3 mm se změna výrazněji projevila na povrchu AB, který měl výrazně lepší makrotexturu než povrch CBK juta. Na obou površích se hodnoty součinitele podélného tření F_p zvýšily při výšce 0,2 mm a stav při výšce 0,1 mm je vidět na diagramu 2. Hodnota F_p stoupla z 0,56 při výšce vodního filmu 0,5 mm na hodnotu 0,68 při výšce vodního filmu 0,1 mm. Z tohoto pokusu vyplývá, že při způsobu měření součinitele tření F_p s prokluzem 25% nemá vyšší výška vodního filmu než normová (0,5 mm) vliv na naměřené hodnoty. Při výšce nižší než 0,5 mm má velký význam makrotextura povrchu. Čím je makrotextura vyšší, tím je vzestup hodnot F_p s klesající výškou vodního filmu rychlejší. Na vyhlazeném povrchu CBK s povrchovou úpravou jutou je nárůst hodnot F_p pomalejší.

Na závěr bylo provedeno na části úseku CBK a AB měření na zcela suchém povrchu a součinitel podélného tření F_p stoupl na povrchu CBK na hodnotu 0,95 – 1,0 a na povrch AB na hodnoty 1,2 – 1,3. Z toho vyplývá důležitý závěr, že i na vlhké vozovce, například po ránu zvlhčené rosou, může při velmi nízké makrotextuře být povrch již kluzký a pro silniční provoz nebezpečný. Příkladem mohou být vyhlazené povrchy CBK s povrchovou úpravou taženou jutou, jejichž makrotextura je často nulová.

RYCHLOST OSYCHÁNÍ POVRCHŮ CBK/AB ZA RŮZNÝCH KLIMATICKÝCH PODMÍNEK.

Hlavním úkolem experimentálního měření protismykových vlastností povrchu vozovky bylo zjistit změny hodnot součinitele podélného tření F_p v závislosti na osychání povrchu vozovky po dešti. Měření bylo prováděno na různých obrušných vrstvách. V tomto příspěvku popíšeme kombinaci CBK a AB, která je na dálnicích velmi častá, protože na úsecích s CBK je na mostech použita obrušná vrstva AB. Při této kombinaci také byly zjištěny největší rozdíly hodnot při různé délce osychání povrchu vozovky.

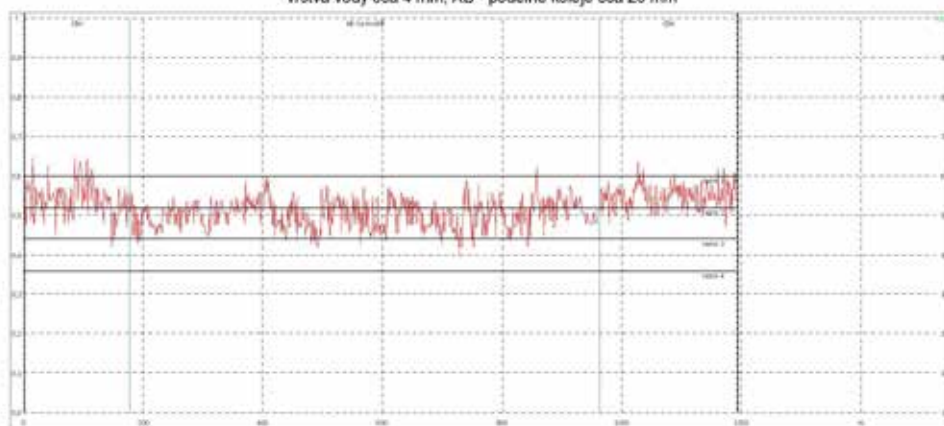
Pro vyhodnocení závislosti součinitele podélného tření F_p na rychlosti osychání povrchu vozovky byl vybrán úsek dálnice D1 se starším CBK upraveným příčnou striáží, na kterém je most se starší úpravou AB. Oba povrchy měly při běžném měření přibližně stejné hodnoty součinitele podélného tření F_p a přibližně stejnou výšku makrotextury. Na povrchu AB byly vyjeté podélné koleje R o hloubce asi 20 mm, což je na starších úpravách AB na mostech celkem běžné. První měření protismykových vlastností bylo provedeno při silném dešti, kdy na povrchu vozovky byl vodní film o výšce cca 4 mm (viz diagram 3). Naměřené hodnoty součinitele podélného tření F_p byly v rámci opakovatelnosti měřicího zařízení TRT stejné jako při běžném měření s výškou vodního filmu 0,5 mm. Po skončení deště bylo položeno, teplota mokré vozovky +22° C. Další měření bylo provedeno 30 minut po skončení deště, kdy na CBK byl již povrch vozovky v poježděných stopách částečně oschlý, ale na povrchu AB ve vyjeté podélné koleji ještě byla vrstva vody (viz diagram 4). Poslední měření bylo provedeno po 60 minutách na již zcela suchém povrchu CBK. Povrch AB na mostě již také osychal, ale v poježděných stopách ve vyjeté koleji ještě byl povrch částečně moký (viz diagram 5).

Z diagramů 3 až 5 je zřejmé, že při silném dešti byly hodnoty součinitele podélného tření F_p téměř stejné (CBK = 0,54, AB = 0,50). Po 30 minutách osychání, kdy povrch CBK v poježděných stopách byl již z větší části oschlý, se hodnota F_p zvýšila o 0,21 (CBK = 0,75), ale hodnota F_p na povrchu AB zůstala téměř stejná (AB = 0,53). Po 60 minutách osychání povrchu byl úsek s CBK již zcela suchý, hodnota F_p dosáhla maximální hodnoty (CBK = 0,94), povrch AB byl již také suchý mimo vyjetých kolejí, kde ještě byl povrch vlhký, jen na několika místech oschlý. Hodnota F_p stoupla o 0,20 (AB = 0,73), ale ještě nedosáhla své maximální hodnoty za sucha.

ZÁVĚR

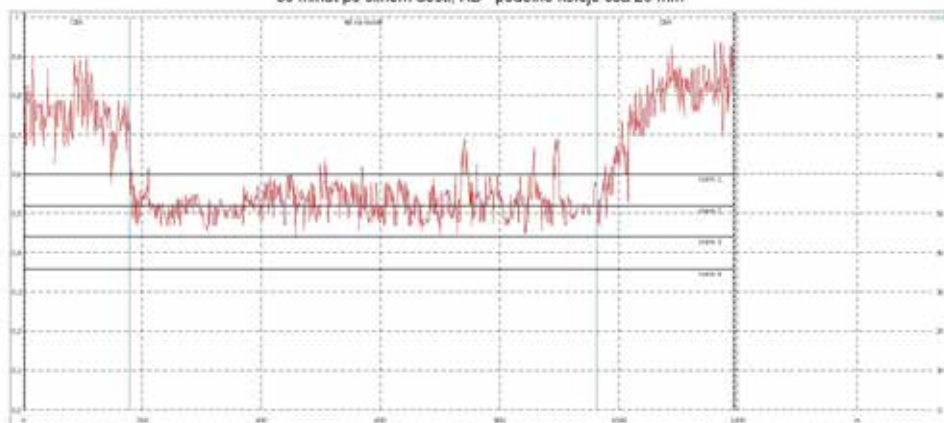
Vzhledem k možnému rozsahu příspěvku je uvedeno měření jen na jednom úseku s povrchem CBK upraveným příčnou striáží a povrchem AB na mostě. Při experimentu bylo při kombinaci CBK/AB změřeno dalších 12 úseků, které vykazovaly podobné výsledky. Rozdíly, které se při měřeních vyskytly, byly dány především různou úpravou povrchů CBK, zvláště u povrchů CBK upravených taženou jutou. Tyto úseky jsou ve většině případů velmi kluzké (klasifikační

Dálnice D 1, pruh pomalý
 povrch CBK - AB - CBK, úprava CBK stráž
 Zataženo a silný déšť 16 °C, vozovka 19 °C
 vrstva vody cca 4 mm, AB - podélné koleje cca 20 mm



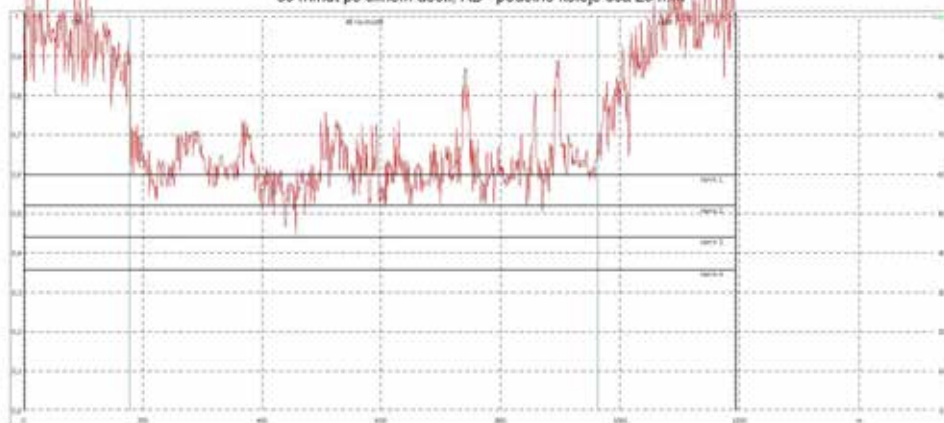
Dráha 0+1194m Průměr: součinitel tření 0,52±0,04 rychlost 60km/h

Dálnice D 1, pruh pomalý
 povrch CBK - AB - CBK, úprava CBK stráž
 Polojasno 18 °C, vozovka 22 °C
 30 minut po silném dešti, AB - podélné koleje cca 20 mm



Dráha 0+1194m Průměr: součinitel tření 0,60±0,12 rychlost 60km/h

Dálnice D 1, pruh pomalý
 povrch CBK - AB - CBK, úprava CBK stráž
 Polojasno 18 °C, vozovka 22 °C
 60 minut po silném dešti, AB - podélné koleje cca 20 mm



Dráha 0+1194m Průměr: součinitel tření 0,73±0,16 rychlost 60km/h

stupeň 4 – 5), na rozdíl od porovnávaných úseků AB na mostech, které jsou ve většině případů naopak drsné, většinou s protismykovými vlastnostmi hodnocenými klasifikačním stupněm 1 nebo 2, ale také většinou s různě hlubokými vyjetými podélnými koleji. To se projeví hlavně při počátečních měřeních, kdy je za mokra velký rozdíl mezi hodnotami součinitele podélného tření $F_{\parallel}$ mezi CBK a AB. Povrchová úprava však nemá zásadní vliv na rychlost osychání povrchu vozovky, která je u povrchů ČBK rychlejší. Rozdíl mezi dobou osychání se zvětšuje u úseků AB s vyšší hloubkou vyjeté koleje.

Při měřeních prováděných v letech 2009 – 2016 se neprováděla fotodokumentace měřených úseků. Pro zpracování tohoto příspěvku jsem chtěl fotky s různou dobou osychání povrchů CBK a AB pořídit v letošním roce. Od června do srpna jsem byl připraven vyjet do okolí svého bydliště ve Vyškově, kde je převážná většina sledovaných úseků, ale letošní klimatické podmínky mně to neumožnily. Za celé 3 měsíce ve Vyškově a okolí přšelo pětkrát, z toho třikrát v noci a jednou, když jsem byl na dovolené. Poslední, a jediné denní drobné srážky nebyly pro pořízení fotodokumentace příliš vhodné, nicméně dva obrázky do příspěvku zařazuji. Na obrázku 1 je stav, který odpovídá výsledkům měření uvedeným v diagramu 4, tedy asi po 30 minutách od konce deště, kdy je oschlý povrch CBK v jízdních stopách a povrch AB je celý mokrý. A na obrázku 2 je stav odpovídající diagramu 5, po 60 minutách od konce deště, kdy povrch CBK je již zcela suchý a povrch AB je ještě vlhký i v jízdních stopách.

Obrázek 1) povrch CBK v jízdních stopách oschlý, povrch AB mokrý



Obrázek 2) povrch CBK suchý, povrch AB i v jízdních stopách vlhký





Provedená měření reprezentují jen malou část podmínek, které mohou na povrchu vozovky nastat. Pro objektivnější posouzení chybí hlavně měření za nižších teplot pod 10°C , v podzimním a zimním období. Dá se předpokládat, že za těchto podmínek se časy osychání vozovky a tím i změn hodnot součinitele podélného tření F_p mohou značně prodloužit, zvláště u AB povrchů s vyjetými podélnými koleji, kde se voda v koleji shromažďuje. Hlavní výhodou povrchů CBK je právě absence vyjetých kolejí a částečná nasákavost povrchu, takže výška vodního filmu se i po velmi intenzivním dešti rychle sníží, projíždějící auta svými pneumatikami zbytek vody „rozpráší“ a povrch v projížděné stopě velmi rychle osychá. Naproti tomu u AB povrchu zůstává na povrchu vyšší vodní film, jak vlivem vyšší makrotextury, tak hlavně vinou i mírně vyjetých kolejí. Projíždějící auta sice vodu také „rozprašují“, ale do jízdní stopy voda stále stéká z okolního povrchu.

Z provedeného počtu měření se dají odvodit tyto prokazatelné závěry. Vliv druhu povrchu vozovky AB nebo CBK na počátku deště na hodnoty součinitele tření F_p je minimální, závislý na klasifikaci hodnocení protismykových vlastností povrchu vozovky. Pokud je klasifikace významně rozdílná, potom kterýkoli z povrchů může být na počátku deště rychleji kluzčí. Při průměrné intenzitě deště je ale doba rozdílu v jednotkách minut. Dále se podařilo prokázat, že při teplotách povrchu mokré vozovky 30°C a více (po kratším dešti) je doba osychání povrchu AB vozovky stejná nebo rychlejší než povrchu CBK, zvláště proto, že černý povrch AB vozovek má teplotu podstatně vyšší než povrch CBK. To se projeví zvláště u kratších letních přeháněk nebo bouřek, kdy povrch vozovky nestačí vychladnout a teplota zůstane větší jak 30°C .

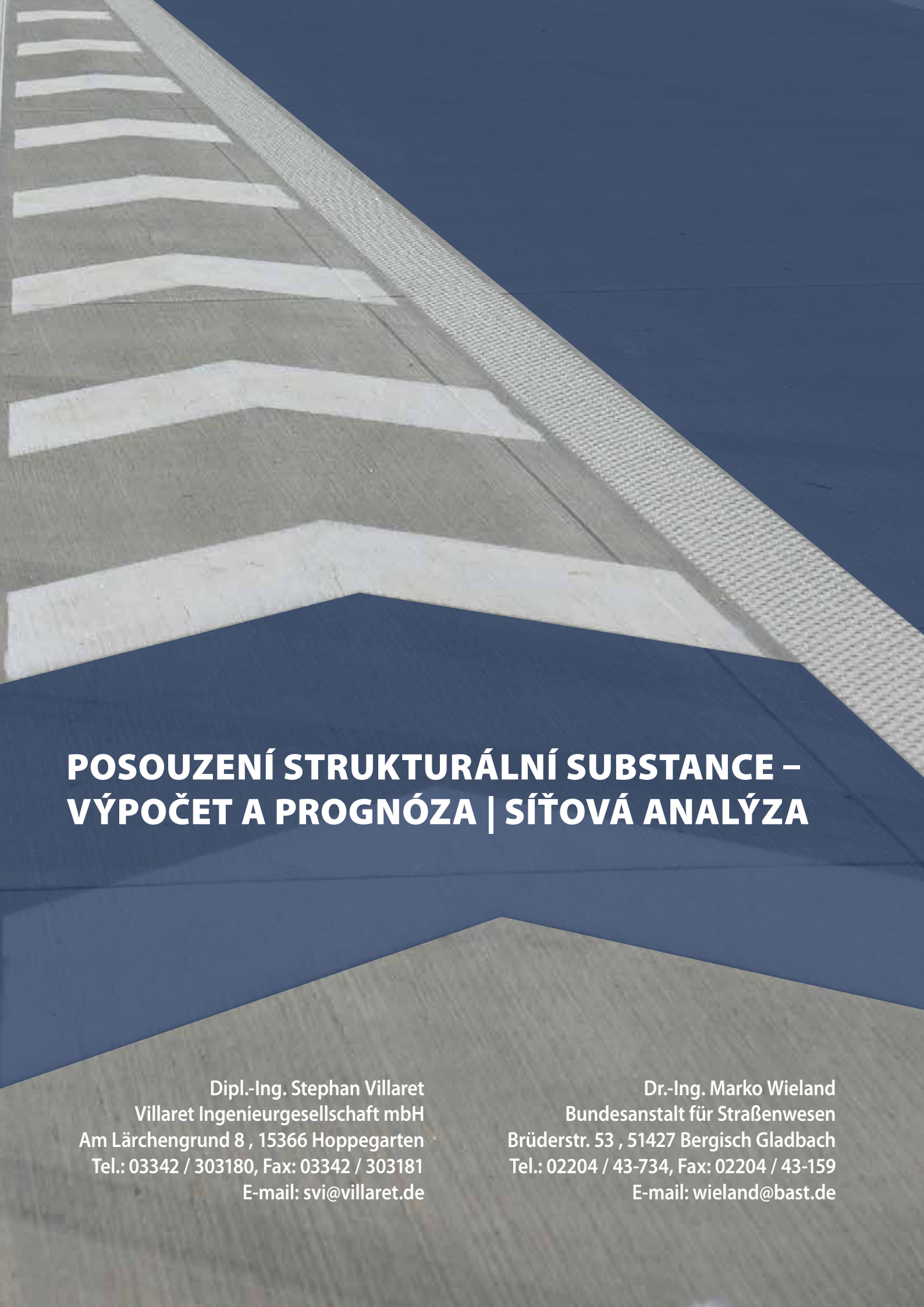
Z výše uvedených důvodů je nutné pokládat výsledky experimentálního měření, prováděného ve vlastní režii, za informativní, bez statistické vypovídací hodnoty. Pro přesnější stanovení závislosti hodnot součinitele podélného tření F_p na čase osychání povrchu vozovky, i možným vlivem na dopravní nehodovost, by bylo potřeba provést měření v průběhu celého roku, za všech povětrnostních a teplotních podmínek. Dále by bylo nutné na sledovaných úsecích měřit střední hloubku textury MTD, hloubku vyjeté koleje a sledovat intenzitu provozu, která má, stejně jako teplota povrchu vozovky, na dobu osychání zásadní vliv.

Přesto je možné z vyhodnocení výsledků měření doporučit sjednocení povrchů vozovky na dálnicích tím, že by se použil CBK i na mostech. V ČR se touto problematikou zabýval výzkumný projekt, v rámci kterého byl CBK na mostech položen, v okolních státech (Rakousko, Německo, Polsko) se již CBK na mostech pokládá. Sjednocením povrchu na částech dálnic s CBK by se zásadním způsobem zvýšila bezpečnost silničního provozu. Nelze vyloučit, že za některé dopravní nehody, jejichž vznik je označený jako „nevysvětlitelný“, může střídání povrchů CBK a AB, a jejich různá doba osychání. Řidič, který jede po suchém povrchu CBK netuší, že při nájezdu na most s AB vjede na mokré povrch s možností aquaplaningu, smyku a následné nehody. Protože při rychlosti jízdy se vlastní nehoda stane třeba až 200 nebo 300 m za mostem s povrchem AB, tak již nikdo za příčinu nehody mokré povrch na mostě nepovažuje.



3. BLOK

**ŽIVOTNOST BETONOVÝCH
VOZOVEK, PORUCHY,
OPRAVY A REKONSTRUKCE**



POSOUZENÍ STRUKTURÁLNÍ SUBSTANCE – VÝPOČET A PROGNÓZA | SÍŤOVÁ ANALÝZA

Dipl.-Ing. Stephan Villaret
Villaret Ingenieurgesellschaft mbH
Am Lärchengrund 8 , 15366 Hoppegarten
Tel.: 03342 / 303180, Fax: 03342 / 303181
E-mail: svi@villaret.de

Dr.-Ing. Marko Wieland
Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstr. 53 , 51427 Bergisch Gladbach
Tel.: 02204 / 43-734, Fax: 02204 / 43-159
E-mail: wieland@bast.de

POSOUZENÍ STRUKTURÁLNÍ SUBSTANCE – VÝPOČET A PROGNOZA | SÍŤOVÁ ANALÝZA

Dipl.-Ing. Stephan Villaret

Villaret Ingenieurgesellschaft mbH

Am Lärchengrund 8, 15366 Hoppegarten

Tel.: 03342 / 303180, Fax: 03342 / 303181

E-mail: svi@villaret.de

Dr.-Ing. Marko Wieland

Bundesanstalt für Straßenwesen

Brüderstr. 53, 51427 Bergisch Gladbach

Tel.: 02204 / 43-734, Fax: 02204 / 43-159

E-mail: wieland@bast.de

Funkčnost silniční infrastruktury má pro národní hospodářství rozhodující význam. Údržba, respektive rekonstrukce stávající sítě přitom představuje mimořádnou výzvu. V Německu je v nejbližších letech nutno počítat s vysokým objemem investic směřovaných do sítě spolkových silnic, takže význam systematického postupu, zaměřeného na stavební údržbu a opravy, neustále vzrůstá. Při dlouhodobém plánování opatření pro rekonstrukci představuje znalost stavu strukturální substance a jejího dlouhodobého vývoje základ. Následně bude představena metoda, která umožňuje statisticky podložené hodnocení a prognózu mechanických vlastností strukturální substance cementobetonových krytů. Dále také bude na praktickém příkladu ukázáno, jakým způsobem a v jakém rozsahu může proběhnout síťová analýza tohoto typu.

1. Úvod, motivace

V Německu se většina osobní přepravy i zboží realizuje po silnicích. Mezi dopravními komunikacemi plní silnice při zvládání celkového objemu přepravy roli základního pilíře. Celkový počet kilometrů, které najedou motorová vozidla po spolkových dálnicích, dosahuje zhruba 250 miliard kilometrů. Přepravní kapacita nákladních vozidel podléhajících povinnosti hradit mýto činila v roce 2017 zhruba 400 miliard tunokilometrů. Německo protíná zhruba 13 000 km spolkových dálnic a kolem 40 000 km státních silnic, síť dálkových komunikací je tedy velmi hustá. Z toho lze odvodit, že silniční infrastruktura tvoří nejen základ blahobytu společnosti, nýbrž i životadárnou tepnu ekonomiky státu. V neposlední řadě platí, že bezpečnosti dopravy a dostupnosti sítě silnic je připisován odpovídající vysoký společenský a hospodářský význam.

Vozovky jsou vystaveny působení dopravy a také klimatických podmínek. Na jedné straně je předpovídán pro následující dekády podstatný nárůst dopravního zatížení, a to především zvýšení objemu těžké dopravy, na straně druhé jsou již dnes výrazně patrné dopady klimatických změn. Z těchto faktorů vyplývají zvýšené požadavky na konstrukce silnic. K tomu přistupují zvyšující se nároky na rychlost provádění stavebních prací, nejrůznější požadavky na funkční vlastnosti povrchu vozovky, ale i stále více postupující stárnutí infrastruktury. Chceme-li do budoucna zajistit vysokou míru provozuschopnosti, je tudíž absolutní prioritou proto připsat síťovým systematickým postupům pro plánování a provádění stavební údržby a oprav prvořadou důležitost. V tomto kontextu tvoří významný základ a nezbytnou pomůcku trvanlivé a nízkoúdržbové varianty rekonstrukcí a oprav, ale i znalost správného časového bodu, kdy je třeba provést zásah. V současné době stát a spolkové země využívají v oblasti údržby a oprav pro hodnocení silniční infrastruktury zpětné informace o stavu vozovek, které jsou získávány na široké síti měřicí techniky a z příslušné analýzy dat. Zde se odpovídající hodnotící stavové veličiny převádějí přes normové funkce do finančního vyjádření stavu a z nich se vytváří užitná hodnota a hodnota substance (povrchu) a definuje se celková hodnota. Protože je zjišťování a posouzení stavu pomocí měřicí techniky (ZEB) založeno výlučně na naměřených údajích specifických pro povrch vozovek a pro ukazatele vztahující se k povrchu vozovek, je přímé posouzení resp. hodnocení substance i průběh jejího chování možné pouze podmíněně. Pro systematické plánování údržby a oprav na úrovni sítě, speciálně s ohledem na oblast generální rekonstrukce má však přesná znalost stavu, jakož i spolehlivá prognóza budoucího vývoje substance centrální význam, protože jen tak lze správně a s dostatečným předstihem stanovit časový bod a rozsah



stavebních prací. Fakticky to znamená nutnost vytvořit v budoucnu příslušné nutné teoretické a technické podklady pro strukturované a strategické naplánování údržby a oprav na úrovni sítě, ale také objektů, které odpovídají vytvořeným teoretickým a technickým podkladům. Například je tak zapotřebí dalších vstupních veličin, které umožní spolehlivé hodnocení substance stávající silniční infrastruktury – tedy zodpovězení multidimenzionální množiny otázek. Dále platí, že se zvyšující se velikostí posuzovaného objektu nebo sítě roste stupeň obtížnosti technické realizace a současně také nutný finanční rámec. Proto se provádí nynější posouzení substance sítě spolkových meziregionálních silnic silně zjednodušeně na základě ZEB-dat (viz výše) a pomocí modelů odpisů.

Naproti tomu ve statistice lze využívat takzvaných časových analýz událostí, které dokážou odhadnout dobu, která může uplynout do vzniku určitých událostí. Při provádění analýzy dat životnosti technických produktů se přitom často používá pojmu „Hazardrate - míra rizika“, která popisuje pravděpodobnost výpadku k určitému časovému bodu za podmínky, že do této doby žádný výpadek nenastal. Průběh „míry rizika“ obecně vytváří charakteristickou křivku.

Na specifické úrovni objektu je v případě potřeby možné provádět velmi komplexní výzkumy, které umožní získat poznatky o skutečném stavu vnitřní struktury v kontextu stávajícího namáhání a souvisejících okrajových podmínek. V obecné rovině lze konstatovat, že se zde přímo zkoumá vrchní stavba silnic a stavební materiály laboratorními zkouškami na jádrových vývrtech, jakož i stacionárně probíhajícími měřicími metodami. Z důvodu své vysoké náročnosti je však tento postup pro úroveň sítě nevhodný. Díky technickému pokroku lze v posledních letech využívat novinek, které například v principu umožňují stanovení únosnosti nebo stanovení tloušťek vrstev pomocí rychlých měřicích metod, resp. postupů. K jejich aplikaci na úrovni sítě se však zatím nepřikročilo.

Celá tematika, které se týká tento příspěvek, je velmi komplexní a umožňuje pojednat pouze o několika vybraných tematických oblastech a okruzích otázek. Vedle toho také na příkladech a ve výňatcích vysvětlíme a objasníme možnost technicky zaměřeného posouzení a prognózování strukturální substance cementobetonových krytů a na praktickém příkladu „Dílčí síť spolkové země“ („Teilnetz eines Bundeslandes“) pak osvětlíme systematický postup sestavování plánu údržby a oprav.

2. Cíle a prospěšnost

Hlavním cílem je vývoj postupů k mechanickému a statisticky spolehlivému posouzení strukturální substance cementobetonových krytů, kterou bude možné využívat jako centrální ekonomický instrument rozhodovacího procesu při systematickém plánování údržby a oprav silnic v celé síti nebo části spolkových meziregionálních silnic SRN. Kromě toho je také možné, že tento přístup umožní optimalizovat posouzení zůstatkové hodnoty v rámci stavebních smluv a partnerství veřejného a soukromého sektoru.

Tato metoda posouzení strukturální substance má umožnit prognózu míry poruchovosti (podíl desek, které do určitého okamžiku selžou), aby se dal například stanovit ekonomický bod obratu (break even point) úseků, a to s dostatečným ohledem na daný objekt. Znalost těchto faktorů má při sestavování koncepcí údržby sítě komunikací strategický význam, protože kombinuje souvislosti mezi sanací stavebních děl a disponibilností sítě komunikací, a tak umožňuje přijímat fundovaná ekonomická rozhodnutí. V této souvislosti je třeba také zmínit téma stanovení takzvaného „bodu skončení doby použitelnosti“ (konec ekonomické životnosti) konstrukce vrchní stavby, zvláště cementobetonového krytu. Tento časový bod určuje moment, od kterého nezbytná opatření v souvislosti s údržbou a opravami v poměru k novostavbě již nejsou ekonomická. Tato otázka není nikterak triviální, nýbrž má velký ekonomický význam, protože stanovený časový bod pouze udává začátek zásahu (fáze projektování a stavební fáze je nutno brát v úvahu zvlášť).

Budoucím cílem je implementace principu zjišťování a posouzení stavu pomocí měřicí techniky, jež bude prováděno ve stanovených časových intervalech po celé síti německých meziregionálních komunikací. Velký ekonomický význam má v této souvislosti možnost napojení na stávající systémy sběru dat pomocí měřicí techniky i využití souborů dat, která byla systematicky a ve stanovených cyklech získávána již dříve.

3. Postup při vývoji metody posouzení strukturální substance

Základní postup lze rozdělit do následujících hlavních bodů.

- a Výzkum životního cyklu cementobetonového krytu s ohledem na závažné časové body, jež mají význam v kontextu s plánováním údržby a oprav. Vypracování potřebných definic pojmů.
- b Empirické zhodnocení obecného vývoje poruch cementobetonových krytů pro kvalitativní formulování pravděpodobnosti selhání pomocí časové funkce míry rizika.

- c. Formulování závažných ovlivňujících veličin, které je nutno při posouzení a prognóze strukturální substance nalézt.
- d. Vypracování postupu pro analýzu spolehlivosti na hotovém produktu „cementobetonovém krytu“ s přihlédnutím k následujícím bodům:
 - využití funkcí míry rizika pro popis míry porušení pro daný časový bod,
 - adaptace funkce vztažená k objektu (na podkladě různých modelů rozdělení a odpovídajících parametrů tvaru),
 - modifikace disponibilních mechanických výpočtových modelů pro stanovení podílu desek, které do určitého časového bodu selžou,
 - provedení výpočtů na základě reálných dat o stavu a informací o známých materiálech, jakož i kalibrace a upřesnění modelu pomocí míry porušení zjištěné in situ,
 - odvození a formulace hranic výpočtového postupu.
- e. Použití postupu v praktickém vzorovém příkladu ze sítě německých dálnic s následujícími vytčenými úkoly:
 - intenzivní analýza části sítě (např. stanovení závažných materiálových parametrů, zdokumentování stavu krytu vozovky, zjištění skutečné míry porušení pomocí kombinace kontrolních pochůzek a jízd in situ),
 - prognóza vývoje míry porušení a zbytkové doby použitelnosti úseku,
 - strategické odvození potřeby údržbových opatření a v části sítě ve vztahu k dané trase určení priorit generální rekonstrukce

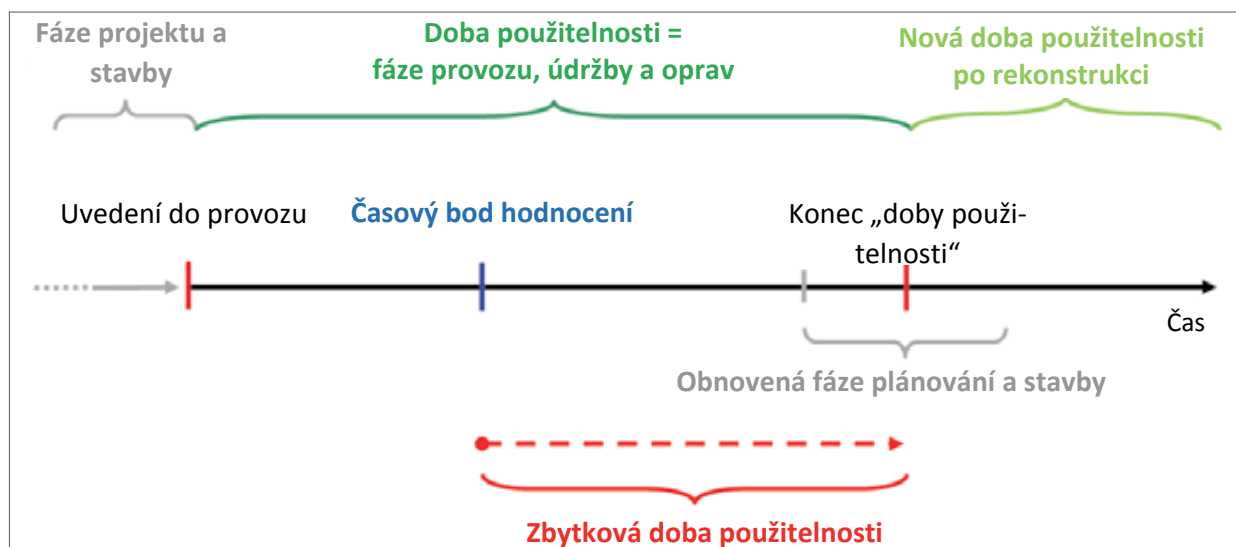
4. Status quo a základní východisko výpočtu

4.1 Základy a definice

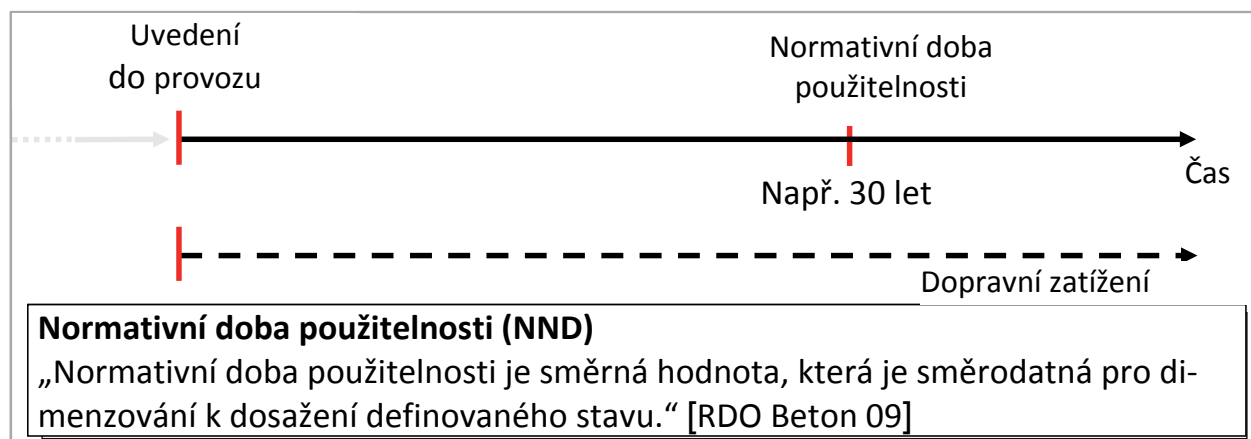
Obrázky 1 a 2 zobrazují významné časové body, resp. období posuzování, jež se vyskytly v rámci hodnocení substance. Zde je nutno vzít v úvahu, že normativní doba použitelnosti, na níž je založeno dimenzování pro období do dosažení definované míry porušení, které předchází projektování a realizaci stavby, se významově neshoduje s koncem doby použitelnosti ve smyslu tohoto hodnocení. Spíše jsou vedle minulých vad provedení nebo změněného dopravního zatížení směrodatné aspekty technologie údržby a oprav a v neposlední řadě také ekonomická kritéria rozhodnutí.

Vztaženo ke zvolenému bodu hodnocení, čímž status quo určitě bude, se může provést kvalifikovaný odhad zbytkové doby použitelnosti v závislosti na budoucích opatřeních.

Obrázek 1: Bod hodnocení a zbytková doba použitelnosti



Obrázek 2: Normativní doba použitelnosti



Hodnocení se provádí během doby použitelnosti úseku k libovolnému časovému bodu, tudíž v době provozu a údržby. Vypočtená zbytková doba použitelnosti vyplývá ze schopnosti ještě přenášet dopravní zatížení (viz obr. 2), která se odvodí z prognózy dopravního zatížení v určité době a úseku – přepočítáno na „časovou havárii“. To, že takové dopravní zatížení skutečně nastane, je tudíž důležitým faktorem v kontextu se stanovením zbytkové použitelnosti.

Pro posouzení úseku je nutno definovat různé časové body ztráty užité schopnosti. Pro tento účel se **definuje míra porušení pro časový bod hodnocení jako procentuální podíl desek, u nichž došlo k selhání únosnosti, tedy desek s jednotlivými trhlinami nebo příznačnými síťovými trhlinami.**

Zatímco se při dimenzování podle RDO Beton 09 pro spolkové dálnice pro případ zatížení „únava materiálu“ vychází z míry porušení 5 %, je třeba počítat s koncem ekonomické použitelnosti (ekonomický bod skončení doby použitelnosti) v současné době při míře porušení zhruba 10 %.

Ekonomický bod skončení doby použitelnosti přitom odráží časový bod, v němž nezbytná opatření související s údržbou a opravami již nejsou v poměru ke stavbě nového díla ekonomicky únosná, z čehož vyplývá, že rekonstrukce vozovky je ekonomicky výhodnější než neustálé sanační práce. **Ekonomická doba použitelnosti je definována jako časový interval mezi dokončením vrchní stavby a časovým bodem, v němž by se z ekonomických důvodů měla provést generální rekonstrukce.**

Konec technické doby použitelnosti (technický bod ztráty užité schopnosti) úseku popisuje časový bod, v němž dojde ke ztrátě funkce pro předvídaný způsob využití. Tento časový bod výpadku z užívání závisí na kategorii/třídě komunikace a v případě spolkových dálnic se nachází bez většího omezení funkčnosti kolem míry porušení cca 20 % a s velkými omezeními funkčnosti cca 40 až 50 %. Tyto hodnoty byly vyvozeny z prvotních zkušeností.

Technická doba použitelnosti je definována jako časový interval mezi dokončením vrchní stavby dopravních ploch a časovým bodem, v němž působením probíhajících namáhání je forma substance poškozena natolik, že bylo dosaženo mezního stavu způsobilosti pro používání (GZG).

4.2 Obecné souvislosti při vývoji škod

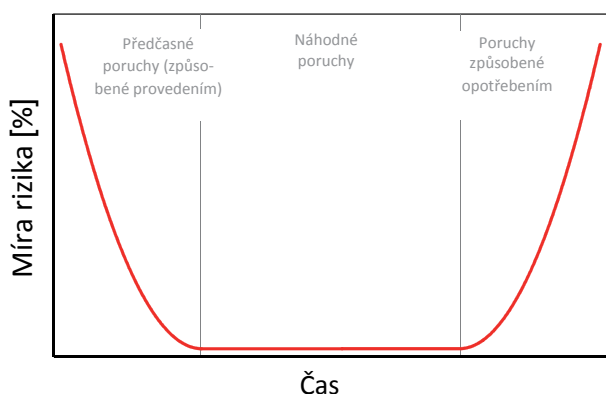
Nutnost prognózování zbytkové doby použitelnosti vyplývá ze skutečnosti, že životnost vozovek je omezená. Betonové desky jsou po svém zhotovení trvale vystaveny vnějším vlivům, které mohou vést k postupným změnám především mechanických a fyzikálních vlastností a v konečném důsledku ke zničení desek. Pro lepší pochopení tohoto procesu pomůže posouzení některých obecných souvislostí, které podle zkušeností platí pro stárnutí a pro postupný vznik škod na technických konstrukčních prvcích.

Se souvislostmi známými z teorie spolehlivosti o obecném průběhu stárnutí technických konstrukčních prvků nebo produktů lze matematicky popsat vývoj míry poruchovosti. K tomuto účelu se využívá takzvaná metoda odvětví statistiky nazývaná „Hazard funkce - funkce rizika“, která modeluje vývoj míry porušení v čase. Jak bylo zmíněno již dříve, představuje **míra rizika pravděpodobnost, s níž nastane určitá událost (např. poruchy konstrukčního prvku)**

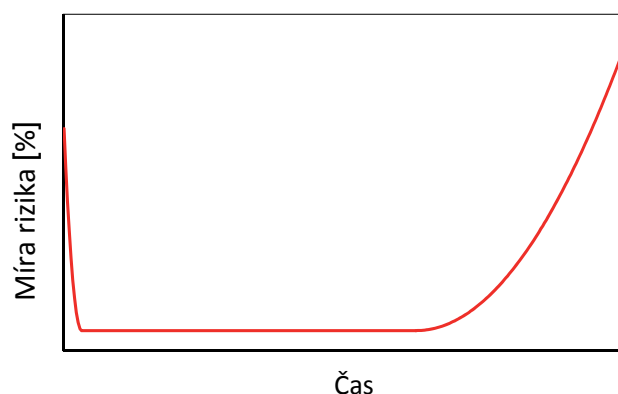
v časovém bodu T za předpokladu, že tato událost do časového bodu t ještě nenastala ($t < T$). Na obrázku 3 je schematicky zobrazen průběh křivky typický pro technické konstrukční prvky, která se obecně označuje jako vanová křivka a její tři charakteristické fáze.

Zkušenosti ze stavby a údržby betonových vozovek ukazují, že v případě technického produktu „cementobetonový kryt“ kvalita a posuzované poruchy jednotlivých desek kopíruje po dobu své životnosti výše uvedenou funkci. To znamená, že po vzniku poruchy u desek vadných již z provádění (fáze 1) následuje delší fáze (fáze 2), během níž dochází k poruchám desek pouze sporadicky. Poté následuje fáze 3, během níž dochází z důvodu projevů stárnutí jak v cementobetonovém krytu vozovky, tak i v jeho podkladu k pozvolnému akumulování a vzájemnému zesilování poruch, které vyvolávají progresivní nárůst míry porušení.

Obrázek 3: Schématické zobrazení funkce rizika (vanová křivka se znázorněným převýšením)



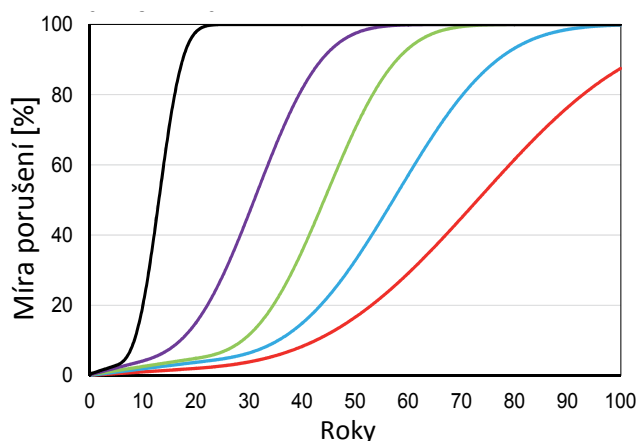
Obrázek 4: Průběh funkce rizika v případě velmi příznivého vývoje poruch (viz také červená křivka na obrázku 5)



Typický průběh funkce rizika (Rack 2006) popisuje počáteční pokles, následovaný delším konstantním průběhem a konečně postupně intenzivnější strmost nárůstu (obrázek 4). Zde se odrážejí výše uvedené fáze, počáteční poškození v důsledku výrobních vad, sporadické výpadky (např. vlivem bodového přetěžování) a konečně výskyt mnohačetných závad v souvislosti s obecnou degradací.

Adekvátním výběrem parametrů lze z typických průběhů funkce rizika usuzovat na rozložení pravděpodobnosti životnosti konstrukčních prvků (funkce životnosti). Na obrázku 5 jsou zobrazeny příklady různých scénářů vývoje míry porušení cementobetonových krytů. Vnější pravá křivka zde představuje velmi příznivý a vnější levá křivka pak velmi nepříznivý průběh. To znamená, že v případě příznivějšího průběhu je míra porušení po celý životní cyklus vozovky menší než při nepříznivém průběhu. Podklady pro tento závěr byly vypracovány v rámci výzkumného projektu [FE 04.433/2009/DGBz].

Obrázek 5: Vývoj míry porušení u různých kvalitních vozovek

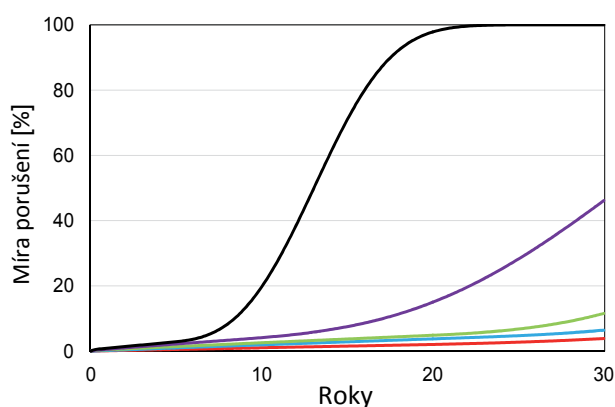


Funkce rizika určitého úseku obvykle není známa, a z tohoto důvodu ji nelze použít pro přímý výpočet životnosti. Je však možné zvolit parametry funkce rizika tak, aby každému parametru mohl být přiřazen praktický význam, a proto lze z typických funkcí rizika vypočítat odpovídající typické funkce životnosti.

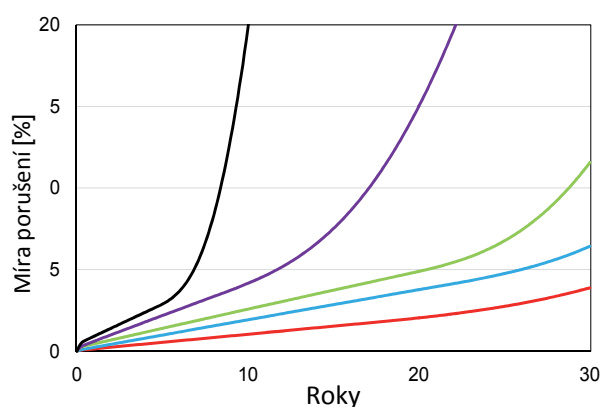
Pro použití idealizovaných funkcí rizika se vychází z následujících předpokladů: vývoj míry porušení kopíruje vždy kvalitativně obdobný průběh křivky, přičemž se jednotlivé křivky neprotínají. Na základě empirických šetření je možné přiřadit každému cementobetonovému krytu typický průběh křivky, vztahující se k danému úseku, a tak odhadnout další vývoj míry porušení.

Na obrázku 6 je zobrazen vývoj míry porušení vztahovaný na období dimenzování pro 30 let.

Obrázek 6: Vývoj míry porušení v období odpovídajícímu dimenzování



Obrázek 7: Vývoj míry porušení v období odpovídajícímu dimenzování (zobrazení do 20 % míry porušení)



Podle měřítek lze z grafů jasně usoudit, že se v této oblasti vyskytují statisticky významné rozdíly mezi cementobetonovými kryty s příznivým a nepříznivým vývojem poruch. Za závažný ukazatel je zde nutno považovat začátek progresivního vývoje poruch. Obrázek 7 zobrazuje stejný vývoj míry porušení jako obrázek 6, avšak při zvětšení měřítka osy y. Další změnou měřítka osy y se zvýrazní i zřetelné rozdíly mezi dolními křivkami, které předvídají příznivější průběh poškození.

4.3 Základní východisko výpočtu

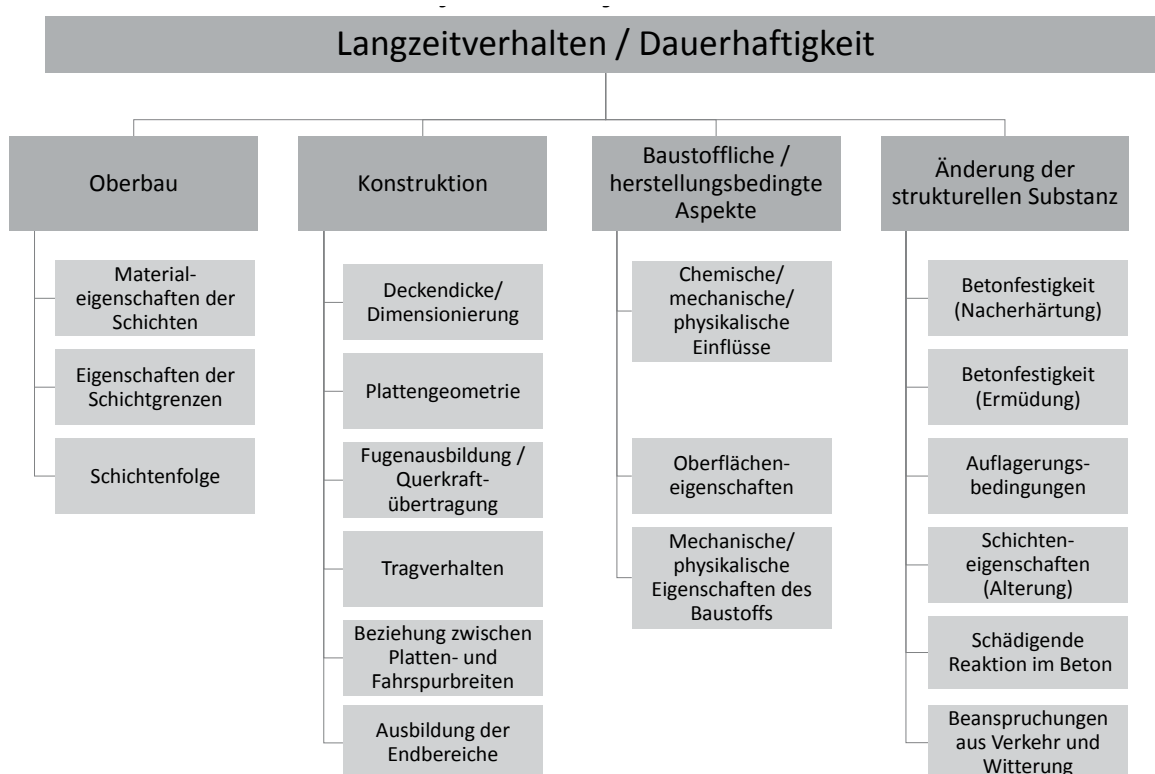
Pro hodnocení strukturální substance a její prognózu je významné, jaké okrajové podmínky ovlivňují dlouhodobé chování a trvanlivost cementobetonových krytů. Obrázek 8 obsahuje přehled těch ovlivňujících činitelů, jimž je třeba z empirického hlediska připisovat zvláštní význam.

Legenda k obr. 8:

Langzeitverhalten / Dauerhaftigkeit	Dlouhodobé chování / trvanlivost
Oberbau	Vrchní stavba
Konstruktion	Konstrukce
Baustoffliche herstellungsbedingte Aspekte	Hlediska stavebního materiálu a zhotovení
Änderungen der strukturellen Substanz	Změny strukturální substance
Materialeigenschaften der Schichten	Materiálové vlastnosti vrstev
Deckendicke / Dimensionierung	Tloušťka krytu vozovky/ dimenzování
Chemische / mechanische / physikalische Eigenschaften	Chemické / mechanické / fyzikální vlastnosti
Betonfestigkeit (Nachhärtung)	Pevnost betonu (po dodatečném tvrdnutí)
Eigenschaften der Schichtgrenzen	Vlastnosti rozhraní (styku) vrstev
Plattengeometrie	Geometrie desek
Betonfestigkeit (Ermüdung)	Pevnost betonu (únava)
Schichtenfolge	Pořadí vrstev

Fugenausbildung / Querkraftübertragung	Vytváření spár / přenos příčných sil
Oberflächeneigenschaften	Vlastnosti povrchu
Auflagerungsbedingungen	Podmínky uložení
Tragverhalten	Chování při zatížení
Mechanische / physikalische Eigenschaften des Baustoffes	Mechanicko - fyzikální vlastnosti stavebních materiálů
Schichteneigenschaften (Alterung)	Vlastnosti vrstev (stárnutí)
Beziehung zwischen Platten- und Fahrspurbreiten	Vztah mezi šířkou desky a jízdního pruhu
Schädigende Reaktion im Beton	Škodící reakce v betonu
Ausbildung der Endbereiche	Řešení koncových oblastí
Beanspruchungen aus Verkehr und Witterung	Namáhání dopravou a povětrnostními vlivy

Obrázek 8: Faktory ovlivňující strukturální substanci



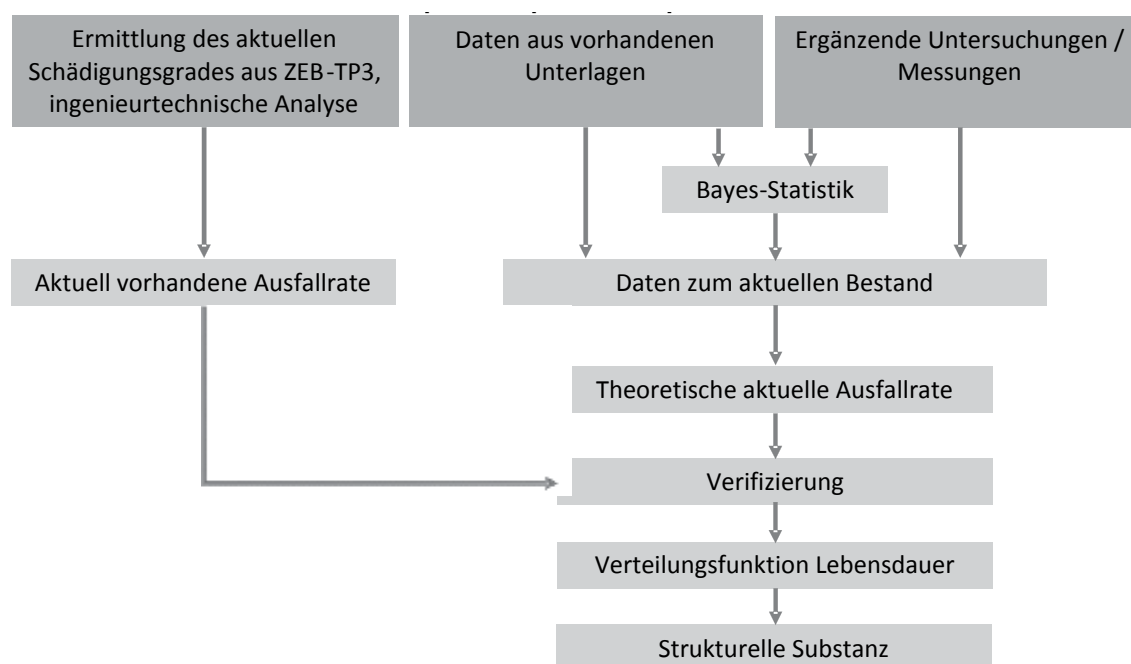
5. Metoda výpočtu strukturální substance

5.1 Podklady

Principiální průběh postupu hodnocení substance je zobrazen na obrázku 9. V prvním kroku se provede sběr, resp. výpočet všech závažných dat o hodnoceném úseku vozovky. Takto vytvořená databáze pak vytvoří základ dalších výpočtů. Dále se stanoví na místě samém nebo vyhodnocením disponibilních dat o povrchu podíl poškozených desek (stávající stav k časovému bodu x). Tato hodnota slouží jako prvotní kalibrace metody výpočtu. Touto metodou pak lze vypočítat míry porušení pro libovolné časové úseky prognózy.

Data lze získat z různých pramenů. Principiálně je nutné ověřit správnost stávajících dat z projektové dokumentace a měření/zkoušek a v případě potřeby je doplnit. Druh a rozsah doplňujících zkoumání je nutno stanovit vždy pro daný konkrétní případ. Pro správnou syntézu informací stávajících dat a doplňujících zkoumání lze použít Bayesovskou statistiku.

Obrázek 9: Principiální průběh posouzení substance



Legenda k obr. 9:

Ermittlung des aktuellen Schädigungsgrades aus ZEB-TP3, ingenieurtechnische Analyse	Stanovení aktuálního stupně poškození dle ZEB-TP3, inženýrsko-technická analýza
Daten aus vorhandenen Unterlagen	Data ze stávajících, existujících podkladů
Ergänzende Untersuchungen / Messungen	Doplňující šetření / měření
Bayes-Statistik	Bayesovská statistika
Aktuell vorhandene Ausfallrate	Aktuálně existující míra porušení
Daten zum aktuellen Bestand	Data k aktuálnímu stavu
Theoretische aktuelle Ausfallrate	Teoretická aktuální míra porušení
Verifizierung	Ověření
Verteilungsfunktion Lebensdauer	Distribuční funkce životnosti
Strukturelle Substanz	Strukturální substance

Jako metodu pro výpočet strukturální substance lze v podstatě použít výpočtový model, který se používá pro výpočtové dimenzování cementobetonových krytů ve vrchní stavbě dopravních ploch (RDO Beton 09). Použije se přitom pouze průkaz proti únavě na příčné a podélné spáře.

Pro dlouhodobou prognózu míry porušení je zapotřebí podchytit zvýšené namáhání desek v souvislosti s jejich užíváním. To se realizuje pomocí funkcí časového průběhu pro určité ovlivňující činitele. Pro kombinaci různých úrovní zatížení se využívá hypotéza lineární akumulace poškození (Miner-Regel, viz kapitola 5.6).

5.2 Předpoklady pro časový průběh funkcí

Časový vývoj lze podle výpočtového modelu RDO Beton 09 předpokládat u následujících vlivů:

- dynamický účinek kolového zatížení na vozovku (rázový faktor),
- přenos příčné síly na příčné a podélné spáře (faktor kluzného trnu),
- homogenita a tuhost uložení (faktor pro uložení desky),
- pevnost betonu (únava / postupné tvrdnutí).

Časový vývoj pevnosti betonu má mimořádný význam jak pro prognózu zbytkové použitelnosti, tak i pro dimenzování cementobetonového krytu. Tomu odpovídá také enormní rozsah výzkumné činnosti v tomto oboru jak v tuzemsku, tak v zahraničí. Nicméně je třeba konstatovat, že základní souvislosti dosud nebyly dostatečně prozkoumány a že

zvláště s ohledem na vysoké počty střídavého zatížení nejsou k dispozici dostatečně spolehlivé výsledky. Aktuální stav znalostí ovšem poskytuje prostor pro vytvoření fundovaných hypotéz o průběhu únavy materiálu a dodatečném tvrdnutí betonu.

Pro vyjádření časového průběhu funkcí ostatních výše uvedených závažných ovlivňujících faktorů naproti tomu schází empirický základ. Pro dosud provedené výpočty proto byly formulovány pravděpodobné hypotézy. Jako minimální a z části také maximální hodnoty byly použity údaje z RDO Beton 09. Kromě toho byl přijat předpoklad, že na jedné straně dochází ke vzájemnému zintenzivnění, které v konečném výsledku vede k progresivnímu růstu. Na straně druhé nemohou hodnoty těchto faktorů překročit určité hranice, takže opět dochází k obratu k regresivnímu růstu a k asymptotickému přiblížení k maximální hodnotě. Funkce tedy musí prokazovat křivku průběhu ve tvaru písmene S. Jako obecná rovnice časového průběhu faktoru kluzného trnu, spoje a uložení bylo u betonové vozovky definováno:

$$m_{ij} = mA + \frac{1}{1+(B_{ij} \cdot FF \cdot 10^{-8})^{-1}} \cdot (mE - mA) \quad (1)$$

m_{ij} – hodnota faktoru v roce ij

mA – počáteční hodnota faktoru

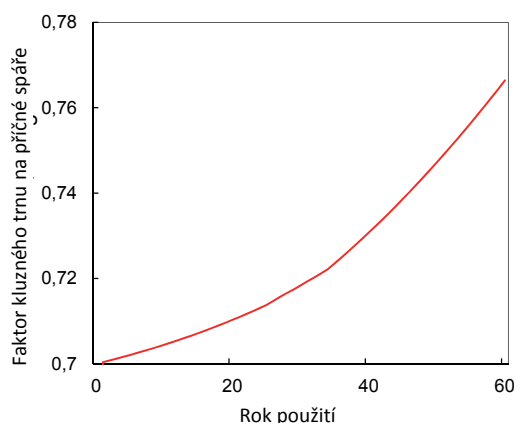
mE – konečná hodnota faktoru ($ij=\infty$)

B_{ij} – číslo B na podélné, resp. příčné spáře do roku ij

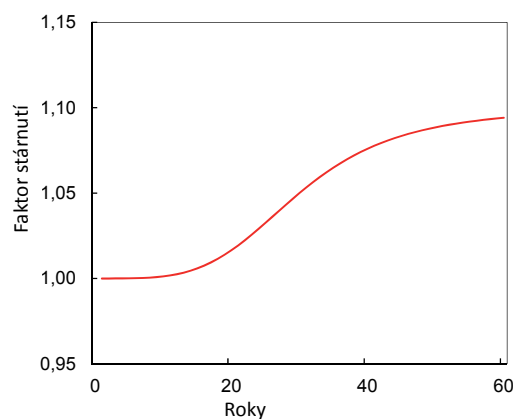
FF – faktor spáry (0,5 pro příčnou spáru, 20 pro podélnou spáru)

Pro faktor uložení se bere v úvahu plné číslo B (suma vážených přejezdů ekvivalentních 10 t náprav, které lze v jízdním pruhu s nejvyšším dopravním zatížením očekávat do konce předpokládané doby použitelnosti) a $FF=0,5$.

Obrázek 10: Typický průběh faktoru kluzného trnu pro příčnou spáru



Obrázek 11: Průběh faktoru stárnutí



Zkušenost ukazuje, že také betonové vozovky bez dopravního zatížení podléhají určitému stárnutí. Kromě toho je třeba poznamenat, že existuje řada vlivů, které ve výpočtovém modelu obsaženy nejsou (např. chemické novotvary v betonu). Pro umožnění úhrnného zohlednění vlivů / jevů tohoto druhu byl definován faktor stárnutí, který nezávisle na dopravním zatížení probíhá mezi 1 a 1,1:

$$af_{ij} = 1 + \frac{1}{1+\left(\frac{30}{ij}\right)^4} \cdot 0,1 \quad (2)$$

af_{ij} – hodnota faktoru stárnutí v roce ij

Je však nutno upozornit, že nasazení úhrnného faktoru stárnutí lze použít jen ve spojení s konkrétní kalibrací pro určitý objekt (viz obrázek 11 a kapitola 5.5).

5.3 Vlivy překrývání (interference)

Pozorování reálných výskytů průběhů poruch vozovek ukázala, že již existující poruchy mohou indukovat a / nebo významně intenzifikovat další poruchy. Proto je třeba vycházet z toho, že se různá poškození se překrývají a vzájemně zesilují. Pro zahrnutí jevů tohoto druhu ve výpočtovém modelu byl definován faktor zesilující napětí:

$$svf_{ij} = 1 + P_{f,ij-1} \cdot sk \quad (3)$$

svf_{ij} – faktor zesilující napětí pro rok ij

$P_{f,ij-1}$ – míra porušení v minulém roce

sk – koeficient napětí

Pro lepší přizpůsobení křivky na více kalibračních bodů lze dodatečně použít koeficient napětí. Pokud se má použít jen jeden kalibrační bod, je třeba jej dosadit v hodnotě 0,1.

5.4 Zohlednění spojení s podkladem

Několik dosud zkoumaných vozovek bylo koncipováno jako stmelené v příčném řezu: beton na podkladní vrstvě stmelené hydraulickými pojivy. Praktické zkušenosti a výsledky z probíhajících výzkumů Spolkového úřadu pro výstavbu a obnovu silnic (Bundesanstalt für Straßenwesen - BASt) však ukazují, že spojení vrstev v žádném případě nezůstane celoplošné, a tudíž nelze předpoklad spojení aplikovat vždy plnou měrou.

Výpočty tedy byly provedeny pro celkové období hodnocení ve dvou variantách:

- varianta 1: desky s úplným spojením s podkladní vrstvou
- varianta 2: desky bez spojení s podkladní vrstvou

Pro první variantu byla napětí vypočítána pomocí Eisenmannovy metody.

Období, během něhož dojde k uvolnění spojení, lze odhadnout pouze pomocí výsledků zkoušek provedených pro daný úsek vozovky. Pro roky před začátkem uvolnění spojení se berou v úvahu pouze výsledky, které vycházejí podle varianty 1. Po ukončení spojení se berou v úvahu pouze výsledky podle varianty 2. Za roky v mezidobí se berou výsledky výpočtů z obou variant vážených podle podílu rozrušení (rozvolnění) spojení.

$$P_f = P_{fv} \cdot va + P_{fov} \cdot (1 - va) \quad (4)$$

P_f – pravděpodobnost selhání spojení

P_{fv} – pravděpodobnost selhání spojení pro variantu 1 (se spojením)

P_{fov} – pravděpodobnost selhání spojení pro variantu 2 (bez spojení)

va – podíl desek se spojením s podkladní vrstvou

Z důvodu chybějících poznatků o přesném průběhu rozvolnění spojení vychází z lineárního průběhu tohoto procesu. Tento předpoklad je silně zjednodušen a vede v průběhu funkce životnosti sporadicky ke zlomu křivky. Protože chybí jakékoli poznatky o skutečném průběhu rozvolnění spojení, je v každém jiném modelu čistou spekulací.

5.5 Kalibrace

Z důvodu komplexnosti a dlouhodobosti zkoumaných skutečností je možné získat dostatečně spolehlivé výsledky výpočtů jen tehdy, pokud se provede kalibrace s ohledem na objekt výpočtu. Kalibraci lze provést na míru porušení k časovému bodu hodnocení.

Ve výpočetním postupu se kalibrační faktor vždy násobí vypočtenými napětími. To se v dosavadních případech použití ukázalo pro dosažení cíle jako smysluplné. Dosáhne se tím dostatečně velkého ovlivnění téměř nezkráceného konečného výsledku.

Podle dosavadního stavu poznatků dosahují kalibrační faktory hodnot mezi 0,9 a 1,1.

5.6 Výpočet akumulace poruch

Pro posouzení vlivu zatížení resp. komplexu zatížení na životnost stavebního úseku se v oboru využívá lineární akumulace poruch. Pravidlo podle Milona Minera říká, že jakékoli zatížení vyvolá v konstrukčním dílu / materiálu abstraktní dílčí poruchu ΔD . Tato jednotlivá poškození se lineárně akumulují a jejich výsledkem je celkové poškození D . Velikost poškození odpovídá podílu danému stávajícímu střídavému zatížení a únosným počtem střídavých zatížení. Protože únosný počet střídavých zatížení závisí na úrovni zatížení, je nutno pro každou úroveň zatížení vytvořit zvláštní podíl. Z toho vyplývá:

$$D = \sum_{i=1}^{nl} \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_{fat,i}(\Delta\sigma_i)} \quad (5)$$

$$D = \sum_{i=1}^{nl} \Delta D_i = \sum_{i=1}^{nl} \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_{fat,i}(\Delta\sigma_i)} \quad (6)$$

D – celkové porušení

ΔD_i – dílčí porušení střídavým zatížením s úrovní napětí σ_i

nl – počet různých úrovní zatížení v komplexu napětí

$n_i(\Delta\sigma_i)$ – stávající počet střídavých zatížení s úrovní napětí σ_i

$N_{fat,i}(\Delta\sigma)$ – únosný počet střídavých zatížení s úrovní napětí σ_i

Selhání nastává, když je dosaženo $D=1$.

V modelu dimenzování podle RDO Beton 09 se suma zatížení přepočítává na ekvivalentní počet střídavého zatížení (číslo B), který produkuje určitou úroveň napětí (s). Vlivem časových změn různých ovlivňujících činitelů vznikají v každém roce při přejezdech ekvivalentních náprav jiné úrovně napětí, která produkují specifická poškození. Dílčí poškození z jednotlivých let lze podle Minerova pravidla sčítat. Platí:

$$n_i(\Delta\sigma_i) = B_{ij} \quad (7)$$

B_{ij} – číslo B v roce ij

Mezi úrovní zatěžování a únosným počtem střídavých zatížení existuje podle RDO Beton 09 následující vztah:

$$\frac{f_{ct}}{\sigma} = 0,15 \cdot \log(N_{fat}) + 0,6525 \quad (8)$$

Z toho vyplývá:

$$N_{fat} = 10^{\frac{6,67 \cdot f_c}{\sigma} - 4,353} \quad (9)$$

Pro rok ij platí:

$$N_{fat,ij} = 10^{\frac{6,67 \cdot f_c}{\sigma_{ij}} - 4,353} \quad (10)$$

σ_{ij} – napětí při ekvivalentním přechodu osy v roce ij

Rovnice pro mezní stav únosnosti tak zní:

$$D = 1 = \sum_{ij=1}^{nj} \frac{B_{ij}}{10^{\frac{6,67 \cdot f_c}{\sigma_{ij}} - 4,353}} = 10^{4,353} \cdot \sum_{ij=1}^{nj} \frac{B_{ij}}{10^{\frac{6,67 \cdot f_c}{\sigma_{ij}}}} \quad (11)$$

Tato rovnice obsahuje jako jedinou neznámou veličinu pevnost betonu. Řešením rovnice je pro každý rok dosažení potřebné minimální pevnosti betonu, při které je vyloučeno selhání (zlomení desky). Z rozdělovací funkce pro pevnost betonu lze stanovit, jak vysoký je podíl desek, které tuto minimální pevnost nevykazují. Tím je také stanovena hledaná míra porušení. Podle dnešního stavu znalostí se tedy pro výpočet míry porušení používá jen rozptyl pevnosti betonu.

Výpočet se provádí zvlášť pro podélnou spáru a zvlášť pro příčnou spáru. Vypočtené míry porušení se sčítají:

$$P_f = P_{fL} + P_{fQ} - P_{fL} \cdot P_{fQ} \quad (12)$$

P_f – pravděpodobnost selhání (poruchy)

P_{fL} – pravděpodobnost selhání pro podélnou spáru

P_{fQ} – pravděpodobnost selhání pro příčnou spáru

5.7 Hranice postupu

Strukturální substance cementobetonových desek závisí na mnohonásobných vlivech, jež jsou z velké části známy jen částečně. Kromě toho jsou výpočtové modely sloužící k popisu mechanického chování desek silně idealizované. Proto v současné době není možné předložit výpočtový model, který by s dostatečnou přesností popsal komplexní proces postupného stárnutí a porušení cementobetonového krytu. Proto nelze požadovat přesně cílené dlouhodobé prognózy. Cíl spíše spočívá v tom, aby se z komplexu použitelných informací generovala transparentním a racionálně podloženým postupem statisticky spolehlivá prognóza.

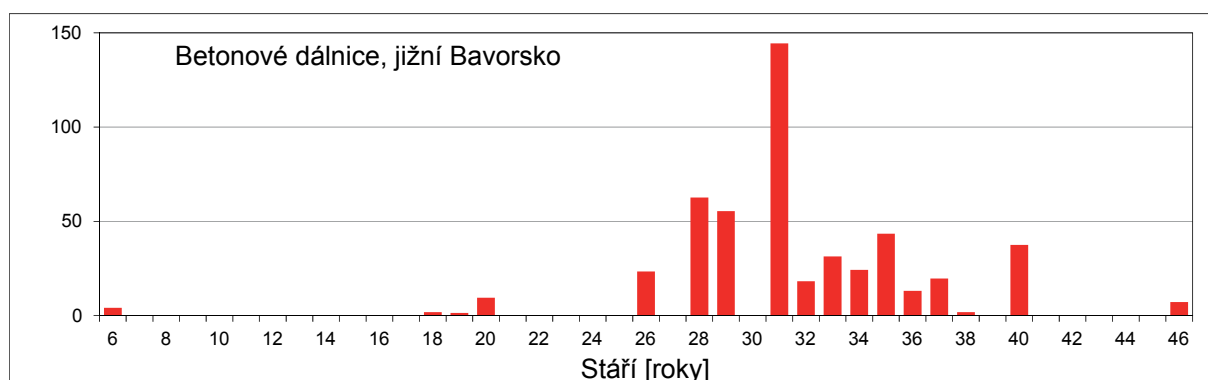
6. Praktický příklad posouzení substance

6.1 Výchozí situace – datové podklady

V rámci rozsáhlého průzkumu (BASt) probíhalo a v současné době i probíhá v síti německých dálnic mnoho intenzivních výzkumů cementobetonových krytů. Vedle systematických odběrů jádrových vývrtů se sbírají data o všeobecném stavu krytů, stejně jako o jiných okrajových podmínkách. Během tohoto výzkumu bylo v této souvislosti dosud analyzováno přibližně 1500 km jednoho směru vozovky v Bavorsku, Porýní-Vestfálsku a Sasko-Anhaltsku. V roce 2013 například provedlo Ředitelství dálnic jižního Bavorska šetření na cca 600 kilometrech jednoho dopravního pásu. Bylo odebráno více než 1000 jádrových vývrtů, na kterých bylo v laboratořích zjištěno při více než 1500 jednotlivých zkouškách skutečné (aktuální) fyzikální a mechanické charakteristiky.

Část zkoumaných krytů vozovek vykazuje vysoké stáří. Graf na obrázku 12 zobrazuje sestavení úseků z hlediska jejich stáří a délky. Výsledky ukazují, že většina úseků v okamžiku posouzení již byla starší než 29 let. Údaje byly sestaveny na podkladě výpisu z databáze z roku 2013.

Obrázek 12: Stáří úseků v roce 2015 (na základě výpisu z databáze z roku 2013)



Na tomto místě je třeba poznamenat, že v době projektování a stavby nejstarších úseků nepředvídaly tehdy platné předpisy ve srovnání s nynějšími RStO 12 žádnou dobu použitelnosti stejnou nebo výrazně kratší. To znamená, že největší podíl uvedených krytů vozovek výrazně překročil předpokládanou dobu použitelnosti. Podle výsledků, jež máme k dispozici, lze předpokládat, že dlouhou životnost je třeba připsat mimo jiné vysoké pevnosti (jak pevnost v příčném tahu, tak i pevnost v tlaku).

I přes vysoké hodnoty pevnosti již vykazuje vícero úseků – se „starým“ betonovým krytem vozovky – vysokou míru porušení, případně lze v nejbližší době tyto poruchy očekávat. Jako příčiny zde můžeme uvést například nízkou tloušťku cementobetonového krytu, který v kombinaci s pokročilým uvolněním spojení od podkladu stmelého hydraulickým pojivem již nedokáže snášet zatížení od dopravy a povětrnostních vlivů.

Celkem existuje zhruba 400 km jednosměrných dopravních pásů se „starým“ betonovým krytem. Pokud vycházíme z toho, že ve zkoumané spolkové zemi během jednoho roku bude rekonstruováno průměrně 30 km jednosměrných dopravních pásů, bude kompletní rekonstrukce všech „starých“ betonových krytů vozovky dokončena nejdříve až po 15 letech. Z toho vyplývá, že průměrné stáří krytu vozovky v okamžiku sanace bude 40 až 45 let.

Na základě získaných dat o trvanlivosti a současném stavu úseků, jakož i o laboratorně zjištěných materiálových charakteristikách, bylo provedeno podle výše uvedených postupů hodnocení substance pro možnost určení časového bodu výpadku úseků z užívání jak z ekonomického, tak i technického hlediska. Následující kapitola obsahuje vyřáté pasáže s údaji o použitých vstupních datech a dosažených výsledcích.

Z toho bylo možno v dalším kroku vyhodnotit pořadí priorit s cílem především před přikročením k plánované rekonstrukci minimalizovat náklady na sanaci.

6.2 Prognóza zbytkové doby použitelnosti

Jak bylo vysvětleno v předcházejících kapitolách, je jak pro výpočet strukturální substance, tak i pro vypracování prognózy míry porušení (při použití představených výpočetních postupů) zapotřebí velkého množství vstupních dat. V tabulce 1 jsou přehledně uvedeny příklady důležitých vstupních veličin pro příklad výpočtu úseku A 93 N směr Mnichov.

Tabulka 1: Důležité vstupní veličiny pro posouzení substance A 93 směr Mnichov

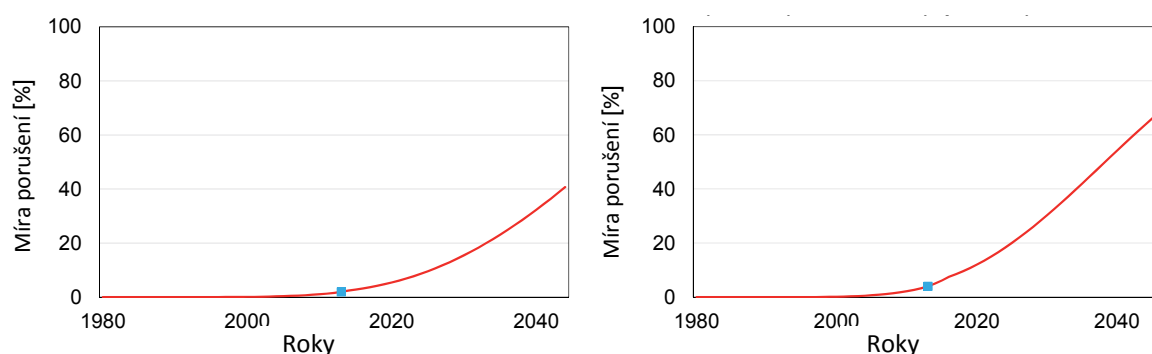
lfd. Nr.	Abschnitt		Länge [km]	Baujahr	Alter 2013	Zählstelle	B-Zahl	Ausfallrate	Verbundlösung	Verankerung	E	α_1	h_{tr}	f_{ctm}	V
	von km	bis km					bis 2013	2013 [%]	[%]	l/n	[MPa]	[1/K]	[cm]	[MPa]	[%]
1				1984	29	Siegenburg	11,67	2,0	81	j	51.980	$10,3 \cdot 10^{-5}$	23,3	5,8	10,1
2				1986	27	Siegenburg	11,16	1,0	73	i	51.980	$10,3 \cdot 10^{-5}$	22,9	5,8	9,8

Legenda k tabulkám 1,2,3

Abschnitt	úsek
Von km bis km	Od km do km
Länge	Délka
Baujahr	Rok výstavby
Alter	Stáří
Zählstelle	Místo měření
B-Zahl bis 2013	Číslo B do r. 2013
Ausfallrate	Míra porušení
Verbundlösung	Uvolnění spojení s podkladem
Verankerung	Ukotvení

Obrázky 13 a 14 zobrazují míry porušení in situ v roce posouzení 2013 a matematicky prognózovaný průběh. Je evidentní, že u obou hodnocených úseků v nejbližších letech nastane ekonomicky kritický bod (míra porušení = 10 %).

Obrázky 13 a 14: Vývoj míry porušení a míra porušení v 2013 na BAB A93 směr Mnichov, úsek 1 (vlevo), úsek 2 (vpravo)



Další příklad výpočtu se týká dvou úseků BAB A92 směr Deggendorf. Důležité vstupní veličiny jsou obsaženy v tabulce 2.

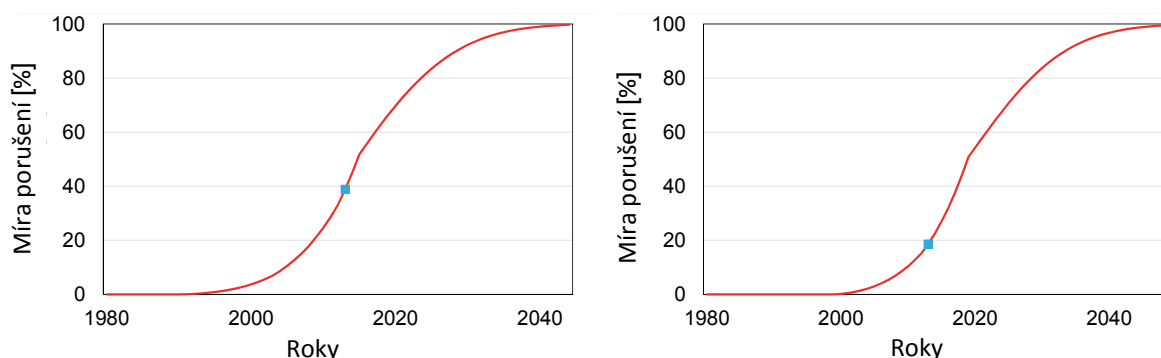
Tabulka 2: Důležité vstupní veličiny pro posouzení substance na A92 směr Deggendorf

Hfd. Nr.	Abschnitt von km bis km	Länge [km]	Baujahr	Alter 2013	75histeile	n-Zahl bis 2013	Auslastung 2013 [%]	Verbundlösung [%]	Verkehrung	σ	α_1	h_m	l_{mm}	V
1			1980	33	Neufahrn West	29,20	30,7	87,5	J	50.829	$10 \cdot 10^6$	20,3	5,2	11,3
4			1989	24	Neufahrn Ost	27,93	19,0	50	J	50.829	$10 \cdot 10^6$	22,6	5,5	13,0

Legendu viz tab. 1

Jak je patrné z obrázků 15 a 16, vykazují již oba úseky v časovém bodu hodnocení velmi vysokou míru porušení. To znamená, že okamžik hodnocení a prognózované časové období leží v oblasti progresivního vývoje poruch. Mimoto je na křivce porušení patrný časový zlom popisovaný v kapitole 5.4, který označuje úplné uvolnění krytu od podkladu.

Obrázky 15 a 16: Vývoj míry porušení a v roce 2013 zjištěná míra porušení na BAB A92 směr Deggendorf, úsek 1 (vlevo), úsek 4 (vpravo)



Celkem byl proveden výpočet strukturální substance pro 36 úseků a vždy byla současně sestavena prognóza míry porušení. Na tomto podkladu bylo vypracováno pořadí podle míry porušení a seznam priorit pro generální rekonstrukce. Pro tento účel byl stanoven časový bod, resp. rok, kdy nastane 10%ní, 20%ní, resp. 40%ní míra porušení. Protože část úseků již vykazovala vysoké poškození a s tím spojenou vysokou míru porušení, bylo v tomto speciálním případě pro stanovení priorit uplatněno méně hospodárné kritérium 20%ní míry porušení. Tento postup je v podstatě

odůvodněn faktem, že při uplatnění 10%ního kritéria by realizace potřebných oprav a údržby (generální rekonstrukce) nebyla časově proveditelná.

Tabulka 3 zobrazuje výtah ze sestaveného seznamu priorit.

Tabulka 3: Výtah ze sestaveného seznamu priorit

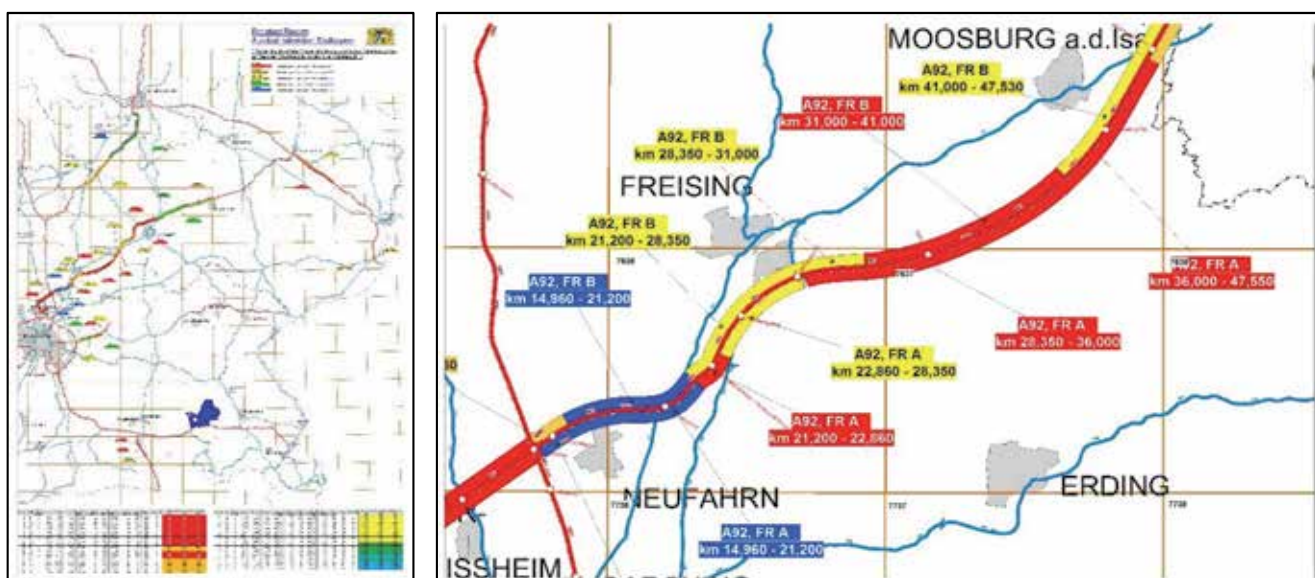
Priorita	BAB	RF	ltd. Nr.	Abschnitt		Länge [km]	Baujahr	Alter 2013	B Zahl bis 2013	E [MPa]	α_1 [1/K]	h_m [cm]	f_{cm} [MPa]	V [%]	10% AR	20% AR	40% AR
				von km	bis km										[Jahr]	[Jahr]	[Jahr]
1	A92	A	1				1980	33	29,29	50.829	$10 \cdot 10^{-6}$	20,3	5,2	11,3	2004	2008	2013
2	A92	A	7				1987	26	20,58	50.829	$10 \cdot 10^{-6}$	22,8	4,9	11,1	2005	2008	2013
3	A92	B	6				1987	26	29,44	47.182	$10 \cdot 10^{-6}$	23,0	5,4	12,3	2007	2010	2014
4	A935	A	2d				1995	18	32,57	50.840	$10,0 \cdot 10^{-6}$	27,4	3,6	13,0	2008	2011	2015
5	A92	A	6				1987	26	29,44	50.829	$10 \cdot 10^{-6}$	22,8	4,9	11,1	2008	2012	2017
6	A92	B	1				1980	33	29,29	51.609	$8,6 \cdot 10^{-6}$	23,0	5,8	5,9	2009	2012	2016
7	A92	B	2				1989	24	18,44	50.840	$10,0 \cdot 10^{-6}$	23,5	5,8	16,2	2009	2013	2017
8	A92	A	4				1989	24	27,93	50.829	$10 \cdot 10^{-6}$	22,5	5,5	13,0	2010	2013	2017
9	A935	A	7c				1995	18	32,57	50.840	$10,0 \cdot 10^{-6}$	27,4	3,6	13,0	2010	2013	2017
10	A92	A	9				1984	29	22,06	52.263	$10,4 \cdot 10^{-6}$	22,5	5,7	6,9	2010	2014	2018

Legendu viz tab. 1

Pro strategické plánování generálních rekonstrukcí byla na základě seznamu priorit provedena klasifikace, jejímž cílem je shrnutí úseků dotčené sítě a jejich přiřazení do příslušného období realizace. V daném případě trvá interval realizace pět let.

Obrázky 17 a 18 zobrazují celou síť (vlevo) a vzorový úsek BAB A92 (vpravo).

Obrázky 17 a 18: Kartografické znázornění celé sítě (vlevo), náčrtek trasy A 92 se zobrazením vytvořených úseků a příslušnými intervaly realizace (vpravo)



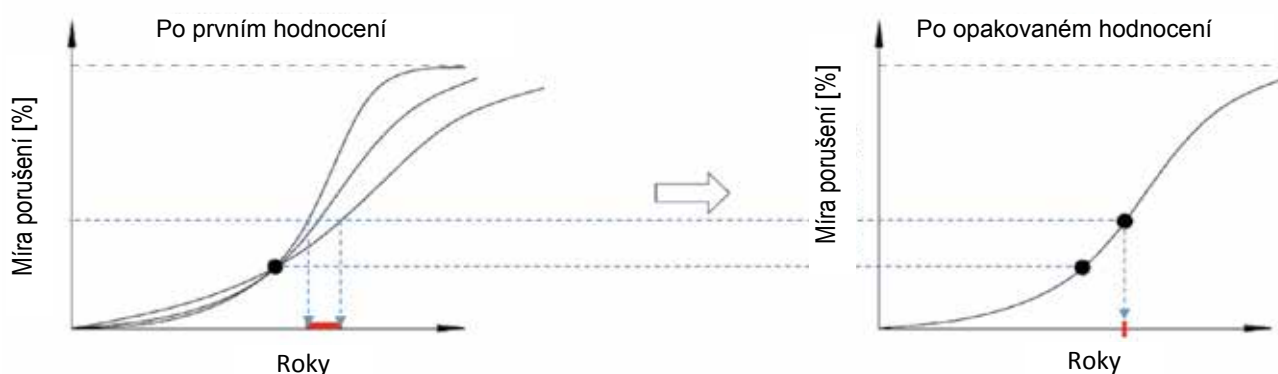
7. Kalibrace funkce a zpřesnění prognózy

Stav struktury zjištěný v prvním časovém bodu hodnocení (2013) tvoří v kontextu s příslušným časovým bodem zhotovení cementobetonového krytu základ stanovení důležitých funkcí chování (časový průběh míry porušení). Existují také rozdíly týkající se okrajových podmínek, konkrétně regionálních, konstrukčních nebo materiálových a proto je tyto nutné pro každý případ posuzování stanovit a kalibrovat zvlášť.

Jak je již uvedeno v předcházejících kapitolách, funkce chování dozrávají v důsledku stanovení dodatečně stanovených bodů jistých korektur. Další kalibrací se jednak zpřesňuje prognóza a na druhé straně se zvyšuje přesnost hodnocení objektu. Ve vztahu s určením ekonomického bodu výpadku z užívání a jeho tolerančních mezí je třeba poznamenat, že tyto je třeba stanovit v závislosti na základním konstrukčním řešení. Grafy na obrázcích 19 a 20 zobrazují korigující, resp. zpřesňující účinek po zopakování kalibrace funkce. Ke zvýšení přesnosti prognózy přispívá zvláště jasné stanovení rozhodující funkce. Jako další pozitivum z tohoto kroku vyplyne konkrétní dvojice hodnot (čas / míra porušení), která dalšími procesy kalibrace může být průběžně dále precizována. Ve srovnání s tradičními postupy, na jejichž podkladě lze odvodit program stavebních a rekonstrukčních prací ze samotných povrchových vlastností, vyvstává zde ta výhoda, že lze posuzovat období 15 až 20 let. Pro uvedený praktický příklad je naplánováno provedení druhé kalibrace v roce 2016, aby na základě nových spočítaných výsledků mohla být provedena aktualizace, resp. úprava plánu realizace.

Obrázek 19: Stanovení důležitých funkcí prognózy (první hodnocení)

Obrázek 20: Kalibrace rozhodujících funkcí prognózy (druhé hodnocení)



Legenda

Při zjišťování skutečné míry porušení in situ je třeba vzít v úvahu, že poškozené desky vozovky zpravidla bývají během doby odborně opraveny. To teoreticky znamená, míra porušení stanovená k bodu hodnocení (x+1) by mohla být nižší ve srovnání s dříve stanovenou mírou porušení. Protože odborná sanace není srovnatelná s generální rekonstrukcí - obnovou, pokud jde o vliv na dobu použitelnosti (zde zbytkové použitelnosti), je třeba takové případy posuzovat a hodnotit individuálně.

8. Souhrn a výhled

8.1 Teoretické přístupy a jejich aktualizace

Při výpočtu a stanovení prognózy míry porušení se musí vzít v úvahu časový průběh různých parametrů obsažených ve výpočtovém modelu. Z důvodu absence empirických přístupů pro formulování důležitých průběhů funkcí byly tyto přístupy formulovány na podkladě teoretických úvah. Zvolené přístupy důležité pro funkce přitom odpovídají obecným národním zkušenostem. Ve výsledku se shoduje průběh předvídaný v přístupu s výsledky výzkumů, které byly publikovány v cizojazyčné odborné literatuře. Validace statisticky vyhodnocenými daty získanými ze sítě německých dálnic zatím nebyla provedena.

Při interpretaci vypočtených výsledků je třeba vzít v úvahu, že chování betonové vozovky při zatížení je velmi kom-



plexní. Toto chování vedle plánovaného zatížení dopravou a klimatickými podmínkami také ovlivňují procesy dotvarování a smršťování betonu. Kromě toho je třeba v průběhu doby použitelnosti počítat s vlivy, které nelze nebo jen obtížně předpovídat. To se týká např. znečištění spár, poškození betonu vlivem rozpínavých reakcí nebo dlouhodobé zúžení jízdního pruhu s pojižděním podélné spáry. Takovéto jevy nelze podchytit obecným výpočtovým modelem, a proto je nutno se jimi zabývat u každého objektu individuálně.

Pro docílení přesných výsledků pro posouzení a prognózu pomocí výpočetní metody je důležité několikanásobné individuální kalibrování posuzovaného úseku. Ve výpočtu praktického příkladu byla dosud provedena jen jedna kalibrace s mírou porušení stanovenou v roce posouzení. Podle očekávání bylo tímto postupem možno provést přiřazení rozhodujících průběhů funkcí. Je samozřejmé, že spolehlivost prognózovaných hodnot s rostoucím časovým odstupem od okamžiku kalibrace klesá. Pro další zpřesnění modelu je proto na rok 2016 naplánována další kalibrace a validace. Z dnešního pohledu je dvouletý až čtyřletý časový interval mezi jednotlivými šetřeními považován za přiměřený.

BASt iniciuje různé výzkumné projekty, jejichž výsledky bude možno použít pro další optimalizaci výpočtových postupů. Bude usilováno o zlepšení postupů v následujících bodech:

- zavedení empiricky ověřených průběhů funkcí pro důležité časově proměnné parametry
- přihlédnutí k rozptylu většího počtu náhodných proměnných použitím pravděpodobnostních metod
- vylepšení výpočtové metodiky pro zatížení desek použitím metody konečných prvků.

Také při dalším zvyšování kvality výpočtového postupu je nutno výpočty z důvodu multidimenzionálních spojitostí a dlouhých předpovídaných období kalibrovat konkrétně pro daný objekt.

8.2 Praktické důsledky

Zde představený hodnotící postup pro posouzení strukturální substance lze aplikovat v zásadě pro ekonomický rozhodovací proces v rámci systematického plánování údržby a oprav spolkových meziregionálních silnic. Jeho pomocí lze stanovit prostřednictvím prognózy míry porušení například bod ekonomického zlomu (break even point), ale i ekonomický bod ztráty užité schopnosti úseků vozovky.

U dálnic je třeba vycházet podle výpočtového dimenzování z 5%ní míry porušení při třicetileté normativní době životnosti. Protože je tato empirická hypotéza rovněž založena na prognózách (např. prognóza intenzity dopravy), počítá se s vlastní mezní hodnotou míry porušení ve výši 10 %. V rámci posouzení substance představuje 10%ní míra porušení navíc časový bod, který udává ekonomicky maximálně nejvýhodnější okamžik provedení zásahu v kontextu s plánováním údržby a oprav (ekonomicky časový bod výpadku z použitelnosti, tzn. vhodný okamžik uzavření).

Od tohoto časového bodu je třeba vycházet z toho, že při posuzování ekonomiky z finančního hlediska je varianta generální rekonstrukce výhodnější než varianta běžné údržby / rekonstrukce, opravy. Pro objektivní jmenované rozhodnutí je však třeba zahrnout i aktuální průběh funkce.

Pro praxi - zvláště u starých betonových vozovek – se osvědčilo posouzení míry porušení při 10 %, 20 % a 40 %, protože za určitých okolností může být v okamžiku hodnocení míra porušení již > 10 %. Je třeba upozornit na to, že důsledkem míry porušení nad 20 % jsou nejen vysoké náklady na opravy a údržbu, nýbrž i omezení funkční (např. rovnost) nebo použitelnosti (např. průjezd stavenišť). U míry porušení nad 40 % se ve většině případů vedle primárních poruch vyskytují i poruchy sekundární. To znamená, že desky vozovky nevykazují například jen podélné trhliny, ale stejnou měrou i příčné a šikmé trhliny. Při dosažení míry porušení 50 % je z dnešního pohledu dosažen bod, který představuje konec technické doby použitelnosti.

U představeného praktického příkladu bylo z projektových a technických důvodů zapotřebí, aby stávající betonové úseky byly uchovány ještě po dobu až 15 let, protože opatření pro generální rekonstrukce mohou pokračovat jen postupně.

V zásadě bylo praktickým použitím postupů prokázáno, že zvláště dlouhodobá prognóza míry porušení představuje rozhodující podpůrný prostředek pro systematické plánování údržby a oprav. Ve srovnání s obvyklými metodami hodnocení lze tímto postupem provést mechanicky statisticky podložené a spolehlivé hodnocení substance.



Literatura

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2009): Směrnice pro výpočtové dimenzování betonových krytů vozovek v horním povrchu dopravních ploch, vydání 2009 (Směrnice pro výpočtové dimenzování betonových povrchů v horním povrchu dopravních ploch RDO Beton 09). FGSV Verlag, Kolín.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2012): Směrnice pro standardizaci horního povrchu dopravních ploch, vydání 2012 (RStO 12). FGSV Verlag, Kolín.

Großmann, A., Villaret S. (2009): Stanovení zbytkové hodnoty asfaltových a betonových vozovek. Silnice a dálnice, 60, 6, Kirschbaum Verlag, Bonn, 380-385.

Anger, R., Villaret S. (2003): Včasná údržba a opravy betonových krytů vozovek jako prevence předčasných rekonstrukcí. Silnice a dálnice, 54, 9, Kirschbaum Verlag, Bonn, 525 – 536.

RACKWITZ, R. (2006): Spolehlivost a zátěže v konstrukčních inženýrských stavbách, TU Mnichov 1993-2006

Riwe A. (2012): Posouzení substance betonových krytů vozovek, Silnice a dálnice, 63, 4, Kirschbaum Verlag, Bonn, 248 – 252.

Villaret, S. (2015): Posouzení substance betonových dálnic jižního Bavorska, objednavatel: Ředitelství dálnic jižního Bavorska, Mnichov

Villaret S., Birbaum, J., Buch M., Eickschen, E., Niessen, J., Pichottka, S., Riwe, A., Tschernack, T., Zander, U. (2013): Výzkumný projekt FE 04.433/2009/DGB, Podklady pro srovnávací posouzení zbytkové substance vozovek v betonové konstrukci po několikaletém dopravním využívání, neuveřejněná závěrečná zpráva, Spolkový úřad pro výstavbu a obnovu silnic, Bergisch-Gladbach

Villaret S., Buch M., Frohböse, B., Jähmig, J., Karcher, C., Niessen, J., Zander, U. (2014): Výzkumný projekt FE 04.0249/2011/FGB, Vývoj systematiky pro stanovení reprezentativních hodnot substancí v homogenních úsecích, závěrečná zpráva S 89, Spolkový úřad pro výstavbu a obnovu silnic, Bergisch-Gladbach

Villaret S., Jähmig, J., Pfeifer, L., Pichottka, S., Riwe, A., Tschernack, T., Weingart, W. (2014): Výzkumný projekt FE 04.0257/2012/ORB, Konstrukce a dimenzování betonových krytů vozovek s poškozenou strukturou pro časově definovanou zbytkovou životnost, neuveřejněná závěrečná zpráva, Spolkový úřad pro výstavbu a obnovu silnic, Bergisch-Gladbach

Villaret, S., Kiehne, A., Riwe, A. (2012): Probabilistická metoda dimenzování vozovek – část: Betonové kryty vozovek, řada spisů „Výzkum, silniční stavitelství a technika silniční dopravy“, č. 1072 (2012)



Bewertung der strukturellen Substanz – Berechnung und Prognose | Netzanalyse

Dipl.-Ing. Stephan Villaret
Villaret Ingenieurgesellschaft mbH
Am Lärchengrund 8, 15366 Hoppegarten
Tel.: 03342 / 303180, Fax: 03342 / 303181
E-Mail: svi@villaret.de

Dr.-Ing. Marko Wieland
Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstr. 53, 51427 Bergisch Gladbach
Tel.: 02204 / 43-734, Fax: 02204 / 43-159
E-Mail: wieland@bast.de

Die Funktionsfähigkeit der Straßeninfrastruktur ist für eine Volkswirtschaft von entscheidender Bedeutung. Dabei stellt insbesondere die Erhaltung bzw. Erneuerung des vorhandenen Netzes eine große Herausforderung dar. Zudem ist in Deutschland in den nächsten Jahren mit einem hohen Investitionsvolumen im Bereich des Bundesfernstraßennetz zu rechnen, so dass ein netzbezogenes systematisches Vorgehen im Rahmen der Baulichen Erhaltung immer mehr an Bedeutung gewinnt. Bei der langfristigen Planung von Erneuerungsmaßnahmen stellt dabei die Kenntnis über den Zustand der strukturellen Substanz und deren langfristige Entwicklung die Basis dar. Nachfolgend wird ein Verfahren vorgestellt, das die mechanisch und statistisch abgesicherte Bewertung und Prognose der strukturellen Substanz von Betonfahrbahndecken ermöglicht. Zudem wird in einem Praxisbeispiel gezeigt, wie und in welchem Umfang eine derartige Netzanalyse ablaufen kann.

1. Einleitung, Motivation

Die Straße stellt bei der Bewältigung des Verkehrsaufkommens im Personen- oder Güterverkehr in Deutschland die Grundsäule unter den Verkehrsträgern dar. So beträgt auf Bundesautobahnen die Gesamtfahrleistung von Kraftfahrzeugen ca. 250 Mrd. km und die Transportkapazität mautpflichtiger Lkw ca. 400 Mrd. tkm pro Jahr (2017). Zudem verfügt Deutschland mit rund 13.000 km Bundesautobahnen und rund 40.000 km Bundesstraßen über ein sehr dichtes Fernstraßennetz. Daraus lässt sich ableiten, dass die Straßeninfrastruktur das Fundament für den Wohlstand der Gesellschaft bildet sowie die Lebensader der Volkswirtschaft darstellt. Zudem ist der Verkehrssicherheit und der Verfügbarkeit des Straßennetzes ein entsprechend hoher gesellschaftlicher und wirtschaftlicher Stellenwert beizumessen.

Straßenbefestigungen sind sowohl verkehrsbedingten als auch klimatischen Einwirkungen ausgesetzt. Auf der einen Seite wird hinsichtlich der Verkehrsbelastung für die nächsten Jahrzehnte ein erheblicher Anstieg des Schwerverkehrsaufkommens prognostiziert und auf der anderen Seite sind bereits heute die Auswirkungen der Klimaänderung deutlich erkennbar, woraus sich gesteigerte Anforderungen an die Straßenkonstruktionen ergeben. Hinzu kommen wachsende Ansprüche bezüglich der Bauzeiten, verschiedenster Anforderungen an die funktionellen Eigenschaften der Fahrbahndecke sowie eine zunehmende Alterung der Infrastruktur. Zur künftigen Sicherstellung einer hohen Verfügbarkeit ist daher dem netzbezogenen systematischen Vorgehen bei der Planung und Ausführung der Baulichen Erhaltung eine zunehmende Bedeutung zuzuschreiben. In diesem Kontext bilden dauerhafte und erhaltungsarme Bau- und Instandsetzungsvarianten sowie die Kenntnis über den richtigen Zeitpunkt des Eingreifens eine wichtige Grundlage und ein unerlässliches Hilfsmittel. Derzeit greifen Bund und Länder im Bereich der Erhaltung und Bewertung der Straßeninfrastruktur auf Zustandsinformationen zurück, die basierend auf einer netzweiten messtechnischen Zustandserfassung durch eine entsprechende Datenanalyse generiert werden. Hierbei werden die bewertungsrelevanten Zustandsgrößen über Normierungsfunktionen in Zustandswerte überführt und daraus der Gebrauchswert und der Substanzwert (Oberfläche) gebildet sowie ein Gesamtwert definiert. Da die messtechnische Zustandserfassung und -bewertung (ZEB) ausschließlich auf oberflächenspezifischen Messdaten und Oberflächenmerkmalen basiert, ist eine direkte Ansprache bzw. Bewertung der Substanz sowie deren Entwicklungsverlauf nur bedingt



möglich. Für die systematische Erhaltungsplanung auf Netzebene – speziell für den Bereich der grundhaften Erneuerung – ist jedoch die genaue Kenntnis über den Zustand sowie die sichere Prognose der Substanzentwicklung von zentraler Bedeutung, da nur so Zeitpunkt und Umfang der baulichen Maßnahmen richtig und mit hinreichendem Vorlauf festgelegt werden können. Faktisch lässt sich daraus folgern, dass künftig für die strukturierte und strategische Planung von Erhaltungsmaßnahmen auf Netz- aber auch auf Objektebene die entsprechend notwendigen theoretischen und technischen Grundlagen zu schaffen sind. So sind beispielsweise zusätzliche Eingangsgrößen vonnöten, die eine sichere substanzbezogene Bewertung der vorhandenen Straßeninfrastruktur – also die Beantwortung einer multidimensionalen Fragestellung – zulassen. Zudem erhöhen sich mit ansteigender Größe des zu betrachtenden Objektes oder Netzes der Schwierigkeitsgrad hinsichtlich der technischen Umsetzung sowie der notwendige finanzielle Rahmen. Daher erfolgt die derzeitige Bewertung der Substanz des Bundesfernstraßennetzes stark vereinfacht auf der Grundlage von ZEB-Daten (siehe oben) und mithilfe von Abschreibungsmodellen.

Im Gegensatz dazu bedient man sich in der Statistik sogenannter Ereigniszeitanalysen, um die Zeit bis zum Eintreten bestimmter Ereignisse abschätzen zu können. Zur Analyse von Lebenszeitdaten technischer Produkte wird dabei häufig der Begriff der Hazardrate verwendet. Diese beschreibt die Wahrscheinlichkeit eines Ausfalls zu einem bestimmten Zeitpunkt unter der Bedingung, dass bis dahin kein Ausfall eingetreten ist. Der Verlauf der Hazardrate folgt im Allgemeinen einem charakteristischen Verlauf.

Auf objektspezifischer Ebene ist es bei Bedarf möglich, sehr umfassende Untersuchungen durchzuführen, um Kenntnis über den tatsächlichen Zustand der inneren Struktur und der im Kontext stehenden Beanspruchungen und Randbedingungen zu gewinnen. Im Allgemeinen erfolgt hier eine direkte Ansprache des Straßenoberbaus und der Baustoffe mittels Laborprüfungen an Bohrkernen sowie stationär arbeitender Messverfahren. Für die Netzebene ist dieses Vorgehen jedoch aufgrund des hohen Aufwandes ungeeignet. Infolge technischer Weiterentwicklungen haben sich in den letzten Jahren Neuerungen ergeben, die beispielsweise die Ermittlung der Tragfähigkeit oder die Detektion von Schichtdicken mittels schnellfahrender Messsysteme bzw. -verfahren grundsätzlich ermöglichen. Eine netzbezogene Anwendung findet derzeit jedoch noch nicht statt.

Aufgrund der hohen Komplexität der Gesamthematik können im Fachbeitrag nur ausgewählte Themengebiete und Fragestellungen behandelt werden. Zudem werden die Möglichkeit der technisch orientierten Bewertung und Prognose der strukturellen Substanz von Betonfahrbahndecken sowie die systematische Vorgehensweise bei der Erhaltungsplanung am Praxisbeispiel „Teilnetz eines Bundeslandes“ nur auszugsweise und beispielhaft beleuchtet bzw. dargestellt.

2. Ziele und Nutzen

Das Hauptziel besteht in der Entwicklung eines Verfahrens zur mechanisch und statistisch abgesicherten Bewertung der strukturellen Substanz von Betonfahrbahndecken, das als zentrales Werkzeug für die wirtschaftliche Entscheidungsfindung im Rahmen der systematischen Erhaltungsplanung im Teil- oder Gesamtnetz der Bundesfernstraßen eingesetzt werden kann. Darüber hinaus ist denkbar, dass derartige Ansätze eine verbesserte Restwertbetrachtung im Rahmen von Funktionsbauverträgen und Öffentlich Privater Partnerschaften ermöglichen.

Zudem soll das Bewertungsverfahren für die strukturelle Substanz eine Prognose der Ausfallrate (Anteil der versagenden Platten bis zum jeweiligen Zeitpunkt) ermöglichen, um beispielsweise den wirtschaftlichen Wendepunkt (break even point) von Streckenabschnitten – mit einem hinreichenden Objektbezug – ermitteln zu können. Die Kenntnisse hierüber sind bei der Aufstellung von Netzerhaltungskonzepten von strategischer Bedeutung, da sie kombinierte Überlegungen, wie zum Beispiel im Zusammenhang mit der Sanierung von Bauwerken oder der Netzverfügbarkeit, zulassen und somit gut fundierte wirtschaftliche Entscheidungen ermöglichen. In diesem Zusammenhang ist auch die Bestimmung des sogenannten „Nutzungsausfallzeitpunktes“ (Ende der wirtschaftlichen Nutzungsdauer) der Oberbaukonstruktion, insbesondere der Betondecke, anzuführen. Dieser beschreibt jenen Zeitpunkt, bei dem notwendige Maßnahmen zur Erhaltung im Verhältnis zum Neubau nicht mehr wirtschaftlich sind. Dies ist insofern nicht trivial aber von wirtschaftlicher Bedeutung, da der ermittelte Zeitpunkt nur den Beginn des Handelns anzeigt (Planungs- und Bauphase sind gesondert zu berücksichtigen).

Ein künftiges Ziel stellt die grundlegende Einbindung der messtechnischen Zustandserfassung und -bewertung (ZEB) dar, die turnusmäßig im Bundesfernstraßennetz durchgeführt wird. Hier ist der möglichen Anknüpfung an bestehende messtechnische Erfassungssysteme sowie die Nutzung bereits zyklisch und systematisch erfasster Daten eine hohe wirtschaftliche Bedeutung zuzuschreiben.

3. Vorgehensweise zur Entwicklung eines Verfahrens zur Bewertung der strukturellen Substanz

Die grundlegende Vorgehensweise kann in die nachfolgend angeführten Hauptpunkte unterteilt werden.

- Untersuchung des Lebenszyklus einer Betonfahrbahndecke hinsichtlich relevanter Zeitpunkte, die im Kontext mit der Erhaltungsplanung von Bedeutung sind. Erarbeitung notwendiger Begriffsdefinitionen.
- Empirische Betrachtung der allgemeinen Schadensentwicklung von Betonfahrbahndecken zur qualitativen Formulierung der Versagenswahrscheinlichkeit mittels Hazard-Funktion über die Zeit.
- Formulierung von relevanten Einflussgrößen, die bei der Bewertung und Prognose der strukturellen Substanz Beachtung finden müssen.
- Erstellung eines Verfahrens für die Zuverlässigkeitsanalyse am fertigen Produkt „Betonfahrbahndecke“ unter Berücksichtigung folgender Punkte:
 - Nutzung von Hazard-Funktionen zur Beschreibung von Ausfallraten für den jeweiligen Zeitpunkt
 - objektbezogene Anpassung der Funktion (Zugrunde legen unterschiedlicher Verteilungsmodelle und entsprechender Formparameter)
 - Modifikation vorhandener mechanischer Berechnungsmodelle zur Ermittlung des Anteiles der bis zu einem bestimmten Zeitpunkt versagenden Platten
 - Durchführung von Rechnungen auf der Grundlage von realen Bestands- und Materialkennwerten sowie die Kalibrierung und Präzisierung des Modells anhand in situ ermittelter Ausfallraten
 - Ableitung und Formulierung der Grenzen des Rechenverfahrens
- Anwendung des Verfahrens an einem praktischen Fallbeispiel im BAB-Netz mit folgenden Aufgabenstellungen:
 - intensive Analyse des Teilnetzes (z. B. Bestimmung relevanter Materialkennwerte, Dokumentation des Deckenzustandes, Bestimmung der tatsächlichen Ausfallrate durch kombinierte Begehung und Befahrung)
 - abschnittsbezogene Prognose der Entwicklung der Ausfallrate sowie der Restnutzungsdauer
 - strategische Ableitung notwendiger Erhaltungsmaßnahmen und streckenbezogene Priorisierung der grundhaften Erneuerung im Teilnetz

4. Status quo und Grundansatz zur Berechnung

4.1 Grundlagen und Definitionen

Die im Rahmen einer Substanzbewertung auftretenden wichtigen Betrachtungszeitpunkte bzw. Zeiträume sind den Bildern 1 und 2 zu entnehmen. Dabei ist zu beachten, dass die normative Nutzungsdauer, die der Planung und Baudurchführung vorangehenden Dimensionierung für den Zeitraum bis zur Erreichung einer definierten Ausfallrate zugrunde gelegt wird, nicht gleichbedeutend mit dem Ende der Nutzungsdauer im Sinne dieser Betrachtung ist. Vielmehr sind für letztere neben Ausführungsfehlern oder einer veränderten Verkehrsbelastung erhaltungstechnische Aspekte und nicht zuletzt auch wirtschaftliche Entscheidungskriterien maßgebend.

Bezogen auf einen gewählten Bewertungszeitpunkt, zu dem der Status quo bestimmt wird, kann jedoch eine qualifizierte Einschätzung der Restnutzungsdauer in Abhängigkeit von künftigen Maßnahmen erfolgen.

Bild 1: Bewertungszeitpunkt und Restnutzungsdauer

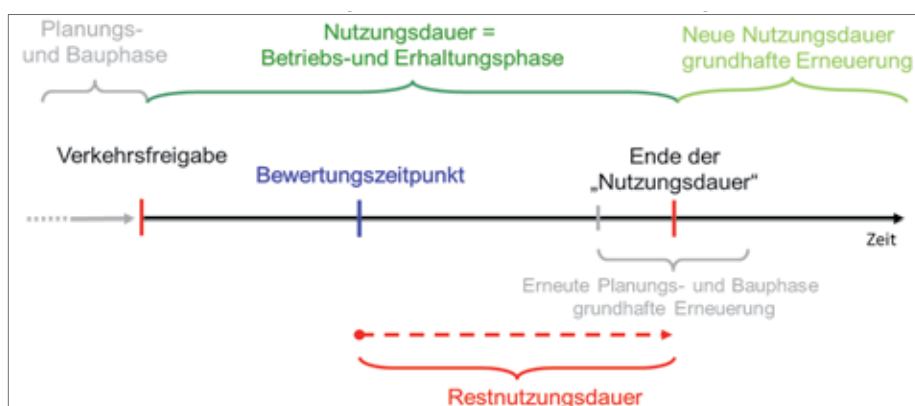
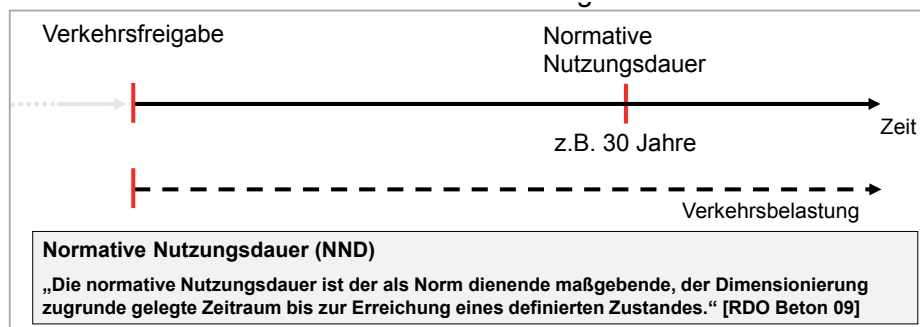


Bild 2: Normative Nutzungsdauer



Die Bewertung findet zu einem beliebigen Zeitpunkt während der Nutzungsdauer der Strecke und somit innerhalb der Betriebs- und Erhaltungsphase statt. Die letztlich zu ermittelnde Restnutzungsdauer ergibt sich demnach aus der noch ertragbaren Verkehrsbelastung (siehe Bild 2) – die auf einer prognostizierten Verkehrsbelastung für den jeweiligen Streckenabschnitt basiert – in eine „Zeitspanne“ umgerechnet. Das Eintreffen dieser Verkehrsbelastung ist demzufolge ein wichtiger Faktor im Kontext mit der Bestimmung der Restnutzungsdauer.

Für die Bewertung eines Abschnitts sind unterschiedliche Nutzungsausfallzeitpunkte zu definieren. Hierbei wird die Ausfallrate für einen Bewertungszeitpunkt als der prozentuale Anteil von Platten mit Tragfähigkeitsversagen, also Platten mit Einzelrissen oder mit signifikanten Netzkissen definiert.

Während bei einer Dimensionierung gemäß den RDO Beton 09 für Bundesautobahnen bei dem Lastfall „Ermüdung“ eine Ausfallrate von 5 % unterstellt wird, ist das Ende der wirtschaftlichen Nutzungsdauer (wirtschaftlicher Nutzungsausfallzeitpunkt) derzeit bei einer Ausfallrate von circa 10 % zu sehen.

Der wirtschaftliche Nutzungsausfallzeitpunkt spiegelt dabei den Zeitpunkt wider, bei dem notwendige Maßnahmen zur Erhaltung im Verhältnis zum Neubau nicht mehr wirtschaftlich sind, folglich eine Erneuerung der Fahrbahn wirtschaftlich günstiger ist als fortwährende Sanierungsmaßnahmen. Die wirtschaftliche Nutzungsdauer ist definiert als die Zeitspanne zwischen Fertigstellung eines Oberbaus und dem Zeitpunkt, zu dem aus wirtschaftlichen Gründen eine grundlegende Erneuerungsmaßnahme vorgenommen werden sollte.

Das Ende der technischen Nutzungsdauer (technischer Nutzungsausfallzeitpunkt) einer Strecke beschreibt den Zeitpunkt, bei dem die Funktion für die vorgesehene Nutzungsart nicht mehr gegeben ist. Dieser Nutzungsausfallzeitpunkt ist abhängig von der Straßenkategorie/Straßenklasse und liegt bei Bundesautobahnen ohne größere Funktionseinschränkungen bei einer Ausfallrate von ca. 20 % und mit großen Funktionseinschränkungen in etwa bei circa 40 bis 50 %. Diese Werte wurden anhand erster empirischer Erfahrungen ermittelt.

Die technische Nutzungsdauer ist definiert als Zeitspanne zwischen Fertigstellung des Oberbaus von Verkehrsflächen und dem Zeitpunkt, an dem dieser durch die erfahrenen Beanspruchungen substantiell in der Form geschädigt ist, dass der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) erreicht ist.

4.2 Allgemeine Zusammenhänge bei der Schadensentwicklung

Die Notwendigkeit für eine Prognose der Restnutzungsdauer ergibt sich aus der Tatsache, dass die Lebensdauer der Fahrbahnen begrenzt ist. Die Betonplatten sind nach ihrer Herstellung ständig äußeren Einflüssen ausgesetzt, die zu einer allmählichen Veränderung insbesondere der mechanischen und physikalischen Eigenschaften und schließlich zu einer Zerstörung der Platten führen können. Um diesen Prozess besser zu verstehen, ist es hilfreich, einige allgemeine Zusammenhänge zu betrachten, welche erfahrungsgemäß für die Alterung und allmähliche Schädigung technischer Bauteile gelten.

Mit den aus der Zuverlässigkeitstheorie bekannten Zusammenhängen über den allgemeinen Verlauf der Alterung technischer Bauteile oder Produkte lässt sich die Entwicklung von Ausfallraten mathematisch beschreiben. Hierfür wird die sogenannte Hazardfunktion genutzt, welche die Entwicklung der Hazardrate über die Zeit darstellt. Wie bereits zuvor erwähnt, stellt die Hazardrate die Wahrscheinlichkeit dar, mit der ein Ereignis (z. B. Versagen des Bauteils) zum Zeitpunkt T unter der Voraussetzung eintritt, dass es bis zum Zeitpunkt t noch nicht eingetreten ist ($t < T$). In Bild 3 sind der für technische Bauteile typische Kurvenverlauf – der allgemein als Badewannenkurve bezeichnet wird – sowie die drei kennzeichnenden Phasen schematisch dargestellt.

Erfahrungen aus dem Bau und der Erhaltung von Betonstraßen zeigen, dass bei dem technischen Produkt „Betonfahrbahndecke“ die über den Lebenszeitraum hinweg betrachteten Ausfälle von einzelnen Fahrbahnplatten der oben angeführten Funktion qualitativ folgen. Das heißt, nach dem Ausfall der schon aus der Herstellung fehlerhaften Platten (Phase 1) folgt eine längere Phase (Phase 2), in der nur ein sporadisches Versagen von Platten stattfindet. Anschließend folgt die Phase 3, in der aufgrund von Alterungserscheinungen sowohl in der Betondecke als auch ihrer Unterlage eine langsam akkumulierende sowie sich gegenseitig verstärkende Schädigung einsetzt, die einen progressiven Anstieg der Ausfallrate bewirkt.

Bild 3: schematische Darstellung der Hazardfunktion (Badewannenkurve mit überhöhter Darstellung)

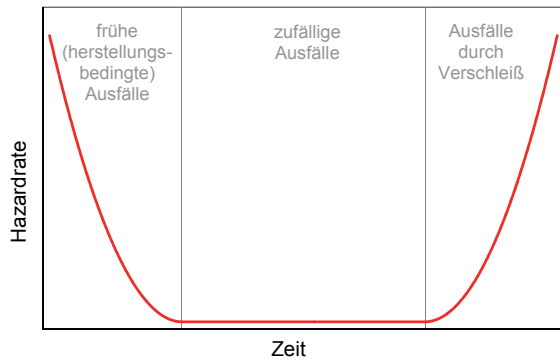
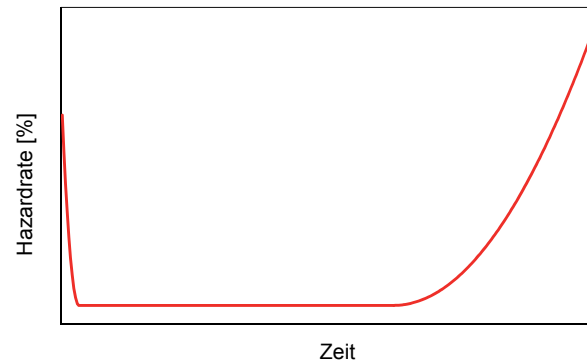


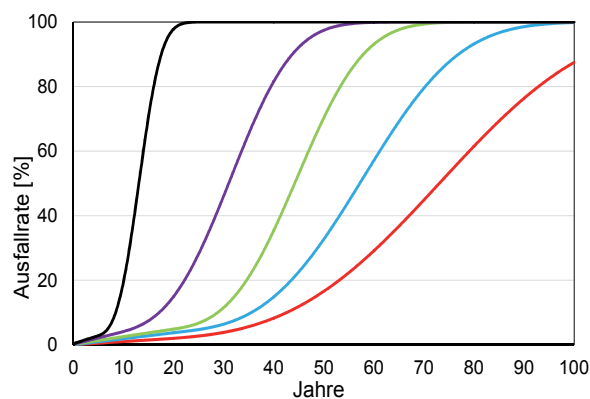
Bild 4: Verlauf der Hazardfunktion bei sehr günstiger Schadensentwicklung (siehe auch rote Kurve in Bild 5)



Der typische Verlauf der Hazardfunktion (Rack 2006) beschreibt einen anfänglichen Abfall, gefolgt von einem längeren konstanten Verlauf und schließlich einem allmählich steiler werdenden Anstieg (Bild 4). Darin spiegeln sich die oben angeführten Phasen, anfängliche Ausfälle durch Herstellungsfehler, sporadische Ausfälle (z. B. durch punktuelle Überlastungen) und schließlich das zahlreiche Versagen durch allgemeine Degradation wider.

Mit entsprechender Wahl der Parameter lassen sich aus typischen Kurvenverläufen der Hazardfunktion Wahrscheinlichkeitsverteilungen für die Lebensdauer der Bauteile erzeugen (Lebensdauerfunktion). In Bild 5 sind exemplarisch verschiedene Entwicklungsszenarien für die Ausfallrate an Betonfahrbahndecken angeführt. Die äußere rechte Kurve stellt dabei einen sehr günstigen und die äußere linke einen sehr ungünstigen Verlauf dar. Das heißt, bei einem günstigeren Verlauf sind die Ausfallraten über den gesamten Lebenszyklus der Fahrbahn geringer als bei ungünstigem Verlauf. Die Grundlagen hierfür wurden im Rahmen eines Forschungsprojektes [FE 04.433/2009/DGBz.] erarbeitet.

Bild 5: Entwicklung der Ausfallrate bei unterschiedlicher Fahrbahnqualität



Die Hazardfunktion eines Streckenabschnittes ist normalerweise nicht bekannt und kann aus diesem Grund nicht für die direkte Berechnung der Lebensdauer verwendet werden. Es ist aber möglich, die Parameter der Hazardfunktion so zu wählen, dass jedem Parameter eine praktische Bedeutung zugeordnet werden kann. Folglich lassen sich aus typischen Hazardfunktionen die zugehörigen typischen Lebensdauerfunktionen berechnen.

Zur Verwendung idealisierter Hazardfunktionen werden folgende Annahmen getroffen: Die Entwicklung der Ausfallrate folgt stets einem qualitativ ähnlichen Kurvenverlauf, wobei sich die einzelnen Kurven nicht schneiden. Auf der Basis empirischer Erhebungen ist es somit möglich, jeder Betonfahrbahndecke einen typischen abschnittsbezogenen Kurvenverlauf zuzuordnen und so die weitere Entwicklung der Ausfallrate einzuschätzen.

In Bild 6 ist die Entwicklung der Ausfallrate bezogen auf einen dimensionierungsrelevanten Zeitraum von 30 Jahren dargestellt.

Bild 6: Entwicklung der Ausfallrate im dimensionierungsrelevanten Zeitraum

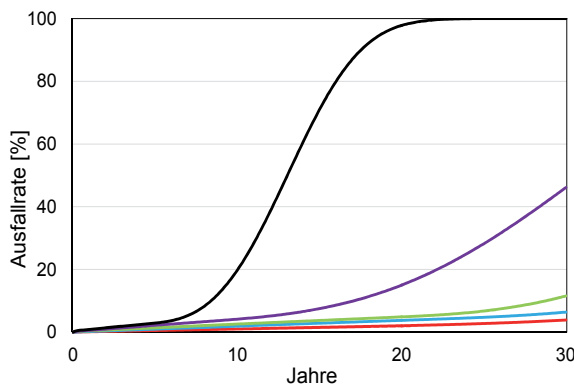
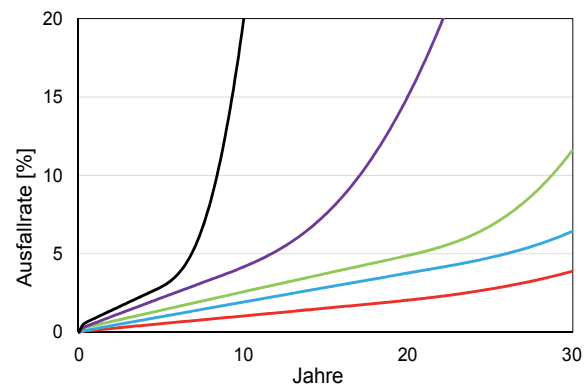


Bild 7: Entwicklung der Ausfallrate im dimensionierungsrelevanten Zeitraum (Darstellung bis 20% Ausfallrate)

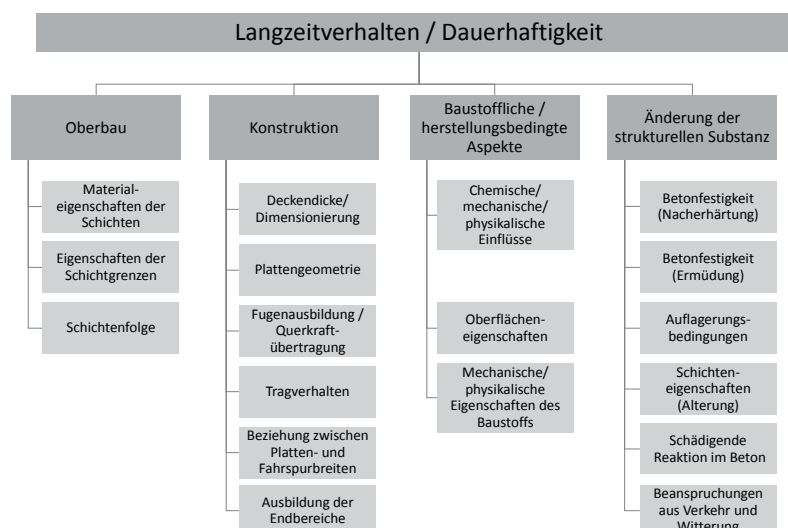


Nach Skalierung ist den Grafiken deutlich zu entnehmen, dass in diesem Bereich signifikante Unterschiede zwischen Betonfahrbahndecken mit günstiger und ungünstiger Schadensentwicklung auftreten. Als ein gewichtiges Merkmal ist hier der Beginn der progressiven Schadensentwicklung einzuschätzen. Bild 7 zeigt die gleiche Entwicklung der Ausfallrate wie Bild 6, jedoch bei einer weiter veränderten Skalierung der y-Achse. Durch die andere Skalierung der y-Achse werden auch die Unterschiede zwischen den unteren Kurven deutlich, welche für einen günstigen Schadensverlauf stehen.

4.3 Grundansatz zur Berechnung

Für die Bewertung der strukturellen Substanz und deren Prognose ist von Bedeutung, welche Randbedingungen einen Einfluss auf das Langzeitverhalten und die Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken besitzen. In Bild 8 sind jene Einflussfaktoren angeführt, denen aus empirischer Sicht eine besondere Bedeutung zugeschrieben wird.

Bild 8: Einflussfaktoren auf die strukturelle Substanz



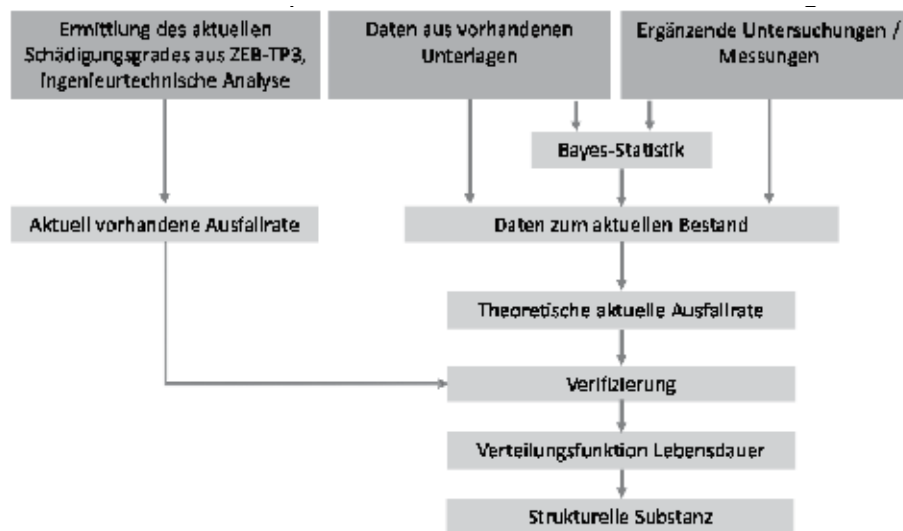
5. Verfahren zur Berechnung der strukturellen Substanz

5.1 Grundlagen

Der prinzipielle Ablauf des Verfahrens zur Substanzbewertung ist in Bild 9 dargestellt. In einem ersten Schritt werden alle relevanten Daten für den zu bewertenden Fahrbahnabschnitt gesammelt bzw. ermittelt. Die hieraus entstehende Datenbasis bildet dann die Grundlage für die weiteren Berechnungen. Ferner ist vor Ort oder durch Auswertung bestehender Oberflächendaten der Anteil ausgefallener Platten (Istzustand zum Zeitpunkt x) zu ermitteln. Dieser Wert dient der Erstkalibrierung des Berechnungsverfahrens. Mit dem Verfahren können dann die Ausfallraten für beliebige Prognosezeiträume berechnet werden.

Die Bestandsdaten können aus unterschiedlichen Quellen gewonnen werden. Prinzipiell ist es notwendig, vorhandene Daten aus Planungs- und Bestandsunterlagen durch Messungen/Prüfungen auf Richtigkeit zu prüfen und bei Bedarf zu ergänzen. Art und Umfang der ergänzenden Untersuchungen sind jeweils für den konkreten Fall festzulegen. Für die korrekte Synthese der Informationen aus den vorhandenen Daten und den ergänzenden Untersuchungen kann die Bayes-Statistik genutzt werden.

Bild 9: Prinzipieller Ablauf der Substanzbewertung



Als Verfahren zur Berechnung der strukturellen Substanz kann im Grundsatz das Berechnungsmodell genutzt werden, das für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen genutzt wird (RDO Beton 09). Dabei wird allein der Nachweis gegen Ermüdung an Quer- und Längsfuge herangezogen.

Für eine langfristige Prognose der Ausfallraten ist es erforderlich, die im Zuge der Nutzung auftretende Erhöhung der Plattenbeanspruchung zu erfassen. Dies wird mit zeitlichen Verlaufsfunktionen für bestimmte Einflussfaktoren realisiert. Für die Kombination der unterschiedlichen Belastungsniveaus wird die Hypothese der linearen Schadensakkumulation (Miner-Regel, siehe Abschnitt 5.6) verwendet.

5.2 Annahmen für die zeitlichen Verlaufsfunktionen

Eine zeitliche Entwicklung kann für die folgenden im Berechnungsmodell der RDO Beton 09 berücksichtigten Einflüsse unterstellt werden:

- dynamische Wirkung der Radlast (Stoßfaktor)
- Querkraftübertragung in Quer- und Längsfuge (Dübelfaktor)
- Homogenität und Steifigkeit der Lagerung (Lagerungsfaktor)
- Betonfestigkeit (Ermüdung/Nacherhärtung)

Die zeitliche Entwicklung der Betonfestigkeit ist sowohl für die Prognose der Restnutzungsdauer als auch für die Dimensionierung von Betondecken von besonderer Bedeutung. Entsprechend gibt es eine umfangreiche Forschungs-

tätigkeit auf nationaler wie auch internationaler Ebene zu dieser Thematik. Gleichwohl ist zu konstatieren, dass die zugrundeliegenden Zusammenhänge noch nicht hinreichend erforscht sind und besonders im Hinblick auf hohe Lastwechselzahlen keine ausreichend gesicherten Ergebnisse vorliegen. Der aktuelle Erkenntnisstand bietet allerdings die Möglichkeit, fundierte Annahmen für die Ermüdungs- und Nacherhärtungsverläufe zu treffen.

Für den Ansatz der zeitlichen Verlaufsfunktionen der anderen oben genannten relevanten Einflussfaktoren fehlt hingegen die empirische Grundlage. Für die bisher durchgeführten Berechnungen wurden aus diesem Grund plausible Annahmen getroffen. Für die Minimal- und zum Teil auch die Maximalwerte konnten die Angaben aus den RDO Beton 09 verwendet werden. Ferner wurde angenommen, dass es einerseits zu einer wechselseitigen Verstärkung kommt, die im Ergebnis zu einer progressiven Erhöhung führt. Andererseits können die Werte für diese Faktoren bestimmte Grenzen nicht überschreiten, so dass wieder eine Umkehr zu einem degressiven Anstieg und eine asymptotische Annäherung an den Maximalwert erfolgt. Die Funktionen müssen also einen s-förmigen Verlauf aufweisen.

Als allgemeine Formel für den zeitlichen Verlauf von Dübel-, Stoß- und Lagerungsfaktor wurde definiert:

$$m_{ij} = mA + \frac{1}{1+(B_{ij} \cdot FF \cdot 10^{-8})^{-1}} \cdot (mE - mA) \quad (1)$$

m_{ij} – Wert des Faktors im Jahr ij

mA – Anfangswert des Faktors

mE – Endwert des Faktors ($ij=\infty$)

B_{ij} – B-Zahl an Längs- bzw. Querruge bis zum Jahr ij

FF – Fugenfaktor (0,5 für Querruge, 20 für Längsfuge)

Für den Lagerungsfaktor wird die volle B-Zahl (Summe der gewichteten äquivalenten 10-t-Achsübergänge, die bis zum Ende des vorgesehenen Nutzungszeitraums in dem Fahrstreifen mit der höchsten Verkehrsbeanspruchung zu erwarten sind.) und $FF=0,5$ angesetzt.

Bild 10: Typischer Verlauf des Dübelfaktors für die Querruge

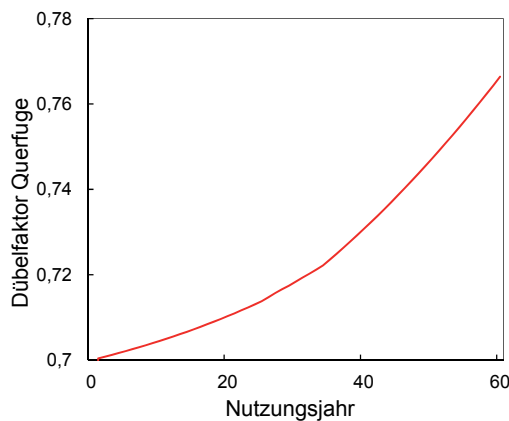
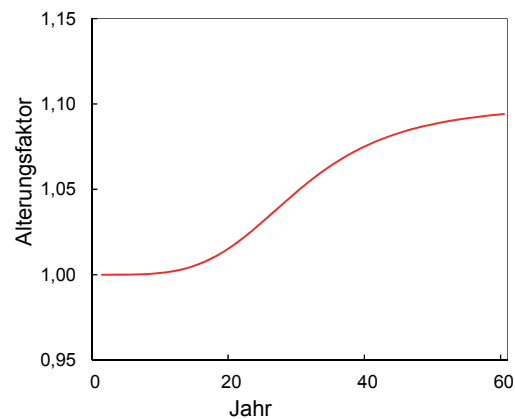


Bild 11: Verlauf des Alterungsfaktors



Die Erfahrung zeigt, dass auch Betonstrecken ohne Verkehrsbeanspruchung einer bestimmten Alterung unterliegen. Außerdem ist anzumerken, dass es eine Reihe von Einflüssen gibt, welche im Berechnungsmodell nicht enthalten sind (z. B. chemische Treibreaktionen). Um derartige Einflüsse/Effekte pauschal berücksichtigen zu können, wurde ein Alterungsfaktor definiert, welcher unabhängig von der Verkehrsbelastung zwischen 1 und 1,1 verläuft:

$$af_{ij} = 1 + \frac{1}{1+\left(\frac{30}{ij}\right)^4} \cdot 0,1 \quad (2)$$

af_{ij} – Wert des Alterungsfaktors im Jahr ij



Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass der Ansatz eines pauschalen Alterungsfaktors nur in Verbindung mit einer objektkonkreten Kalibrierung erfolgen darf (siehe Bild 11 und Abschnitt 5.5).

5.3 Einflüsse aus Überlagerungen

Beobachtungen an real auftretenden Schädigungsverläufen haben gezeigt, dass bereits vorhandene Schäden weitere Schädigungen induzieren und/oder den Schädigungsverlauf signifikant intensivieren. Folglich ist davon auszugehen, dass sich die unterschiedlichen Schädigungen überlagern und gegenseitig verstärken. Zur Abbildung derartiger Effekte im Berechnungsmodell, wird ein spannungsverstärkender Faktor definiert:

$$svf_{ij} = 1 + P_{f,ij-1} \cdot sk \quad (3)$$

svf_{ij} – Spannungsverstärkungsfaktor für das Jahr ij

$P_{f,ij-1}$ – Ausfallrate im vorhergehenden Jahr

sk – Spannungskoeffizient

Zur besseren Anpassung der Kurve an mehrere Kalibrierungspunkte kann zusätzlich der Spannungskoeffizient verwendet werden. Wird nur ein Kalibrierungspunkt verwendet, ist dieser mit 0,1 anzusetzen.

5.4 Berücksichtigung des Verbundes

Einige der bisher untersuchten Fahrbahnen wurden als Verbundquerschnitte (Verbundbauweise: Beton auf hydraulisch gebundener Schicht) konzipiert. Die praktischen Erfahrungen und die Ergebnisse aus laufenden Untersuchungen der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) zeigen jedoch, dass der Verbund in keinem Fall vollflächig dauerhaft erhalten bleibt und somit nicht immer vollständig angesetzt werden darf.

Die Berechnungen werden demzufolge für den gesamten Betrachtungszeitraum für zwei Varianten durchgeführt:

- Variante 1: Platten mit vollem Verbund
- Variante 2: Platten ohne Verbund

Für die erste Variante wurden die Spannungen nach dem Verfahren von Eisenmann berechnet.

Der Zeitraum, in dem die Verbundlösung stattfindet, lässt sich nur an Hand der jeweils für die den Streckenabschnitt vorliegenden Untersuchungsergebnisse abschätzen. Für die Jahre vor dem Beginn der Verbundlösung werden allein die Ergebnisse berücksichtigt, welche sich nach Variante 1 ergeben. Nach Abschluss der Verbundlösung werden allein die Ergebnisse nach Variante 2 berücksichtigt. In den Jahren dazwischen werden die Berechnungsergebnisse aus beiden Varianten entsprechend dem Anteil der Verbundlösung gewichtet.

$$P_f = P_{fv} \cdot va + P_{fov} \cdot (1 - va) \quad (4)$$

P_f – Versagenswahrscheinlichkeit

P_{fv} – Versagenswahrscheinlichkeit für Variante 1 (mit Verbund)

P_{fov} – Versagenswahrscheinlichkeit für Variante 2 (ohne Verbund)

va – Anteil der Platten mit Verbund

Aufgrund fehlender Kenntnisse über den genauen Verlauf der Verbundauflösung wird diesem Prozess ein linearer Verlauf unterstellt. Diese Annahme ist stark vereinfacht und führt im Funktionsverlauf der Lebensdauer sporadisch zu einem Knick. Da keinerlei Erkenntnisse zum tatsächlichen Verlauf der Verbundauflösung vorliegen, ist jede andere Modellierung reine Spekulation.

5.5 Kalibrierung

Auf Grund der Komplexität und Langfristigkeit der zu untersuchenden Sachverhalte ist es nur dann möglich, hinreichend sichere Berechnungsergebnisse zu erhalten, wenn die Berechnung objektbezogen kalibriert wird. Die Kalibrierung kann an der Ausfallrate erfolgen, welche zum Bewertungszeitpunkt vorliegt.

Im Berechnungsverfahren wird der Kalibrierungsfaktor jeweils mit den berechneten Spannungen multipliziert. Dies hat sich in der bisherigen Anwendung als zielführend herausgestellt. So ergibt sich eine hinreichend große und kaum verzerrende Beeinflussung des Endergebnisses.

Gemäß dem derzeitigen Kenntnisstand ergeben sich für den Kalibrierungsfaktor Werte zwischen 0,9 und 1,1.

5.6 Berechnung der Schadensakkumulation

Zur Beurteilung des Einflusses einer Belastung bzw. eines Lastkollektivs auf die Lebensdauer eines Bauteils bedient man sich in der Ingenieurtechnik der linearen Schadensakkumulation. Die Regel nach Milton Miner besagt, dass jede Belastung eine abstrakte Teilschädigung ΔD im Bauteil/Baustoff hervorruft. Diese Einzelschädigungen werden linear akkumuliert und ergeben die Gesamtschädigung D . Die Größe der Schädigung entspricht dem Quotienten aus vorhandener Lastwechselzahl und der ertragbaren Lastwechselzahl. Weil die ertragbare Lastwechselzahl vom Belastungsniveau abhängt, ist für jedes Lastniveau ein separater Quotient zu bilden. Es ergibt sich:

$$D = \sum_{i=1}^{nl} \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_{fat,i}(\Delta\sigma_i)} \quad (5)$$

$$D = \sum_{i=1}^{nl} \Delta D_i = \sum_{i=1}^{nl} \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_{fat,i}(\Delta\sigma_i)} \quad (6)$$

D – Gesamtschädigung

ΔD_i – Teilschädigung durch die Lastwechsel mit dem Spannungsniveau σ_i

nl – Anzahl der unterschiedlichen Lastniveaus im Lastkollektiv

$n_i(\Delta\sigma_i)$ – vorhandene Anzahl der Lastwechsel mit dem Spannungsniveau σ_i

$N_{fat,i}(\Delta\sigma_i)$ – ertragbare Anzahl der Lastwechsel mit dem Spannungsniveau σ_i

Versagen tritt ein, wenn $D=1$ erreicht ist.

Im Dimensionierungsmodell gemäß den RDO Beton 09 wird das Lastkollektiv in eine äquivalente Lastwechselzahl (B-Zahl) umgerechnet, welche ein bestimmtes Spannungsniveau erzeugt (s). Durch die zeitliche Veränderung verschiedener Einflussfaktoren entsteht in jedem Jahr ein anderes Spannungsniveau beim äquivalenten Achsübergang, welches eine spezifische Schädigung erzeugt. Die Schädigungsanteile aus den einzelnen Jahren können entsprechend der Miner-Regel addiert werden. Es gilt:

$$n_i(\Delta\sigma_i) = B_{ij} \quad (7)$$

B_{ij} – B-Zahl im Jahr ij

Zwischen dem Lastniveau und der ertragbaren Lastwechselzahl besteht nach den RDO Beton 09 der Zusammenhang:

$$\frac{f_{ct}}{\sigma} = 0,15 \cdot \log(N_{fat}) + 0,6525 \quad (8)$$

Daraus ergibt sich:

$$N_{fat} = 10^{\frac{6,67 \cdot f_c}{\sigma} - 4,353} \quad (9)$$

Für das Jahr ij gilt:

$$N_{fat,ij} = 10^{\frac{6,67 \cdot f_c}{\sigma_{ij}} - 4,353} \quad (10)$$

σ_{ij} – Spannung beim äquivalenten Achsübergang im Jahr ij



Die Gleichung für den Bruchzustand lautet damit:

$$D = 1 = \sum_{ij=1}^{nj} \frac{B_{ij}}{10^{\frac{6,67 \cdot f_c}{\sigma_{ij}} - 4,353}} = 10^{4,353} \cdot \sum_{ij=1}^{nj} \frac{B_{ij}}{10^{\frac{6,67 \cdot f_c}{\sigma_{ij}}}} \quad (11)$$

Diese Gleichung enthält als alleinige unbekannte Größe die Betonfestigkeit. Die Lösung der Gleichung liefert also für jedes Jahr die Betonfestigkeit, die mindestens notwendig ist, um ein Versagen (Bruch) zu vermeiden. Aus der Verteilungsfunktion für die Betonfestigkeit lässt sich ermitteln, wie groß der Anteil der Platten ist, die diese Mindestfestigkeit nicht aufweisen. Damit ist die gesuchte Ausfallrate ermittelt. Nach derzeitigem Stand wird also nur die Streuung der Betonfestigkeit zur Berechnung der Ausfallrate herangezogen.

Die Berechnung wird getrennt für die Längsfuge und die Querruge durchgeführt. Die berechneten Ausfallraten werden addiert:

$$P_f = P_{fL} + P_{fQ} - P_{fL} \cdot P_{fQ} \quad (12)$$

P_f – Versagenswahrscheinlichkeit

P_{fL} – Versagenswahrscheinlichkeit Längsfuge

P_{fQ} – Versagenswahrscheinlichkeit Querruge

5.7 Grenzen des Verfahrens

Die strukturelle Substanz von Betonfahrbahnplatten ist von multiplen Einflüssen abhängig, welche zum großen Teil nur unzureichend bekannt sind. Darüber hinaus sind die Berechnungsmodelle zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens der Platten stark idealisiert. Aus diesem Grund ist es derzeit nicht möglich, ein Berechnungsmodell zu etablieren, welches den komplexen Prozess der allmählichen Alterung und Schädigung einer Betondecke mit hinreichender Genauigkeit beschreibt. Es kann deshalb nicht der Anspruch erhoben werden, zielgenaue Prognosen für lange Zeiträume zu liefern. Das Ziel besteht vielmehr darin, aus der Gesamtheit der verfügbaren Informationen mit einem transparenten und rational begründeten Verfahren eine statistisch abgesicherte Prognose zu generieren.

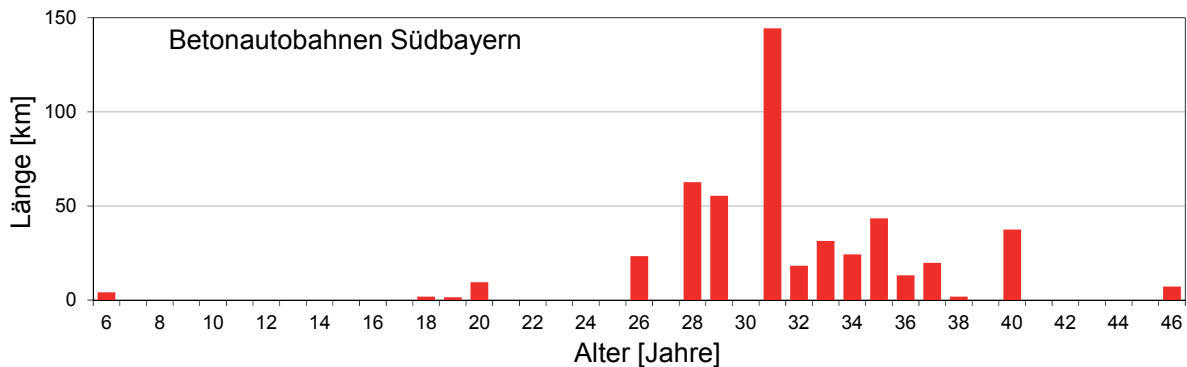
6. Praxisbeispiel für die Substanzbewertung

6.1 Ausgangssituation- Datengrundlage

Im Rahmen einer Untersuchungskampagne der BAST wurden/werden im deutschen Autobahnnetz zahlreiche Fahrbahndecken in Betonbauweise intensiv untersucht. Neben der systematischen Entnahme von Bohrkernen werden hier zudem der allgemeine Deckenzustand sowie sonstige Randbedingungen erfasst. In diesem Zusammenhang wurden bisher im Netz der Bundesländer Bayern, Rheinland-Pfalz und Sachsen-Anhalt circa 1500 km Richtungsfahrbahn analysiert. Im Bereich der Autobahndirektion Südbayern wurden beispielsweise im Jahr 2013 ca. 600 Kilometer Richtungsfahrbahn untersucht. Hierzu wurden über 1.000 Bohrkern entnommen und im Labor die tatsächlich vorliegenden physikalischen sowie mechanischen Kennwerte in über 1.500 Einzelprüfungen bestimmt.

Die untersuchten Fahrbahndecken weisen zum Teil ein hohes Alter auf. Die Grafik in Bild 12 zeigt eine Zusammenstellung der Strecken in Bezug auf Alter und Längenausprägung. Hieraus ist erkennbar, dass ein Großteil der Decken zum Bewertungszeitpunkt bereits älter als 29 Jahre war. Die Angaben wurden basierend auf einem Datenbankauszug aus dem Jahr 2013 erstellt.

Bild 12: Alter der Streckenabschnitte im Jahr 2015 (basierend auf Datenbankauszug 2013)



An dieser Stelle ist anzumerken, dass die zum Zeitpunkt der Planung und des Baus der ältesten Strecken jeweils gültigen Regelwerke keinen direkten oder einen deutlich kürzeren Nutzungszeitraum im Vergleich zu den jetzigen RStO 12 vorsahen. Das heißt, der größte Anteil der aufgeführten Fahrbahndecken hat den vorgesehenen Nutzungszeitraum deutlich überschritten. Anhand der vorliegenden Ergebnisse ist anzunehmen, dass sich die hohe Lebensdauer unter anderem auf die hohen Festigkeiten (sowohl Spaltzug- als auch Druckfestigkeit) zurückführen lässt.

Trotz hoher Festigkeitswerte weisen bereits mehrere Streckenabschnitte – mit „alten“ Betondecken – hohe Ausfallraten auf bzw. lassen solche in nächster Zeit erwarten. Ursächlich ist hierfür beispielsweise die geringe Betondeckendicke zu nennen, die in Kombination mit einer fortschreitenden Verbundlösung zur hydraulisch gebundenen Unterlage nicht mehr ausreicht, die Belastungen aus Verkehr und Witterung zu ertragen.

Insgesamt existierten rund 400 km Richtungsfahrbahn mit einer „alten“ Betondecke. Geht man davon aus, dass im betrachteten Bundesland innerhalb eines Jahres durchschnittlich circa 30 km Richtungsfahrbahn erneuert werden, ist die gänzliche Erneuerung aller „alten“ Betondecken erst nach etwa 15 Jahren abgeschlossen. Folglich lässt sich daraus ableiten, dass das durchschnittliche Deckenalter zum Sanierungszeitpunkt zwischen 40 und 45 Jahren liegen wird.

Aufbauend auf den ermittelten Bestands- und Zustandsdaten sowie der labortechnisch ermittelten Materialkennwerte wurden Substanzbewertungen gemäß dem zuvor dargestellten Verfahren vorgenommen, um die möglichen wirtschaftlichen und technischen Nutzungsausfallzeitpunkte der Strecken zu ermitteln. Im nachfolgenden Kapitel werden die verwendeten Eingangsdaten und erzielten Ergebnisse auszugsweise vorgestellt.

In einem weiteren Schritt konnte hieraus eine Prioritätenreihung entwickelt werden, um insbesondere Sanierungsausgaben vor der anvisierten Erneuerung zu minimieren.

6.2 Prognose der Restnutzungsdauer

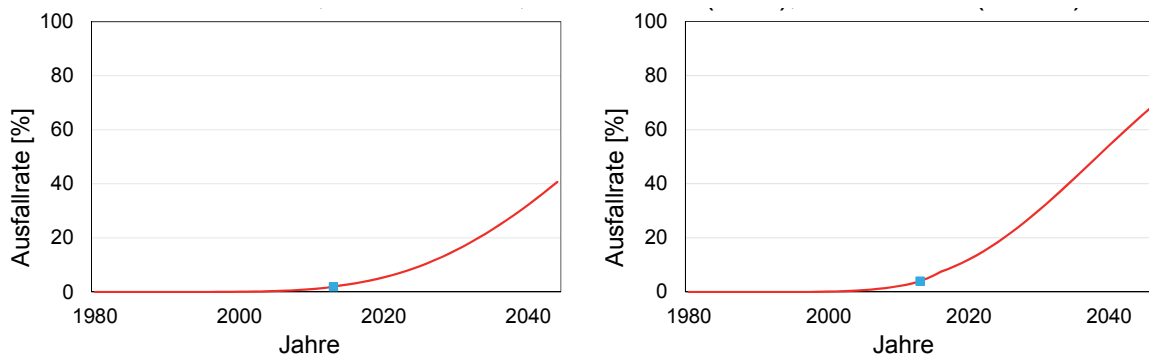
Wie in den vorangegangenen Kapiteln erläutert werden sowohl für die Berechnung der strukturellen Substanz als auch für die Prognose von Ausfallraten – unter Verwendung des vorgestellten Berechnungsverfahrens – zahlreiche Eingangsdaten benötigt. In der Tabelle 1 sind exemplarisch die relevanten Eingangsgrößen für das Rechenbeispiel der A93N, RF München abgebildet.

Tabelle 1: Relevante Eingangsgrößen für die Substanzbewertung A93, RF München

lfd. Nr.	Abschnitt		Länge [km]	Baujahr	Alter 2013	Zählstelle	B-Zahl	Ausfallrate	Verbundlösung	Vorankörung	E	α_1	h_m	$f_{ct,m}$	V
	von km	bis km					bis 2013	2013 [%]	[%]	ja/ne	[MPa]	[1/K]	[cm]	[MPa]	[%]
1				1984	29	Siegenburg	11,67	2,0	81	j	51.980	$10,3 \cdot 10^{-6}$	23,3	5,8	10,1
2				1986	27	Siegenburg	11,16	1,0	73	j	51.980	$10,3 \cdot 10^{-6}$	22,9	5,8	9,8

Die Bilder 13 und 14 zeigen die jeweils im Feld ermittelte Ausfallrate zum Bewertungszeitpunkt 2013 sowie den mathematisch prognostizierten Verlauf. Deutlich erkennbar ist, dass bei beiden Abschnitten der wirtschaftlich kritische Zeitpunkt (Ausfallrate = 10 %) in den nächsten Jahren eintritt.

Bilder 13 und 14: Entwicklung der Ausfallrate und die in 2013 ermittelte Ausfallrate der BAB A93, RF München, Abschnitt 1 (links), Abschnitt 2 (rechts)



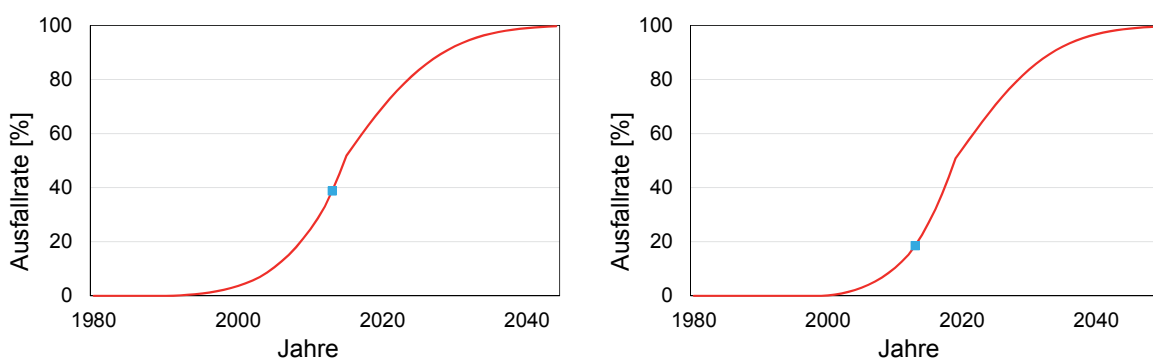
Das nächste Rechenbeispiel bezieht sich auf zwei Abschnitte der BAB A92, RF Deggendorf. Die relevanten Eingangsgrößen hierfür sind in Tabelle 2 dargestellt.

Tabelle 2: Relevante Eingangsgrößen für die Substanzbewertung A92, RF Deggendorf

lfd. Nr.	Abschnitt		Inbetriebnahmejahr	Alter 2013	Zustandstelle	St-Zahl		Ausfallrate 2013 [%]	Verbundlösung [%]	Verankerung	f [MPa]	n_1 [1/K]	h_m [cm]	l_{dm} [MPa]	V [%]
	von km	bis km				bis 2013	2013								
1			1980	33	Neufahrn West	20,29	30,7	8,5		J	50,823	$10 \cdot 10^{-6}$	20,3	5,2	11,3
4			1989	24	Neufahrn Ost	27,93	19,0	50		J	50,823	$10 \cdot 10^{-6}$	22,5	5,5	13,0

Wie den Bildern 15 und 16 zu entnehmen ist, weisen beide Streckenabschnitte schon zum Zeitpunkt der Bewertung eine sehr hohe Ausfallrate auf. Das bedeutet, der Bewertungszeitpunkt und der prognostizierte Zeitraum liegen im Bereich der progressiven Schadensentwicklung. Zudem ist der in Kapitel 5.4 beschriebene Knick in der Schädigungskurve erkennbar, der den Zeitpunkt der vollständigen Verbundauflösung markiert.

Bilder 15 und 16: Entwicklung der Ausfallrate und die in 2013 ermittelte Ausfallrate der BAB A92, RF Deggendorf, Abschnitt 1 (links), Abschnitt 4 (rechts)



Insgesamt wurde die strukturelle Substanz für 36 Streckenabschnitte berechnet und jeweils eine Prognose der Ausfallrate vorgenommen. Hierauf basierend wurden eine ausfallratenbezogene Reihung und eine Prioritätenliste für eine grundlegende Erneuerung aufgestellt. Hierzu wurde der Zeitpunkt bzw. das Jahr des Eintretens einer 10 %-igen, 20 %-igen bzw. 40 %-igen Ausfallrate bestimmt. Da ein Teil der Streckenabschnitte schon eine hohe Schädigung und eine damit verbundene hohe Ausfallrate aufwies, wurde in diesem speziellen Fall das unwirtschaftlichere 20 %-Ausfallratenkriterium für die Prioritätenreihung angesetzt. Dieses Vorgehen liegt im Wesentlichen darin begründet, dass bei Ansatz des 10 %-Kriteriums die Umsetzung der erforderlichen Erhaltungsmaßnahmen (grundhafte Erneuerung) zeitlich nicht realisierbar gewesen wäre.

Die Tabelle 3 zeigt einen Auszug aus der erstellten Prioritätenliste.

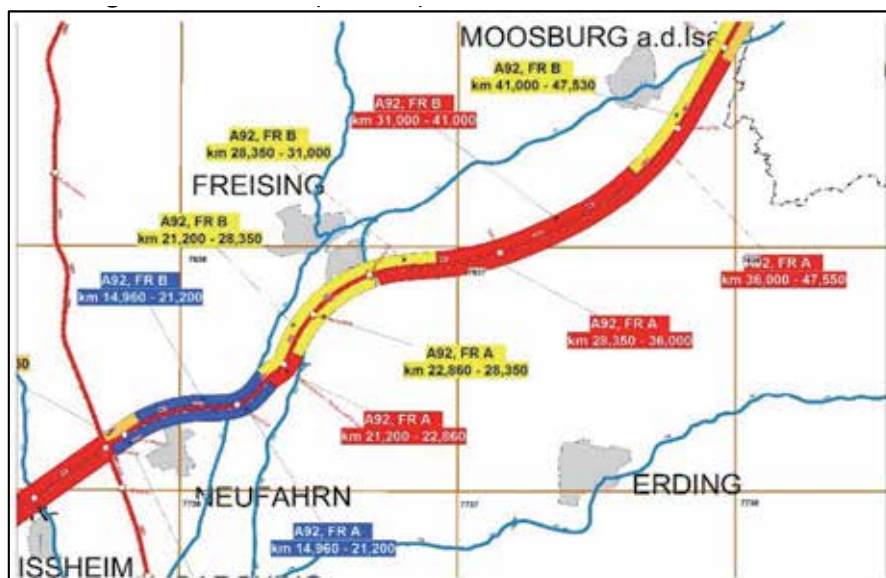
Tabelle 3: Auszug aus der Prioritätenliste

Priorität	BAB	RF	lfd. Nr.	Abschnitt von km bis km	Länge [km]	Baujahr	Alter 2013	B. Zahl bis 2013	E [MPa]	α_1 [1/K]	h_m [cm]	$f_{ct,m}$ [MPa]	V [%]	10% AR [Jahr]	20% AR [Jahr]	40% AR [Jahr]
1	A92	A	1			1980	33	29,29	50.829	$10 \cdot 10^{-6}$	20,3	5,2	11,3	2004	2008	2013
2	A92	A	7			1987	26	20,58	50.829	$10 \cdot 10^{-6}$	22,8	4,9	11,1	2005	2008	2013
3	A92	B	6			1987	26	29,44	47.182	$10 \cdot 10^{-6}$	23,0	5,4	12,3	2007	2010	2014
4	A93S	A	2d			1995	18	32,57	50.840	$10,0 \cdot 10^{-6}$	27,4	3,6	13,0	2008	2011	2015
5	A92	A	6			1987	26	29,44	50.829	$10 \cdot 10^{-6}$	22,8	4,9	11,1	2008	2012	2017
6	A92	B	1			1980	33	29,29	54.609	$8,6 \cdot 10^{-6}$	23,0	5,8	5,9	2009	2012	2016
7	A94	B	2			1983	24	18,44	50.840	$10,0 \cdot 10^{-6}$	23,5	5,8	16,2	2009	2013	2017
8	A92	A	4			1983	24	27,93	50.829	$10 \cdot 10^{-6}$	22,6	5,5	13,0	2010	2013	2017
9	A93S	A	2c			1995	18	32,57	50.840	$10,0 \cdot 10^{-6}$	27,4	3,6	13,0	2010	2013	2017
10	A92	A	9			1984	29	22,06	52.263	$10,4 \cdot 10^{-6}$	22,6	5,7	6,9	2010	2014	2018

Für die strategische Planung der grundhaften Erneuerung wurde basierend auf der Prioritätenliste eine Klasseneinteilung vorgenommen, um eine Zusammenfassung von Streckenabschnitten im betroffenen Netz und deren Zuweisung in den entsprechenden Umsetzungszeitraum vornehmen zu können. Im vorliegenden Fall umfasst die Zeitspanne eines Umsetzungsintervalls fünf Jahre.

Die Bilder 17 und 18 zeigen die entsprechende Darstellung des Gesamtnetzes (links) sowie einen exemplarischen Ausschnitt der BAB A92 (rechts).

Bilder 17 und 18: Kartografische Darstellung des Gesamtnetzes (links), Streckenband der A92 mit Darstellung der Abschnittsbildung und den zugehörigen Umsetzungsintervallen (rechts)



7. Kalibrierung der Funktion und Präzisierung der Prognose

Der zum ersten Bewertungszeitpunkt (2013) festgestellte strukturelle Zustand bildet im Kontext mit dem jeweiligen Herstellungszeitpunkt der Betondecke die Basis für die Festlegung relevanter Verhaltensfunktionen (zeitlicher Verlauf der Ausfallrate). Diese weisen auch Unterschiede hinsichtlich regionaler, konstruktiver oder baustofflicher Randbedingungen auf und müssen daher für den jeweiligen Betrachtungsfall aufgestellt und kalibriert werden.

Wie schon in den vorangegangenen Kapiteln angeführt, erfährt die Verhaltensfunktion durch die Bestimmung zusätzlich fixierender Punkte eine Korrektur. Durch die erneute Kalibrierung wird zum einen die Prognose präzisiert und zum anderen die Objektschärfe erhöht. Im Zusammenhang mit der Bestimmung des wirtschaftlichen Nutzungsausfallzeitpunktes sowie seiner Toleranzgrenzen ist anzumerken, dass dieser in Abhängigkeit von der grundsätzlichen konstruktiven Lösung zu bestimmen ist. Die Grafiken in den Bildern 19 und 20 zeigen die korrigierende bzw. präzisierende Wirkung durch eine erneute Kalibrierung der Funktion. So wird insbesondere durch die explizite Festlegung der maßgebenden Funktion die Präzision der Prognose erhöht. Zudem ergibt sich hierdurch in der Prognose ein konkretes Wertepaar (Zeit/Ausfallrate), das durch weitere Kalibriervorgänge fortlaufend präzisiert werden kann. Im Vergleich zu herkömmlichen Vorgehensweisen, bei denen Bau- und Erhaltungsprogramme allein aus den Oberflächeneigenschaften abgeleitet werden, ergibt sich nunmehr der Vorteil, einen Zeitraum von 15 bis 20 Jahren betrachten zu können. Für das angeführte Praxisbeispiel ist die zweite Kalibrierung in 2016 vorgesehen, so dass auf Basis der neuen Berechnungsergebnisse eine Aktualisierung bzw. Justierung der Umsetzungsplanung vorgenommen werden kann.

Bild 19: Festlegung relevanter Prognosefunktionen (erste Bewertung)

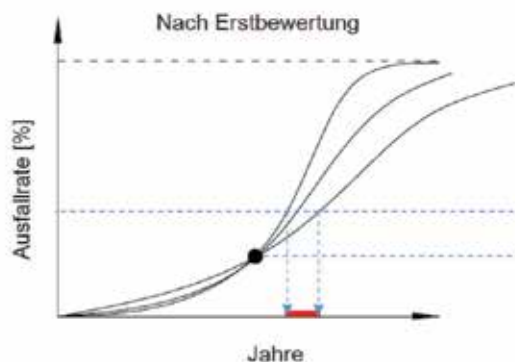
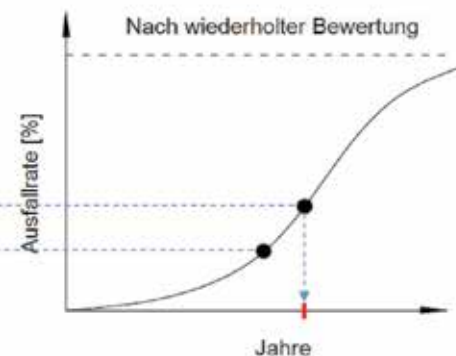


Bild 20: Kalibrierung der maßgebenden Prognosefunktion (zweite Bewertung)



Bei der Ermittlung der tatsächlichen Ausfallrate in situ ist zu beachten, dass ausgefallene Fahrbahnplatten im Allgemeinen zeitnah fachgerecht saniert werden. Das heißt theoretisch, die zum Betrachtungszeitpunkt (x+1) ermittelte Ausfallrate könnte im Vergleich zu einer zuvor ermittelten Ausfallrate abnehmen. Da eine fachgerechte Sanierung nicht mit einer grundhaften Erneuerung hinsichtlich der Nutzungsdauer (hier Restnutzungsdauer) zu vergleichen ist, werden derartige Fälle gesondert betrachtet und gewertet.

8. Fazit und Ausblick

8.1 Theoretische Ansätze und deren Fortschreibung

Im Zuge der Berechnung und Prognose von Ausfallraten muss der zeitliche Verlauf verschiedener im Berechnungsmodell enthaltener Parameter berücksichtigt werden. Aufgrund fehlender empirisch basierender Ansätze für die Formulierung zutreffender Verlaufsfunktionen wurden diese aus theoretischen Überlegungen heraus formuliert. Dabei entsprechen die gewählten funktionalen Ansätze den allgemeinen nationalen Erfahrungen. Im Ergebnis stimmt der Verlauf im Ansatz mit jenen aus Untersuchungsergebnissen – die in der internationalen Fachliteratur publiziert wurden – überein. Eine Validierung mit statistisch ausgewerteten Daten des deutschen Autobahnnetzes steht noch aus.

Bei der Interpretation der Berechnungsergebnisse ist zu beachten, dass das Beanspruchungsverhalten von Betonfahrbahnen sehr komplex ist. So wird dieses Verhalten neben den planmäßigen Belastungen aus Verkehr und Klima beispielsweise auch durch Kriech- und Schwindprozesse im Beton beeinflusst. Darüber hinaus ist im Laufe der Nutzungsdauer mit Einflüssen zu rechnen, welche nicht oder nur schwierig prognostiziert werden können. Dies betrifft z.



B. die Verschmutzung der Fugen, Schädigungen durch chemische Treibreaktionen oder längerfristige Fahrspureinengungen, die zu einer Befahrung der Längsfuge führen. Solche Effekte können mit einem allgemeingültigen Berechnungsmodell nicht abgebildet werden und sind daher objektkonkret zu berücksichtigen.

Um präzise Ergebnisse für die Bewertung und Prognose mit dem Berechnungsverfahren zu erzielen, ist eine Mehrfachkalibrierung für jeden zu bewertenden Abschnitt von Bedeutung. In den Berechnungen des Praxisbeispiels wurde bisher nur eine Kalibrierung mit den im Bewertungsjahr ermittelten Ausfallraten durchgeführt. Wie erwartet konnte hiermit eine Zuweisung maßgebender Funktionenverläufe vorgenommen werden. Naturgemäß nimmt die Sicherheit der prognostizierten Werte mit wachsender zeitlicher Entfernung vom Kalibrierungspunkt ab. Für die weitere Präzisierung des Modells ist daher eine weitere Kalibrierung und Validierung in 2016 vorgesehen. Aus derzeitiger Sicht wird ein zeitlicher Abstand zwischen den einzelnen Erhebungen von zwei bis vier Jahren als angemessen betrachtet.

Durch die BASt wurden verschiedene Forschungsprojekte initiiert, deren Ergebnisse zur weiteren Optimierung des Berechnungsverfahrens heran gezogen werden können. Es wird eine Verbesserung des Verfahrens in folgenden Punkten angestrebt:

- Einführung empirisch abgesicherter Verlaufsfunktionen für relevante zeitlich veränderliche Parameter
- Berücksichtigung der Streuung mehrerer Zufallsgrößen durch die Anwendung probabilistischer Methoden
- Verbesserung der Berechnungsmethodik für die Plattenbeanspruchung durch Nutzung der Finite-Elemente-Methode

Auch bei einer weiteren Steigerung der Qualität des Rechenverfahrens sind aufgrund der multidimensionalen Zusammenhänge und der interessierenden langen Prognosezeiträume die Berechnungen objektkonkret zu kalibrieren.

8.2 Praktische Konsequenz

Das hier vorgestellte Bewertungsverfahren für die strukturelle Substanz kann im Grundsatz zur wirtschaftlichen Entscheidungsfindung im Rahmen der systematischen Erhaltungsplanung von Bundesfernstraßen angewendet werden. So lassen sich über die Prognose der Ausfallrate zum Beispiel der wirtschaftliche Wendepunkt (break even point) sowie der wirtschaftliche Nutzungsausfallzeitpunkt von Streckenabschnitten ermitteln.

Für Autobahnen ist gemäß der rechnerischen Dimensionierung von einer 5 %-igen Ausfallrate bei einer 30-jährigen normativen Nutzungsdauer auszugehen. Da dieser empirische Ansatz ebenfalls auf Prognosen beruht (z. B. Verkehrsprognose), wird der eigentliche Grenzwert bei einer Ausfallrate von 10 % angesetzt. Im Rahmen der Substanzbewertung stellt die 10 %-ige Ausfallrate zudem den Zeitpunkt dar, der den wirtschaftlichsten Punkt des Eingreifens im Kontext mit der Erhaltungsplanung (wirtschaftlicher Nutzungsausfallzeitpunkt) angibt. Ab diesem Zeitpunkt ist davon auszugehen, dass bei einer wirtschaftlichen Betrachtung die grundhafte Erneuerung einer Instandhaltung/Instandsetzung aus monetären Gründen vorzuziehen ist. Für eine objektbezogene Entscheidung ist jedoch auch der jeweilige Funktionsverlauf in die Betrachtung einzubeziehen.

Für die Praxis – insbesondere bei alten Betonfahrbahnen – hat sich jedoch bewährt, eine Betrachtung der Ausfallrate bei 10 %, 20 % und 40 % vorzunehmen, da unter Umständen zum Bewertungszeitpunkt schon eine Ausfallrate >10 % vorliegt. Es ist darauf hinzuweisen, dass Ausfallraten über 20 % nicht nur hohe Erhaltungsaufwendungen nach sich ziehen, sondern auch zu Einschränkungen der Funktion (z. B. der Ebenheit) oder der Verfügbarkeit (z. B. durch Baustellen) führen können. Bei Ausfallraten über 40 % sind in den meisten Fällen neben Primärschäden auch Sekundärschäden zu verzeichnen. Das heißt, die Fahrbahnplatten weisen beispielsweise nicht nur Längsrisse sondern gleichermaßen Quer- und Schrägrisse auf. Beim Erreichen einer Ausfallrate von 50 % ist aus heutiger Sicht jener Punkt erreicht, der das Ende der technischen Nutzungsdauer darstellt.

Für das aufgezeigte Praxisbeispiel war es aus planungstechnischen Gründen erforderlich, die vorhandenen Betonstrecken noch bis zu 15 Jahre lang zu erhalten, da die Maßnahmen der grundhaften Erneuerung nur sukzessive erfolgen können.

Grundsätzlich konnte durch die praktische Anwendung des Verfahrens aufgezeigt werden, dass insbesondere die langfristige Prognose der Ausfallrate ein entscheidendes Hilfsmittel für die systematische Erhaltungsplanung darstellt. Im Vergleich zu den herkömmlichen Bewertungsverfahren kann mit diesem Verfahren eine mechanisch statistisch abgesicherte Substanzbewertung erfolgen.



Literatur

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2009): Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen, Ausgabe 2009 (RDO Beton 09). FGSV Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2012): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen, Ausgabe 2012 (RStO 12). FGSV Verlag, Köln.

Großmann, A., Villaret S. (2009): Restwertermittlung von Asphalt- und Betonstraßen. Straße und Autobahn, 60, 6, Kirschbaum Verlag, Bonn, 380-385.

Anger, R., Villaret S. (2003): Rechtzeitige Instandhaltung und Instandsetzung von Betondecken als Prävention gegen vorzeitige Erneuerungen. Straße und Autobahn, 54, 9, Kirschbaum Verlag, Bonn, 525 – 536.

RACKWITZ, R. (2006): Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau, TU München 1993-2006

Riwe A. (2012): Substanzbewertung von Betondecken, Straße und Autobahn, 63, 4, Kirschbaum Verlag, Bonn, 248 – 252.

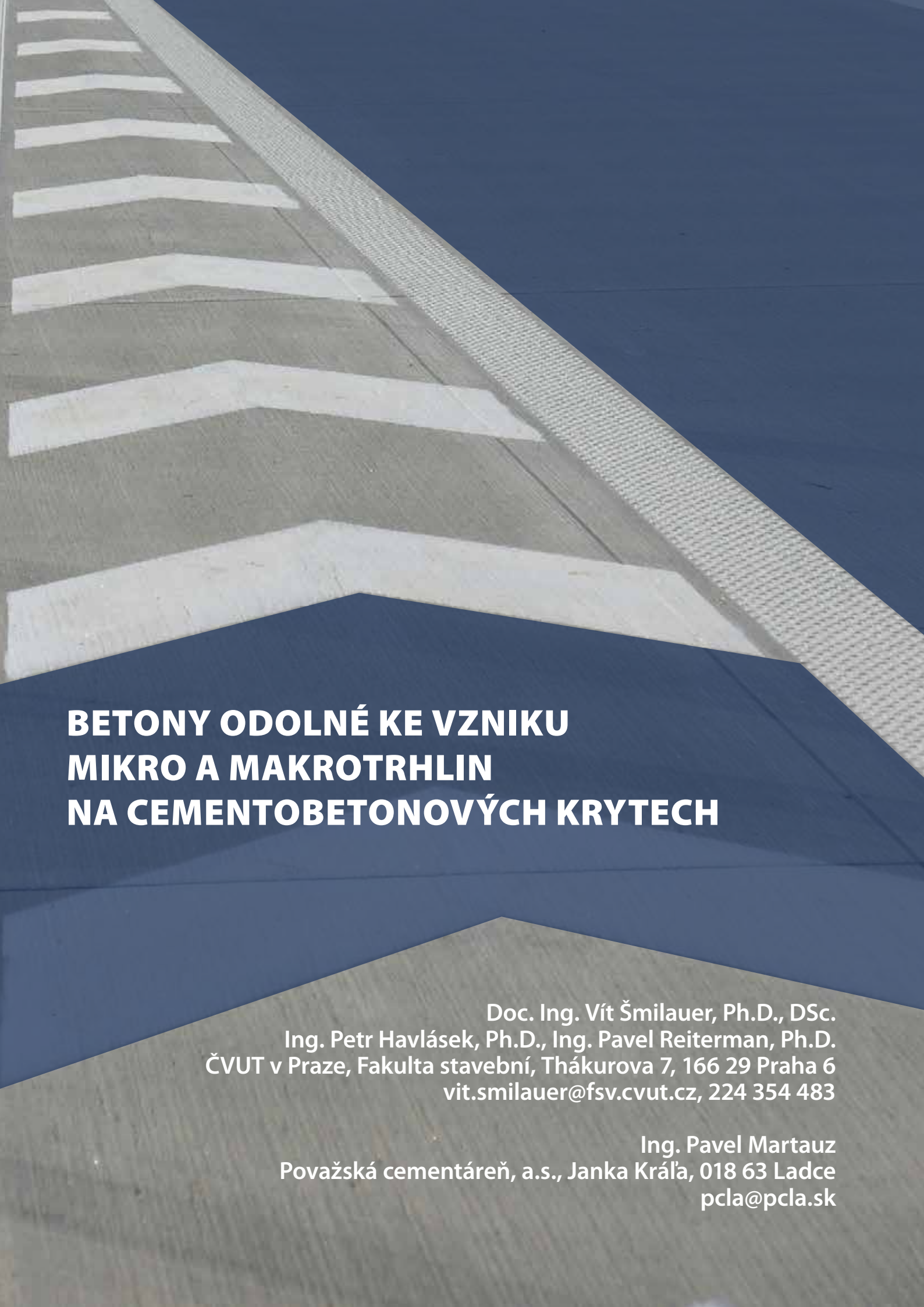
Villaret, S. (2015): Substanzbewertung der südbayerischen Betonautobahnen, Auftraggeber: Autobahndirektion Südbayern, München

Villaret S., Birbaum, J., Buch M., Eickschen, E., Niessen, J., Pichottka, S., Riwe, A., Tschernack, T., Zander, U. (2013): Forschungsprojekt FE 04.433/2009/DGB, Grundlagen für eine vergleichende Bewertung der Restsubstanz von Fahrbahnbefestigungen in Betonbauweise nach mehrjähriger Verkehrsnutzung, unveröffentlichter Schlussbericht, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch-Gladbach

Villaret S., Buch M., Frohböse, B., Jähnig, J., Karcher, C., Niessen, J., Zander, U. (2014): Forschungsprojekt FE 04.0249/2011/FGB, Entwicklung einer Systematik zur Ermittlung von repräsentativen Substanzwerten in homogenen Abschnitten, Schlussbericht S 89, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch-Gladbach

Villaret S., Jähnig, J., Pfeifer, L., Pichottka, S., Riwe, A., Tschernack, T., Weingart, W. (2014): Forschungsprojekt FE 04.0257/2012/ORB, Konstruktion und Dimensionierung von strukturgeschädigten Betondecken für eine zeitlich definierte Restnutzungsdauer, unveröffentlichter Schlussbericht, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch-Gladbach

Villaret, S., Kiehne, A., Riwe, A. (2012): Probabilistische Verfahrensweise für die Dimensionierung von Fahrbahnbefestigungen – Teil: Betondecken, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“, Heft 1072 (2012)



BETONY ODOLNÉ KE VZNIKU MIKRO A MAKROTRHLIN NA CEMENTOBETONOVÝCH KRYTECH

Doc. Ing. Vít Šmilauer, Ph.D., DSc.
Ing. Petr Havlásek, Ph.D., Ing. Pavel Reiterman, Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Thákurova 7, 166 29 Praha 6
vit.smilauer@fsv.cvut.cz, 224 354 483

Ing. Pavel Martauz
Považská cementárna, a.s., Janka Kráľa, 018 63 Ladce
pcla@pcla.sk

BETONY ODOLNÉ KE VZNIKU MIKRO A MAKROTRHLIN NA CEMENTOBETONOVÝCH KRYTECH

Doc. Ing. Vít Šmilauer, Ph.D., DSc.

Ing. Petr Havlásek, Ph.D., Ing. Pavel Reiterman, Ph.D.

ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Thákurova 7, 166 29 Praha 6

vit.smilauer@fsv.cvut.cz, 224 354 483

Ing. Pavel Martauz

Považská cementárna, a.s., Janka Kráľa, 018 63 Ladce

pcla@pcla.sk

Při tvrdnutí cementové pasty z portlandského cementu dochází k jejímu chemickému smrštění o max. cca 8,5% objemu. Část tohoto smrštění se projeví makroskopicky jako smrštění autogenní, část smrštění vytváří mikrotrhliny, které dosahují délky až několika mm. Objem mikrotrhlin obecně roste s klesajícím vodním součinitelem, s nárůstem pevnosti a s vyšší rychlostí hydratace cementů.

Během cyklického zatěžování teplotou a vlhkostí rostou mikrotrhliny do viditelných povrchových makrotrhlin, jak o tom svědčí 53 leté experimenty, mimonormové korelované krátkodobé testy na smršťovacích prstencích i situace na nedávno realizovaných CBK v ČR. Článek porovnává vlastnosti cementů a betonů na původní a modernizované dálnici D1 v referenčním úseku Oštědek-Šternov. Zatímco stará D1 sloužila okolo 40 let bez význačnějších projevů povrchových trhlin, nové úseky dálnic budované po roce ~1995 systematicky vykazují poškození betonů trhlinami s kratší životností CBK. Z analýz dat vyplývá, že omezit vznik makrotrhlin v CBK lze použitím pomalutvrdnoucích cementů, pojiv odolnějších k trhlínkování, méně křehkých betonů s vyšší houževnatostí a dotvarováním.

Úvod

Cementobetonové kryty (CBK) vynikají svou vysokou tuhostí a jsou často navrhovány na páteřní dopravní komunikace s vysokým dopravním zatížením. V roce 2005 představovala délka nepřekrytých CBK v ČR 387 km [1], nyní se provozuje okolo 500 km. V sousedních zemích je situace obdobná; Rakousko 840 km v roce 2011 [2], Německo okolo 4 700 km, USA 95 800 km [3], Slovensko 108 km převážně v tunelech a na starších typech komunikací [4].

Klíčovým faktorem pro ekonomickou výhodnost je požadované návrhové období CBK, které se pohybuje mezi 20 – 40 lety, a to v závislosti na podmínkách a zkušenostech jednotlivých zemí: Rakousko uvádí 30 let, Německo 30 let, Švýcarsko > 20 let, Francie 30 let, Holandsko 30 – 40 let [5], [6]. Ředitelství silnic a dálnic (ŘSD) uvažuje se základní životností CBK v podmínkách ČR 25 let, a to na základě dat z Českého systému hodnocení silnic (CSHS) [5]. Přesněji lze na konkrétní CBK použít index stavu vozovky (ISV) dle TP92 [6], který je souhrnným vyjádřením četnosti výskytu poruch. ISV zahrnuje dva typy poškození z hlediska úrovně:

- Konstrukce – ulomené hrany desek, příčné aktivní trhliny přes délku/šířku desky, výtlučky, vertikální posuny desek (schodovitost CBK), rozlomená deska, zdvih/pokles desek.
- Materiálu – koroze betonu, plošný i hloubkový rozpad betonu na desce a na spáře.

Řada prací se věnovala návrhu a posouzení konstrukce CBK se zahrnutím vlivu podloží, tloušťky desek, a též funkcí ocelových kotev a kluzných trnů. Do úvahy připadalo nelineární chování podloží, kontakt desky s podložím, únava betonu, účinek teploty a vlhkosti na deformaci desky [7]. Od betonů se vyžadují zejména tyto parametry: mechanická odolnost (pevnost v tlaku a tah za ohybu), odolnost vůči chemickým rozmrazovacím látkám (CHRL) a mrazuvzdornost. Existuje řada dalších důležitých vlastností, které přispívají k životnosti CBK, zejména:

- Vyšší dotvarování betonu.
- Nižší autogenní smrštění betonu.

- Odolnost betonu a pojiv proti vzniku a šíření trhlin během tvrdnutí.
- Nižší křehkost s delší lomovou procesní zónou.

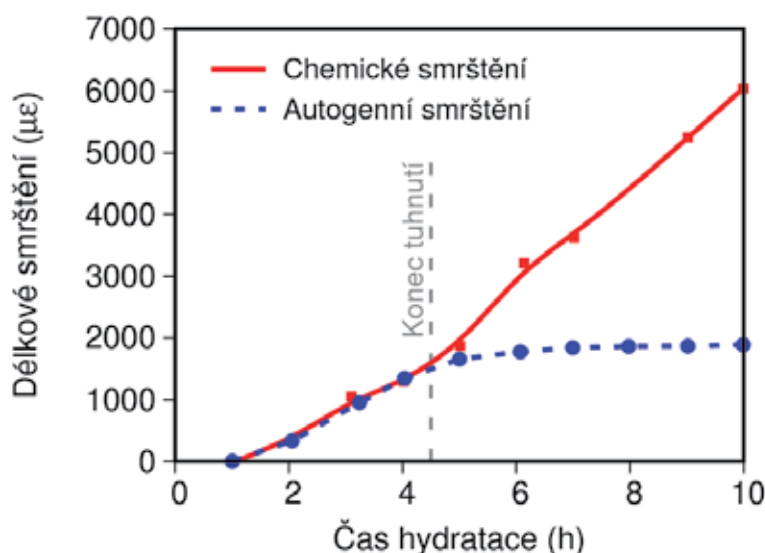
Trendy posledních desetiletí ve zvyšování pevnosti betonu a zejména aplikací cementů s vyšší rychlostí hydratace a rychlejším nárůstem pevností mají negativní dopad na právě výše zmíněné další požadované vlastnosti [8]. Volba typu cementu a složení betonu jsou tak nakonec kompromisem; betony nízkých pevností se budou rozdrobovat účinky mrazu a CHRL, betony vysokých pevností budou více trpět na křehké chování se vznikem mikrotrhlin a makrotrhlin.

Během tvrdnutí vznikají v pojivu mikrotrhliny, jež mají zákonitou tendenci růst později do viditelných makrotrhlin [8], [9]. Na problémy rychlosti (kinetiky) hydratace cementů a vzniku a rozvoje mikrotrhlin je poukazováno již zhruba od roku 1950 a byly prokázány celou řadou ověřovacích experimentů [8]. V posledních letech jsme schopni se podívat pomocí mikrotomografu na mikrotrhliny vznikající během hydratace, a to již od raných stadií hydratace [9]. Empiricky došel k podobných poznatkům J. Lemish v roce 1969, kde na základě analýz degradace CBK ve státu Iowa poznamenal, že „betony s pomalým nárůstem pevnosti vykazují dobrou funkci“ [8]. Prof. R. Bárta píše o silničních cementech v roce 1961 [10]: „Velké počáteční pevnosti však nejsou výhodné, neboť znamenají náchylnost k vzniku trhlinek“.

MIKROTRHLINY BĚHEM TVRDNUTÍ BETONU

Během tvrdnutí betonu dochází k chemickému smrštění cementové pasty, které při plné hydrataci dosahuje hodnot okolo 8,5 % obj., tj. 6.0 ml / 100 g cementu. Autogenní smrštění vzniká jako část chemického smrštění, neboť tuhá mikrostruktura brání volnému smršťování. Příklad chemického a autogenního smrštění je na Obr. 1 [11]. Rozdíl po 5 hodinách po konci tuhnutí ukazuje přenesení části deformace na pevnou část mikrostruktury cementové pasty. To vytváří napětí v mikrostruktuře cementové pasty díky například povrchovému napětí vody a tvorbě menisků. Rychlost chemického smrštění je důležitá pro relaxaci vzniklého napětí. Při rychlé kinetice hydratace dochází v mikrostruktuře namísto relaxace napětí více ke vzniku mikrotrhlin.

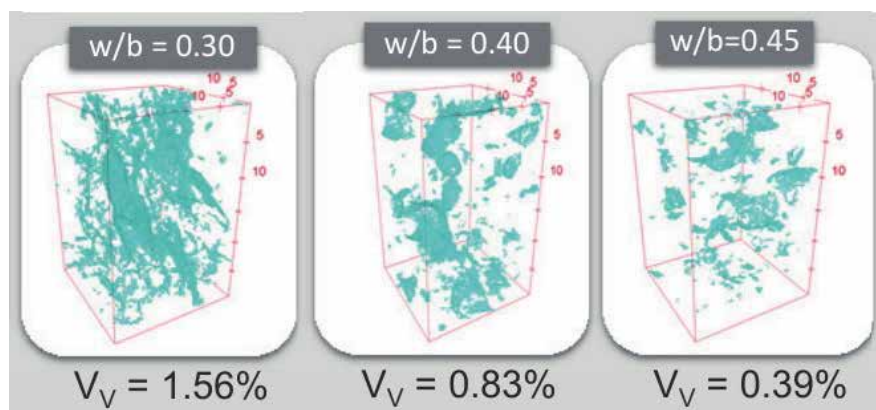
Obr. 1 Autogenní a chemické délkové smrštění cementové pasty, vodní součinitel 0,40 [11].



Stav mikrotrhlin po 14 dnech byl experimentálně zachycen na mikrotomografu s rozlišením 15,5 μm/voxel [9]. Byly použity malty s objemem kameniva 68%, hydratace probíhala nejprve v rotujících uzavřených ampulích, které dále 14 dní zrály bez odparu vody. V experimentu se zkoumal vliv vodních součinitelů od 0,30 do 0,45 na cementu CEM I 52,5 R. Na Obr. 2 je stav mikrotrhlin po 14 dnech zrání v uzavřeném prostředí. V_v značí objem mikrotrhlin a pohybuje se od 0,39 – 1,56% po 14 dnech zrání. Evidentní je jejich systematický nárůst při snižujícím se vodním součinitelem díky zmenšování velikosti kapilárních pórů a nárůstem kapilárního napětí. Délka mikrotrhlin je řádově v mm a na rozdíl

od difúzních procesů typu vedení vlhkosti zasahují tyto mikrotrhliny celý objem malty. Experimenty dále prokázaly, že přídavek mikrosiliky způsobil větší chemické smrštění, rychlejší kinetiku hydratace a vznik více trhlin v maltě [9]. Výsledky z mikrotomografu ukazují, že zvyšování pevnosti malt či betonů pomocí snižování vodního součinitele vede k většímu objemu vnitřních mikrotrhlin, které mají později tendenci k dalšímu šíření do viditelných makrotrhlin.

Obr. 2 Mikrotrhliny v cementové maltě po 14 dnech zrání v uzavřených ampulích, CEM I 52,5 R. Rozměry mikrostruktur jsou 21×21×30 mm [9].



Podobný model vzniku a růstu mikrotrhlin představil P. K. Mehta v roce 1994 [12]. Dle jeho názoru vznikají mikrotrhliny již během hydratace betonu. Mikrotrhliny mají tendenci růst během cyklických změn teplot či vlhkosti do viditelných trhlin, které představují vstupní bránu pro další degradační procesy, zejména pro vodu a alkálie. Z původně kompaktního betonu se tak stává beton, který je více permeabilní a nakonec se začne rozpadat na části.

Dlouhodobé chování CBK bude závislé na přítomnosti mikrotrhlin, které souvisí s kinetikou hydratace cementu během tvrdnutí a které se formují nejvíce do 14 dní [9]. Proto samotnou 28 denní pevnost betonu, používanou jako hlavní kritérium, je třeba doplnit dalšími požadavky například na kinetiku hydratace cementů. ČSN EN 13877-1, čl. 4.2, Tab. 3 omezuje jemnost mletí cementů na 350 m²/kg, která se dále v kontextu životnosti CBK ukazuje jako příliš vysoká a měla by být omezena raději rychlostí chemického smrštění či nepřímo pomocí množství uvolněného tepla.

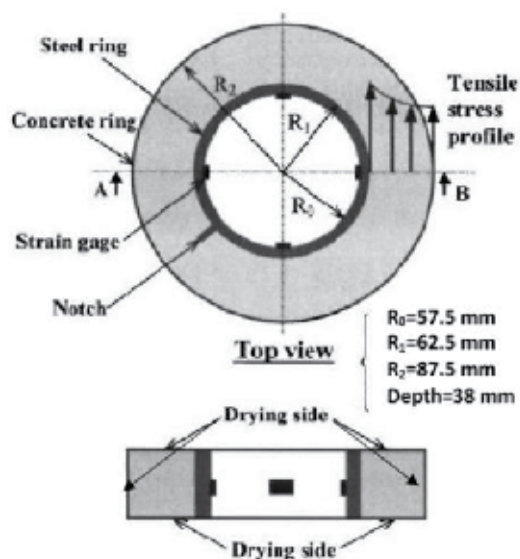
ODOLNOST POJIV KE VZNIKU TRHLIN

Otázka vzniku mikrotrhlin a jejich nukleace do viditelných makrotrhlin vedla k návrhu experimentů v omezeném smršťování. Tyto testy se provádí na pastách, maltách a betonech dle např. ASTM C1581 či AASHTO T334 a představují reálné podmínky zatížení materiálu během tvrdnutí. Výhodou těchto testů je snadné určení doby vzniku první viditelné trhliny a odhad odolnosti materiálu proti vzniku makrotrhlin. Z pohledu fyziky zahrnují tyto testy kombinaci následujících procesů během tvrdnutí a tuhnutí betonu:

- Autogenní smrštění.
- Smrštění při vysychání, obvykle zahájeno ve stáří 1 dne.
- Nárůst tahové pevnosti, modulu pružnosti a lomové energie.
- Vliv dotvarování a stárnutí materiálu.

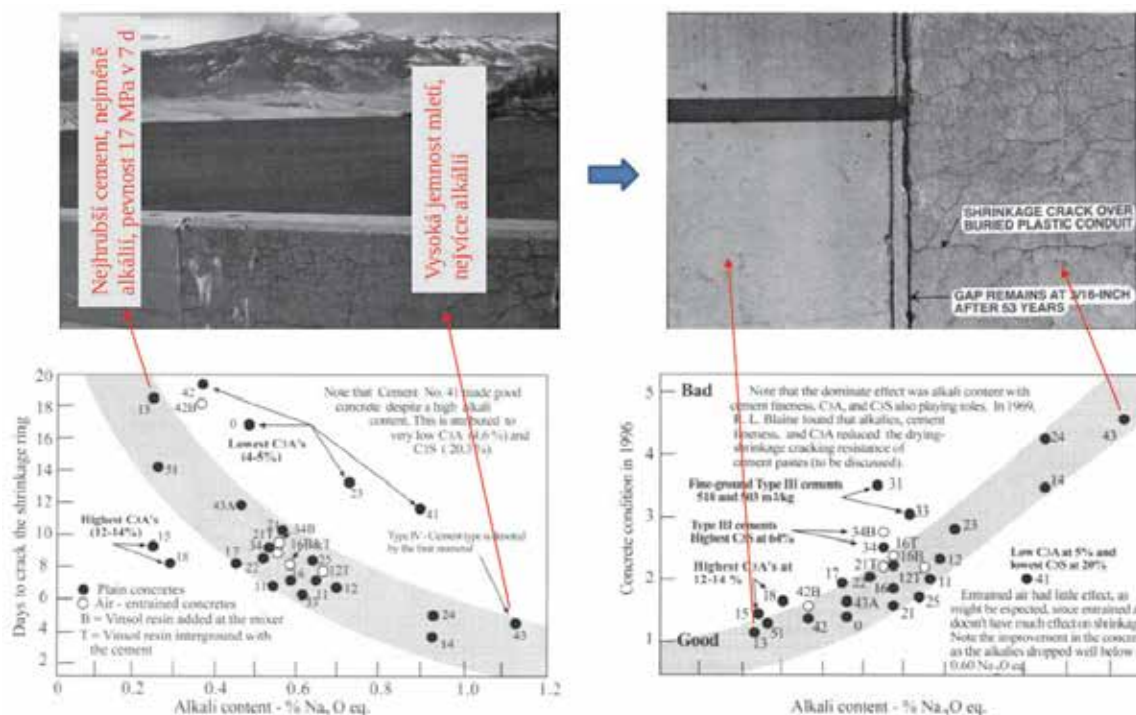
První testy na maltách prováděl R. Carlson již v roce 1942 na podobných prstencích jako na Obr. 3 [8].

Obr. 3 Prstence pro měření vzniku první makrotrhliny. Vpravo obrázek lokalizované makrotrhliny na vzorku malty.



V roce 1943 byl zkoumán vliv alkálií a kinetiky hydratace 27 cementů na dlouhodobé chování nevzdušněných betonových panelů. Celkem bylo zhotoveno 104 testovacích panelů (rozměrů 2,74x1,22x0,41 m), které se osadily okolo Green Mountain Dam, Colorado, USA, Obr. 4. Malty z cementů byly také podrobeny testům ve smršťovacích prstencích s vysycháním po 1 dni. V roce 1996 byla provedena vizuální kontrola testovacích panelů a stav jejich povrchových trhlin zhodnocen stupněm 1-5. Zároveň byla nalezena silná korelace mezi dobou vzniku první trhliny na prstencích a stavem panelů po 53 letech - čím později došlo k prasknutí prstence, tím byl lepší stav povrchu po 53 letech, Obr. 4.

Obr. 4 Korelace krátkodobých testů na prstencích a stavem betonů po 53 letech. Celkem bylo použito 27 cementů pro výrobu 104 panelů [8].



Nejlépeších výsledků bylo dosaženo použitím nejhruběji mletého cementu (číslo 13) s nízkým obsahem alkálií 0,25% Na_2O eq. Tento beton měl pomalý nárůst tlakové válcové pevnosti; 17 MPa v 7 dnech, 27 MPa ve 28 dnech a 33 MPa



v 91 dnech. Z dnešního pohledu se jedná o třídu betonu C20/25. 11 betonů mělo 28 denní válcové pevnosti v rozmezí 20,4–32,96 MPa, které za 53 let dosáhly hodnot 22,97–49,67 MPa [13]. Celkově se jednalo o třídy betonů C12/15–C25/30. Některé hodnoty v 53 letech klesly oproti 28 denním v důsledku vzniku trhlin. Kromě nízkého množství alkálií a pomalé kinetiky působí příznivě také podíl C_3S do 5 %. Měření geometrie po 53 letech ukázalo, že na žádném panelu nedošlo k expanzi a nejvíce porušený panel z cementu 43 nevykazoval známky ASR (alkali-silica reaction) ani pomocí petrografické analýzy, ani požitím uranyl-acetátové metody. Vznik trhlin na povrchu lze tak vysvětlit smršťováním pojiva při vysychání a cyklickému vystavení změnám teplot a vlhkosti.

Výsledky studie také ukazují vliv jemnosti mletí, například jemně mleté cementy 31 a 33 vykazují o třídu horší stav makrotrhlin. Negativní vliv jemně mletých cementů na stav makrotrhlin byl potvrzen i dalšími autory H.W. Brewer, B. Mather, M.O. Withey, R.L. Blaine, viz [9].

Životnost CBK

Stav před rokem 1990

Při stavbě CBK se používají cementy a technologie poplatné své době. Například v roce 1920 obsahovaly portlandské cementy okolo 20% C_3S , jemnost mletí byla okolo 220 m²/kg, a vodní součinitel betonů byl v rozmezí 0,56–0,90 [8]. Dnes používáme na vozovky cementy s obsahem C_3S 60 až 70%, s jemností mletí 300–330 m²/kg a pro přípravu betonu pak vodní součinitel 0,40–0,45. Mezi nejdéle sloužící a zdokumentované nevyztužené CBK patří úseky ze stavby „Reichsautobahn“, například:

- Dálnice A11 Berlín–Štětín, křížení Uckermark, 4 km, provoz 1936–2013, 77 let.
- Silnice A18 Berlín–Wroclav, otevřena 1938, před rekonstrukcí, 80 let, Obr. 5.

Na těchto úsecích se již v roce 1936 preferoval pomalutvrdnoucí portlandský cement, množství cementu bylo 300–350 kg/m³, minimální 28 denní pevnost betonu v tlaku dosahovala 25 MPa a v tahu za ohybu 3,0 MPa [14]. Pro ilustraci kvality výstavby slouží údaje, že na výstavbě „Reichsautobahn“ s délkou 3 820 km pracovalo 62 600 dělníků, z toho 46 % vězňů.

Obr. 5 CBK na silnici A18 v Polsku, rok 2012, stáří 74 let. Patrné jsou svislé vzájemné posuny desek a rozpad betonu u příčné spáry. Tento kryt stále slouží již 80 let. (Foto Marcin Szala).



Uvedené příklady ukazují, že beton je schopen odolat účinkům počasí, dopravy a posypových solí až 80 let, avšak zmíněné úseky již dávno nevyhovují provozní způsobilosti a únosnosti, jež jsou na ně kladeny současným jízdním komfortem a dopravním zatížením.

Detailnější statistiku o životním cyklu CBK poskytl stát Washington, který spravuje okolo 3 700 pruhokilometrů přímo poježděných CBK [15]. Původní receptury používaly síranuvzdorné cementy a v té době cementy s rychlejšími náběhy pevnosti (Typ II a III), kamenivo o velikosti zrna do 64 mm, jehož velikost byla v roce 1969 omezena na 37 mm. Provoz byl zahájen, pokud beton dosáhl válcové pevnosti 17 MPa. Tloušťka krytu byla obvykle v rozmezí 200–230 mm, a tak díky této malé tloušťce a zároveň vyššímu dopravnímu zatížení má 27 % desek alespoň jednu trhlinu a 5 % pak dvě a více trhlin. Po dosažení stáří 40 let přesto 75 % CBK funguje stále bez větších oprav, 21 % bylo zatím zbroušeno a 4 % již bylo překryto asfaltovou vrstvou. Toto překrytí se provádí stále častěji, s postupně se zhoršujícím stavem CBK zhotovených později. Celkově je tak nakonec překryto 47 % z původních CBK [15].

Jako úspěšná referenční stavba v ČR z hlediska trvanlivosti materiálu může posloužit původní dálnice D1, která byla v úseku Praha-Brno postupně otevírána v letech 1971–1980. Použila se zde technologie jednovrstvého CBK tloušťky 240 mm, jenž byl uložen na asfaltové mezivrstvě síly 40 mm, ta pak spočívala na podkladní vrstvě zeminy stabilizované cementem, o mocnosti 240 mm, Obr. 6.

Obr. 6 CBK v úseku 04 mezi obcemi Ostředek - Šternov, uvedení do provozu 1977, demolice a foto 2017.



V roce 2013 začala modernizace D1 na úseku Mirošovice-Kývalka (161 km) a první zmodernizované úseky s kompletní výměnou CBK se od roku 2014 postupně otevírají, nejdříve po 34 letech od zprovoznění prvé výstavby D1, charakteristicky po 40 letech. Existují úseky s delší dobou životnosti, například úsek 20 Velké Meziříčí – Lhotka s výměnou po 43 letech. Úsek Praha-Mirošovice prošel v letech 1996 – 1999 zkapacitněním a překrytím asfaltovým betonem. Hlavním neduhem staré D1 (i ostatních CBK té doby) byla absence kluzných trnů v příčných spárách, což postupně vedlo k vytvoření schůdků vysokých až 30 mm [16]; z pohledu úrovně betonu jako materiálu však většina úseků fungovala bez vážnějších problémů. Pouze na dvou místech staré D1 P km 43–45,5 byla zjištěna slabá ASR [17], přestože na petrografii kameniva byly kladeny nižší požadavky než dnes.

Dalším úspěšným příkladem CBK je úsek D11 Praha – Jirny (0-8,32 km), který byl uveden do provozu 1984 a CBK je nahrazován až letos, v roce 2018, po 34 letech provozu. Důvodem rekonstrukce je řada poruch; trhliny, koroze a rozpad povrchu, ohlazení povrchu, ulomené nebo oddrolené hrany, až po vertikální posuny desek. Průběžně prováděné opravy jsou proto již nedostačující a neekonomické.

Stav po roce 1990

S otevřením hranic po roce 1990 nastalo přejímání zkušeností sousedních vyspělých států s výstavbou CBK, zejména Německa a Rakouska, došlo též k privatizaci cementáren a stavebních podniků, k nárůstu dopravního zatížení, a dále k celé řadě dalších změn od normových předpisů až po technologie, jež ovlivňují životnost CBK. Jsou to například:

- Nasazení dvouvrstvé technologie betonáže od roku 1995.
- Zvýšení množství cementu v horní vrstvě CBK pro vymývané (vymetané) povrchy z 350-360 na 400-430 kg/m³, které jsou prováděny po roce 2005.
- Osazování desek kluznými trny a kotvami.
- Absence impregnace povrchu CBK fermeží.
- Změna materiálu ošetřování čerstvého povrchu betonu proti odparu vody.
- Zavedení povrchů s obnaženým kamenivem.
- Zvýšená rychlost výstavby a penalizace za nedodržení termínů. S tím obecně souvisí nevhodná, avšak z hlediska úspory času vynucená pokládka betonu i během horkých letních dnů, kdy se zrychluje hydratace cementu (nárůst o 10°C odpovídá zrychlení o ~70%).
- Přechod na suchou technologii výroby cementu, změna mletí cementu, vyšší míra používání alternativních paliv.

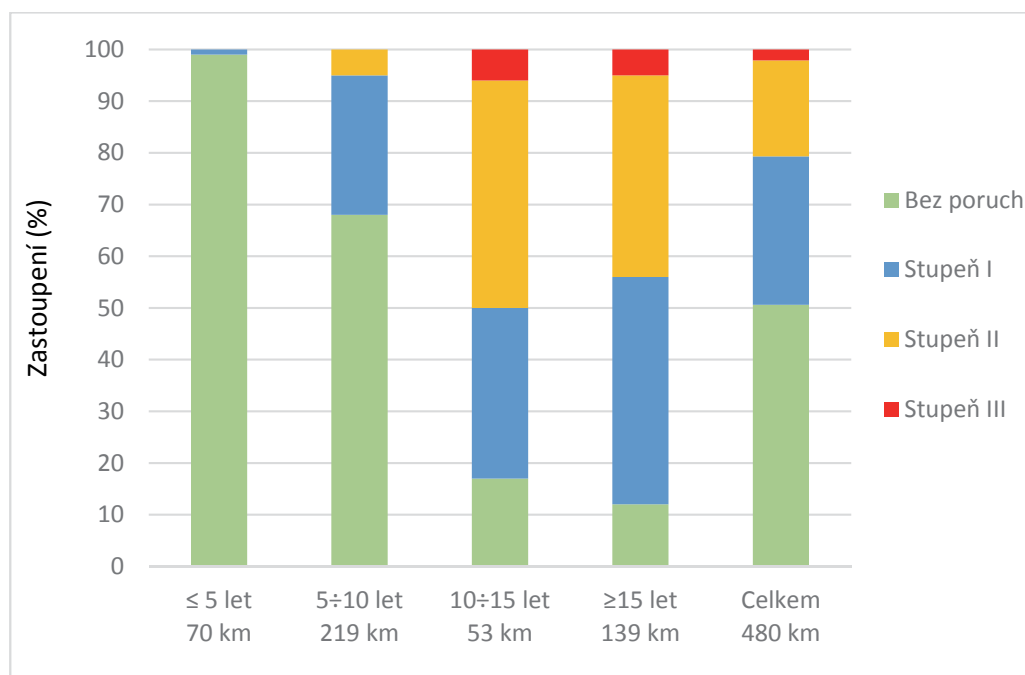
Návrhové období CBK dnes ŘSD předpokládá 25 let, které je v kontrastu se skutečně dosaženými 35-43 lety životnosti staré D1. Pro zjištění stavu CBK používá ŘSD od roku 2015 pasportizaci na 50 metrových úsecích (pasportováno 480 km CBK), jež má za cíl sledovat povrchový stav CBK a jeho vývoj v čase; zejména se sleduje vznik a vývoj viditelných trhlin a případný povrchový rozpad betonu. ŘSD řadí úseky do 4 stupňů: bez poruch, stupeň I, II, III - viz Obr. 7 s charakteristickým stavem povrchů [19].

Obr. 7 Charakteristické stupně poškození CBK, zleva stupeň I, II, III [19].



Obr. 8 udává statistické vyhodnocení jednotlivých stupňů podle stáří krytu [19]. Do 5 let se vyskytují pouze drobné trhliny způsobené vysycháním povrchu; tyto jsou však viditelné pouze zblízka a povrch se tak jeví jako nepoškozený. V dalším období, v rozmezí 10 – 15 let, dochází k rychlému rozvoji povrchových trhlin do stupně I a II. 5% CBK starších více jak 15 let vykazuje již výlomy v zónách podél příčných spár a beton se zde začíná rozpadat.

Obr. 8 Vývoj povrchových trhlin CBK v závislosti na stáří krytu [19].



Problémy s krátkou životností CBK se již vyskytly na několika úsecích, například nutná výměna CBK po cca 13 letech na R35 Olomouc-Lipník n. Bečvou. V roce 2018 proběhla rekonstrukce D5 v úseku Svatá Kateřina-Rozvadov (144,6-150,1) v délce 5,5 km. Tento úsek byl uveden do provozu v roce 1997, rozpadající se povrch byl odfrézován až na 2/3 tloušťky CBK a překryt asfaltovým betonem. Tato část dálnice sloužila 21 let.

Z uvedeného vývoje poškození a výčtu několika úseků vyplývá, že dnešním problémem CBK je zejména rozvoj sítě povrchových trhlin, jejich růst, iniciace a rozvoj AKR, a rozpadání povrchů zejména na hranách desek [19]. Slabým článkem CBK se tak stává úroveň materiálu, kde trhliny otevírají cestu vodě a iontům z posypových solí, jimiž se do betonu zavlékají sekundární alkálie. Ty pak reakcí s kamenivem vedou ke vzniku gelů AKR. Tyto gely byly nalezeny na řadě míst CBK (D1 PJP km 45,31, D11 LJP km 36 Vrbová Lhota) a dokonce na 12 z 15 analyzovaných mostů [17], [20].

Nalezení gelů AKR samo o sobě není ještě nutně příčinou degradace betonu, jejich malé množství je dokonce přirozeným stavem silně alkalického prostředí čerstvého betonu. Avšak při rozsáhlém výskytu AKR dochází k expanzi betonu, k zavírání kontrakčních spár v deskách CBK a v extrémních případech až k vystřelování desek [21]. Často je příčinou povrchových trhlin naopak velké smrštění pojiva při vysychání, jež je zapříčiněno vyšší koncentrací alkálií v cementu se změnou morfologie C-S-H [8], [22], či vznikem mikrotrhlin během hydratace a jejich následné nukleaci do viditelných trhlin [8], [12]. Zavlečením alkálií z posypových solí do trhlin se může původně neškodná AKR rozvinout až jako sekundární proces [8]. Z reálných možností eliminace AKR přicházejí do úvahy výběr vhodného kameniva s nízkým rizikem potenciálu rozvoje AKR [23], dále použití příměsí (metakaolin, úletový popílek, vysokopepční struska) [20], či redukce potenciálu vzniku mikrotrhlin užitím cementů s pomalou kinetikou hydratace [8].

Porovnání cementů a betonů na úseku D1 Ostředek-Šternov

Pro názornou ilustraci změn během 40 let výstavby dálnic byl vybrán dobře zdokumentovaný úsek na dálnici D1. Během stavby 1974-1975 byl na úseku Hvězdovice-Šternov (13,9 km) použit výhradně silniční cement SC70 z Maloměřic, odpovídající tehdy platné normě ČSN 72 2124 a zkoušený podle ČSN 72 2111-17. Tento úsek byl uveden do provozu v roce 1977. Tloušťka CBK byla 240 mm, viz Obr. 6.

Na tomto úseku bylo zpracováno celkem 19 500 tun cementu na výrobu 55 000 m³ betonu [24]. Norma vymezila jemnost mletí do hranic 225–370 m²/kg, skutečný průměr jemnosti mletí cementu pak byl v rozmezí 312–327 m²/kg

[23], [24], cementárna udávala chemické složení slínku, někdy i jinou jemnost 280 m²/kg [25], Tab. 1. Nové úseky D1 jsou prováděny technologií dvouvrstvé betonáže krytu s charakteristickou tloušťkou 270 mm. Používá se cement CEM I 42,5 R (sc) z Mokré, kde výrobce uvádí chemické složení oxidů v Tab. 1.

Tab. 1 Charakteristika cementů a betonů na staré a nové D1 v úseku Ostředek-Šternov.

	Cement Maloměřice SC70, betonáž 1974-75	Cement Mokrá CEM I 42.5 R sc, horní vrstva, betonáž 2017
CaO	63.5	63.6
SiO ₂	20.6	20.1
Al ₂ O ₃	4.7	4.7
Fe ₂ O ₃	4.5	3.4
SO ₃	3.2*	3.2
Na ₂ O	0.91 (K ₂ O+Na ₂ O)	0.09
K ₂ O		0.78
MgO	2.9	1.4
Volné CaO	1.0*	1.0*
Jemnost mletí Blaine (m ² /kg)	312-327 I. Racek 280 K. Kolář	324± 12.8
C ₃ S-Bogue	59.8	66.6
C ₂ S-Bogue	14.0	8.1
C ₃ A-Bogue	4.8	6.7
C ₄ AF-Bogue	13.7	10.3
Cement v betonu, horní vrstva (kg/m ³)	350	430
Voda (kg/m ³)	160	185
Vodní součinitel	0.46	0.44
Písek 0-1 mm (kg/m ³)		451
Písek 0-4 mm (kg/m ³)	750	
Kamenivo 4-8 (kg/m ³)		1243
Kamenivo 8-16 (kg/m ³)	360	
Kamenivo 16-22 (kg/m ³)	695	
Plastifikátor (kg/m ³)	1.8	1.72
Provozdušňovadlo (kg/m ³)	0.11	0.86

* - odhad

Charakteristika cementů

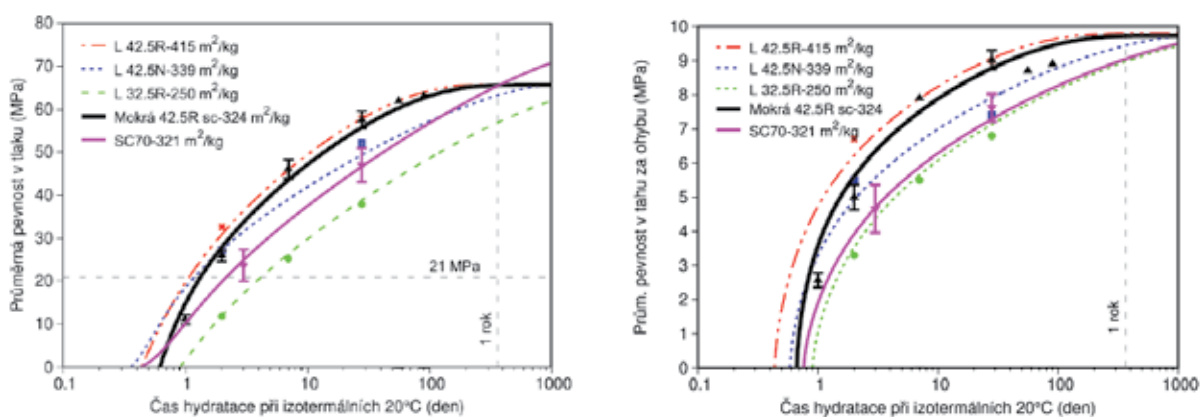
Portlandské cementy, které byly použity na starý i nový úsek D1 Ostředek-Šternov km 34,140 – 41,340, mají podobné mineralogické složení slínku (rozdíl je do 7 % v množství C₃S, C₂S, C₃A, C₄AF). Jemnost mletí se liší dle zdroje mezi 280–327 m²/kg [26], [25]. Mezi starou a novou D1 došlo ke změně technologie výroby slínku z mokré na suchou i změnu způsobu mletí, proto určení rychlosti hydratace cementu pomocí nárůstu pevnosti na normových maltách je vhodnější než prosté porovnání jemností mletí. Změřená data pevností jsou diskrétní, proto byla provedena jejich interpolace a extrapolace pomocí stupně hydratace α . Stupeň hydratace byl určen přímo z izotermální kalorimetrie na cementu z Mokré, v případě Maloměřického cementu SC70 se použila hydratace podobného hrubšího cementu s jemností mletí 280 m²/kg. Výsledné empirické vztahy určují vývoj pevnosti v závislosti na α [27]

$$f_c(\alpha) = f_c(1) \left(\frac{\alpha - \alpha_{0c}}{1 - \alpha_{0c}} \right)^a$$

$$f_t(\alpha) = f_t(1) \left(\frac{\alpha - \alpha_{0t}}{1 - \alpha_{0t}} \right)^b$$
(1)

kde parametry jsou nakalibrovány jako $\alpha_{0c} \in <0,04; 0,16>$, $\alpha_{0t} \in <0,12; 0,19>$, $a \in <1; 1,08>$, $b = 0,6$. Pro porovnání byly dále použity laboratorně namleté slínky z cementárny Ladce (Bogue C₃S 59,4 % C₂S 17,4 % C₃A 9,3 % C₄AF 8,6 %). Výsledné nárůsty pevností na normových maltách jsou na Obr. 9. Pevnosti i jemnosti mletí na cementu Mokrá jsou průměry z let 2013–2018.

Obr. 9 Tlakové a tahové pevnosti normových malt pro dálniční cementy (stará D1-SC70 a nová D1-Mokrá CEM I 42,5 R sc) a pro laboratorně mletý slínky z Ladců (L).

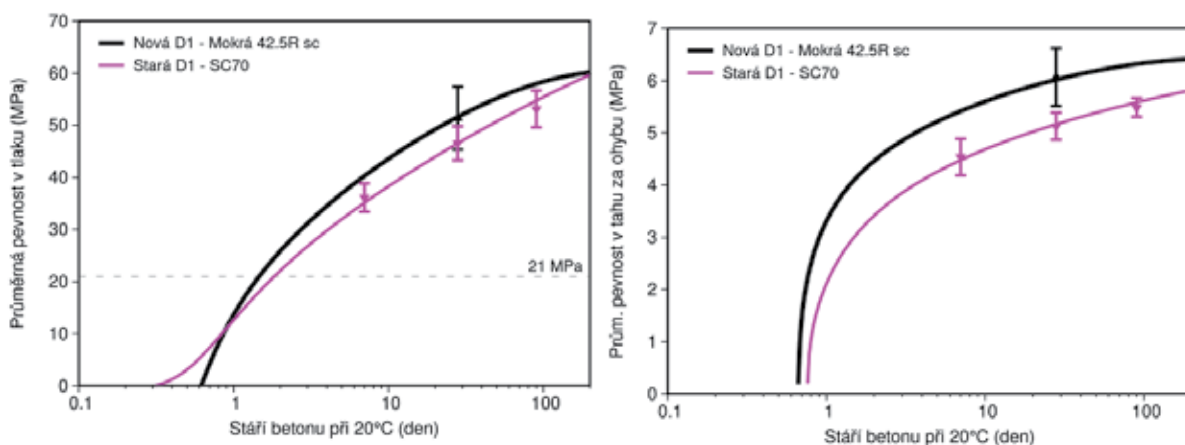


Z nárůstu pevností je zřejmá pomalejší kinetika hydratace SC70 než dnešního silničního cementu Mokrá CEM I 42,5 R sc. Při porovnání s cementy Ladce vychází, že cement SC70 by byl podobný dnešnímu portlandskému cementu Mokrá CEM I 42,5 R sc se sníženou jemností mletí na 260–280 m²/kg. Na cementech z Ladců byly navíc provedeny testy ve vázaném smršťování dle Obr. 3. Maltové prstence z cementů L 42,5 N a L 42,5 R praskly po 6–8 dnech, zatímco hrubě mletý cement L 32,5 R nevykázal ani po 60 dnech žádnou makrotrhlinu. Původní cement SC70 tedy velmi pravděpodobně spadal do skupiny pojiv odolných ke vzniku makrotrhin a dle Obr. 4 tak betony netrpěly povrchovými viditelnými trhlinami. Zajímavostí je, že již v roce 1970 se prováděly tyto zkoušky silničních cementů na prstencích přímo na stavbě kvůli chybějícímu zařízení pro stanovení měrného povrchu [28].

Charakteristika betonů

Složení betonů na staré i nové D1 na úseku Ostředek-Šternov udává Tab. 1. Vodní součinitel je podobný, množství cementu se v horní vymývané (vymetané) vrstvě zvýšilo z 350 na 430 kg/m³, což hraje negativní roli pro vznik mikrotrhin [8]. Na staré D1 bylo změřeno přes 104 vzorků pro 28 denní tlak (poloviny z trámů 150×150×700 mm) i pro tah ohybem (150×150×700 mm). Měření na nové D1 zahrnuje 48 vzorků na krychlech 150 mm a tři vzorky pro tah za ohybu na hranolech 150×150×700 mm, které jsou dále v Obr. 10. Pevnosti v tlaku se budou mírně lišit díky jiným rozměrům zkoušených vzorků. Pro interpolaci a extrapolaci jsou zachovány stejné vztahy dle (1), nově jsou zkalibrovány parametry α_{0t} , $b=0,4$, $f_t(1)$ a $f_c(1)$. Vývoj tlakových pevností obou betonů je na Obr. 10.

Obr. 10 Pevnosti v tlaku a v tahu za ohybu betonů na staré i nové D1.



Oproti normovým maltám je vidět, že zvýšená dávka cementu působí pokles tlakových i tahových pevností vlivem vzniku a rozvoje většího množství mikrotrhlin. Pro starý beton a 28 denní pevnost v tlaku lze vypočítat 5% dolní kvantil (charakteristickou pevnost) jako $46,56 - 1,645 \cdot 3,25 = 41,21$ MPa. Beton staré D1 byl tedy třídy C32/40. Pro horní vrstvu nové D1 je 5% dolní kvantil 41,4 MPa a vyhovuje stejné třídě C32/40.

Závěr pro výstavbu trvanlivých CBK

Cílem toho článku bylo zanalyzovat rozdíly v životnosti CBK s využitím dostupných historických a současných dat. Pro porovnání staré a dnešní materiálové základny byl zvolen úsek modernizované dálnice D1 mezi obcemi Ostředek a Šternov, který na staré D1 sloužil 40 let, 1977–2017. Na základě nárůstu pevností normových malt lze ukázat, že portlandský cement použitý v roce 1977 měl pomalejší rychlost hydratace, která by odpovídala dnešnímu portlandskému cementu s jemností mletí cca 260–280 m²/kg (dnešní cement Mokrá 42,5 R má průměrně 324 m²/kg).

Porovnáním s 53 letými dlouhodobými testy na panelech, měřeními na prstencích, kalorimetru a mikrotomografu se konzistentně ukazuje, že pojiwa do nevyztužených CBK musí být odolná vůči vzniku a šíření mikro a makrotrhlin. Těmto požadavkům nejlépe odpovídají pomalu-hydratující cementy dnešních tříd 32,5 N a 32,5 R, cementy s nízkým obsahem alkálií, cementy s nízkým obsahem C₃A, směsné cementy a také betony nižších pevností [8]. Například Německo běžně používá CEM I 32,5R, Rakousko CEM II A-S (DZ) 32,5 či 42,5 N s náhradou strusky 20–25 %, Belgie CEM III/A 42,5, Nizozemí CEM II/B-V 32,5R [6].

V opačném případě mají existující mikrotrhliny tendenci nukleovat do viditelných makrotrhlin díky cyklickým změnám (teplota, vlhkost, mráz, doprava) a mohou se projevovat indicie AKR. Negativně působí i vyšší teplota při pokládce betonu, například analýza 14 let starých německých CBK ukázala, že betonáž při teplotě okolního vzduchu nad 15 °C výrazně zvyšuje šířku a množství makrotrhlin [29].

Tlak na rychlost výstavby se bohužel přenáší i do výstavby CBK a na trhu se snižuje produkce pomaluvazných cementů nižších tříd, u kterých je historicky doložena dobrá trvanlivost. Výsledkem je ušetření několika dní za cenu zkrácení životnosti betonových konstrukcí, kde nejhůře budou dopadat nevyztužené konstrukce typu CBK. Životnost nových CBK by tak šla velmi pravděpodobně prodloužit z dnešních 25–30 let zpět na 40+ let s použitím pomalu hydratujících cementů tak, jak bylo zdokumentováno na úseku Ostředek - Šternov staré D1. Pro provozovaných ~500 km CBK v ČR tento rozdíl v životnosti znamená výměnu 7,5 km CBK navíc každý rok. Tomu při spotřebě betonu 5,9 m³/m odpovídá přibližně 44 000 m³ betonu/rok a 17 000 tun cementu/rok. Cenu této výměny lze orientačně určit z OTSKP-SPK [30], 587161 „Výměna poškozených CB desek za nevyztužené CB desky dvouvrstv. nekotvené“ 7 990 Kč/m³. Činí 350 mil. Kč/rok bez DPH.

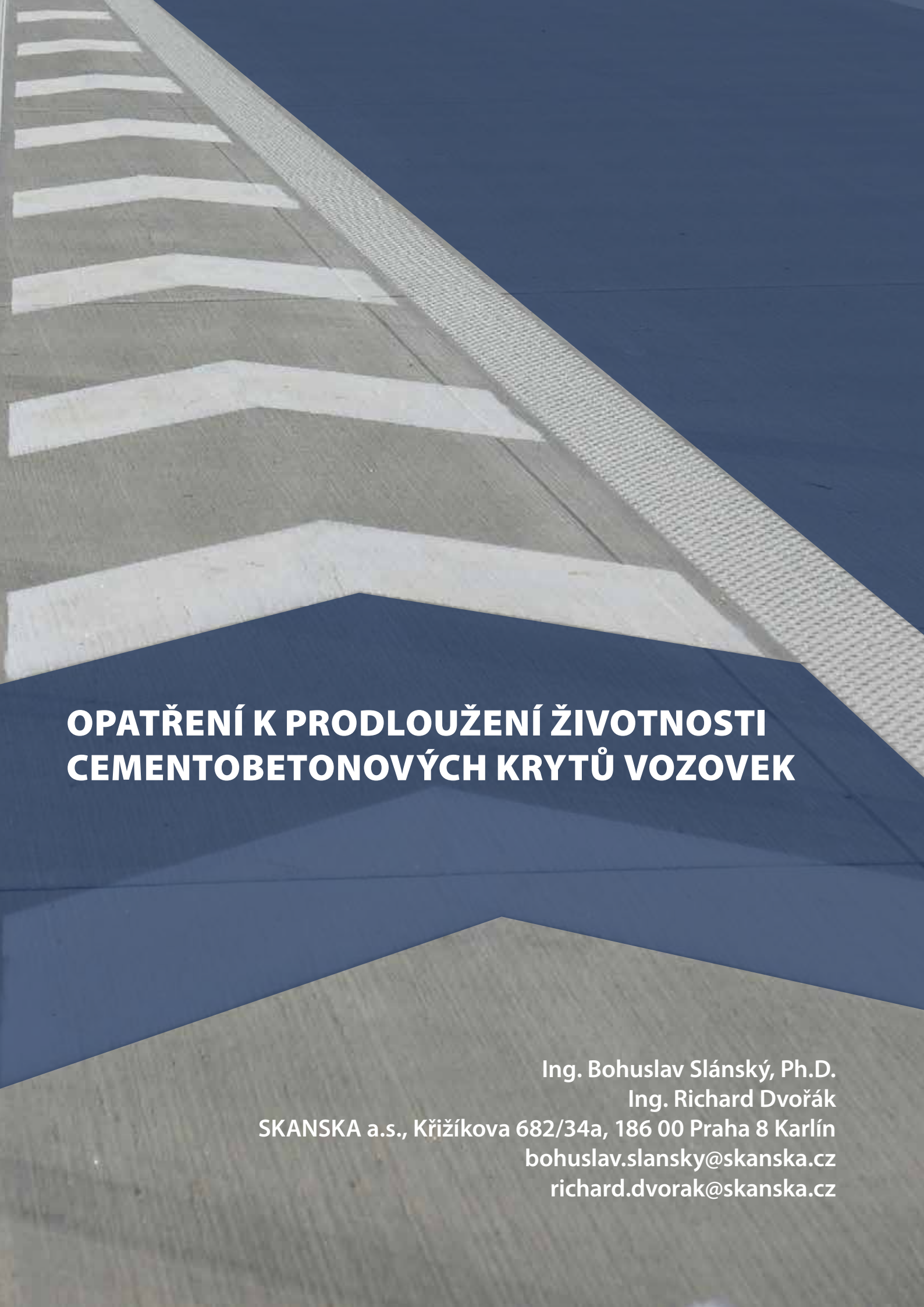
PODĚKOVÁNÍ

Článek byl vytvořen s finanční podporou programu Centra kompetence TA ČR, projekt CESTI TE01020168. Poděkování patří dalším lidem, kteří poskytli důležitá data, jmenovitě Ing. I. Rackovi (býv. SSŽ) za zprávy o staré D1, Ing. P. Schoříkovi (cementárna Mokrá) za poskytnutí aktuálních dat o silničním cementu, Ing. L. Štefanovi a Ing. J. Faltýnkovi (Hochtief) za data z nového úseku D1, Dr. B. Slánskému (Skanska) za podnětné diskuse, Ing. J. Hromádkovi, Ing. J. Klepáčovi (ŘSD), Dr. J. Strykovi (CDV), Doc. L. Vébrovi a Dr. P. Pánkovi (ČVUT) za další informace o CBK.

SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ

- [1] O. Vacín, „Systém volby druhu krytu silnic a dálnic,“ *Beton TKS*, č. 6, 2005.
- [2] P. Robl, „Výhody cementobetonových vozovek,“ 2011. [Online]. Available: <https://www.asb.sk/inzinierske-stavby/vozovky/vyhody-cementobetonovych-vozoviek>.
- [3] FHA, US, „Public road length - 2015,“ 2016. [Online]. Available: <https://www.fhwa.dot.gov/policyinformation/statistics/2015/hm12.cfm>.
- [4] Slovenská správa ciest, „Prehľad údajov o sieti cestných komunikácií SR,“ 2016.
- [5] K. Pospíšil a J. Stryk, „Cementobetonové kryty jako alternativa první volby dálnic,“ v *Betónové vozovky*, 2007.
- [6] K. Hall, D. Dawood, V. Sunel, R. Tally a e. al., „Long-life concrete pavements in Europe and Canada,“ *Federal Highway Administration (FHWA)*, 2007.
- [7] Centrum dopravního výzkumu, „TP92 – Navrhování údržby a oprav vozovek s cementobetonovým krytem,“ 2010.

- [8] U.S. Department of transportation, Federal Highway Administration, „Computer-Based Guidelines for Concrete Pavements, Volume I: Project summary,” 2005.
- [9] R. W. Burrows, The visible and invisible cracking of concrete, ACI, 1998.
- [10] M. Mac a H. Wong, „3D characterization of microcracks in concrete,” v *33rd Full Meeting of Nanocem Consortium, Leimen*, 2017.
- [11] R. Bárta, Chemie a technologie cementu, Nakladatelství ČSAV, 1961.
- [12] E. Holt, „Early age autogenous shrinkage of concrete,” VTT PUBLICATIONS 446, 2001.
- [13] P. K. Mehta, „Concrete technology at the crossroads – problems and opportunities,” v *Proc. Of V. M. Malhotra symposium, ACI*, 1994.
- [14] O. Mohamed, K. Rens a J. Stalaker, „Time effect of alkali-aggregate reaction on performance of concrete,” *Journal of materials in civil engineering*, pp. 143-151, 2001.
- [15] Deutschen Zement-Bund, Betonstrassenbau in Deutschland, 1936.
- [16] S. T. Muench, L. Pierce, J. Uhlmeier a K. Anderson, „A Brief History of Long-Life WSDOT Concrete Pavements,” Washington State Department of Transportation, 2010.
- [17] M. Birnbaumová, „Zkušenosti s výstavbou cementobetonových krytů v České republice,” v *Conference proceedings BETONOVÉ VOZOVKY CONCRETE PAVEMENTS*, 2012.
- [18] A. Burdová, „Porovnání makro- a mikroskopických projevů alkalicko-křemičité reakce v cementobetonovém krytu vozovek,” Diplomová práce, UK v Praze, 2010.
- [19] O. Vacín, „Stav betonových vozovek v ČR v roce 2015,” v *Aktuální problematika údržby pozemních komunikací a dopravní značení*, 2016.
- [20] A. Frýbort, D. Všianský, J. Štulířová, J. Stryk a M. Gregerová, „Variations in the composition and relations between alkali-silica gels and calcium silicate hydrates in highway concrete,” *Materials Characterization*, sv. 137, pp. 91 - 108, 2018.
- [21] Z. Pertold, Š. Šachlová, A. Šťastná, V. m. Bílek, K. Krutolová, V. s. Bílek a L. Topolář, „Alkalicko-křemičitá reakce v české republice a možnosti její eliminace,” *Beton TKS*, pp. 34-41, 2014.
- [22] J. Hromádka, „Příčiny střechovitého zdvihu betonových desek krytu vozovky dálnic v ČR od roku 2010,” *Beton TKS*, sv. 14, č. 2, pp. 42-52, 2014.
- [23] H. Ye a A. Radlinska, „Effect of alkalis on cementitious materials: Understanding the relationship between composition, structure, and volume change mechanism,” *Journal of advanced concrete technology*, sv. 15, pp. 165-177, 2017.
- [24] Ministerstvo dopravy, „TP 137 MD – vyloučení alkalické reakce kameniva v betonu na stavbách pozemních komunikací,” 2013.
- [25] I. Racek, „Betonová vozovka dálnice Praha - Brno v km 29,9 - 43,7,” *Inženýrské stavby*, 1977.
- [26] K. Kolář, „Příspěvek k problematice rychlovažných vysokopevnostních cementů,” ČVUT, Fakulta stavební, Katedra stavebních hmot, Praha, 1983.
- [27] I. Racek, „Vozovkový beton 1974-1975, závěrečná zpráva laboratoře o kontrolních zkouškách vozovkového betonu na stavbě dálnice D1 - úseku Hvězdovice - Ostředek - Šternov, km 29,8-43,7,” SSŽ n.p., 1976.
- [28] G. D. Schutter a L. Taerwe, „Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete,” *Materials and Structures*, sv. 7, pp. 335-344, 1996.
- [29] B. Kačena, „Závěrečná zpráva laboratoře Stránčice o kontrolních zkouškách betonu dálnice stavba 003 Čestlice - Mirošovice, km 10,2 až 23,2,” 1970.
- [30] R. Breitenbücher a C. Sievering, „Cracking in concrete pavements – an interaction of various influences,” v *Pavement cracking - mechanisms, modeling, detection, testion, and case histories*, 2008.
- [31] SFDI, „Oborový třídník stavebních konstrukcí a prací,” 2018.



OPATŘENÍ K PRODLOUŽENÍ ŽIVOTNOSTI CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ VOZOVEK

Ing. Bohuslav Slánský, Ph.D.
Ing. Richard Dvořák
SKANSKA a.s., Křižíkova 682/34a, 186 00 Praha 8 Karlín
bohuslav.slansky@skanska.cz
richard.dvorak@skanska.cz



OPATŘENÍ K PRODLOUŽENÍ ŽIVOTNOSTI CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ VOZOVEK

Ing. Bohuslav Slánský, Ph.D.

Ing. Richard Dvořák

SKANSKA a.s., Křižíkova 682/34a, 186 00 Praha 8-Karlín

bohuslav.slansky@skanska.cz

richard.dvorak@skanska.cz

Cementobetonové kryty vozovek (CBK) jsou spolehlivým technickým řešením a historicky ověřenou technologií pro vysoce zatížené silnice a dálnice, a to jak pro novostavby, tak pro rekonstrukce. Vozovky zhotovené tímto postupem dosahují při správném návrhu konstrukce, provedení a údržbě vysoké životnosti 35 až 50 let a mají minimální provozní náklady. Diagnostika prováděná Ředitelstvím silnic a dálnic ČR (ŘSD) v posledních letech však ukazuje, že životnost CBK může být významně ovlivněna vznikem a rozvojem trhlin.

Předmětem tohoto článku je analýza příčin vzniku těchto trhlin a především návrh opatření k jejich minimalizaci a tím přispět ke zvýšení životnosti prováděných CBK. Tato opatření zahrnují jednak návrh úpravy stávajících technických předpisů a podle nich nastavení inovativních receptur betonu pro CBK, jejich testování a optimalizace a ověření na pilotním projektu v rámci dálničního úseku D137 Přerov – Lipník nad Bečvou, včetně krátkodobého a dlouhodobého monitoringu.

1. ÚVOD

Ředitelství silnic a dálnic ČR se v poslední době intenzivně zabývá sledováním stavu CBK na dálnicích a vyhodnocením jejich zbytkové životnosti. Snahou je analyzovat současný stav a hledat opatření ke zvýšení životnosti CBK.

Jedním z faktorů, které mohou negativně ovlivňovat životnost, je tvorba trhlin na povrchu CBK. Vnikání produktů agresivity do vzniklých trhlin může být obecně zdroj dalších vad a poruch. Trhliny obecně zvětšují plochu betonu vystavenou jejich účinkům. Takto se v nich mohou sekundárně tvořit i produkty alkalicko-křemičité reakce (ASR) způsobené „zavlečenými“ chemikáliemi (alkáliemi) [1].

Bylo zjištěno, že se s velkou pravděpodobností trhliny na povrchu CBK tvoří již v mladém betonu ve stádiu jeho hydratace jako mikrotrhliny pouhým okem obvykle nepozorovatelné, které pak mohou dále propagovat, rozvíjet se, prohlubovat a rozšiřovat se [2]. Snahou ŘSD ČR je najít opatření pro minimalizaci rizika vzniku těchto trhlin a tím přispět zásadním způsobem k prodloužení životnosti CBK.

Tímto směrem byla tedy zaměřena i pozornost výzkumného projektu ŘSD ČR ISPROFIN 500 115 0001 s názvem Ověření nové receptury betonu pro CBK, který svým předmětem navazuje a doplňuje činnosti Centra kompetence Technologické agentury ČR s názvem Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI) pod č. TE01020168.

2. PROBLEMATIKA FORMOVÁNÍ TRHLIN V BETONU

V průběhu tuhnutí a tvrdnutí cementového tmelu dochází ke smršťování, které lze rozdělit do několika základních typů, jež se uplatňují v průběhu zrání a životnosti betonového prvku. Plastické smrštění se projevuje v průběhu odpařování vody z povrchu čerstvého betonu, vlivem tohoto smrštění může docházet k vzniku smršťovacích trhlin z důvodu příliš rychlého vysušování [3]. V průběhu hydratace se následně projevuje smrštění autogenní, které je vyvoláno úbytkem vody právě v důsledku hydratace [4]. Dále se odehrává smrštění od odpařování vody z tvrdnoucí-

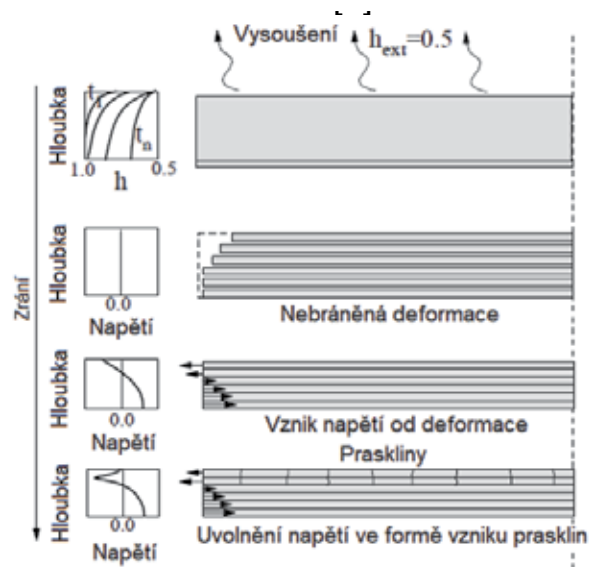
ho betonu, smrštění způsobené vlivem karbonatace a termálního smrštění [5]. Právě v počátečních fázích zrání je tedy zvláště svrchní vrstva betonové vozovky nejvíce ovlivněna jednotlivými druhy smrštění, které mají pak vliv na celkovou životnost vozovky.

Formování trhlin na povrchu CBK je tedy zjevně nežádoucí jev, který přispívá k postupné degradaci svrchní betonové vrstvy. Vznik trhlin můžeme posuzovat z pohledu vlastního materiálu – betonu, který sám o sobě umožňuje vznik trhlin, způsobu zpracování materiálu a vnějších podmínek pokládky, jako je teplota a technologický postup. Tímto dostává konstrukce počáteční mechanicko-fyzikální vlastnosti, které pak odolávají vlivu dopravy a působení prostředí (změny teploty, změny vlhkosti, chemikálie v posypových prostředcích apod.) při následujícím užívání konstrukce v průběhu její životnosti. Pro minimalizaci tohoto negativního působení jsou důležité samozřejmě správné a včasné opravy.

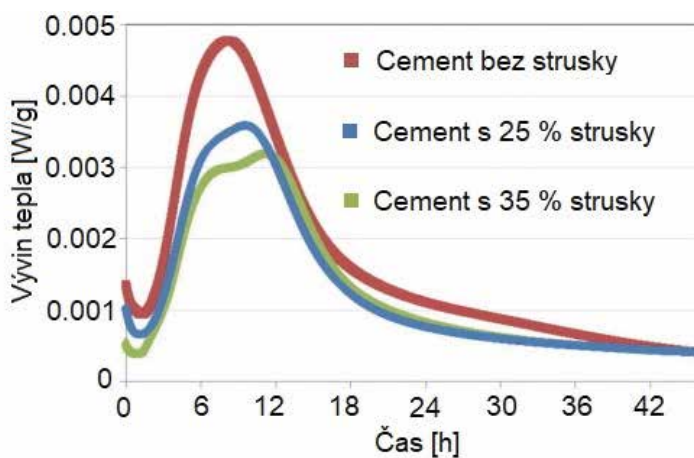
Tento článek je zaměřen na vliv samotného materiálu – betonu, který se pro zhotovení CBK používá a sledování vývoje jeho mechanicko-fyzikálních vlastností zejména v raném stádiu zrání.

V betonovém elementu dochází v počátečních fázích zrání k plastickému a autogennímu smršťování vlivem odpařování záměsové vody na začátku a v průběhu hydratace [6]. Vznik trhlin je obecně dán bráněným smršťováním, vznikem tahového napětí a následným uvolněním ve formě trhlin.

Obrázek 1) Rozložení napětí a formování prasklin v počátcích tvrdnutí [7].



Obrázek 2) Vývoj hydratačního tepla cementu bez a s příměsí strusky [8].

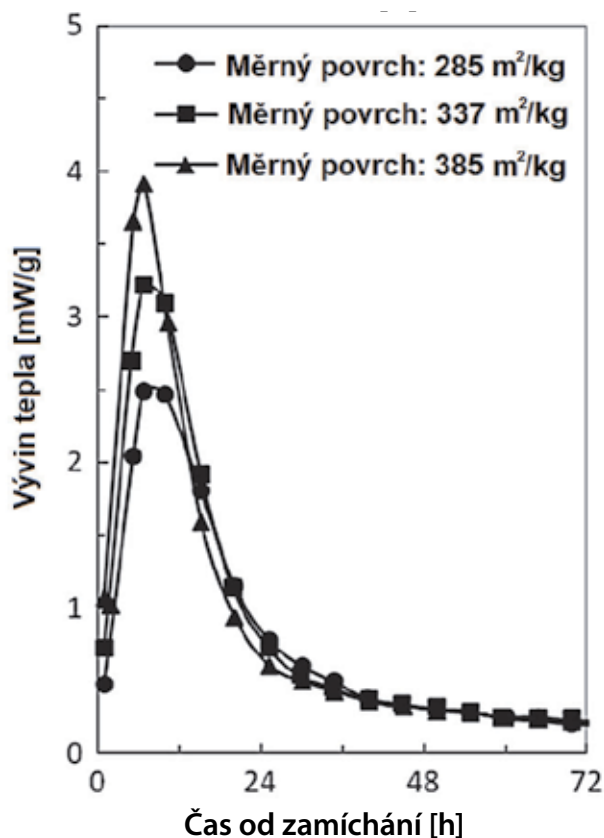


V případě CB vozovky jsou tahová napětí eliminována včasným prořezáním smršťovacích spár, čímž se umožní smrštění jednotlivých desek prokluzem po podkladní vrstvě. Tahové napětí však není po výšce vozovky rovnoměrné, protože povrch je ovlivňován větším odpařováním vody vlivem kontaktu s okolním prostředím (teplota vzduchu, vítr, přímé oslnění apod.), jak je uvedeno na obr. 1 [7].

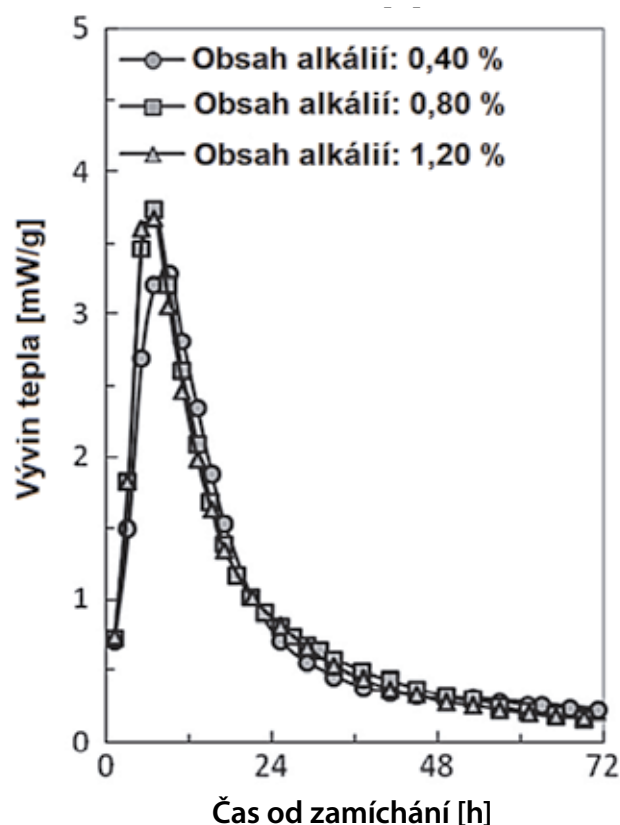
Vysoušená povrchová vrstva se smršťuje a je tažena jádrem betonového prvku, které vykazuje nižší smrštění. Zároveň se uplatňuje smrštění zapříčiněné teplotní roztažností, které je závislé na teplotním gradientu v betonovém prvku. Toto se projevuje deformací jednotlivých desek vozovky (tzv. „curling“ - zvlnění vozovky). Část napětí v konstrukci od bráněného smrštění je tedy přetvořena na plastickou deformaci místo vzniku trhlin [9].

Zatímco vnější teplotu v průběhu pokládky lze ovlivnit pouze stěží vzhledem k požadavkům na postup výstavby, vlastní vývin hydratačního tepla betonové směsi ovlivnit lze.

Obrázek 3) Vztah mezi vývinem hydratačního tepla a měrného povrchu cementu [2].



Obrázek 4) Vztah mezi vývinem hydratačního tepla a obsahu alkálií v cementu [2].

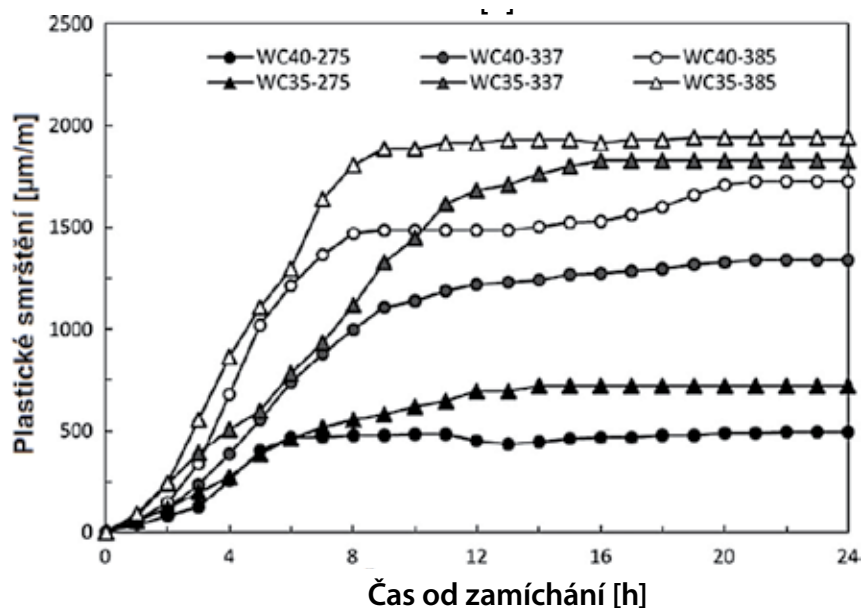


Výzkumný projekt byl tedy zaměřen na „zpomalení“ procesu hydratace betonu, a tedy k omezení vlivu smršťování a tím zmenšení rizika vzniku mikrotrhlin v povrchové vrstvě vozovky. Průvodním jevem hydratace betonu je vývin hydratačního tepla, a tedy měřením teploty betonu při jeho zrání lze sledovat „rychlost“ tohoto procesu. Vývin hydratačního tepla cementových pojiv je komplexní, ale již dlouhodobě a velice podrobně popsany fyzikálně-chemický proces [10]. Sledováním vývoje hydratačního tepla, resp. měřením teplot, lze pomocí kalibrace odvodit vývoj pevností betonu v průběhu zrání.

Zpomalení procesu hydratace lze dosáhnout různými způsoby: nejběžnější jsou zrnitostí cementu, obsahem alkálií [2] a vodním součinitelem [11] – viz obr. 3, 4 a 5.

V tomto projektu jsme se však zaměřili na přidání příměsi do betonu s nižší hydraulitou, než má samotný portlandský cement, tedy vysokopecní struskou, což se projevuje zpomalením procesu hydratace, ale přitom dosažením dobrých dlouhodobých koncových pevností.

Obrázek 5) Vliv měrného povrchu a vodního součinitele cementu na plastické smrštění [2].



3. PŘÍSTUP K BETONU PRO CBK V ZAHRANIČÍ

Správnost úvah autorů lze podpořit i přístupem k cementobetonovým vozovkám v okolních státech s podobnými klimatickými podmínkami – Německo, Rakousko a Belgie.

Německo převzalo Evropskou normu EN 206-1 [12] v roce 2000 a společně s německou normou DIN 1045-2 [13] se řídí těmito standardy při výstavbě svých CBK. Tak jako u nás je beton určený pro CBK navrhován pro prostředí XF4, doporučená pevnostní třída je C30/37. Další parametry CBK blíže specifikuje německý technologický pokyn ZTV Beton-StB 2001 [14]. V praxi jsou výhradně využívány směsné, hrubě mleté cementy. Další charakteristiky jsou uvedeny v tabulce 1.

Rakouský přístup k betonu pro CBK se mírně liší od německého. Požadavky na cementobetonové kryty jsou blíže specifikovány pomocí rakouských norem RVS v sekci 08.06.01 [15], které určují použití směsných cementů CEM II s počátkem tuhnutí nejdříve po dvou hodinách při 20 °C. Dále požadavky rozšiřuje norma RVS 85.06.32 [16], která požaduje, aby 28-denní pevnost v tahu ohybem spodní vrstvy CBK dosahovala minimálně 5,5 MPa a pevnost v tlaku 35 MPa. Horní vrstva musí dosahovat 28-denní pevnosti v tahu ohybem alespoň 7 MPa a pevnost v tlaku 40 MPa. Rakouské normy také dovolují recyklovat beton z cementobetonového krytu a dále jej zpracovávat, tředit a kompletně znovu použít pro stavbu nového CBK. Obecně se pro CBK používá převážně směsný portlandský cement s 20 až 25 % strusky. Další charakteristiky jsou uvedeny v tabulce 1.

Belgie se dělí na region Vlámský, Valonský a region Brusel hlavní město a stejně tak má rozdělené i normativní předpisy na tři skupiny. Normativní specifikace pro beton udává norma NBN EN 206 [18] a doplňující norma NBN B15-001 [19]. Belgie neměla problémy s alkalicko-křemičitou reakcí se svým vlastním kamenivem, takže cementy mohou mít 0,9 % obsahu alkálií a řídí se tedy dle NBN EN 206 [20]. Pevnost v tlaku povrchových vrstev musí dosahovat ve stáří 90 dnů minimálně 70 MPa. Tento požadavek může být snížen o $L \times 2,5$ MPa kde L je obsah čerstvého vzduchu. Takto lze maximálně zredukovat požadavek až o 10 MPa. Každý region má dále vlastní specifikace: Vlámský region se řídí normou SB 250 ve verzi 3.1 [21], Valonský region se řídí CCT Qualiroutes [22] a Bruselský region se řídí TB 2015 Specifikace pro Brusel [23].

Srovnání vybraných požadavků na směsi využívané v technologii CBK napříč porovnanými zeměmi je uvedeno v Tabulce 1.

Tabulka 1) Srovnání vybraných parametrů napříč zeměmi.

Parametr	Německo	Rakousko	Belgie	Česká Republika
Povolené cementy:	CEM I 32,5 R, CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-T, CEM III/A 42,5	CEM II	CEM I 42,5 N LA, CEM III/A 42,5 LA	CEM I 42,5 R
Minimální dávka cementu SV/HV [kg/m ³]:	320/420	370/400-450	375/425	350/420
Max. měrný povrch cementu [m ² /kg]:	350	350	-	350
Krychelnou pevnost v tlaku:	60 dnů – 37 MPa	28 dnů – 40 MPa	90 dnů – 70 MPa	28 dnů – 37 MPa
Obsah volného vzduchu [%]:	4 - 7	3,5 - 5,5 / 4 - 6	3 - 8	4 - 6

4. SOUČASNÁ SITUACE V TECHNICKÝCH PŘEDPISECH

Shrnutí těchto experimentálních poznatků ze zmíněných studií a náhled do technického přístupu Německa, Rakouska a Belgie můžeme aplikovat při posouzení technických předpisů pro CBK v tuzemském prostředí.

Pro CBK platí v ČR zejména ČSN 73 6123-1 Cementobetonové kryty, TKP kap. 6 – Cementobetonový kryt a příslušná ustanovení ČSN EN 206:2014 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Pro směsi skupiny cementobetonových krytů CB I je předepsán beton pevnostní třídy min. C 30/37 a je možné využívat pouze rychlovačný cement CEM I 42,5 R v minimální dávce 350 kg/m³ pro spodní vrstvu, resp. 420 kg/m³ pro horní vrstvu. Maximální obsah alitu C₃A v cementu je 8 %, počátek tuhnutí minimálně 1,5 hodiny. Jemnost mletí cementu podle Blaina může být max. 350 m²/kg a max. obsah ekvivalentního Na₂O 0,8 %.

Alit je hlavní slídkový minerál, který je zodpovědný za rychlý nárůst počátečních pevností a dosahuje značného vývinu hydratačního tepla až 500 kJ/kg. Oproti tomu belit C₂S se podílí na vysokých koncových pevnostech, uvolňuje méně hydratačního tepla (250 kJ/kg) než alit.

Použití čistého portlandského cementu CEM I v kombinaci s jeho vysokou dávkou a požadavkem na vysoké pevnosti betonu vede ke vzniku velmi křehkého betonu, který je náchylný ke vzniku mikrotrhlin zejména v počátečním stádiu rychlého zrání vlivem plastického a autogenního smršťování. Následným cyklickým zatěžováním dopravou, střídáním teplotních gradientů a vlivem prostředí pak mohou dále trhliny propagovat (zvětšovat se, rozšiřovat, propojovat) a životnost CB vozovky se tak může snížit. V trhlinách pak může druhotně vznikat chemická reakce (např. ASR) v důsledku infiltrace chemikálií do trhlin [1]. Křehkost také snižuje trvanlivost makrotextury (např. striáže), což může mít negativní vliv na trvanlivost protismykových vlastností povrchu vozovky.

5. NÁVRH OPATŘENÍ

Cílem opatření je zpomalit proces hydratace a tím omezit riziko vzniku mikrotrhlin v počátečním stádiu zrání betonu a tudíž přispět k prodloužení životnosti CB vozovek. V zahraničí je tendence snižovat zastoupení alitu a posilovat obsah C_3S za účelem snížení počátečního vývinu hydratačního tepla a docílení požadovaných koncových 28denních pevností. Vzhledem k vývoji technologie výroby cementu a jejích možnostech není tato cesta v podmínkách ČR reálná.

Další možností je ještě větší snížení jemnosti mletí cementu, čímž se ovšem ochuzujeme o jeho vaznost a navíc to komplikuje výrobu cementu.

Dobrým řešením se v tomto smyslu jeví použití příměsi, která zpomaluje počáteční hydrataci a zároveň přispívá k dosažení dobrých dlouhodobých pevností. Jako nejvhodnější se ukazuje jemně mletá vysokopecní struska, která vykazuje poměrně vysokou latentní hydraulicitu. Toto řešení ovšem nemá podporu v současné technické legislativě a je potřeba pro jeho využití předpisy adekvátně upravit, zejména:

- v ČSN 73 6123-1, čl. 6.1., tab.3 připustit použití směsných cementů s vysokopecní struskou,
- v ČSN 73 6123-1, čl. 6.3.2. připustit vysokopecní strusku jako příměs do betonu se započtením do minimální dávky pojiva.

Tomu musí být adekvátně přizpůsobeny i další výše uvedené související předpisy.

Navržené řešení bylo v rámci výzkumného projektu odzkoušeno nejprve v laboratořích a poté dohodnuta s ŘSD ČR aplikace na pilotním projektu cementobetonového krytu na dálnici D 137 – Přerov – Lipník nad Bečvou. Pro pilotní projekt byla tedy zvolena varianta použití vysokopecní strusky jako příměsi přímo při výrobě betonu v kombinaci s portlandským cementem CEM I.

Zpomalení procesu hydratace, které je cílem tohoto projektu a vede k minimalizaci rizika vzniku mikrotrhlin v rané fázi zrání betonu, má nebo může mít vliv i na vlastní provádění – tedy pokládku CBK pomocí finišeru. Obecně by mělo mít zpomalení procesu pozitivní vliv na celou technologii, kdy jsou optimální časové intervaly pro jednotlivé technologie prodlouženy. Bylo potřeba ovšem tyto časy znovu nastavit s ohledem na nový vývoj pevností betonu a celý technologický postup tomu přizpůsobit. Zejména se jedná o časovou návaznost technologických operací jako je vymetání povrchu betonu (povrch s obnaženým kamenivem) a řezání příčných a podélných spár. Jak bylo již uvedeno, měřením teplot betonu při jeho hydrataci lze za použití kalibrace odvodit vývoj pevností betonu pomocí tzv. „maturity indexu“ [24]. Pro tyto účely bylo provedeno krátkodobé měření teplot v betonu, které probíhalo 4-5 dnů, a to dvěma metodami:

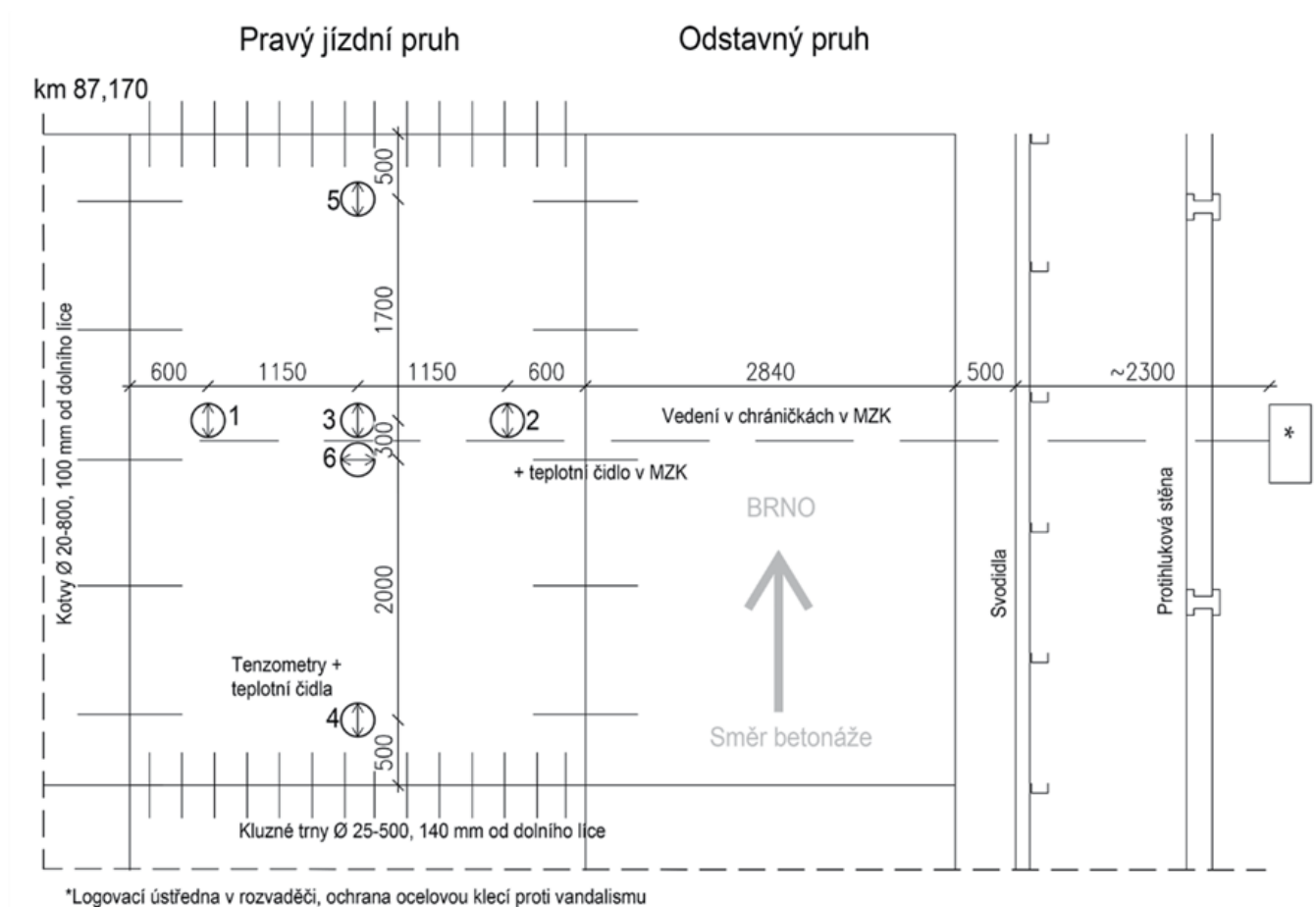
- měření teplot zabudovanými teplotními čidly ve 3 úrovních po výšce CB desky, plus 1 čidlo v podloží a 1 čidlo pro teplotu ovzduší – vše napojeno na ústřednu s přenosem dat,
- měření teplot systémem Concremote (od spol. DOKA [25]) a to ve 2 alternativách:
 - příložné čidlo s integrovaným systémem přenosu dat s měřením teploty povrchu betonu a ovzduší,
 - čidlo zabudované do betonu s ústřednou s měřením teploty ovzduší a přenosem dat mimo vozovku.

Součástí měření byly i kalibrační testy pevnosti betonu v raných stádiích. Aby bylo možné srovnat chování betonu CBK navrženého podle platných předpisů s inovovaným řešením, bylo provedeno měření na obou variantách. Základní (referenční) varianta byla sledována v červnu 2018, varianta podle inovovaného návrhu v srpnu 2018, tedy těsně před sepsáním tohoto článku. V současné době probíhá vyhodnocení měření a jeho výsledky budou prezentovány na konferenci.

6. DLOUHODOBÝ MONITORING

Aby bylo možné vyhodnotit dlouhodobé chování CB vozovky, byly na úseku provedeném s inovovanou recepturou instalovány strunové tenzometry s teplotními čidly, společně s měřením teploty vzduchu a podloží a sluneční radiace. Schéma umístění měřicích bodů a instalace tenzometrů je na obr. 6 a 7.

Obrázek 6) Situace vozovky a schéma měřících sestavy, 1-6 pozice měřících bodů [26].



Pro dlouhodobé měření bylo zvoleno 6 měřících míst v jedné desce CB vozovky v pomalém jízdním pruhu:

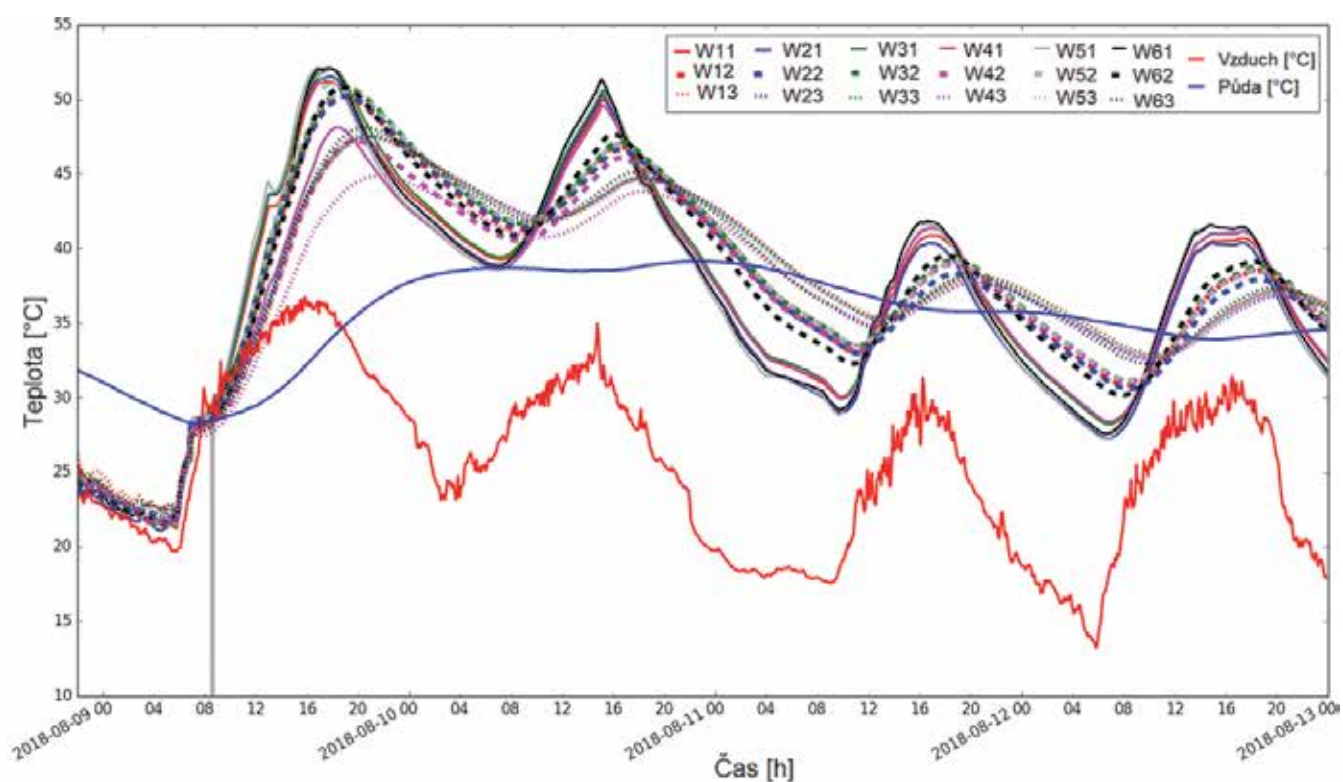
- 4 ks uprostřed okrajů desky,
- 2 ks uprostřed desky (1 v podélné a 1 v příčném směru),

Takto bude možné dlouhodobě sledovat napětí v cementobetonové desce vyvolané zejména teplotními změnami. Příklad naměřených hodnot dlouhodobého monitoringu je uveden na obr. 8 a 9.

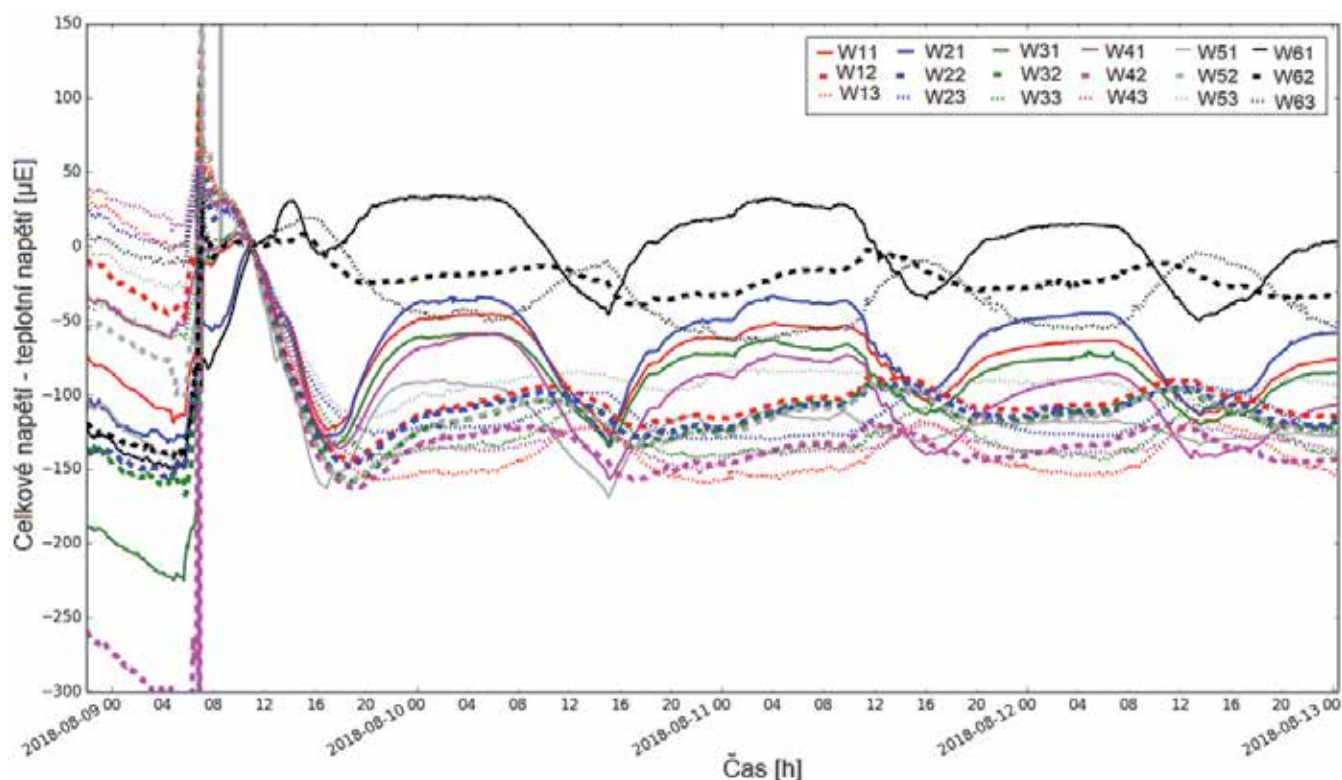
Obrázek 7) Instalace základny čidel a chrániček do MZK (vlevo a uprostřed) a opětovné obetonování po přejezdu finišeru (vpravo).



Obrázek 8) Vývoj teplot CBK, prostředí a podloží v čase [26].



Obrázek 9) Vývoj napětí zaznamenané tenzometry v jednotlivých měřících bodech a hloubkách [26].



7. ZÁVĚR

Podle zjištěných experimentálních poznatků, odborné literatury a nakonec i vlastních výsledků zkoušek můžeme závěrem konstatovat, že zpomalení procesu hydratace v počátečních fázích zrání betonu má pozitivní vliv na snížení rizika vzniku mikrotrhlin na povrchu vozovky a tedy přispívá k prodloužení životnosti CB vozovek. Laboratorní testování inovovaného návrhu receptur betonu pro CBK s použitím vysokopecní strusky jako příměsi potvrdilo předpoklady a vykazovalo pozitivní výsledky. Provozní ověření nové receptury při pokládce CBK na pilotním projektu ukázalo významné zpomalení procesu zrání betonu a neprojevyly se žádné negativní důsledky. Z uvedeného vyplývá, podpořeno příklady ze zahraničí, že je potřeba přistoupit k uváděné změně relevantních částí používaných technických předpisů, aby bylo možné inovované receptury betonu pro CBK standardně používat.

V rámci výzkumného projektu bylo instalováno do jisté míry unikátní dlouhodobé měření teplot a napětí v betonu CB vozovky, které umožní monitoring v časovém období několika let a bude podávat jistě zajímavé výsledky o chování CB desek vozovky.

Ředitelství silnic a dálnic ČR tak tímto svým výzkumným projektem, který navazuje a doplňuje činnosti a výstupy projektu CESTI Technologické agentury ČR, významným způsobem přispívá k inovacím ve stavebnictví obecně a v tomto konkrétním případě k prodloužení životnosti cementobetonových krytů vozovek, které tvoří převážnou část dálniční sítě v ČR. Zároveň tím přispívá významnou měrou i k ochraně životního prostředí tím, že opravy a rekonstrukce vozovek budou probíhat méně často.

8. SEZNAM POUŽITÉ LITRATURY

- [1] FERNANDES, I., M.A. RIBERIO a M. BROEKMANS. *Petrographic Atlas: Characterisation of Aggregates Regarding Potential Reactivity to Alkalis: RILEM TC 219-ACS Recommended Guidance AAR-1.2, for Use with the RILEM AAR-1.1 Petrographic Examination Method*. 1. Springer, 2016
- [2] YANG, K., M. ZHONG, B. MAGEE, Ch. YANG, Ch. WANG, X. ZHU a Z. ZHANG. Investigation of effects of Portland cement fineness and alkali content on concrete plastic shrinkage cracking. *Construction and Building Materials*. 2017
- [3] COMBRINCK, R., L. STEYL a W. P. BOSHOFF. Interaction between settlement and shrinkage cracking in plastic concrete. *Construction and Building Materials*. 2018
- [4] JIANG, Ch., Y. YANG, Y. WANG, Y. ZHOU a C. MA. Autogenous shrinkage of high performance concrete containing mineral admixtures under different curing temperatures. *Construction and Building Materials*. 2014
- [5] BROOKS, J.J. Shrinkage of Concrete. *Concrete and Masonry Movements*. Elsevier, 2015,
- [6] SHETTY, M.S. *Concrete technology*. 6th ed. Ram Nagar, New Delhi: S. Chand, 2005. ISBN 8121900034.
- [7] MARTINOLA, Giovanni, Hamid SADOUKI a Folker H. WITTMANN. Numerical Model for Minimizing Risk of Damage in Repair System. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2001
- [8] ERDOĞAN, S.T. a T.Ç. KOÇAK. Influence of slag fineness on the strength and heat evolution of multiple-clinker blended cements. *Construction and Building Materials*. 2017
- [9] CHANNAKESHA, Ch., F. BARZEGAR a G. VOYADJIS. Nonlinear FE Analysis of Plain Concrete Pavements with Doweled Joints. *Journal of Transportation Engineering*. 1993
- [10] WILSON, M.L. a S.H. KOSMATKA. *Design and Control of Concrete Mixtures*. 15. Portland Cement Association, 2016
- [11] ZACH, J., M. SEDLMAJER, J. HROUDOVÁ a A. NEVAŘIL. Technology of Concrete with Low Generation of Hydration Heat. *Procedia Engineering*. 2013
- [12] ČSN EN 206. *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Česká agentura pro standartizaci, 2018.
- [13] DIN 1045-2. *Concrete, reinforced and prestressed concrete structures Part 2: Concrete - Specification, performance, production and conformity - Application rules for DIN EN 206-1*. Deutsches Institut für Normung, 2014.
- [14] ZTV BETON-STB 07. *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton*. Germany: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2014.
- [15] RVS 08.06.01. *Beton und Stahlbeton*. Austrian Association for Research on Road, Rail, and Transport, 2013.
- [16] RVS 8S.06.32. *Guidelines and Specifications for Road Construction*. Austrian Association for Research on Road, Rail, and Transport, 2006.
- [17] U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. *Long-Life Concrete Pavements in Europe and Canada: International Technology Scanning Program*. Washington, Federal Highway Administration. FHWA-PL-07-027 HPIP/8-07(3.5)EW.
- [18] NBN EN 206. *Concrete: Specification, performance, production and conformity*. 1. Brusel: Bureau for Standardisation, 2014.
- [19] NBN B 15-001. *Concrete: Specification, performance, production and conformity - National supplement to NBN EN 206-1:2001*. 4. Brusel: Bureau for Standardisation, 2012.
- [20] Chapter 2: Pavement Selection Strategies. *U.S. Department of Transportation: Federal Highway Administration* [online]. Washington: Federal Highway Administration, 2014
- [21] SB250 3.1. *Standaardbestek 250 versie 3.1*. Brusel: Agentschap wegen & verkeer, b.r.
- [22] CCT QUALIROUTES. *Cahier des Charges Type Qualiroutes*. Wallonie: Service Public de Wallonie - DGO1 - Département des Expertises techniques, 2016.
- [23] TB 2015. *Typebestek 2015: Cahier de charges-type*. Brusel: Brussel Mobiliteit, 2016.
- [24] WEDDING, PA a NJ CARINO. The Maturity Method: Theory and Application. *Cement, Concrete and Aggregates*. 1984
- [25] Concremote: Concrete Intelligence. Real-Time. *DOKA* [online]. 2017
- [26] ŠMILAUER, V. a B. SLÁNSKÝ. *Program krátkodobého měření teplot CB krytů na stavbě D1 0137 Přerov – Lipník nad Bečvou*. CZ, 2018.

4. BLOK

**BETONOVÉ VOZOVKY
- NOVÉ TECHNOLOGIE**



VÝSTAVBA CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ V MĚSTSKÝCH OBLASTECH

DI Dr. Martin Peyerl
DI Gerald Maier
Mag(FH). DI Dr. Stefan Krispel
Smart Minerals GmbH
Franz-Grill-Strasse 9
1030 Vídeň
peyerl@smartminerals.at

VÝSTAVBA CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ V MĚSTSKÝCH OBLASTECH

DI Dr. Martin Peyerl

DI Gerald Maier

Mag(FH). DI Dr. Stefan Krispel

Smart Minerals GmbH

Franz-Grill-Strasse 9

1030 Vídeň

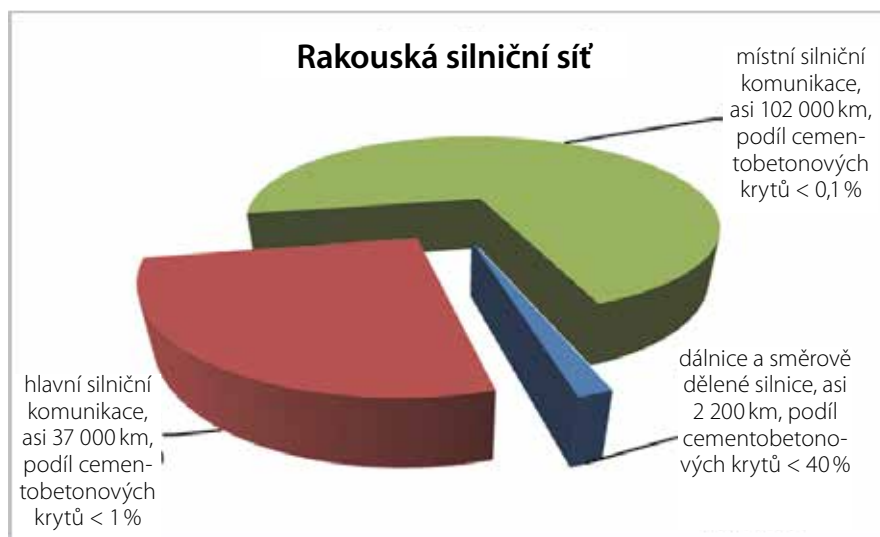
peyerl@smartminerals.at

Povrchy vozovek jsou jednou z nejdůležitějších součástí obecné infrastruktury. Kromě známého používání cementobetonového krytu, které zahrnuje zejména dálnice, kruhové objezdy, autobusové zastávky, autobusové jízdní pásy a plochy před křižovatkami, je většina krytů vozovek budována z asfaltových směsí. Vzhledem k neustále se zvyšujícím nárokům na kapacitu, životnost a odolnost a dále ke snižující se dostupnosti asfaltu, budou v průběhu rozsáhlého výzkumného projektu s názvem EcoRoads zkoumány další možnosti využití betonových vozovek. Hlavním úkolem je přitom splnění nejdůležitějších požadavků týkajících se charakteristik povrchů, včetně jejich odolnosti a vysoké počáteční pevnosti, při současném zajištění nízkých nákladů přizpůsobováním složení betonu a konstrukčních metod.

SITUACE V RAKOUSKU

V Rakousku jsou zkušenosti s výstavbou betonových vozovek shromažďovány již po mnoho let a tento způsob výstavby zde postupně dosáhl vysoké technické úrovně. Rakouská silniční síť (o celkové délce asi 141 200 km) sestává z asi 2 200 km dálnic a směrově dělených silnic pro motorová vozidla, 37 000 km silnic první třídy a 102 000 km místních silnic (BMVIT, 2017).

Graf 1) Procentuální podíl betonových vozovek v rakouské silniční síti (BMVIT, 2017)



Zatímco asi 40 % silnic vyšších tříd, které jsou součástí rakouské dopravní sítě, má betonový povrch, u silnic nižších tříd je podíl betonových vozovek zanedbatelný (Blab a kol., 2012). Graf 1 znázorňuje celkovou délku rakouské silniční sítě a procentuální podíly betonových vozovek vztahované k různým kategoriím silničních komunikací.

Typická očekávaná životnost asfaltových vozovek činí asi 25 roků, přičemž tato doba zahrnuje několik cyklů údržby. Cementobetonové kryty mají naproti tomu vyšší únosnost, vyšší odolnost, a tudíž i delší očekávanou životnost. Dále je třeba brát v úvahu skutečnost, že nejdůležitější surovinou pro výrobu asfaltu je vedlejší produkt rafinérií, který v budoucnu nebude pravděpodobně k dispozici ve stejném množství jako v dnešní době. Význam betonových vozovek se tudíž bude při výstavbě nových i údržbě stávajících silničních komunikací neustále zvyšovat a nebude již zahrnovat pouze dosud známé oblasti použití, jakými jsou dálnice, kruhové objezdy nebo autobusové zastávky a jízdní pásy pro autobusy.

SUROVINY

Metoda výstavby betonových vozovek, která se v Rakousku používá, byla vyvinuta především pro síť silnic nejvyšších tříd. Cílem výzkumného projektu EcoRoads je modifikace této metody v takovém rozsahu, který umožní také výstavbu vysoce kvalitních a odolných, současně však nákladově efektivních betonových vozovek mimo uvedenou síť silnic nejvyšších tříd, a to za použití místně dostupných stavebních materiálů. To zahrnuje odpovídající zdokonalení způsobu výběru materiálu a používaných stavebních technologií.

V Rakousku se pro výstavbu cementobetonových krytů obvykle používá cement s označením CEM II/..S, který splňuje zvláštní požadavky definované v rakouské normě ÖNORM B 3327-1 a který má následující parametry:

Počátek tuhnutí 120 min

Pevnost v tahu za ohybu po 28 dnech tuhnutí 7 N/mm²

Jemnost mletí/Blain ($\leq 4000 \text{ cm}^2/\text{g}$)

Teplota cementu z výrobního procesu ($\leq 80 \text{ °C}$)

Nižší roztažnost

Při provádění stavebních prací nebo údržby betonových vozovek nižších tříd je obvykle možno uzavírat vždy pouze jeden jízdní pruh. Další požadavek spočívá v tom, že čerstvě vybetonované jízdní pruhy by měly být použitelné pro jízdu nízkou rychlostí nejpozději do 24 hodin po položení cementobetonového krytu. Pro tento účel je nezbytné vyvinutí betonu s vysokou počáteční pevností, u kterého však zůstanou zachovány příznivé charakteristiky související s alkalickou reakcí kameniva (tedy nízký obsah alkalických látek v samotném betonu). V prvním kroku byly u malty, která byla připravena z různých cementů s nově navrženým složením, provedeny zkoušky pevnosti v tlaku a v tahu za ohybu podle normy EN 196-1 společně se zkouškou odolnosti proti alkalické reakci s kamenivem podle národní normy ÖN B 3100. Při těchto zkouškách vyšlo najevo, že u cementů, jejichž složení zahrnuje slínek o vysoké pevnosti v kombinaci se struskou a dalšími přísadami, je možno dosahovat vysokých počátečních pevností malty. Výsledky zkoušek odolnosti proti alkalické reakci s kamenivem svědčily o dobrých funkčních vlastnostech těchto betonářských cementových směsí připravených v laboratorních podmínkách, čehož bylo dosaženo zejména použitím přísad v kombinaci se struskou.

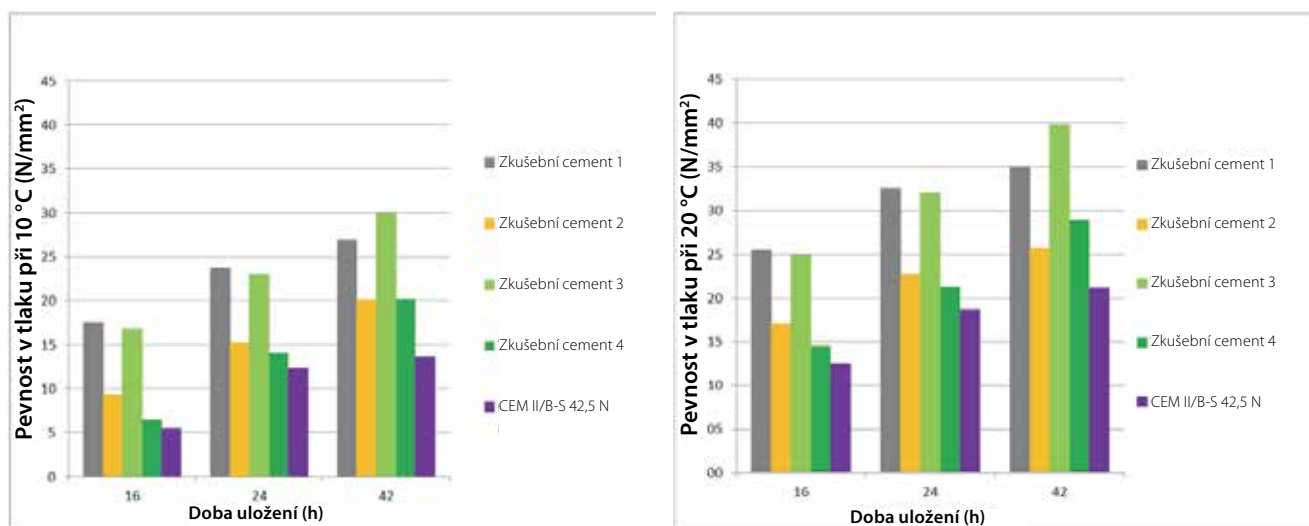
I když byly při zkouškách malty podle norem EN dosaženy dobré výsledky, bude ještě nutno provést zkoušky chování betonu konečného složení v reálných, praktických podmínkách. Při dalších zkouškách, které byly zaměřeny na ověření získaných výsledků, byly použity typické betony podle RVS 08.17.02. Tabulka 1 udává použité složení betonu:

Tabulka 1) Složení betonu

Surovina	Množství
Cement	350 kg/m ³
Kamenivo 0/4	765 kg/m ³
Kamenivo 4/8	310 kg/m ³
Kamenivo 8/16	290 kg/m ³
Kamenivo 16/32	456 kg/m ³
voda	150 kg/m ³
Poměr voda/cement	0,43
Obsah vzduchu v čerstvém betonu	4 - 6 %

Na základě konkrétního složení betonu bylo provedeno několik zkoušek, které byly zaměřeny na určení mechanických parametrů (např. nárůstu pevnosti v tlaku, pevnosti v příčném tahu, modulu pružnosti), jakož i parametrů souvisejících s trvanlivostí (např. vzdušných pórů ve ztvrdlém betonu a odolnost proti zmrazování a rozmrazování). Graf 2 znázorňuje formou příkladu nárůst počáteční pevnosti čerstvého betonu při teplotách uložení 10 °C a 20 °C v časových intervalech do 42 hodin, jejichž prostřednictvím jsou simulovány rozdílné klimatické podmínky na stavbách.

Graf 2) Nárůst počáteční pevnosti betonu při rozdílných teplotách uložení 10 °C (vlevo) a 20 °C (vpravo)



Z grafu 2 je zřejmé, že pevnost v tlaku 20 N/mm², která je nezbytná pro brzké obnovení provozu na silniční komunikaci, je možno dosahovat použitím zkušební cementu 1 a zkušební cementu 3, a to i při nižších okolních teplotách. Ve srovnání s běžným cementem používaným pro pokládku cementobetonových krytů vykazovaly všechny betony vyšší hodnoty počáteční pevnosti. Bude však nutno provést další zkoušky přímo na stavbě, aby bylo možno vyhodnotit vliv tohoto rychleji tvrdnoucího cementu na dobu, po jejímž uplynutí je možno řezat spáry, jakož i na chování související s úpravou povrchu krytu technologií obnaženého kameniva (vymývaného betonu).

ZKUŠEBNÍ PLOCHA

V souvislosti se zahájením výzkumných prací byla v roce 2017 vybudována pokusná plocha pro provádění zkoušek betonu různého složení a pro měření přenosu zatížení v oblastech dilatačních spár. Tento cementobetonový kryt byl vybudován u města Retznei (Štýrsko, Rakousko) jako plocha pro ukládání recyklovaných minerálních surovin. Až doposud se v Rakousku takové plochy budovaly pouze za použití speciálních druhů asfaltu, které umožňovaly snížení propustnosti. Uvedenou zkušební plochu bylo možno využít také k získání poznatků souvisejících s technologií výstavby cementobetonových krytů, jakými jsou např. údaje o těsnosti v oblastech dilatačních spár. Celkové rozměry vybudované utěsněné plochy činí asi 120 x 50 m. Výstavba byla provedena formou jednotlivých, vzájemně přiléhajících pásů, které byly pokládány postupným střídavým způsobem. Účelem této zkušební plochy bylo umožnit zkoumání vlivu měnícího se obsahu cementu jednak na vlastní postup pokládky krytu a jednak na následné chování tohoto krytu s ohledem na jeho mechanické vlastnosti a odolnost, včetně získání různých informací o přenášení zatížení v oblastech dilatačních spár. Pro tento účel byly pod spárami nainstalovány speciální senzory. Tato měření ještě stále probíhají. Byla použita tři různá složení betonu, viz Tabulka 2.

Tabulka 2) Složení betonu (složení vyvinuté v laboratořích)

Složení	1	2	3
Cement pro kryty CEM II/B-S 42,5 N [kg/m ³]	350	310	270
Voda [kg/m ³]	150	130	115
Kamenivo 0/4 [kg/m ³]	670	740	770
Kamenivo 4/8 [kg/m ³]	380	340	350
Kamenivo 8/16 [kg/m ³]	400	430	450
Kamenivo drcené 16/32 [kg/m ³]	360	380	390
Obsah vzduchu [%]	4,0 – 5,0		

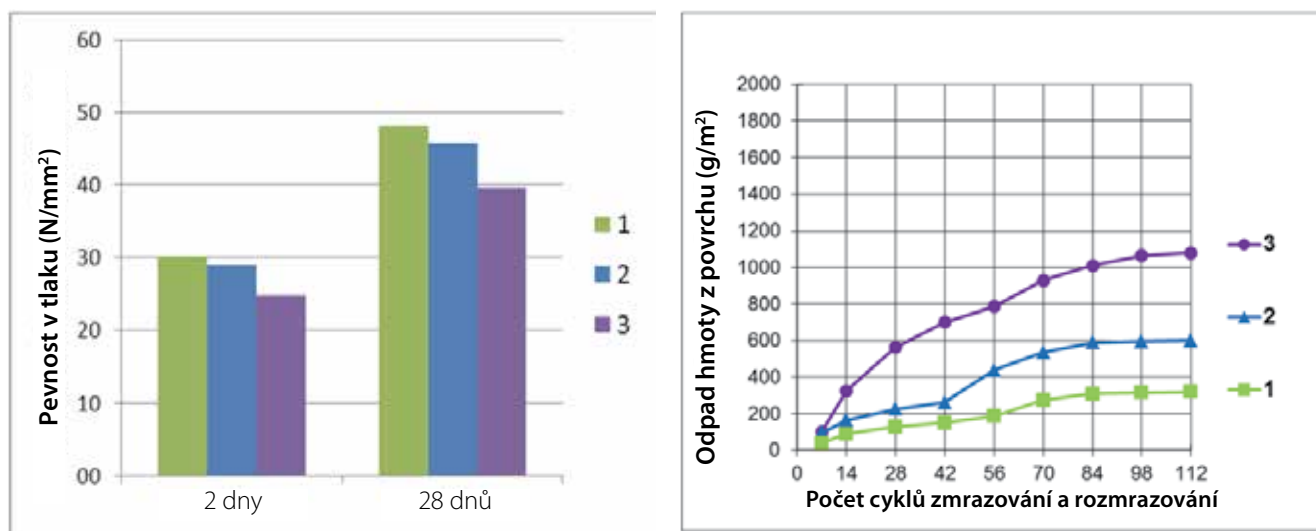
Beton mající složení uvedená v Tabulce 2 byl položen v různých jízdních pružích neboli pracovních pojezdech finišeru (viz také obrázek 1). Všechny 3 druhy betonu vykazovaly dobrou zpracovatelnost a bylo je možno účinně zhutňovat finišerem. Jak postupné zvyšování pevnosti, tak i konečné hodnoty pevnosti (například pevnost v příčném tahu činí asi 4 N/mm²), které byly dosaženy po 28 dnech, byly u všech složení betonu dostačující pro zvolený způsob použití pro cementobetonový kryt. Obrázek 1 zobrazuje pokládku jednotlivých pásů pomocí finišeru.

Obrázek 1) Pokládka cementobetonového krytu na zkušební ploše



Během výstavby této zkušební plochy byly prováděny zkoušky betonu. Například graf 3 znázorňuje pevnost v tlaku při stáří 2 a 28 dnů (vlevo) a velikost odpadu z povrchu v závislosti na počtu zmrazovacích cyklů při zkoušení odolnosti betonu proti účinkům rozmrazovacích solí v souladu se zařazením do třídy prostředí XF4 (vpravo).

Graf 3) Pevnost v tlaku při stáří 2 a 28 dnů a odpad hmoty z povrchu v závislosti na počtu zmrazovacích cyklů při zkoušení odolnosti betonu, který je zařazen v třídě prostředí XF4, proti účinkům rozmrazovacích solí



Ze znázornění prostřednictvím Grafu 3 je zřejmé, že pevnost v tlaku má se zmenšujícím se obsahem pojiva sklon ke snižování. Ze získaných výsledků zkoušek odolnosti proti působení mrazu a rozmrazovacích prostředků (za použití modifikovaného zkušební postupu, při kterém byla zjišťována ztráta hmotnosti z povrchu betonu zdrsněného koštětem) vyplynulo, že při obsahu pojiva 280 kg/m^3 dochází, a to i na počátku zkoušky, k masivnímu povrchovému porušení, jehož míra se zvyšuje na asi $1\,080 \text{ g/m}^2$ po 112 cyklech zmrazování a rozmrazování. Při vyšším obsahu pojiva je však ztráta hmoty významně nižší.

Výsledky této studie a rovněž výsledky dalších plánovaných zkoušek, které budou probíhat po delší dobu, by měly přispět k získání dlouhodobých poznatků o charakteristických vlastnostech cementobetonových krytů pokládaných za použití těchto nových metod.

ZÁVĚR A VÝHLED

Dosavadní výsledky poskytují přehled o některých aspektech souvisejících s vývojem cementů a s praktickým použitím těchto cementů na stavbách. Jejich znalost je potřebná pro další zvyšování podílu betonových vozovek při výstavbě silničních komunikací nižších tříd. Tyto první podrobnosti jsou částečně převzaty z víceletého projektu EcoRoads, který je realizován širokým konsorciem za účasti partnerů z oblastí vědy a průmyslu. Na základě analýzy celého procesního řetězce výstavby betonových vozovek – od vyhodnocení podmínek, přes technickou projektovou přípravu až po realizaci projektu – mají být stanoveny zásady, podle kterých budou vyvíjeny snadno použitelné nástroje, které budou umožňovat provádění výběru vhodných metod rekonstrukce stávajících a budování nových betonových vozovek. Cíl výzkumu je poskytnout státním orgánům veškeré podklady, které jsou nezbytné pro technicky i ekonomicky optimalizovanou výstavbu využívající beton. Výsledkem tedy má být obecně přístupná řada pravidel, která společně s konkrétně formulovanými požadavky usnadní přechod k dlouhodobé a trvale udržitelné výstavbě sítě betonových vozovek na silnicích nižších tříd v Rakousku.

PODĚKOVÁNÍ

Naše poděkování náleží sdružení EcoRoads a společnosti FFG, které nám umožnily realizovat objektivní výzkumný projekt ve spolupráci s partnery z oblastí vědy a průmyslu.



ZDROJE

BMVIT - statistické údaje o silničních komunikacích a provozu (2017), Rakouské ministerstvo dopravy, inovací a technologií, Vídeň

Blab, Ronald, a kol. (2012): Betonové silnice – příručka, Cement + beton, Vídeň, ISBN 3-9501576-2-X

ÖNORM B 3327-1 (2005): Cement podle ÖNORM EN 197-1 pro zvláštní použití – Část 1: Dodatečné požadavky, Rakouský normalizační institut, Vídeň

EN 196-1 (2016): Metody zkoušení cementu - Část 1: Stanovení pevnosti, Rakouský normalizační institut, Vídeň

ÖNORM B 3100 (2008): Posouzení reaktivity kyseliny křemičité s alkalickými složkami v betonu, Rakouský normalizační institut, Vídeň

RVS 08.17.02 (2011): Betonové kryty vozovek – pokládka krytů; Výzkumná společnost pro silniční a kolejovou dopravu, Vídeň

CONCRETE PAVEMENT CONSTRUCTION IN URBAN AREAS

DI Dr. Martin Peyerl

DI Gerald Maier

Mag(FH). DI Dr. Stefan Krispel

Smart Minerals GmbH

Franz-Grill-Straße 9

1030 Wien

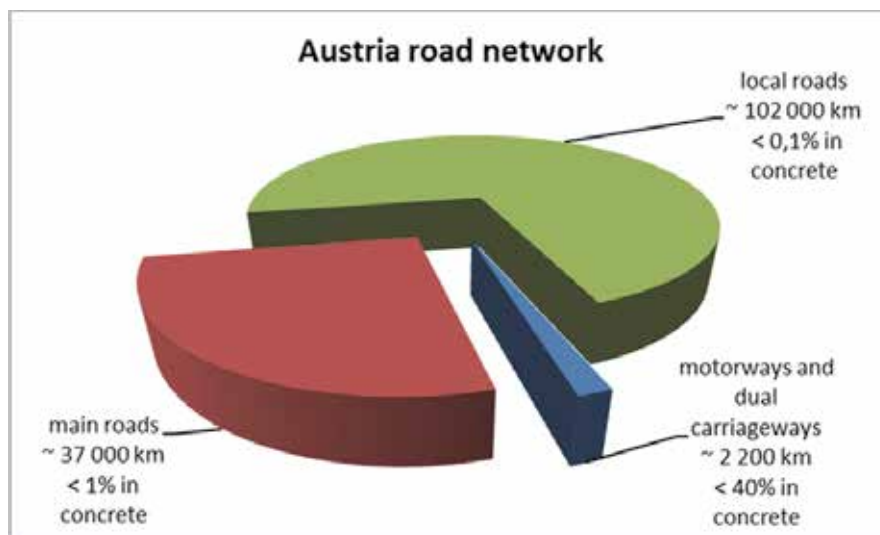
peyerl@smartminerals.at

Road surfaces are one of the most important parts of general infrastructure. Beside some well-known applications on motorways, roundabouts, bus-bays and –lanes, as well as areas before junctions, most of these surfaces are built of asphalt. Due to increasing demands on capacity, lifetime and durability, in addition to less availability of bitumen, more possible applications of concrete roads will be investigated in the course of a large research project called EcoRoads. The main challenge is to meet the main requirements on surface characteristics, durability and high early strength while ensuring low costs using tailored concrete recipes and construction methods.

SITUATION IN AUSTRIA

In Austria the construction of concrete roads is well experienced for many years and has a high level of technical development. Austrian road network (in total about 141 200 km) consists of about 2 200 km motorways and dual carriageways, 37 000 km main roads and 102 000 km local roads (BMVIT, 2017).

Chart 1) Percentage of concrete roads in the Austrian road network (BMVIT, 2017)



While about 40% of the high level traffic network is built of concrete, the proportion of concrete roads in the low-level road network in Austria is negligible (Blab et. al., 2012). Chart 1 shows the length of the Austrian road network and the percentage of concrete roads in the different road categories.



The typical life expectancy of asphalt roads is about 25 years, including several maintenance works. In contrast, concrete pavements have higher load bearing capacity, higher durability and therefore a higher life expectancy. Furthermore the most important raw material for the production of asphalt is a by-product of refineries and will probably not be available in the same amount in the future as today. As a consequence more applications of concrete roads, beside the well-known applications on motorways, roundabouts and bus bays/lanes are of great importance for future construction and maintenance of roads.

RAW MATERIALS

The concrete construction method used in Austria is primarily developed for the high-level road network. The aim of the research project EcoRoads is to modify it to such an extent, that it is also possible to produce high-quality and durable, but also cost-effective concrete roadways beside the high level road network by using local construction materials. This includes improvements in material-selection and construction methods.

The Austrian pavement cement is usually a CEM II/..S, special requirements are defined in the Austrian Standard ÖNORM B 3327-1, with following parameters:

- Initial setting time 120 min
- 28 days bending strength of 7 N/mm²
- Blaine-value ($\leq 4000 \text{ cm}^2/\text{g}$)
- Temperature of cement from plant ($\leq 80 \text{ }^\circ\text{C}$)
- Lower expansion

For building rural roads usually only one traffic lane can be closed for the construction and maintenance of concrete roads. Furthermore freshly built lanes should be fit for low speed traffic at least 24 hours after applying the concrete. On this purpose the development of concrete with high and early strength, while keeping the positive characteristics with regard to alkali aggregate reaction (low alkali contents), is essential. In a first step mortar tests on compressive and bending strength, according to EN 196-1 as well as test on the resistance to alkali aggregate reaction according to the national standard ÖN B 3100 on different newly designed cements were carried out. These test showed, that with cement compositions of high strength clinker in combination of slag and other additions a high early strength of mortar can be achieved. Furthermore the tests on the resistance to alkali aggregate reaction indicated a good performance of these laboratory mixed pavement cements, especially by use of additions in combination with slag.

Although the tests with EN standard mortar showed good results, the real practical behaviour has to be tested on realistic concrete compositions. To verify the results, typical concrete mixings according to RVS 08.17.02 were used for further testing. Table 1 shows the used concrete composition:

Table 1) Concrete Composition

Raw material	Amount
Cement	350 kg/m ³]
Aggregate 0/4	765 kg/m ³]
Aggregate 4/8	310 kg/m ³]
Aggregate 8/16	290 kg/m ³]
Aggregate 16/32	456 kg/m ³]
Water	150 kg/m ³]
W/C ratio	0,43
Air content in fresh concrete	4 - 6 %

On basis of the concrete composition, several tests for determining the mechanical parameters (e.g. compressive strength development, splitting tensile strength, modulus of elasticity) as well as durability parameters (e.g. air voids in hardened concrete and freeze thaw resistance) were carried out. Chart 2 shows exemplary the early strength development with fresh concrete and storing temperatures of 10 °C and 20 °C up to 42 hours to simulate different climatic conditions of the building site.

Chart 2) Strength development of concrete at different storing temperatures of 10 °C (left) and 20 °C (right)

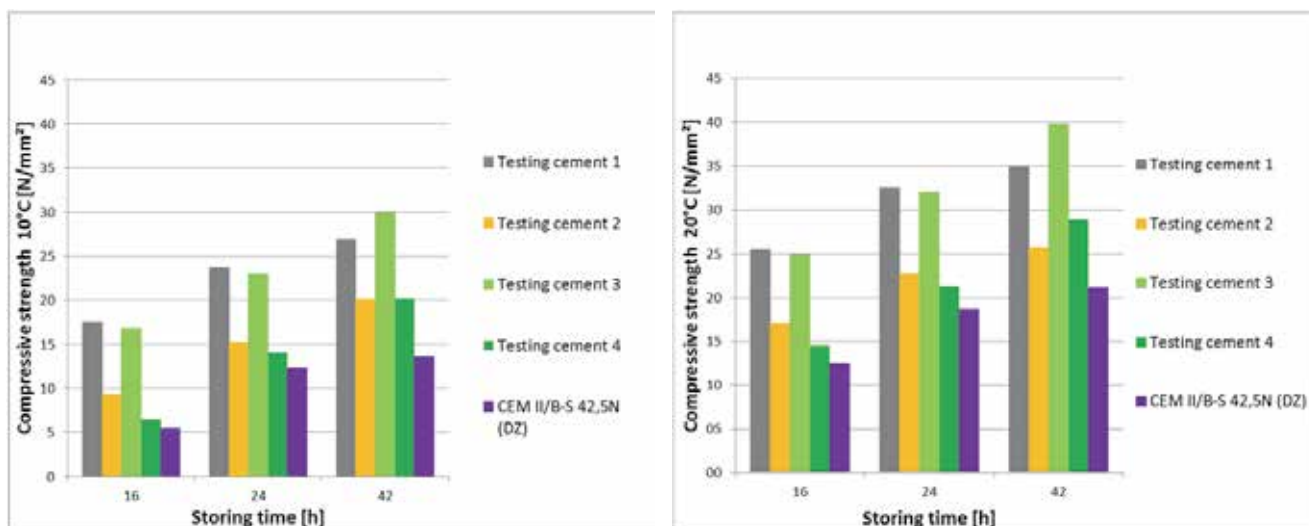


Chart 2 shows, that a compressive strength of 20 N/mm², which is necessary for early traffic release, can be achieved with concrete mixtures by using testing cement 1 and testing cement 3 also at lower ambient temperatures. In comparison to the normal paving cement all mixtures showed a higher strength in the early age. Further tests on the building site have to be executed to evaluate the impact of this faster paving cement on the time of cutting the joints as well as the behaviour for creating an exposed aggregate surface.

TESTING TRACK

At the beginning of the research work in 2017 an experimental area was built for testing different concrete recipes and measuring the load transfer between the doweled joints. This concrete pavement was created for the storage of recycled mineral raw materials at Retznei (Styria, Austria). Up to now in Austria these surfaces have only been made with special types of asphalt to reduce the permeability. Therefore the insights, such as the tightness of the joints, could also be provided for the concrete construction method. In total, an area of about 120 x 50 m was sealed. The installation was carried out in five meter wide paver tracks in a pilgrim paving process (alternating sequential method). Aim of this testing track was to investigate the impact of varying cement content on the paving process and the mechanical and durability behaviour of the pavement and getting some information of the load transfer between the joints. For this purpose, special sensors were installed under the joints. These measurements are still running. Three different concrete recipes were used, see Table 2.

Table 2) Concrete recipes (laboratory recipe development)

Recipe	1	2	3
Paving Cement CEM II/B-S 42,5 N [kg/m ³]	350	310	270
Water [kg/m ³]	150	130	115
Aggregates 0/4 [kg/m ³]	670	740	770
Aggregates 4/8 [kg/m ³]	380	340	350
Aggregates 8/16 [kg/m ³]	400	430	450
Aggregates crushed 16/32 [kg/m ³]	360	380	390
Air content [%]	4,0 – 5,0		

The recipes shown in Table 2 were built in the different lanes or paver tracks (see also picture 1). All concretes showed good workability and could be well compacted by the concrete paver. Both, the strength development and the final strength after 28 days of all concrete recipes (for example a splitting tensile strength about 4 N/mm²) were sufficient for the chosen application. Picture 1 shows the installation of the individual paver tracks.

Picture 1) Concrete paving of the testing area



During the construction of this testing area concrete tests were carried out. For example chart 3 shows the compressive strength in an age of 2 and 28 days (left) and the mass loss due to testing the freeze thaw resistance with de-icing salt according to exposure class XF4 (right).

Chart 3) Compressive strength at an age of 2 and 28 days and mass loss due to testing the freeze thaw resistance with de-icing salt XF4

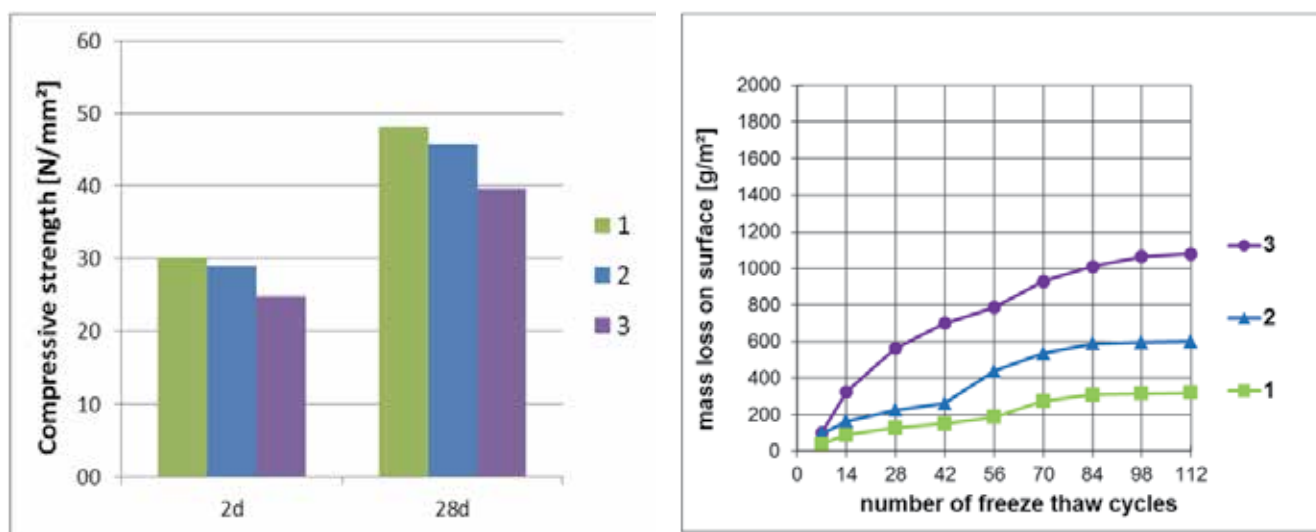


Chart 3 shows that the compressive strength tends to decrease with decreasing binder content. The results of testing the freeze thaw resistance (modified testing procedure with determining the mass loss on the broom finished surface) showed that, with a binder content of 280 kg/m^3 , even at the start of the test, massive surface weathering occurs and increases to about 1080 g/m^2 after 112 frost-thaw cycles. The mass loss with higher binder contents is significantly lower.

The results of this study, but also additional planned test tracks over a longer period, should help to understand the long-term characteristics of these new construction methods.

CONCLUSION AND OUTLOOK

The results show some aspects on cement development and construction-site implementation, which are required for an extended application of concrete roads in state- and municipal-roads. These first details are partly taken from the multi-year research project EcoRoads, which is carried out by a broad project consortium with the participation of scientific and industrial partners. By analysing the entire process chain of concrete road construction from condition assessment and technical planning to implementation, the principles for the development of user-friendly tools for selecting suitable renovation and construction methods for concrete-roads are to be created. The aim of the research is to provide the national authorities with all the necessary basics for a technically and economically optimized construction in concrete. As a result a generally accessible set of rules, together with stipulated requirements, should help to better establish the long-lasting and sustainable construction of concrete in the low-ranking road network in Austria.

ACKNOWLEDGEMENT

Many thanks to the association EcoRoads and the FFG that enabled us to realize the objective research project together with scientific and industrial partners.



SOURCES

BMVIT - Statistik Straße & Verkehr (2017), Austrian Ministry for Transport, Innovation and Technology, Vienna

BLAB, Ronald. et. al. (2012): Betonstraßen– Das Handbuch, Zement + Beton Vienna, ISBN 3-9501576-2-X

ÖNORM B 3327-1 (2005): Zement gemäß ÖNORM EN 197-1 für besondere Verwendung – Teil 1: Zusätzliche Anforderungen, Austrian Standard Institute, Vienna

EN 196-1 (2016): Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit, Österreichisches Normungsinstitut, Vienna

ÖNORM B 3100 (2008): Beurteilung der Alkali-Kieselsäure-Reaktivität im Beton – Austrian Standard Institute, Vienna

RVS 08.17.02 (2011): Betondecken – Deckenherstellung; Forschungsgesellschaft Straße-Schiene Verkehr, Vienna



**BROUŠENÍ - NOVÁ TECHNOLOGIE ZAJIŠTUJÍCÍ
NÍZKOU HLADINU HLUKU A ROVNÉ
CEMENTOBETONOVÉ KRYTY**

Ralf Alte-Teigeler
Otto Alte-Teigeler GmbH
Obere Hardt 13, 76467 Bietigheim, Německo
ralf.alte-teigeler@oat.de

BROUŠENÍ - NOVÁ TECHNOLOGIE ZAJIŠTJÍCÍ NÍZKOU HLADINU HLUKU A ROVNÉ CEMENTOBETONOVÉ KRYTY

Ralf Alte-Teigeler

Otto Alte-Teigeler GmbH

Obere Hardt 13, 76467 Bietigheim, Německo

ralf.alte-teigeler@oat.de

V Německu se broušení diamantovými kotouči využívá hlavně ke zlepšování rovnosti a protismykových vlastností cementobetonových krytů. Rozvojové fondy Federálního ministerstva dopravy, výstavby a rozvoje měst zaměřují své výzkumné projekty na intenzivnější snižování hlučnosti cementobetonových krytů. Vliv broušení krytů na snižování emisí hluku je předmětem několika výzkumných projektů. Tyto projekty zahrnují simulace, laboratorní zkoušky a výzkum v terénu. Na základě výsledků simulací byly připraveny betonové povrchy texturované pomocí laboratorní brusky. Při přípravě betonových povrchů bylo měněno složení betonu, tloušťka betonu a rozteč diamantových řezných kotoučů. Ukazuje se, že složení betonu a rozteč řezných kotoučů významně ovlivňují snížení emisí hluku.

V rámci terénního výzkumu jsme zkoumali emise hluku na řadě silničních úseků. Povrchy vozovek jsou v posledních desetiletích upravovány broušením diamantovými kotouči. Výsledky naznačují, že způsob broušení může zajistit dobré a trvalé vlastnosti snižující emise hluku. Bylo sledováno několik nových úseků vozovky, kde se na základě laboratorních výsledků měnily šířka a rozteč diamantových řezných kotoučů s cílem optimalizovat snížení emisí hluku. Došli jsme k závěru, že metoda broušení je dobrou alternativou k betonu z obnaženého kameniva, zajišťující povrchy s nízkou hlučností.

Dle nejnovějších informací se předpokládá, že kromě emisí hluku, rovnosti a protismykových vlastností, může broušení diamantovými kotouči zlepšovat také valivý odpor a tím snižovat spotřebu paliva a emise CO₂.

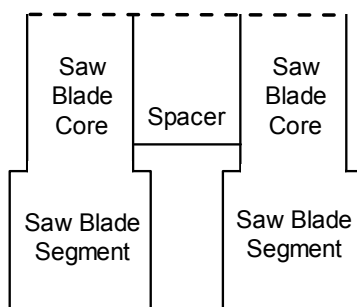
1. ÚVOD

Textura krytu vozovek významně ovlivňuje emise hluku pneumatik/vozovky. Ovlivňuje jak vibrace pneumatik, tak i aerodynamické procesy, ke kterým dochází mezi pneumatikami a krytem vozovky, které vedou k emisím hluku. V Německu se již řadu let úspěšně používá broušení diamantovými kotouči ke zlepšení protismykových vlastností a rovnosti cementobetonových krytů. Bylo zjištěno, že broušení také příznivě ovlivňuje emise hluku. Dosud ale není známo, které textury vzniklé broušením jsou pro snižování emisí hluku obzvláště vhodné. Různé výzkumné projekty (např. VILLARET 2013) studují vliv rozdílných parametrů broušení na vlastnosti povrchů cementobetonových krytů a výsledné hladiny hluku.

2. Broušení a drážkování

Textura vytvořená diamantovým brusem vzniká pomocí řady řezných kotoučů, které jsou společně uchyceny na hnačím hřídeli a jsou vedeny po cementobetonovém krytu. Hloubka broušení je mezi 3 a 5 mm. Brusné segmenty s diamantovými hroty s proměnnou šířkou jsou umístěny na hraně řezných kotoučů. Rozestup jednotlivých řezných kotoučů je řízen distančními vložkami, umístěnými mezi nimi a je většinou nastaven na 3 mm.

Obrázek 1) Typická konfigurace pro broušení



Textura diamantového brusu sestává z rýh a z výstupků původního povrchu, tj. oblastmi mezi po sobě jdoucími rýhami. Šířka rýh je určena šířkou segmentů a šířkou výstupků pomocí oddělení segmentů podle distančních vložek. Obrázek 2 znázorňuje řeznou hlavu (a) a typickou strukturu povrchu (b).

Obrázek 2) vlevo (a) brousící hlava, vpravo (b) typická textura diamantového brusu



Také u technologie drážkování jsou řezné kotouče, osazené na rotujícím hřídeli, vedeny po povrchu cementobetonového krytu. Na rozdíl od broušení je zde rozestup diamantových segmentů větší než 10 mm. Hloubka drážek je 3 až 6 mm. Tato metoda se používá hlavně pro zlepšení odtoku vody z povrchu cementobetonového krytu.

Obrázek 3) textura diamantové drážky



3. Broušení diamantovými kotouči v Německu

V minulosti se pro textury diamantového brusu používaly řezné hlavy o šířce 80 cm až 100 cm. Moderní řezné hlavy mají v současné době pracovní šířku 140 cm. Větší šířka zvyšuje výkonnost a zmenšuje překrývající se oblasti. Tyto řezné hlavy často vytvářejí různý vzhled povrchu, a tedy i různé povrchové vlastnosti. Několik snímačů průběžně monitoruje výšku řezné hlavy tak, aby byla zaručena požadovaná rovnost povrchu. Aby se zabránilo kolísání při vysokých rychlostech, stroj musí na řezací hlavu přenášet dostatečnou hmotnost. Betonový kal z broušení se odsává přímo v oblasti řezné hlavy a odvádí se pomocí sacího vozidla. Dodatečné čištění tedy není nutné a silnice může být okamžitě po broušení uvedena do provozu.

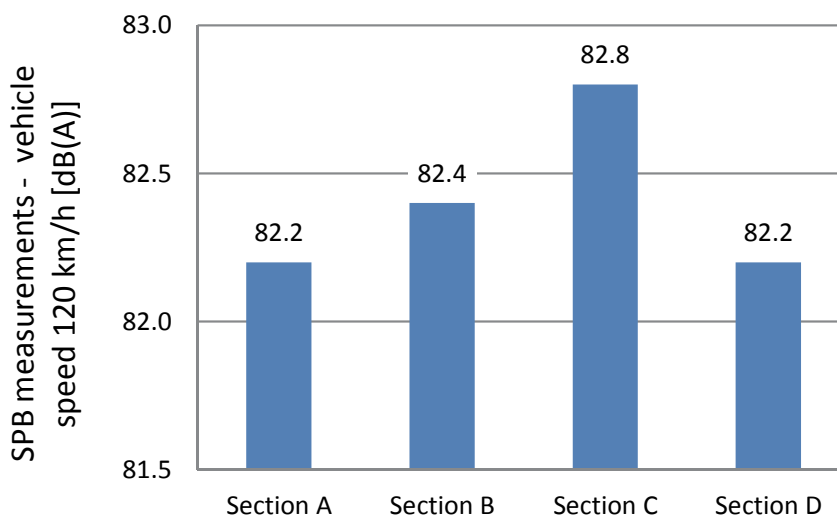
Obrázek 4) Broušení diamantovými kotouči v Německu



4. Zkoušení povrchových vlastností stávajících krytů upravených broušením diamantovými kotouči

Federální výzkumný ústav silnic a dálnic (BASt) prováděl v letech 2010 a 2011 výzkum různých dálničních úseků s cementobetonovým krytem. Z důvodu nevyhovující rovnosti a nedostatečných protismykových vlastností byl v rámci údržby povrch krytů těchto specifických úseků zbroušen diamantovými kotouči. Pro zjištění vlivu použité úpravy povrchu na snížení hluku byly změřeny akustické vlastnosti statistickou metodou při průjezdu (SPB) a metodou CPX. Výsledky střední úrovně hluku při průjezdu vozidla rychlostí 120 km/h zjištěné metodou SPB jsou znázorněny v grafu 1. Ve srovnání s referenční hodnotou pro hladinu zvuku při průjezdu vozidla 85,2 dB (A) podle (RLS-90) vykazují měřené dálniční úseky snížení hluku o 2,4 až 3,0 dB (A).

Graf 1) SPB metoda měření povrchů upravených broušením diamantovými kotouči (BASt)



Kromě zkoumání charakteristik povrchu bylo ve spolupráci s (Villaret 2011) prováděno další sledování broušených úseků různého stáří. Následující tabulka uvádí výsledky měření protismykových vlastností metodou SKM. Měření byla prováděna při rychlosti 80 km/h. Stáří broušení se pohybuje od jednoho roku do deseti let.

U nově budovaných vozovek je minimální požadovaná hodnota protismykových vlastností 0,46 měřená při rychlosti 80 km/h. Po uplynutí záruční lhůty je minimální požadovaná hodnota 0,40. Všechny sledované úseky vykazují vysokou úroveň protismykových vlastností (tabulka 1).

Tabulka 1) Měření protismykových vlastností povrchů broušených diamantovými kotouči (BAST)

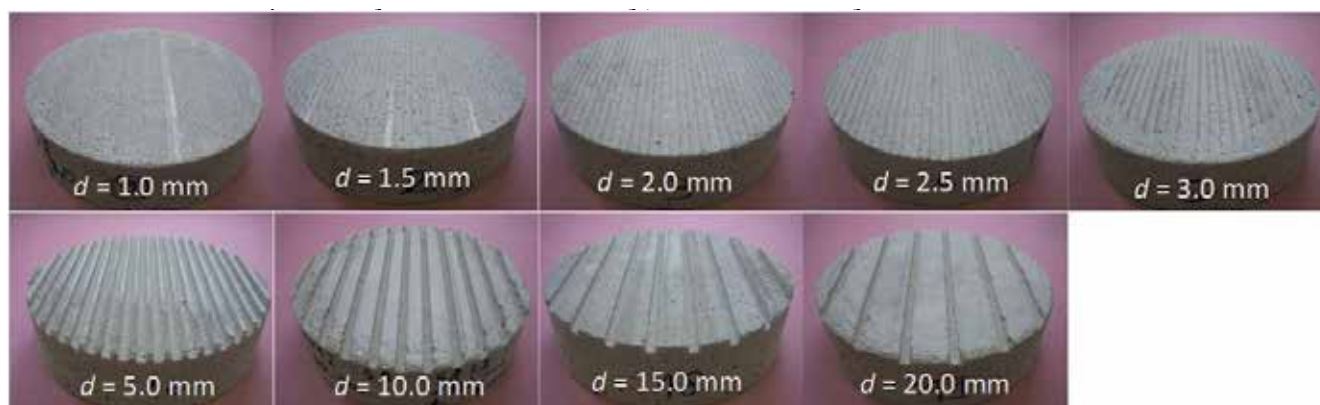
Dálnice	Rok broušení	Stáří broušení [roky]	μ_{SKM} (80 km/h)
1	2010	1	0,84
3	2009	2	0,71
7	2005	6	0,63
24	2001	10	0,66
115	2004	7	0,55

5. Laboratorní výzkum

Pro laboratorní výzkum bylo navrženo použití brusky, která využívá řezné kotouče a distanční vložky obvyklé v praxi. Bruska je schopna texturovat povrch malých betonových vzorků, což umožňuje snadnou změnu řady parametrů, jako je např. vzdálenost mezi řeznými kotouči.

Nejprve se laboratorní zkoušky prováděly na vzorcích s maltou na povrchu tak, aby bylo dosaženo rovného povrchu a vyloučil se účinek hrubého kameniva na texturu. V první části laboratorních výzkumů se měnily rozestupy broušení, aby se zjistil jejich vliv na geometrii textury a tím i na emisi hluku. Šířka distanční vložky se pohybovala mezi 1,00 mm a 20,00 mm. Šířka brusných segmentů byla udržována na hodnotě 3,2 mm a broušení bylo prováděno do hloubky 3 mm. Obr. 5 zobrazuje texturu vzorků malty.

Obrázek 5) Vrtná jádra vzorků malty, různé tloušťky distančních vložek

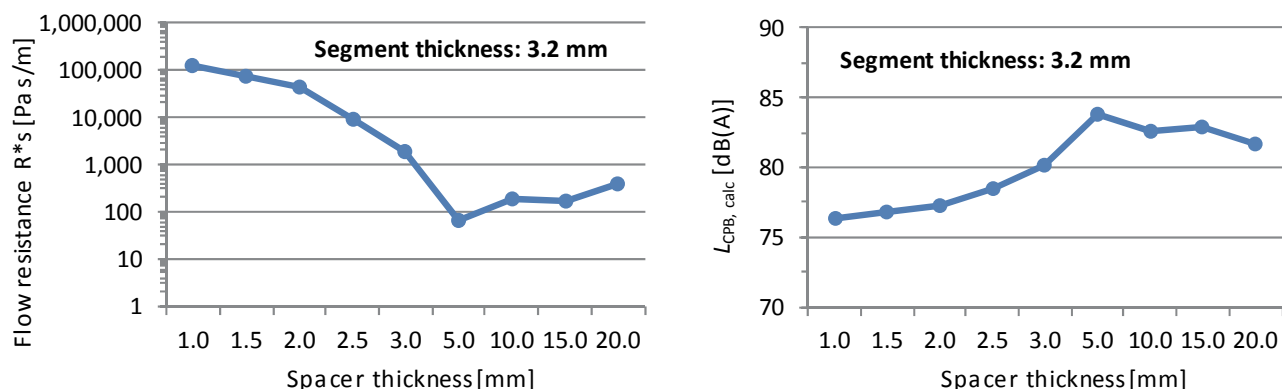


Pro posouzení vlastností povrchů snižujících hluk byla povrchová textura určena pomocí laserového profilometru. Na základě DIN EN 29053 byla také měřena odolnost proti proudění vzduchu způsobená danou texturou.

Na základě výsledků těchto měření byl očekávaný hluk způsobený kryty vozovek odhadnut pomocí modelu SPERoN®. SPERoN (Statistical Physical Explanation of Rolling Noise) je rámec pro modelování hluku na styku pneumatika/vozovka, který byl vyvinut během uplynulého desetiletí za účelem predikce vlivu vlastností vozovky na hluk pneumatik/vozovky.

Hladina akustického tlaku $L_{CPB, calc}$ se vypočítá z povrchové textury a odporu proti proudění vzduchu na povrchu. $L_{CPB, calc}$ je předpokládaná hladina okolního (coast-by) hluku v místě přijímače ve vzdálenosti 7,5 m od středu zkoumaného pruhu a ve výšce 1,2 m nad zemí. Vypočtené úrovně jsou podobné výsledkům měření SPB, ale je třeba mít na paměti, že hluk motoru není v modelu SPERoN zohledněn a že tento model nebyl ověřen pro anizotropní (různé v podélném a příčném směru) povrchy vozovek. Stanovuje odpor proti proudění vzduchu na povrchu a uvádí vypočtenou hladinu akustického tlaku L_{CPB} pro různé distanční vložky. Hladiny akustického tlaku byly stanoveny pro pneumatiku Michelin Energy 3A o šířce 195 mm a při rychlosti 120 km/h.

Graf 2) Odpor proti proudění vzduchu a vypočtená hladina akustického tlaku u vzorků



6. Zkušební úseky

Na základě výsledků laboratorních zkoušek byly v rámci výzkumného projektu vybudovány různé zkušební úseky. Jedním z těchto zkušebních úseků byla dálnice A13 poblíž Mittenwalde. Z důvodu nízkých hodnot protismykových vlastností byl povrch 12leté betonové vozovky v prvním pruhu zbroušen/vydrážkován. Vzdálenost rýh byla různá (tabulka 2), a to pro určení účinků vzdáleností rýh na povrchové charakteristiky. Obrázek 9 zobrazuje jeden příklad povrchu s kombinací drážkování a broušení. Vzdálenost mezi rýhami byla 20 mm. Jak je znázorněno na grafu 3 (a), protismykové vlastnosti jsou mnohem lepší, dosahují takových hodnot, jaké jsou předepsány pro nové vozovky (0,46 μ SKM), a to nezávisle na rozestupech rýh. Rozestupy po 10 mm vykazují nejlepší výsledky v oblasti protismykových vlastností. Předpokládá se, že povrch má nejlepší drenážní schopnost a tím zlepšuje protismykové vlastnosti.

Tabulka 2) Textury na A 13

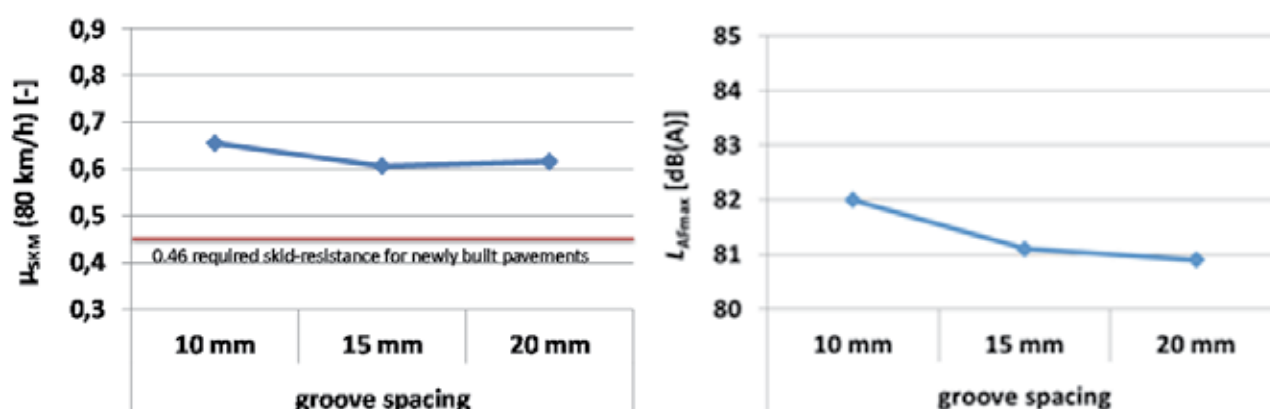
Textura	Broušení		Drážkování	
	Šířka segmentu [mm]	Rozestup mezi segmenty [mm]	Šířka segmentu [mm]	Rozestup mezi segmenty [mm]
1	2,8	1,8	2,8	10
2				15
3				20

Obr. 6) Broušení a drážkování, vzdálenost mezi rýhami 20 mm (zdroj VKI)



Hlukové charakteristiky byly měřeny metodou CPB (Controlled Pass-By). Výsledky nejsou přenositelné do metody SPB (Statistical Pass-By Method), ale poskytují vodítko pro oblast, kde lze výsledky SPB lokalizovat.

Graf 3) Vlevo (a) protismykové vlastnosti podle vzdálenosti drážek, vpravo (b) účinek rozteče drážek na hladinu hluku (CPB)



Graf 3 (b) zobrazuje, že se emise hluku snižují se zvyšující se roztečí drážek. Vzhledem k větší vzdálenosti mezi kanálky má vzduch menší schopnost proudění. Tím je snížena aerodynamická část hluku. Ve vzdálenosti 20 mm byla hladina hluku 80,9 dB (A). Při referenční hodnotě 85,2 dB (A) (pro SPB) to znamená snížení hluku o 4,3 dB (A). Protože bylo měření CPB prováděno s reprezentativními pneumatikami, předpokládá se, že zkoumaná textura může zajistit snížení hluku o 4 dB (A).

7. Souhrn a výhled

Broušení se dosud používalo hlavně ke zlepšení protismykových vlastností a rovnosti krytů. Výzkum v této oblasti ukázal, že broušení diamantovými kotouči je dobrou alternativou k úpravě povrchu betonu technologií obnaženého kameniva, zajišťující trvanlivé cementobetonové kryty s nízkou hlučností. Několik výzkumných projektů zkoumalo vliv různých řezných kotoučů a vzdáleností mezi segmenty na hladinu hluku a na protismykové vlastnosti. Laboratorní výzkum prokázal, že snížení úrovně hluku je lepší u cementobetonových krytů broušených diamantovými kotouči s velmi úzkou šířkou rozestupů. Na druhou stranu je třeba zajistit dostatečnou drsnost tak, aby byly dosaženy předepsané protismykové vlastnosti, které lze zajistit dodatečnými drážkami na jemně broušených površích. Na základě výsledků laboratorních zkoušek byly vybudovány zkušební úseky v terénu. První výsledky ukazují, že zbroušené plochy mohou zajistit dobré protismykové vlastnosti a snížení hluku by mohlo být kolem - 4 dB (A). V příští verzi německých předpisů ZTV Beton-StB má být brusná textura zavedena jako jedna z možností povrchové úpravy na nově budovaných vozovkách. V budoucnosti bude nutné zajistit více výzkumných projektů. Je třeba prozkoumat další různé textury tak, aby bylo možné zlepšit charakteristiky, týkající se hluku a protismykových vlastností. Druhý efekt broušení na valivý odpor je zajímavý, protože se předpokládá úspora spotřeby paliva a tím i snížení emisí CO_2 , což může být dalším pozitivním účinkem broušení diamantovými kotouči.

Reference

- [1] DIN EN 29053: Akustika; materiály pro akustické aplikace; stanovení odolnosti proti proudění vzduchu (ISO 9053: 1991); Německá verze EN 29053: 1993
- [2] RLS-90: Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen – RLS 90: Ausgabe 1990. Der Bundesminister für Verkehr. Bonn, den 22. Mai 1990. Berichtigter Nachdruck Februar 1992 (German guidelines for noise abatement on public roads (1990), corr. reprint 1992)



- [3] SPERoN: <http://www.speron.net/>
- [4] Villaret, S.; Beckenbauer, Th.; Schmidt, J.; Pichottka, S.; Alte-Teigeler, R.; Frohböse, B.; Alber, S. (2011): Forschungsbericht zu FE 08.0210/2010/ORB: „Untersuchung der lärmtechnischen Eigenschaften von Betonfahrbahndecken mit Grinding-Oberflächen“. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, Hoppegarten, Deutschland, November 2011.
- [5] VILLARET, S.; ALTREUTHER, B.; BECKENBAUER, Th.; FROHBÖSE, B.; SKARABIS, J. (2013): Forschungsbericht zu FE 08.0211/2011/OGB „Akustische Optimierung von Betonoberflächen durch Texturierung des Festbetons mit verbesserten Grinding-Verfahren“. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, Hoppegarten, Deutschland, April 2013.



GRINDING – THE NEW TECHNIQUE FOR LOW-NOISE AND EVEN CONCRETE SURFACES

Ralf Alte-Teigeler

Otto Alte-Teigeler GmbH

Obere Hardt 13, 76467 Bietigheim, Germany

ralf.alte-teigeler@oat.de

In Germany, diamond grinding is up to now mainly used to improve the evenness and skid resistance of concrete pavement surfaces. The Federal Ministry of Transport, Building and Urban Development funds research projects which are aimed for improving the noise reduction properties of road pavements made of concrete. The ability of surfaces produced by diamond grinding to reduce noise emission has been investigated in several research projects. Those included simulations, laboratory tests and field investigations. Based on the results of the simulations textured concrete surfaces were produced with a laboratory grinding machine. The composition of the concrete, the thickness and spacing of the diamond blades were varied. It appeared that the concrete composition and the spacing of the blades affected the reduction in noise emission considerably.

The noise emission behavior of numerous road sections was examined in field investigations. The pavement surfaces had been textured by diamond grinding during the last decades. The results show that the grinding method is able to provide good durable noise-reducing properties. Several new pavement sections were investigated where the thickness and spacing of the diamond blades were varied according to the results in the laboratories to optimize noise emission reduction. It is concluded that the grinding method is a good alternative to exposed aggregate concrete for the production of low-noise pavement surfaces.

Latest information let assume that beside noise emission, evenness and skid resistance diamond grinding can also improve the rolling resistance and thus fuel consumption and emissions of CO₂ might be reduced.

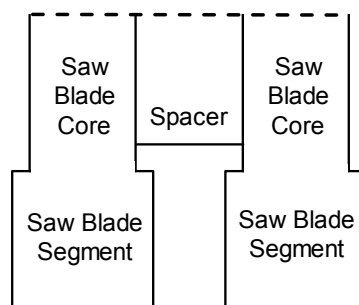
1. INTRODUCTION

The surface texture of road pavements affects the emission of tyre / pavement noise significantly. It affects both the vibrations of tyres and the aerodynamic processes occurring between the tyres and the pavement surface that lead to noise emission. In Germany, diamond grinding has been used successfully for many years to improve skid resistance and the evenness of concrete pavement. It was observed that grinding also has a favourable effect on noise emission. However, up to now it is not known which textures produced by grinding are particularly suitable for noise reduction. The effect of various parameters on the textural properties of concrete pavement surfaces produced by grinding and the resulting noise levels have been studied in different research projects (e.g. VILLARET 2013).

2. Grinding and Grooving

Diamond ground texture is produced by running a series of saw blades which are gang-mounted on a drive shaft over the concrete surface. The depth of grinding is between 3 and 5 mm. Diamond-tipped grinding segments, variable in width, are situated at the edge of the blades. The separation of the blades is set by spacer disks and is mostly at 3 mm.

Picture 1) Typical configuration for grinding



Diamond ground texture consists of grooves and land areas, i.e. the regions between consecutive grooves. The width of the grooves is determined by the width of the segments and the width of the land areas by the separation of the segments determined by the spacer thickness. Picture 2 shows a cutting head (a) and a typical surface texture (b).

Picture 2) left (a) grinding head, right (b) typical diamond ground texture



Grooving is also produced by running diamond grinding blades on a rotating drive shaft over the pavement surface. In contrast to grinding, the blades are separated by more than 10 mm. The depth of the grooves is 3 to 6 mm. This method is primarily used to improve the water drainage of pavement surfaces.

Picture 3) diamond groove texture



3. Diamond Grinding in Germany

In the past, cutting heads 80 cm to 100 cm in width were used for producing diamond ground texture. Modern cutting heads currently possess a working width of 140 cm. The larger width increases performance and reduces overlapping areas. Those often produced a different surface appearance and thus different surface characteristics. Several sensors continuously monitor the height of the head in order to guarantee the desired evenness of the surface. To prevent floating at high feed rates, the machine must transfer sufficient weight to the cutting head. The grinding slurry is extracted by suction directly in the region of the cutting head and removed by a vacuum truck. Thus, additional cleaning is not necessary and the road may be opened to traffic immediately after grinding.

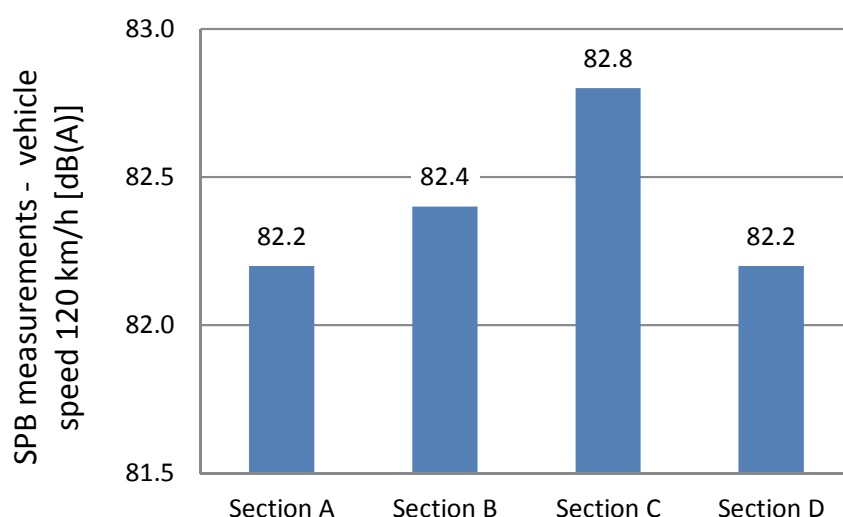
Picture 4) Diamond grinding in Germany



4. Investigations on the surface characteristics of existing surfaces produced by diamond grinding

In 2010 and 2011 different highway sections with concrete pavement were investigated by the Federal Highway Research Institute (BAST). Because of evenness and grip deficits the pavement surfaces of these specific sections had been diamond ground in the context of a maintenance procedure. In order to investigate the noise-reducing potential the acoustic properties were determined with the statistical pass-by method (SPB) and the CPX-method. The results of the middle sound level of vehicle pass-by with a vehicle speed of 120 km/h detected with the SPB-method are illustrated in chart 1. In comparison to the reference value for the sound level of vehicle pass-by of 85.2 dB(A) according to (RLS-90) the measured highway sections show a noise-reduction of 2.4 to 3.0 dB(A).

Chart 1) SPB-measurements of surfaces produced by diamond Grinding (BAST)



Beyond that and in connection with (Villaret 2011) further grinding sections different ages have been investigated in addition of their road surface characteristics. The following list contains the results of grip measurements with the SKM-method. The measurements have been done at a speed of 80 km/h. The age of grinding varies between one and ten years.

For newly built pavement, the minimum required level of skid resistance is 0.46 measured at a speed of 80 km/h. At the end of the period of warranty, the minimum required level is 0.40. All in all the investigated sections exhibit a high level of skid resistance (Table 1).

Table 1) Grip-measurements of diamond ground surfaces (BASt)

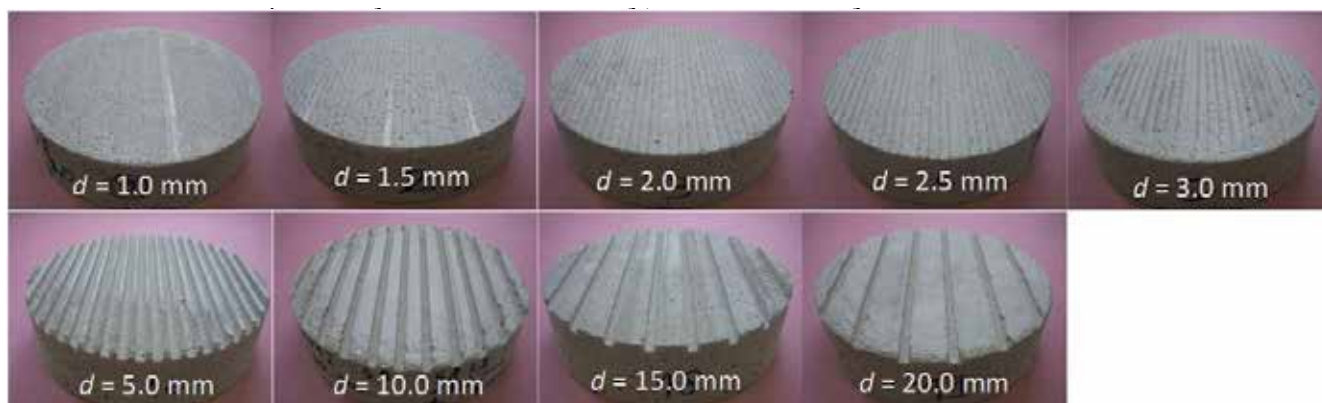
Highway	Year of grinding	Age of grinding [years]	μ_{SKM} (80km/h)
1	2010	1	0.84
3	2009	2	0.71
7	2005	6	0.63
24	2001	10	0.66
115	2004	7	0.55

5. Laboratory Investigations

For the laboratory experiments, a grinding machine was designed. It uses the common blades and spacers from field practice. The grinding machine is able to texture the surface of small concrete specimens, thus enabling easy variation of numerous parameters, such as the distance between the blades.

At first, the laboratory tests were carried out using mortar specimens in order to achieve an even surface and exclude the effect of the coarse aggregate on the texture. In the first part of the laboratory investigations, the thickness of the spacers was varied to determine their effect on texture geometry and therefore noise emission. The spacers were between 1.0 and 20.0 mm in thickness. The width of the grinding segments was kept at 3.2 mm and grinding was performed to a depth of 3 mm. Picture 5 shows the texture of the mortar specimens.

Picture 5) Drillcores of the mortar specimens, varying thickness of spacers d

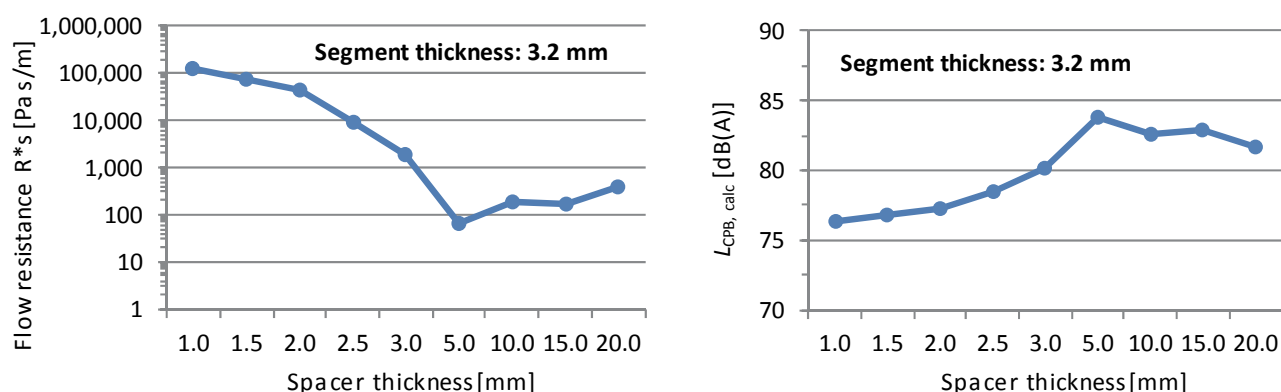


To assess the noise reducing properties of the surfaces, the surface texture was determined using a laser profilometer. Based on DIN EN 29053, the air-flow resistance of the surfaces induced by the texture was also measured.

Based on the results of these measurements, the expected noise produced by the surfaces was predicted with the SPERoN® model. SPERoN (Statistical Physical Explanation of Rolling Noise) is a tyre/pavement noise modelling framework developed over the past decade with the purpose of predicting the effect of road properties on tyre/pavement noise.

The sound pressure level $L_{CPB, calc}$ is calculated from the surface texture and texture-induced flow resistance. $L_{CPB, calc}$ is the expected level of coast-by noise at a receiver point at a distance of 7.5 m from the center of the lane under investigation and a height of 1.2 m above the ground. The calculated levels are similar to the results of SPB measurements, but it should be kept in mind that engine noise is not considered in the SPERoN model and that the model has not been validated for anisotropic (different in the longitudinal and transverse directions) surfaces. Chart 2 shows the texture-induced flow resistance and the calculated sound pressure level $L_{CPB, calc}$ for different spacer thicknesses. The sound pressure levels were determined for the tyre Michelin Energy 3A with a width of 195 mm and at a speed of 120 km/h.

Chart 2) Flow resistance and calculated sound pressure level for the specimens



6. Test sections

Based on the results of the laboratory test in a research project different test sections were built. One of the test section was the highway A13 nearby Mittenwalde. Due to a low skid resistance, the surface of a 12 year old concrete pavement was ground / grooved on the first lane. The distance of the grooves was varied (Table 2) to determine the effects on the surface characteristics. Picture 9 shows one example of a surface with a combination of grooving and grinding. The distance between the grooves was 20 mm. As shown in chart 3 (a) the skid resistance is much higher as required for new pavements ($0.46 \mu SKM$) independent from the distance of the grooves. The groove distance of 10 mm showed the best results on skid resistance. It is assumed that the surface has the best drainage ability and thus improve the skid resistance.

Table 2) Textures at A 13

Texture	Grinding		Grooving	
	Segmentwidth [mm]	Segmentdistance [mm]	Segmentwidth [mm]	Segmentdistance [mm]
1	2,8	1,8	2,8	10
2				15
3				20

Picture 6) grinding and grooving, distance of grooves 20mm (source VKI)



The noise characteristics were measured by the controlled-pass-by-method (CPB). The results are not conveyable to the statistical-pass-by-method (SPB) but they give a clue to the range where the SPB results may be located.

Chart 3) left (a) skid resistance according to distance of grooves right (b) effect of groove spacing on noise level (CPB)

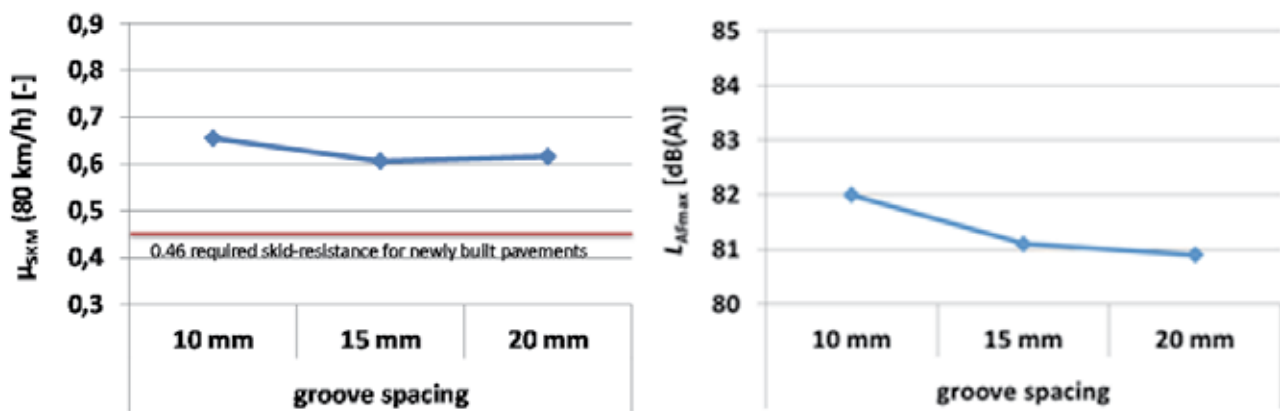


Chart 3 (b) shows that noise emission decreases with increasing groove spacing. Due to the bigger distance between the channels the air has fewer possibilities to flow. Thus, the aerodynamic part of the noise is reduced. With the distance of 20 mm the noise level was 80.9 dB(A). Based on the reference value of 85.2 dB(A) (for SPB) that means a noise reduction 4.3 dB(A). As the CPB-measurements were executed with representative tyres it is assumed that the investigated texture can provide a noise reduction of 4 dB(A).

7. Summary and Outlook

Up to now, grinding was mainly used to improve skid resistance and evenness. The investigations in the field have shown that diamond grinding is a good alternative to exposed aggregate concrete for the production of long lasting, low-noise pavement surfaces. Several research projects investigated the influence of the variation of blades and distances of segments on the noise-level and skid resistance. The laboratory investigations have shown that noise reduction is better for diamond ground concrete pavement surfaces produced with very low spacer widths. On the other hand, there must be enough roughness to achieve sufficient skid resistance which can be realised by additional grooves on the fine ground surfaces. Based on the results of the laboratory tests sections in the field were built. First results show that grinding surfaces can provide good skid resistance and the noise reduction might be around - 4 dB(A). In the next version of the German regulations ZTV Beton-StB the grinding texture should be implemented as one possibility for surface treatment on newly built pavements. For the future more research projects are necessary. First more different textures should be investigated for further improvements on the characteristics concerning noise and skid resistance. Second the effects of grinding on the rolling resistance is interesting as it is assumed that savings in fuel consumption and thus less CO₂ emissions can be another positive effect of surfaces produced by diamond grinding.

REFERENCES

- [1] DIN EN 29053: Acoustics; materials for acoustical applications; determination of airflow resistance (ISO 9053:1991); German version EN 29053:1993
- [2] RLS-90: Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen – RLS 90: Ausgabe 1990. Der Bundesminister für Verkehr. Bonn, den 22. Mai 1990. Berichtiger Nachdruck Februar 1992 (German guidelines for noise abatement on public roads (1990), corr. reprint 1992)
- [3] SPERoN: <http://www.speron.net/>



- [4] Villaret, S.; Beckenbauer, Th.; Schmidt, J.; Pichottka, S.; Alte-Teigeler, R.; Frohböse, B.; Alber, S. (2011): Forschungsbericht zu FE 08.0210/2010/ORB: „Untersuchung der lärmtechnischen Eigenschaften von Betonfahrbahndecken mit Grinding-Oberflächen“. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, Hoppegarten, Deutschland, November 2011.

- [5] VILLARET, S.; ALTREUTHER, B.; BECKENBAUER, Th.; FROHBÖSE, B.; SKARABIS, J. (2013): Forschungsbericht zu FE 08.0211/2011/OGB „Akustische Optimierung von Betonoberflächen durch Texturierung des Festbetons mit verbesserten Grinding-Verfahren“. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, Hoppegarten, Deutschland, April 2013.







WHITE TOPPING, JAK TENKOVŘSTVÝ MŮŽE BÝT?

Prof. Anne Beeldens, PhD., Eng.
AB-Roads

WHITE TOPPING, JAK TENKOVrstVÝ MŮŽE BÝT?

Prof. Anne Beeldens, PhD., Eng., AB-Roads

ABSTRAKT

Tenkovrstvý white topping a ultra tenkovrstvý white topping jsou známy již dlouho jako metody pro opravy (starých) asfaltových krytů vozovek. Ačkoliv je white topping hodně podobný klasickému cementobetonovému krytu, při návrhu je třeba brát v úvahu jeho speciální konstrukční parametry. Spojení nebo nespojení s podkladovou asfaltovou vrstvou, stav stávajícího asfaltového krytu, jeho zbývající tloušťka, geometrie desky ... to vše významně ovlivňuje očekávanou životnost tohoto (ultra) tenkovrstvého white toppingu.

Tato prezentace poskytuje přehled zásad týkajících se white toppingu, jakými jsou geometrie desky a interakce mezi betonovou a asfaltovou vrstvou. Popisuje vliv různých parametrů na předpokládanou životnost opravené vozovky. V příkladech jsou popsány jak problémy, tak i pozitivní aspekty této metody.

Úvod

Použití tenkovrstvého (TWT) a ultra tenkovrstvého white toppingu (UTWT) jako způsobu opravy starých asfaltových krytů vozovek bylo důkladně zkoumáno a tato metoda je již dlouho aplikována. Zkušenosti jsou získávány po celém světě, např. v Americe existují zkušební úseky v lowě již od roku 1971, na kterých bylo provedeno překrytí z prostého betonu nebo z vláknobetonu. Tyto zkušenosti byly poté uvedeny ve zprávě (1) a vytvořily základ rozvoje TWT v Belgii. Od roku 1988 se začaly realizovat některé pozoruhodné projekty ve státě Kentucky (2). Ve Švédsku byla vypracována rozsáhlá zpráva o zkušebních úsecích vybudovaných v letech 1993-1995 (3). Belgie má pozitivní zkušební úseky, které jsou stále v provozu, a které byly vybudovány v letech 1999, 2002 a 2003 ve Vilvoorde a Froyennes. V nedávné době se uskutečnil další výzkum týkající se návrhu a optimální implementace UTWT a TWT, a to jak ve vztahu k opravám asfaltových, tak i cementobetonových krytů. Jsou zvažovány aspekty, jakými jsou zvlnění, deformace, adheze, spojení ... a jsou vyvíjeny modely, které charakterizují chování těchto typů kompozitních krytů.

Principem (U) TWT je odstranění horní vrstvy (vrstev) stávajícího asfaltového krytu a jejich nahrazení betonovou vrstvou. Tato technologie se používá hlavně v městských podmínkách, jako např. na křižovatkách, autobusových zastávkách, pruzích vyhrazených pro autobusy a na silnicích s omezenou dopravou. U dopravně exponovaných komunikací musí být tloušťka aplikované betonové vrstvy větší.

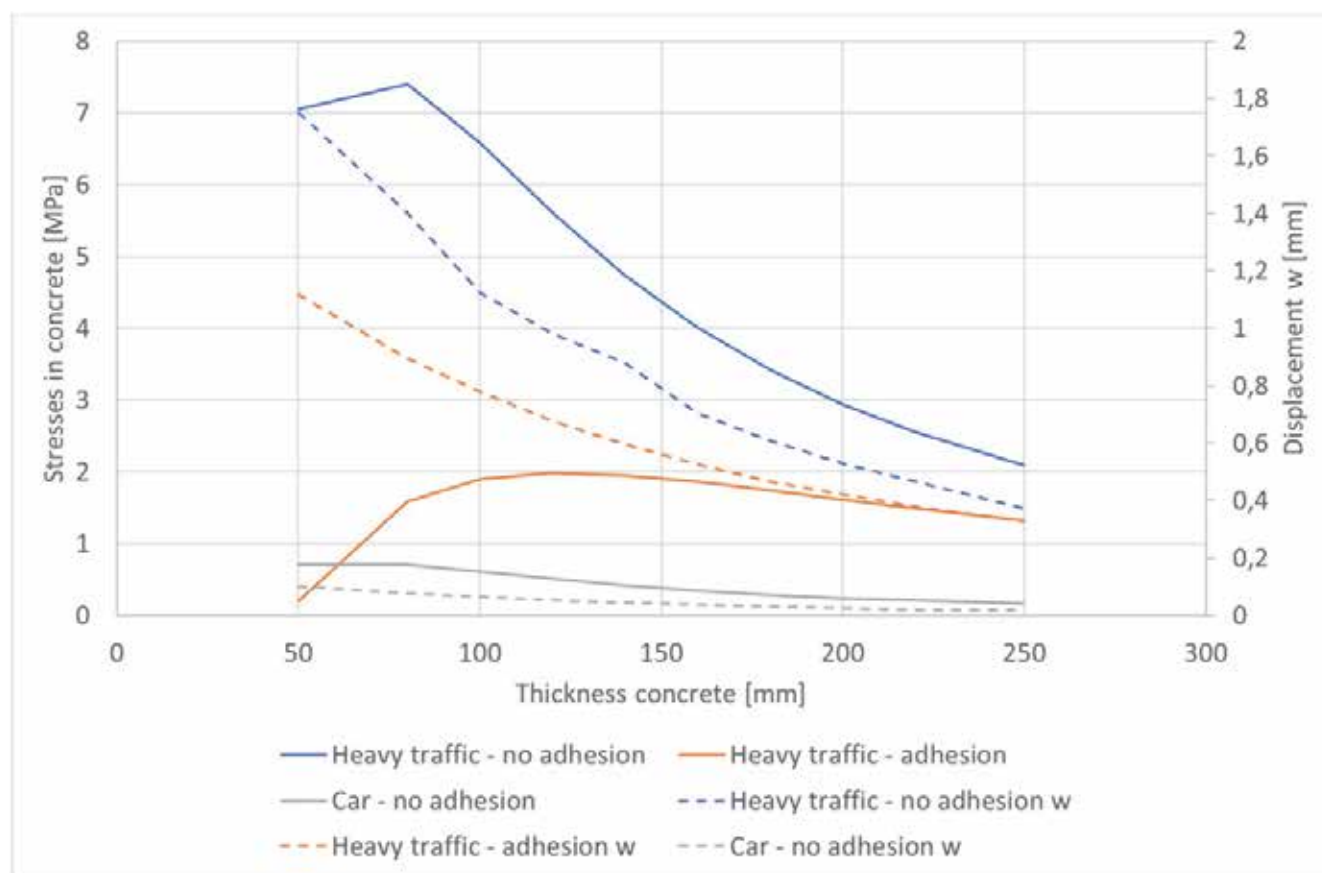
Rozdíl mezi TWT a UTWT spočívá v tloušťce betonové vrstvy. UTWT má tloušťku od 50 do 100 mm, zatímco u TWT se jedná o tloušťku 100 mm a 160 mm nebo více, což je již možno vnímat jako klasický cementobetonový kryt. Tato betonová vrstva může být aplikována jako překryvná vrstva na stávajícím asfaltovém nebo cementobetonovém krytu, nebo jako vložená vrstva, a to vyfrézováním stávajícího krytu do předpokládané hloubky. Ideální stav zajišťuje dobré spojení mezi novou a stávající vrstvou, ale velmi důležitá je i kvalita a tloušťka zbývajícího asfaltového nebo cementobetonového krytu.

Návrh (U)TWT

Chování (U) TWT závisí do značné míry na spojení betonové vrstvy se stávajícím krytem. V případě spojení lze konstrukci považovat za jeden celek. V případě nespojení musí cementobetonový kryt sám odolávat dopravní zátěži, smršťování a teplotním nebo vlhkostním gradientům.

Obr. 1 představuje zatížení v ohybu na spodní straně betonové vrstvy a posun ve vertikálním směru (w) v důsledku zatížení jedním těžkým vozidlem (zatížení nápravy 130 kN) a jedním osobním vozidlem (zatížení nápravy 6,5 kN). Beton je uložen na stávající asfaltové vrstvě o tloušťce 100 mm na nestmelené podkladní vrstvě tloušťky 250 mm. Předpokládá se písčité podloží ($k = 0,05 \text{ N/mm}^3$).

Obr. 1: Napětí a posun vozovky způsobené jedním nákladním a jedním osobním vozidlem. Cementobetonový kryt je uložen na asfaltové vrstvě tloušťky 100 mm na nestmelené podkladní vrstvě tloušťky 250 mm na pískovém podloží



Z výsledků v Obr. 1 je jasně viditelný vliv adheze. Výklad výsledků je třeba provádět obezřetně: při malých tloušťkách se zdá, že se napětí v betonu snižuje, ale celkový posun, napětí a namáhání podkladu se zvyšuje. K poruše dojde z důvodu poruchy podkladu a betonu.

Výsledky na obrázku 1 berou v úvahu pouze vliv dopravní zátěže. K tomu je třeba připočítat ještě napětí způsobené změnami teploty, smršťováním atd. Obvyklý beton pro výstavbu krytů (C35/45) má pevnost v ohybu 4,5 až 5 MPa. UTWT pro kryty se silným dopravním zatížením bude proto odolávat provozu pouze v případě, že bude zajištěno dobré spojení vrstev.

Provádění (U)TWT

Důležitými faktory jsou příprava stávající vrstvy: hloubka frézování, zbývající hloubka krytu, očištění povrchu ...stejně jako geometrie nových desek (poměr délka/tloušťka - délka/šířka), umístění spár a podmínky během výstavby. Toto je podrobněji vysvětleno v případových studiích.

Před a během provádění je velmi důležité prověřovat kvalitu zbývajících asfaltových vrstev a polohu spáry mezi jednotlivými asfaltovými vrstvami. Pokud je spára mezi asfaltovými vrstvami příliš blízko ke styku asfalt-beton, může nastat rychlá degradace, jako tomu bylo v případě prvního zkušebního úseku ve Vilvoorde.

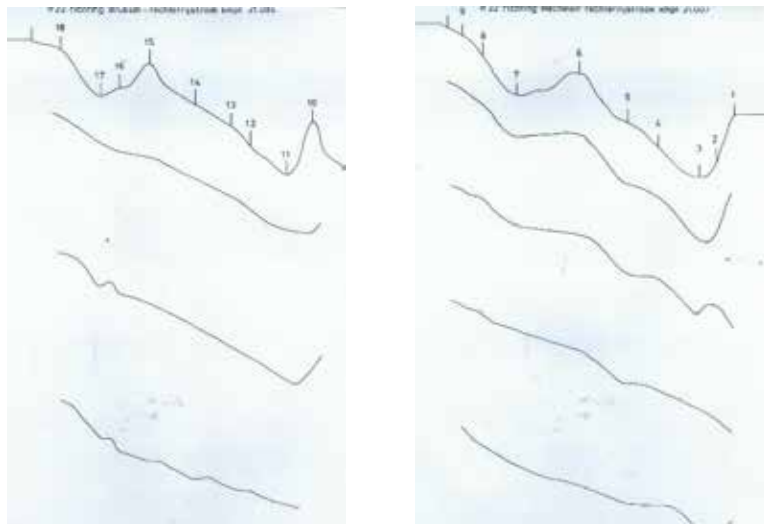
Zkušební úseky ve Vilvoorde - Belgie

První zkušební úseky na R22 (Woluwelaan) ve Vilvoorde - Belgie

R22, menší okružní komunikace v Bruselu s 2x2 jízdními pruhy o šířkách 3,50 m byla vybudována v roce 1991 jako asfaltová komunikace s obrusnou vrstvou tloušťky 50 mm AC typu II a třemi dalšími (ložní a podkladními) vrstvami typu III o tloušťkách 70, resp. 70 a 50 mm. Kryt na křižovatkách opatřených semaforem trpěl silným efektem „vyjetých kolejí“,

a to z důvodu zastavování silného provozu, jak je vidět na Obr. 2. Aby se zabránilo úplnému zničení krytu, bylo v roce 2000 přijato rozhodnutí o částečné výměně asfaltové vrstvy a jejím nahrazením tenkovrstvým white toppingem, protože „vyjeté koleje“ se nacházely pouze v ohrubné vrstvě.

Obr. 2: „Vyjeté koleje“ ve stávajícím asfaltovém krytu na Vilvoordesteenweg, Belgie - směr Brusel (vlevo) a směr Mechelen (vpravo)



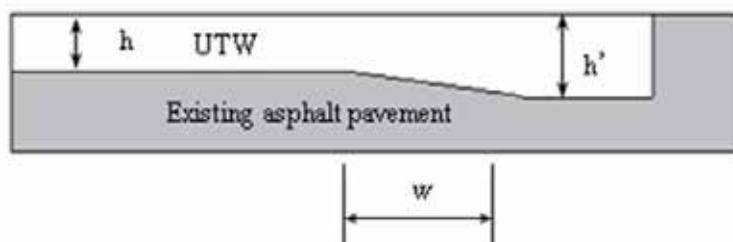
U různých zkušebních úseků byly aplikovány různé tloušťky betonové vrstvy (10, 12 a 15 cm) a dva intervaly spár (1,16 a 1,75 m). Trny do spár nebyly použity. Přenos zatížení probíhá pomocí zaklínění kameniva ve spárách a přenosem do spodních asfaltových vrstev.

Křižovatku bylo nutno otevřít pro dopravu co nejdříve, proto byl použit rychle tuhnoucí beton s maximální velikostí kameniva 14 mm. Bylo použito až 450 kg/m^3 cementu CEM III 42,5 LA s poměrem voda/cement 0,41. Vzhledem k tomu, že při betonáži probíhající v září byla vysoká teplota, docházelo následkem odpařování vody ke vzniku trhlin. Pro následující zkušební úseky byl proto obsah cementu snížen na 425 kg/m^3 s obsahem záměsové vody 185 litrů.

Pro provedení tenkovrstvého white toppingu byl použit následující postup:

- odfrézování horní asfaltové vrstvy do požadované hloubky. Je důležité, aby byl povrch asfaltové vrstvy po obroušení zdrsňen. Případné poruchy asfaltové vrstvy musí být opraveny ještě před pokládkou betonu. Je důležité, aby horní asfaltová vrstva nebyla po odfrézování příliš tenká;
- očištění povrchu tlakovou vodou
- na přechodech na stávající asfaltovou vozovku se použije tloušťka překrytí 75 mm (při min. tloušťce TWT 150 mm), která umožní postupné zvyšování napětí tak, jak je uvedeno na Obr. 3;

Obr. 3: Postupné zvyšování tloušťky vrstvy překrytí na přechodu mezi novým betonem a stávajícím asfaltovým krytem



- okartáčování povrchu;
- ochrana betonu: množství ochranného postříku proti vysychání vody bylo ve srovnání s tradičním cementobetonovým krytem zdvojnásobeno tak, aby se co nejvíce zabránilo odpařování vody. To je zvláště důležité vzhledem k nízkému poměru vody/cementu v betonu;
- řezání spár;
- těsnění spár - v případě Vilvoorde se žádné těsnění spár nepředpokládalo. Nicméně z důvodu nepravidelného řezání spár (první den byla prořezána pouze každá pátá spára) se první nařezané spáry rozšířily mnohem více a bylo rozhodnuto o jejich utěsnění.

Obr. 4: Jednotlivé kroky při aplikaci TWT: vyfrézování asfaltového krytu - očištění povrchu - tloušťka v přechodové oblasti - zvlhčení povrchu – pokládka betonu finišerem - ochrana betonu - řezání spár - konečný výsledek



Během frézování asfaltového krytu bylo zjištěno, že spára mezi podkladovými asfaltovými vrstvami je v hloubce 110 mm. Pro minimalizaci rizika vzniku poruch bylo rozhodnuto o zvýšení této hloubky o 20 mm tak, aby se odstranila tenká přechodová asfaltová vrstva.

Kontrola zkušebních úseků po třech letech ukázala, že úseky o tloušťce 120 mm s roztečí spár 1,16 m neodolaly silnému provozu. Důvodem nebylo odtržení betonu, ale ztráta přilnavosti podkladových asfaltových vrstev.

Druhý projekt UTWT na R22 (Woluwelaan) v Machelenu

Druhý projekt UTWT ve Flandrech byl realizován v roce 2003, a to na stejné krajské silnici R22, na křižovatce s Kerklanem v Machelenu. Zde se jedná o důležité spojení s rozsáhlým velkoobchodním střediskem, distribučními firmami a centrem Machelen, se zatížením asi 11 500 vozidly denně v každém směru, z toho tvoří těžká vozidla přibližně 15%. Tento úsek je stále v provozu.

Tloušťka zde byla zvýšena až na 140 mm. Zbývající tloušťka asfaltových vrstev byla 100 mm. Podélné a příčné smršťovací spáry byly prořezány ve čtvercovém rastru 1,75 m x 1,75 m. Vzhledem k velkému počtu spár bylo použito více řezaček tak, aby bylo možné eliminovat otevření spár během první noci na minimum.

Nebezpečí vzniku trhlin na koncích příčných spár z důvodu přilehlého odvodňovacího žlabu bylo eliminováno aplikací izolačního materiálu (asfaltové pásky) po celé délce podélné spáry mezi betonem a žlabem.

Tento zkušební úsek se chová mnohem lépe než předchozí. Bezprostředně po betonáži zde nebyly viditelné žádné trhliny (v důsledku smršťování ani trhliny na koncích příčných spár u odvodňovacích žlabů, jak tomu bylo v případě prvního úseku). Trhliny se objevily po několika letech, ale tento zkušební úsek je stále v provozu.

Zkušební úsek v Froyennes, Tournai

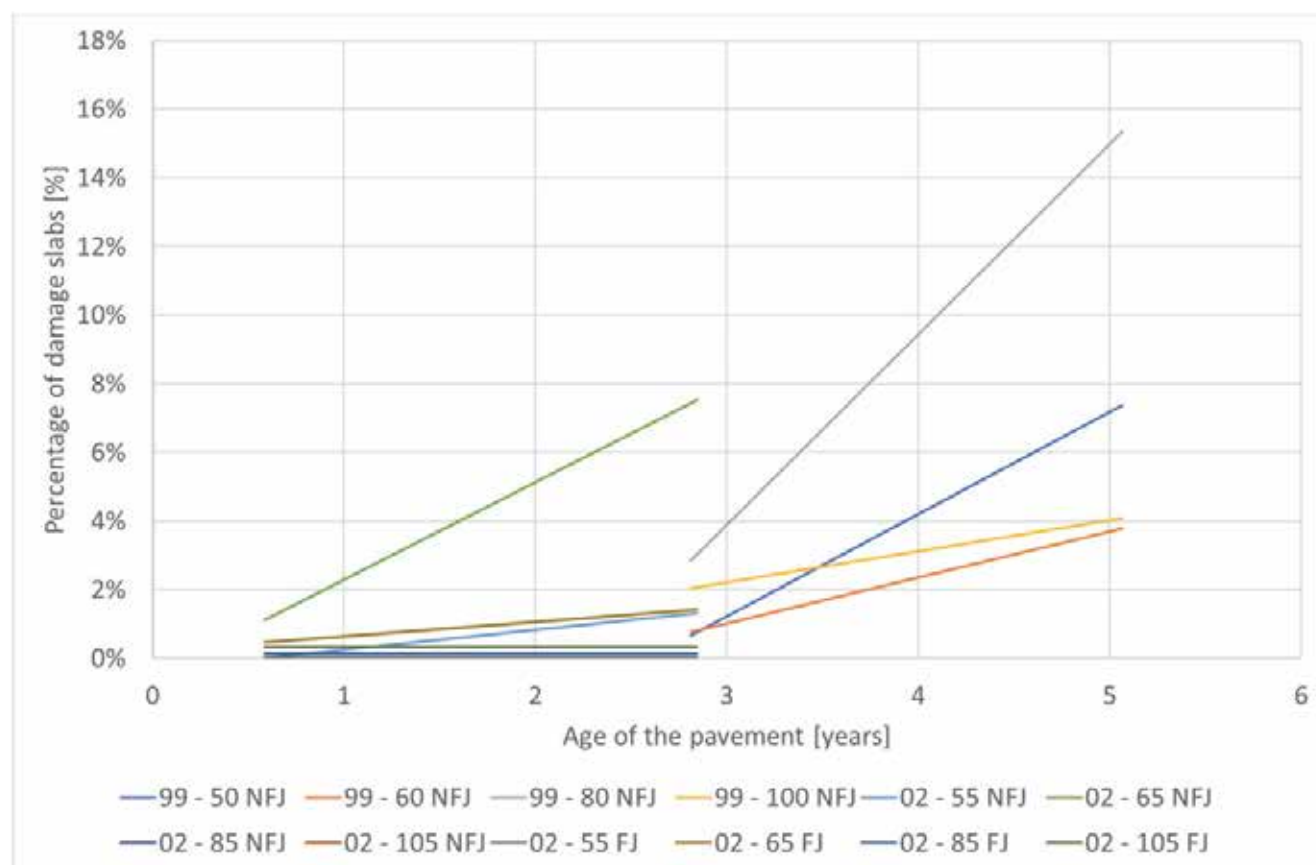
V roce 1999 byly na N50 ve Froyennes v Tournai vybudovány nové zkušební úseky s UTWT. Jedná se o dvoupruhovou vozovku se zatížením 7 500 vozidly denně v každém směru, z toho tvoří těžká vozidla přibližně 13%. Tloušťka betonové vrstvy se pohybovala mezi 50 a 100 mm, s vlákny a bez vláken.

Tabulka 1: Přehled zkušebních úseků ve Froyennes vybudovaných v roce 1999

Tloušťka	Délka	Šířka	Vlákna	Vzdálenost mezi spoji
50 mm	30 m (1999) 200 m (2002)	4 m	30 kg / m ³	0,66 m
50 mm			—	0,66 m
60 mm			30 kg / m ³	0,8 m
60 mm			—	0,8 m
80 mm			30 kg / m ³	1,0 m
80 mm			—	1,0 m
100 mm			30 kg / m ³	1,33 m
100 mm			—	1,33 m

Spáry nebyly utěsněny, kromě spár s přilehlou vozovkou. Kvalita zbývajících asfaltových vrstev na tomto úseku nebyla optimální. Proto bylo rozhodnuto o tom, aby bylo v roce 2002 v rámci druhé fáze tohoto zkušebního úseku nahrazeno 30 mm stávajícího asfaltového krytu novou asfaltovou vrstvou. Byly zde zrealizovány stejné zkušební úseky, ale vyfrézování bylo provedeno o 30 mm hlouběji. Před položením 30 mm nové asfaltové vrstvy (s kamenivem mezi 0 a 7 mm) byl aplikován postřik asfaltové emulze s +/- 200 g/m² zbytkového pojiva. Asfaltová vrstva byla před položením betonu mírně zbroušena a očištěna, beton byl položen finišerem. Spáry byly částečně vyplněny elastomerovými záplvkami.

Obr. 5: Hodnocení zkušebních úseků ve Froyennes. Název - rok výstavby - tloušťka - utěsněné (FJ) nebo neutěsněné spáry (NFJ)



Obecné závěry ze zkušebních úseků ve Froyennes lze shrnout následovně:

- Chování velmi tenkého white toppingu, tj. tloušťky 50 mm a 65 mm, závisí mnohem více na kvalitě zbývajících asfaltových vrstev. V úseku 99 - 50 je zaznamenán celkový posun desek. Napětí způsobené dopravní zátěží je mnohem více rozloženo do podkladových vrstev, které jsou v případě UTWT častou příčinou degradace.
- TWT o tloušťce 100 mm se chová dobře a pro zatížení na N50 se zdá být tato tloušťka minimální.
- Utěsnění spár je pro chování (U)TWT výhodné. Těsnění se v zásadě neprovádí, ale při utěsnění spár nemůže do konstrukce pronikat voda, což má z pohledu dlouhodobého chování pozitivní vliv.

Obecné závěry

Zkušební úseky naznačují dobré chování TWT jako technologie oprav asfaltových krytů s „vyjetými koleji“. Čím silnější je vrstva betonu (100 mm až 140 mm), tím lépe odolává dopravnímu a povětrnostnímu zatížení.

Je třeba ověřovat stav zbývajících asfaltových vrstev a stanovit životnost této kompozitní konstrukce. Je třeba se vyvarovat toho, aby spára mezi asfaltovými vrstvami byla blízko styku mezi betonem a podkladovou asfaltovou vrstvou. Nesmí se vyskytovat žádná degradace zbývajících asfaltových vrstev. Pro zajištění spojení mezi vrstvou white toppingu a podkladovou asfaltovou vrstvou, je třeba zajistit čistý, ale drsný povrch asfaltové vrstvy.

Délku a šířku desek je třeba přizpůsobit jejich tloušťce. V případě silného provozu musí být délka omezena na 12ti až 15ti násobek tloušťky. Umístění podélné spáry je také důležité. Stopa kola musí být co nejvíce vzdálena od podélné spáry.

U technologie (U) TWT se nemusí těsnit spáry. Vzhledem k tomu, že množství spár je mnohem vyšší než u běžného cementobetonové krytu, je pohyb desek velmi omezen. Vyplněním spár se však životnost provedené opravy prodlouží.



Při provádění betonáže je třeba zajistit běžné podmínky:

- Vlhčení podkladové vrstvy
- Povrchová úprava je stejná jako úprava tradičního cementobetonového krytu. V Belgii se provádí kartáčování, tedy povrchy z obnaženého kameniva.
- Ochrana čerstvého betonu proti vysychání pomocí dobrého ošetřovacího prostředku.
- Řezání spár se provádí co nejdříve, k dispozici musí být dostatečný počet pil. Pokud je rozhodnuto o tom, že bude nařezána nejprve každá pátá spára, potom musí být mezilehlé spáry prořezány ve stejný den tak, aby se zabránilo otevření prvních spár během noci.

Použití tenkovrstvého white toppingu je vhodné v konkrétních případech, jakými jsou křižovatky s hustým provozem, na kterých asfaltový kryt vykazuje vážné deformace ve formě vyjetých kolejí, jízdní pruhy vyhrazené pro autobusy, autobusové zastávky ... Čím tlustší je vrstva TWT, tím lépe se bude chovat, a to zejména při husté dopravě. Z výsledků zkušebních úseků v Belgii vyplývá, že při tloušťce mezi 100 a 140 mm je možné počítat s životností až 15 let. White topping s menší tloušťkou se může chovat dobře, ale mnohem více závisí na stavu podkladové asfaltové vrstvy. Tlustší betonové překryvy/vložené vrstvy mají výrazně delší životnost.

Bibliografie

1. **Verhoeven, Karel.** *Dunne overlagen van cementbeton - studiereis USA juli 1987 (Thin White topping - report of the round trip USA in July 1987 - in Dutch).* December 1987.
2. **American Concrete Pavement Association; Concrete information.** *Ultra-thin whitetopping.*
3. **Silfwerbrand, Johan.** *Whitetoppings - Swedish field test 1993-1995, CBI report 1:95.* 1993. ISSN 0346-8240.
4. **Chris Caestecker, Tim Lonneux;** *UTW: Test sections in Flanders; Proceedings of the XXIInd PIARC World Road Congress in Durban, South-Africa, 2003*
5. **Raymond Debroux, Raoul Dumont** (Belgium); *Experimental sections of ultra-thin whitetopping in Tournai; Proceedings of the 9th International Symposium on Concrete Roads, 2004, Istanbul.*
6. **Vandenbossche, Julie; Dufalla Nicole and Li Zichang;** *Revised Design Procedure for Thin and Ultrathin Bonded Whitetopping; TRB volume 2368, DOI 10.3141/2368-14*



WHITE TOPPING, HOW THIN CAN WE GO?

Prof. Anne Beeldens, PhD., Eng., AB-Roads

ABSTRACT

Thin white topping and ultra-thin white topping as rehabilitation method for (old) asphalt pavements is known for a long time. Although white topping shows a lot of similarities to a classic concrete pavement, special design parameters need to be taken into account. Bond or no-bond, the condition of the existing asphalt, the remaining thickness, the slab geometry... are influencing the expected life time of the (ultra) thin white topping significantly.

This presentation gives an overview of the principles of thin white topping, such as the slab geometry and the interaction between the concrete and the asphalt layer. It discusses the impact of the different parameters on the expected life time of the rehabilitated pavement. Examples indicate the difficulties as well as the positive aspects.

Introduction

The use of thin (TWT) and ultra-thin white toppings (UTWT) as a repair method for an old rutted asphalt road is thoroughly investigated and applied since long time. Experience is gathered over the world, in America with test sections in e.g. Iowa from 1971 on, with a concrete overlay in plain concrete or in fibre reinforced concrete. These have been thoroughly reported in (1) and formed the basis of the development of TWT in Belgium. In 1988 and further, some remarkable projects have been done in Kentucky (2). In Sweden, an extensive report was made on the test sections constructed in 1993-1995 (3). Belgium had positive test sections, which are still in place, constructed in 1999, 2002 and 2003 in Vilvoorde and Froyennes. Recently, more research has been done concerning the design and the optimum implementation of UTWT and TWT and this for the rehabilitation of asphalt pavements as well as for concrete pavements. Aspects such as curling, warping, adhesion, bond,... are considered and models are developed in order to characterize the behaviour of these type of composite pavements.

The principle of (U)TWT is to remove the upper layer(s) of the existing asphalt pavement and replacing them by a concrete inlay. This technique is mainly applied in urban conditions such as cross sections, bus stops, bus lanes and on roads with limited traffic. The thickness needs to increase for heavy trafficked roads.

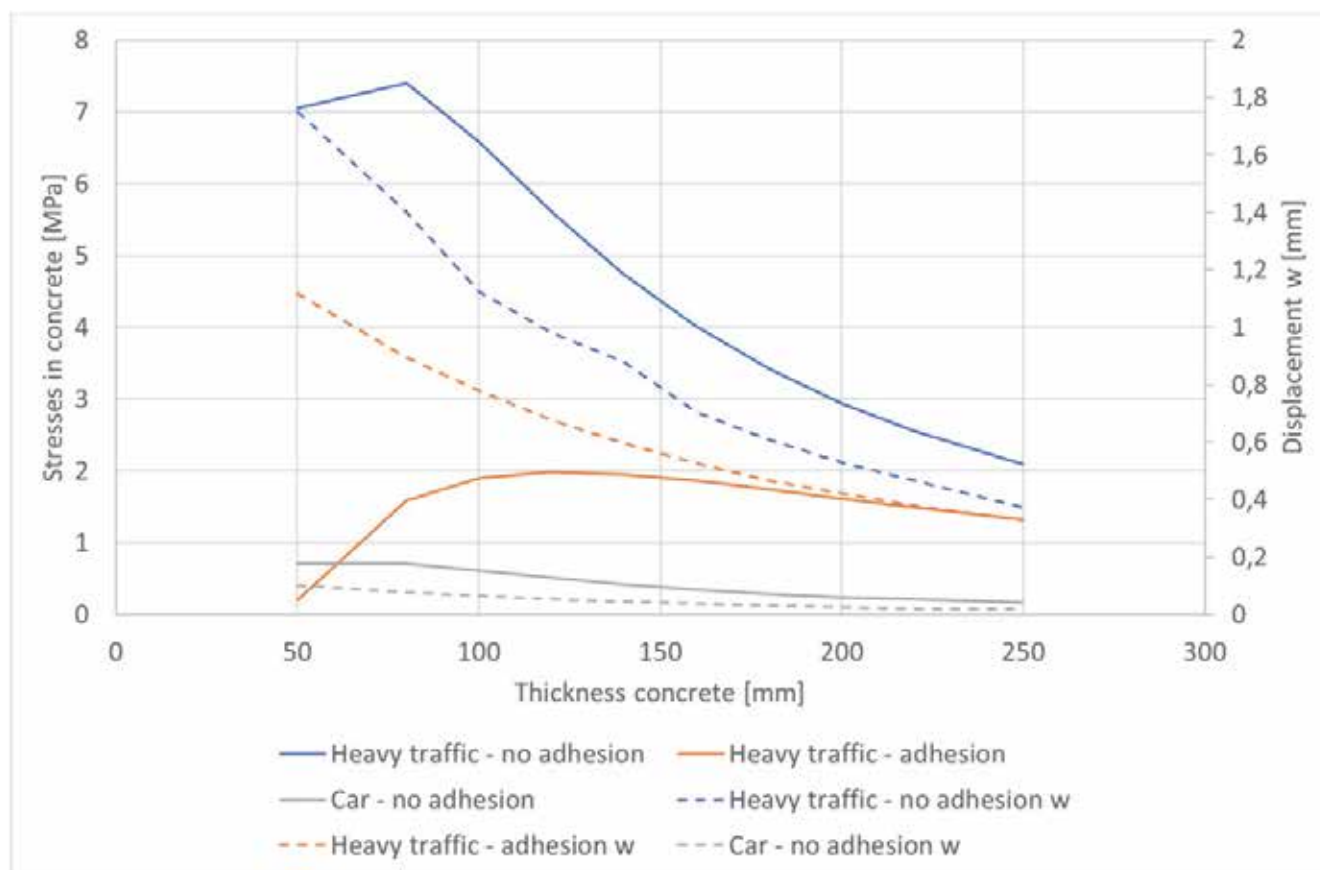
The difference between TWT and UTWT is the thickness of the concrete layer. UTWT has thicknesses from 50 to 100 mm, where TWT can be seen between 100 mm and 160 mm or more, where it can be seen as a classic concrete pavement. This concrete layer can be placed as overlay, on top of the existing asphalt or concrete pavement, or as inlay, by grinding the existing pavement at the expected depth. The ideal towards behaviour is a good bond between the new and the existing layer, but also the quality and the thickness of the remaining asphalt or concrete is of importance.

Design of (U)TWT

The behaviour of (U)TWT depends to a large extend on the bonding of the concrete layer with the existing pavement. In the case of bonding, the structure can be regarded as a whole. In the case of debonding, the concrete pavement on itself has to withstand the stresses from traffic, shrinkage and temperature or moisture gradients.

Figure 1 represents the bending stresses at the bottom of the concrete layer and the displacement in vertical direction (w) due to the load of one heavy vehicle (axle load of 130 kN) and of one car (axle load of 6,5 kN). The concrete is placed on top of an existing asphalt layer of 100 mm and on a granular base layer of 250 mm. A sand soil is foreseen ($k=0,05 \text{ N/mm}^3$).

Figure 1: Stresses and displacement of the pavement due to one truck or car. The concrete pavement is placed on 100 mm asphalt and 250 mm granular base on a sand soil



From the results in Figure 1 the effect of the adhesion can be clearly seen. Interpretation of the results has to be done with care: at small thicknesses, the stresses in the concrete seem to reduce, but the total displacement and the stresses and strains in the base layer will increase. Failure will occur due to failure of the base layer and of the concrete.

The results in Figure 1 take only the influence of the traffic into account. In addition, stresses due to temperature variation, shrinkage, ... have to be added. A normal concrete for roads (C35/45) has a bending strength of 4,5 to 5,0 MPa. UTWT for roads with heavy traffic will therefore only resist the traffic if a good bond is present.

Execution of (U)TWT

Important factors are the preparation of the existing layer: depth of milling, remaining depth of the pavement, cleaning of the surface, ... as well as the geometry of the new slabs (length/thickness – length/width ratio), the positioning of the joints and the conditions during placement. This is explained more in detail in the case studies.

Prior to and during execution it is very important to survey the quality of the remaining asphalt as well as the position of the interfaces between the different layers of the asphalt. If an interface is too close to the asphalt-concrete inter-layer, this can lead to a fast deterioration as was the case with the first trial section in Vilvoorde.

Test sections in Vilvoorde - Belgium

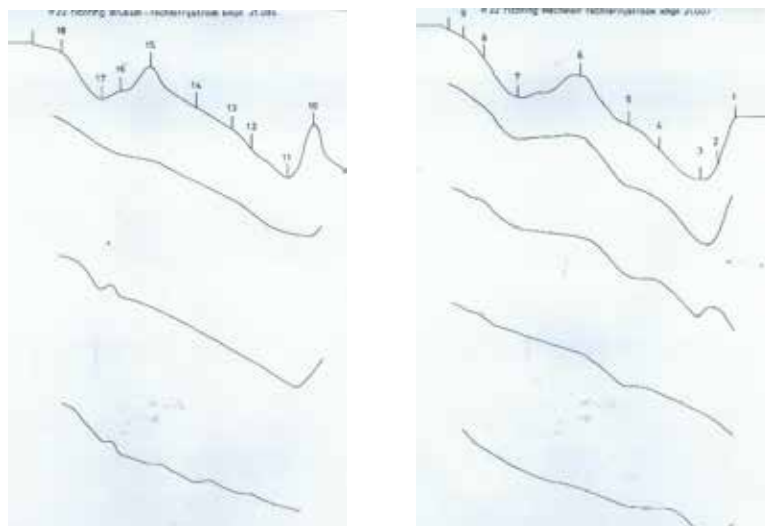
First test sections on the R22 (Woluwelaan) in Vilvoorde - Belgium

The R22, a smaller ring road of Brussels with 2*2 lanes of 3,50 m each, was constructed in 1991 in asphalt, with a wearing course of 50 mm AC type II and three beds type III of 70, 70 and 50 mm respectively. The junctions, equipped with three -colour traffic lights suffered from severe rutting due to stand still of the heavy traffic, as can be seen in



Figure 2. In order to avoid complete demolition of the pavement, it was decided in 2000 to replace the asphalt partly by a thin white topping, as the rutting was only present in the wearing course.

Figure 2: Rutting of existing asphalt layer at the Vilvoordesteenweg, Belgium – direction of Brussels (left) and direction of Mechelen (right)



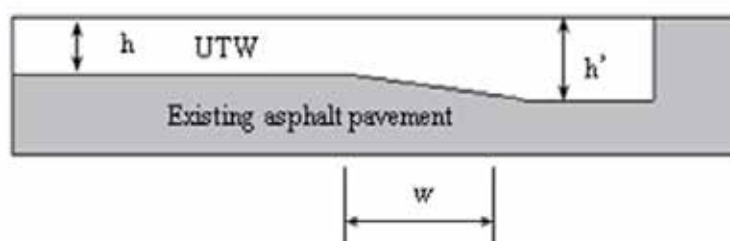
Different test sections were applied with different thicknesses (10, 12 and 15 cm) and 2 joint intervals (1.16 and 1.75 m). No dowels were used. The load transfer takes place by the interlock of the aggregates in the joints and by the transfer to the lower layers of asphalt.

Due to the urge to open the junction as soon as possible to the traffic, a rapid hardening concrete was used, with a maximum aggregate size of 14 mm. Up to 450 kg/m^3 cement CEM III 42,5 LA was used with a water/cement ratio of 0.41. As the temperature was high during the concreting in September, this lead to some early cracking due to dehydration of the concrete at the surface. For the following test sections, the cement content was lowered to 425 kg/m^3 with 185 l water.

Following procedure was followed for the execution of the thin white topping:

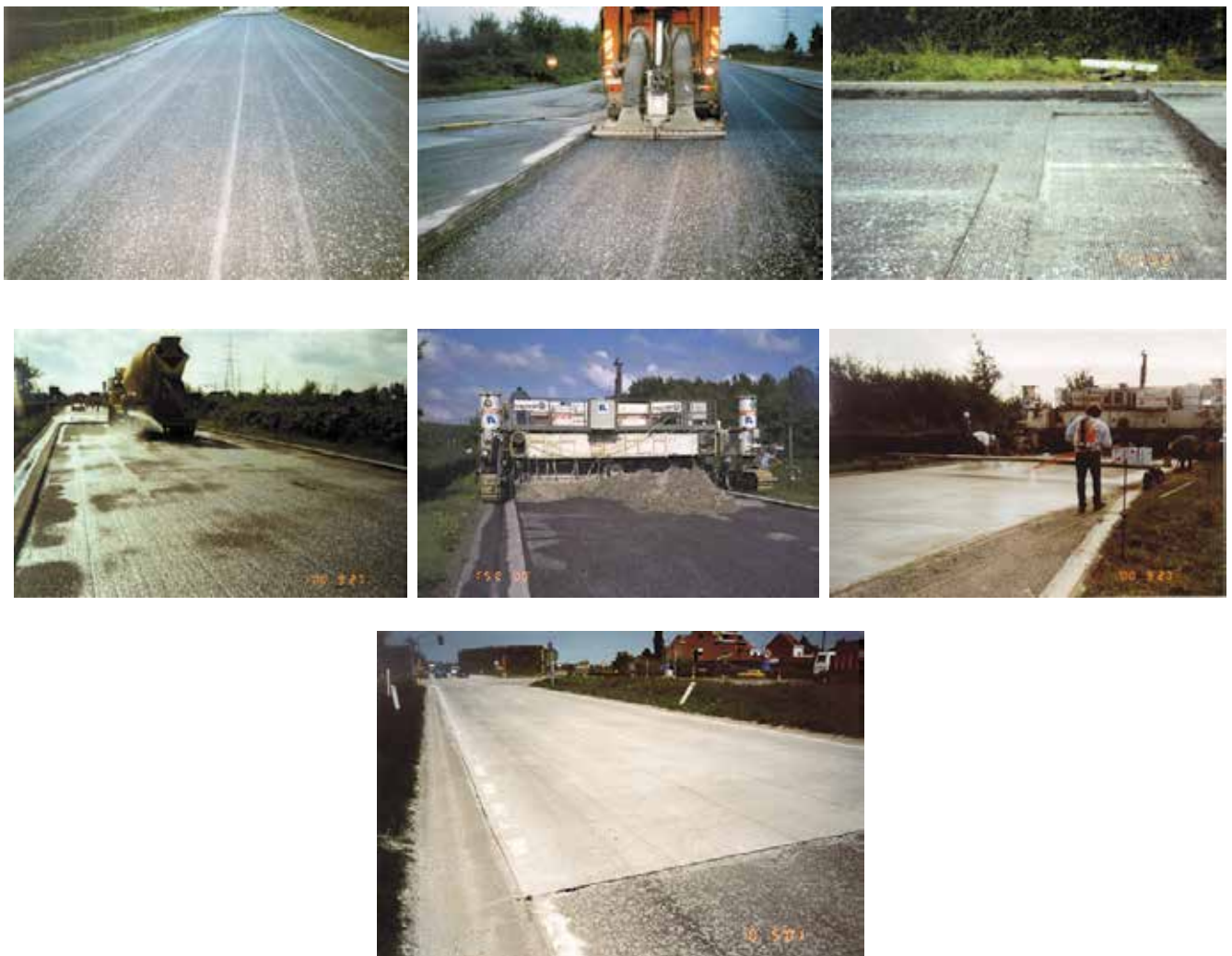
- milling of the top layer of the asphalt at the wanted depth. It is important that the asphalt surface is rough after milling. Damages need to be repaired before concreting. It is important that the final surface is not situated directly above a transition between different asphalt layers;
- cleaning of the surface by water under pressure
- at the transitions to the existing asphalt pavement, an over-thickness of 75 mm (with a min. thickness of 150 mm) is foreseen to allow stress to build up gradually, as is shown in Figure 3;

Figure 3: over-thickness building up gradually at the transition between the new concrete and the existing pavement



- brushing of the surface;
- curing of the concrete: the amount of curing was doubled compared to a traditional concrete in order to avoid water evaporation at all cost. This is particularly important due to the low w/c-ratio of the concrete;
- sawing of the joints;
- filling of the joints – in the case of Vilvoorde no joint filling was foreseen. However, due to the irregular cutting of the joints (only 1 joint on 5 was cut the first day), these first sawn joints opened much larger and it was decided to fill these joints.

Figure 4: Different steps for the execution of the TWT: milling of the asphalt – cleaning of the surface – over-thickness at the transition zone – wetting of the surface – concreting with a slipform paver – curing of the concrete – sawing of the joints – final result



During the milling of the pavement, it was noticed that the transition between the asphalt base layers was at a depth of 110 mm. To minimize the risk it was decided to increase the depth with 20 mm, to eliminate the transition zone of the asphalt pavement.

Inspection of the test sections after 3 years indicated that the sections with a thickness of 120 mm and a joint distance of 1.16 m did not withstand the heavy traffic. The reason for this was not the debonding of the concrete, but the loss of adhesion of the underlying asphalt layers.

Second UTW project on the R22 (Woluwelaan) in Machelen

The second UTW project in Flanders was constructed in 2003 on the same regional road, R22 at the junction with Kerklaan in Machelen. It is a major link to a large wholesale centre, distribution firms and the centre of Machelen, with around 11,500 vehicles per day in each direction, of which approximately 15% heavy traffic. This section is still in service.

The thickness was increased up to 140 mm. The remaining thickness of the asphalt was 100 mm. The longitudinal and transverse contraction joints were cut every 1.75 m in a square pattern. Because of the number of joints, several joint cutters were used simultaneously in order to keep the opening of the joints during the first night to a minimum.

The appearance of sympathy cracks from the remaining gutter was omitted by placing an insulation joint (bituminous felt) over the entire length of the longitudinal joint between the concrete and the gutter.

This test section behaves much better than the previous one. No cracks were visible immediately after concreting (due to dehydration shrinkage or sympathy cracks as there were in the first section). The cracks appeared after several years of concreting, but the test section is still in service.

Test section in Froyennes, Tournai

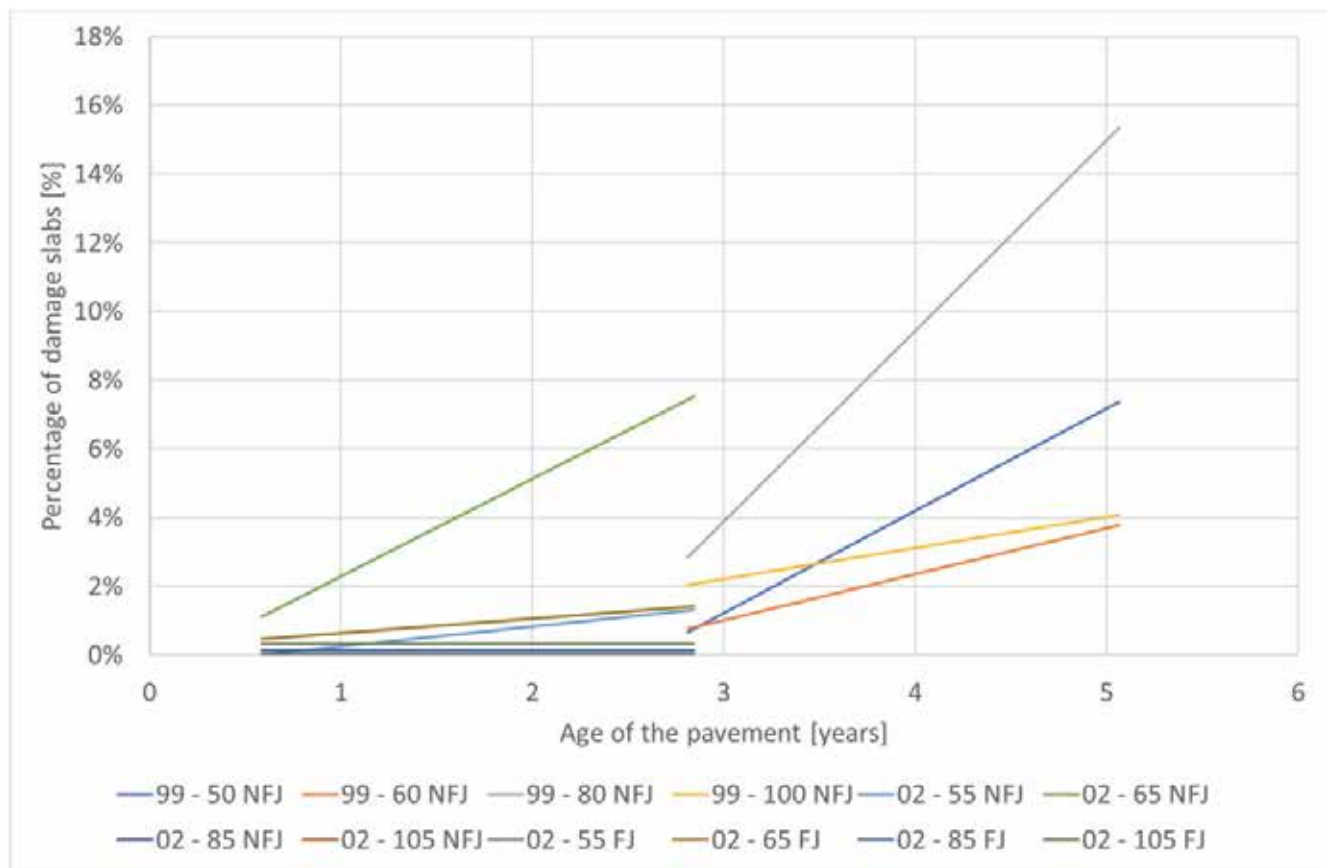
In 1999, new test sections in UTWT were constructed on the N50 in Froyennes, Tournai. This is a dual carriage way, with 7,500 vehicles in each direction per day, of which 13% are heavy traffic. The thickness of the concrete inlay varied between 50 and 100 mm, with and without fibres.

Table 1: Overview of test sections in Froyennes, constructed in 1999

Thickness	Length	Width	Fibres	Joint distance
50 mm	30 m (1999) 200 m (2002)	4 m	30 kg/m ³	0,66 m
50 mm			-	0,66 m
60 mm			30 kg/m ³	0,8 m
60 mm			-	0,8 m
80 mm			30 kg/m ³	1,0 m
80 mm			-	1,0 m
100 mm			30 kg/m ³	1,33 m
100 mm			-	1,33 m

The joints were not sealed, except of the joints with the adjacent pavements. Also here the quality of the remaining asphalt was not optimal. Therefore it was decided for the second phase of test sections in 2002 to replace 30 mm of the existing asphalt with a new asphalt layer. The same test sections were placed, but the milling was done 30 mm deeper. Prior to the placing of the 30 mm asphalt layer (with aggregates between 0 and 7 mm), a bituminous emulsion was placed, with +/- 200 g/m² residual binder. The asphalt layer was slightly grinded and cleaned prior to concreting, which was done with a slipform paver. Joints were partly filled with an elastomer joint filling material.

Figure 5: Evaluation of the test sections in Froyennes. The name indicating year of construction – thickness – filled (FJ) or no filled joints (NFJ)



The overall conclusions from the test sections in Froyennes can be summarized as follows:

- The behavior of the very thin white toppings, i.e. 50 mm and 65 mm depends much more on the quality of the remaining asphalt. In section 99 – 50 a displacement of the slabs as a whole is noticed. The stresses from the traffic are much more distributed to the underlying layers, which are in the case of UTWT often the cause of degradation.
- The TWT with a thickness of 100 mm are well behaving and seem to be a minimum for the traffic on the N50.
- Filling of the joints is positive for the behavior of the (U)TWT. In principle, no filling is done, but by filling the joints no water can infiltrate in the structure, which is always positive for the behavior at long term.

General conclusions

The test sections indicated a good behaviour of TWT as repair method for rutted asphalt. The thicker the concrete, (100 mm to 140 mm), the better it withstand the traffic and climatic forces.

The condition of the remaining asphalt needs to be inspected and will determine the durability of the composite structure. Transition layers to close to the concrete asphalt interface should be avoided. No degradation of the remaining asphalt can be present. In order to assure the bond between the white topping and the underlying asphalt, it is necessary to start with a clean but rough surface.

The length and width of the slabs need to be adapted to their thickness. In the case of heavy traffic, the length needs to be limited to 12 to 15 times the thickness. The placement of the longitudinal joint is also important. The wheel path needs to be as much as possible free from longitudinal joints.



Filling of the joints is normally not necessary for (U)TWT. As the amount of joints is much higher than with a normal concrete pavement, the movement of the joints will be limited. However, by filling the joints, the durability will be increased.

Normal conditions for concreting need to be taken into account:

- Prewetting the base layer (dampening)
- Surface finishing does not alter from the classic concrete pavement. In Belgium, brushing as well as exposed aggregate surfaces are applied
- Protection of the fresh concrete with a good curing compound
- Cutting of the joints as early as possible with sufficient sawing devices. If it is decided to cut first 1 joint out of 5, the intermediate joints need to be cut on the same day to avoid opening of the first joints over night

Thin white toppings are useful in particular cases, such as cross sections with heavy traffic, where the asphalt shows severe rutting in the top layer, bus lanes, bus stops, ... The thicker the pavement, the better it will behave, especially with heavy traffic. The test sections in Belgium however, indicate that it is possible to obtain a service life of 15 years with thicknesses between 100 and 140 mm. Thinner white toppings may behave well but depend much more on the condition of the underlaying remaining asphalt. Thicker concrete overlays/inlays will increase the service life significantly.

Bibliography

1. **Verhoeven, Karel.** *Dunne overlagen van cementbeton - studiereis USA juli 1987 (Thin White topping - report of the round trip USA in July 1987 - in Dutch).* December 1987.
2. **American Concrete Pavement Association; Concrete information.** *Ultra-thin whitetopping.*
3. **Silfwerbrand, Johan.** *Whitetoppings - Swedish field test 1993-1995, CBI report 1:95.* 1993. ISSN 0346-8240.
4. **Chris Caestecker, Tim Lonneux;** *UTW: Test sections in Flanders; Proceedings of the XXIIInd PIARC World Road Congress in Durban, South-Africa, 2003*
5. **Raymond Debroux, Raoul Dumont** (Belgium); *Experimental sections of ultra-thin whitetopping in Tournai; Proceedings of the 9th International Symposium on Concrete Roads, 2004, Istanbul.*
6. **Vandenbossche, Julie; Dufalla Nicole and Li Zichang;** *Revised Design Procedure for Thin and Ultrathin Bonded Whitetopping;* TRB volume 2368, DOI 10.3141/2368-14





NOVÁ RAKOUSKÁ METODA OPRAV CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ

Ing. Helmut Nievelt
Nievelt Labor GmbH
Wiener Strasse 35, A2000 Stockerau, Rakousko

NOVÁ RAKOUSKÁ METODA OPRAV CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ

Ing. Helmut Nievelt

Nievelt Labor GmbH

Wiener Strasse 35, A2000 Stockerau, Rakousko

1. ÚVOD

Takzvaná Rakouská metoda oprav cementobetonových krytů, která je v Rakousku zkráceně označována jako „NÖBI“, byla vyvinuta za účelem obnovy horní části cementobetonových krytů. Vzhledem k existenci problému, jehož popis bude nyní následovat, byl vývoj této stavební metody nutný.

Povrchy cementobetonových krytů, které nebyly upraveny dnes již běžně používanou technologií vymývaného betonu, mají v mnoha případech nedostatečné protismykové vlastnosti.

V Rakousku byl tento nedostatek, který má velmi negativní vliv na bezpečnost provozu, zjištěn mimo jiné u cementobetonových krytů v úsecích procházejících tunely.

Příčina postupného zhoršování protismykových vlastností provozovaných cementobetonových krytů souvisí s vysokou pevností cementového kamene a jeho dobrou odolností proti účinkům rozmrazovacích solí. To znamená, že cementový kámen nacházející se na povrchu cementobetonového krytu nezvětrává a zrna kameniva, která se nachází pod tímto betonovým povrchem, nemohou proniknout na povrch vozovky. Existence tohoto jevu byla také důvodem, proč byla vyvinuta technologie úpravy povrchu cementobetonových krytů z takzvaného vymývaného betonu, jejímž cílem je zajištění dobrých protismykových vlastností povrchu cementobetonových krytů po celou dlouhou dobu jejich životnosti.

Metody, které se používají ke zlepšování protismykových vlastností povrchu cementobetonových krytů, jako například

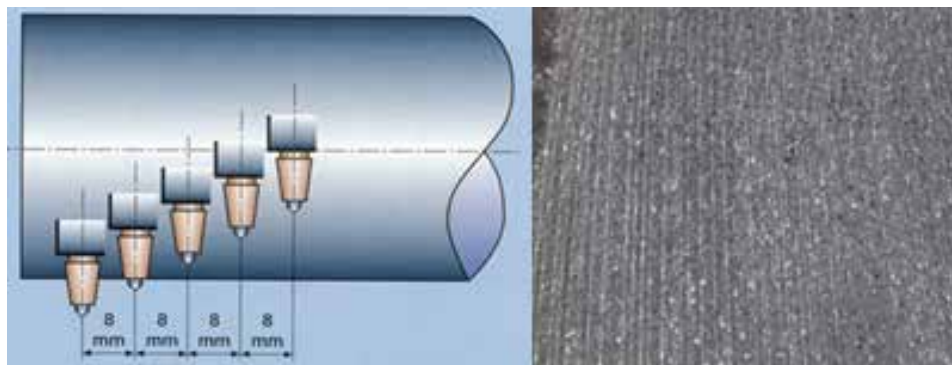
- opracování betonových povrchů metodou tryskání vysokotlakým vodním paprskem

Obrázek 1: Tryskání povrchu cementobetonového krytu vysokotlakým vodním paprskem



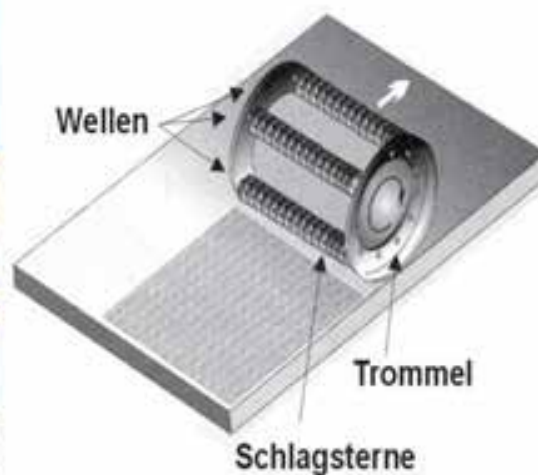
- opracování betonových povrchů metodou jemného frézování

Obrázek 2: Jemné frézování povrchu cementobetonového krytu pomocí frézovacích hrotů osazených s roztečí 8 mm



- kombinovaná metoda sestávající z tryskání vysokotlakým vodním paprskem a jemného frézování
- další metody mechanického opracování povrchu cementobetonových krytů, jako např. otryskávání ocelovými kuličkami (brokování) nebo mechanické zdrsňování betonového povrchu

Obrázek 3: Zdrsňování povrchu cementobetonového krytu takzvanou metodou Schlagsterne



umožňují dosažení zlepšení protismykových vlastností cementobetonového krytu pouze po omezenou dobu.

Za dlouhodobě účinné jsou považovány metody, které jsou známy pod souhrnným názvem „topping“. Tyto metody jsou definovány následujícím způsobem:

- ✓ Takzvaný „white topping“ je stavební metoda, která spočívá v pokládce tenkovrstvého cementobetonového krytu na asfaltovou konstrukci.

Obrázek 4: White Topping



- ✓ Takzvaný „black topping“ je stavební metoda, která spočívá v pokládce tenkovrstvého asfaltového krytu na cementobetonový kryt.
- ✓ Pro metodu spočívající v pokládce tenkovrstvých cementobetonových krytů na stávající cementobetonový kryt dosud nebyl definován žádný technický název. V Rakousku je však tato metoda oprav cementobetonových krytů velmi zjednodušeně označována jako „Nová Rakouská metoda oprav cementobetonových krytů – NÖBI“.

2. POPIS STAVEBNÍ METODY – OBLAST POUŽITÍ STAVEBNÍ METODY

Stavební metoda spočívá v pokládce betonové „krytové vrstvy“ o tloušťce nejméně 7 cm na stávající cementobetonový kryt.

Rozhodujícím faktorem pro funkčnost této stavební metody je dosažení dostatečné pevnosti spojení stávajícího cementobetonového krytu a nově položené betonové vrstvy.

K získání dostatečného spojení mezi oběma betonovými vrstvami se nepoužívají žádné adhezní můstky, tedy kapaliny s lepivým účinkem, nýbrž výlučně voda.

Oblasti použití této stavební metody jsou:

- ❖ stávající cementobetonové kryty s nedostatečnými protismykovými vlastnostmi,
- ❖ cementobetonové kryty s velkoplošným poškozením, vzniklým např. nedostatečnou odolností betonu krytu proti účinkům rozmrazovacích solí,
- ❖ poškozené spáry a hrany cementobetonového krytu,
- ❖ opatření ke zvýšení únosnosti stávajícího cementobetonového krytu nebo celé konstrukce vozovky. Takové zvýšení únosnosti bylo dosud dosažitelné pouze kompletním položením nového cementobetonového krytu.

Při použití této technologie je tedy možno přímo pokládat další vrstvu na stávající cementobetonový kryt nebo nejprve odstranit frézováním horní část stávajícího cementobetonového krytu a následně položit novou „vrstvu krytu“.

3. PŘEDBĚŽNÁ DIAGNOSTIKA ZAMĚŘENÁ NA OVĚŘENÍ VHODNOSTI POUŽITÍ METODY NÖBI

Na cementobetonovém krytu určeném k opravě se provádí následující diagnostika s cílem zjistit, zda je možno stavební metodu NÖBI účelným způsobem použít:

(1)

Určování

- únosnosti konstrukce vozovky,
- přenášení příčných sil v oblastech příčných spár cementobetonového krytu,
- vertikální pohyb příčných spár při vystavení účinkům zatížení

prostřednictvím měření prováděných pomocí deflektometru k určování průhybu vozovek tlumeným rázem.

Obrázek 5: Měření pomocí deflektometru k určování průhybu vozovek tlumeným rázem (FWD)



(2)

Určování tloušťky cementobetonového krytu měřením odebraných jádrových vývrtů a měřením pomocí systému georadar.

Obrázek 6: Měření georadarem



(3)

Určování pevnosti spodní části cementobetonového krytu, který je určen k opravě.

4. PŘEDSTAVENÍ NOVÉ RAKOUSKÉ METODY OPRAV CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ NA JIŽ REALIZOVANÉM ÚSEKU

4.1

Stavební metoda byla poprvé použita v roce 2009 při opravě cementobetonového krytu v tunelu Amberg, který je součástí jednoho z úseků dálnice A14 (Rheintalautobahn) na západě Rakouska.

Obrázek 7: Tunel Amberg na dálnici A14 (Rheintalautobahn) v Rakousku



4.2

Cementobetonový kryt, který vykazoval výrazně nedostatečné protismykové vlastnosti, byl položen v roce 2003.

4.3

Velmi nedostatečné protismykové vlastnosti tohoto cementobetonového krytu byly zjištěny již v roce 2004, a to na základě výsledků měření protismykových vlastností provedených pomocí systému RoadStar.

Obrázek 8: Měření protismykových vlastností vozovek systémem „RoadStar“



4.4

V období let 2004-2008 byla provedena tři opatření, jejichž cílem bylo zdrsnění povrchu cementobetonového krytu. Tato opatření však vždy přinesla pouze krátkodobá zlepšení protismykových vlastností.

Při měřeních protismykových vlastností prováděných pomocí kyvadla typu SRT byla zjištěna hodnota $PTV \leq 45$.

Obrázek 9: Měření protismykových vlastností vozovek kyvadlem SRT



Z důvodu nedostatečných protismykových vlastností cementobetonového krytu a s přihlédnutím k okolnosti, že opatření k jejich zlepšení měla pouze dočasný účinek, byla potřebná obnova cementobetonového krytu.

4.5

Stanovení postupu opravy

Vzhledem ke skutečnosti, že již byla provedena výše popsaná předběžná diagnostika stávajícího cementobetonového krytu, byl stanoven následující postup opravy:

- Odstranění horní části stávajícího cementobetonového krytu v tloušťce 7 cm frézováním.
- Obnovení horní části cementobetonového krytu v tloušťce 7 cm položením betonové vrstvy se strukturou povrchu z vymývaného betonu.

4.6

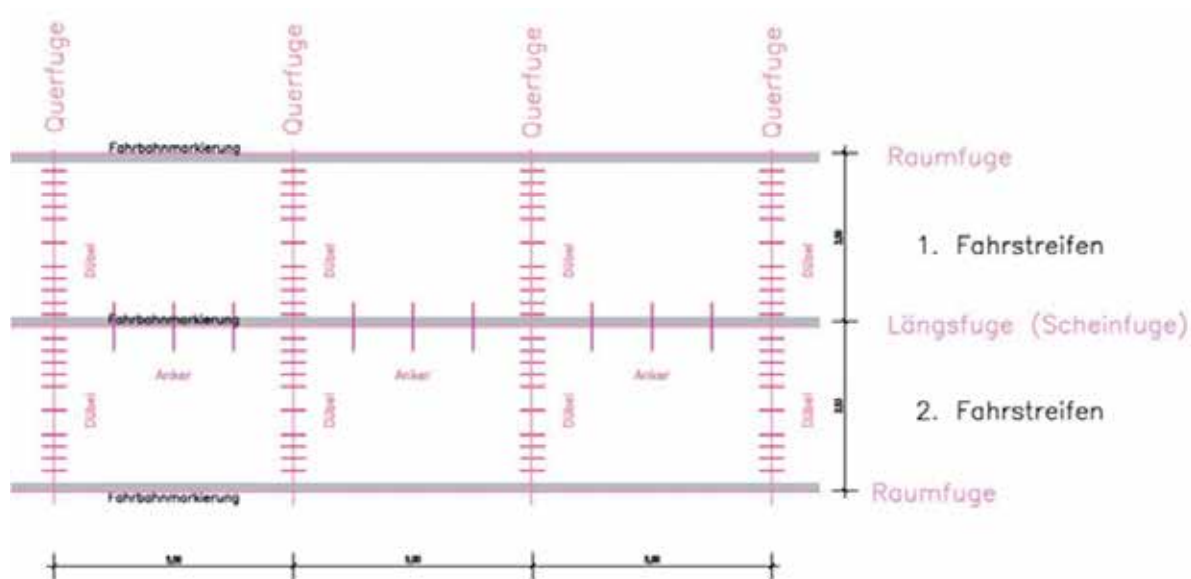
Tato kapitola obsahuje pouze stručné informace o jednotlivých krocích pracovního postupu. Kompletní představení použité technologie by si vyžádalo příliš dlouhou dobu. Tato doba však není bohužel během konference k dispozici.

V rámci stavebních prací byly provedeny následující pracovní kroky:

(1)

Přesné změření polohy spár ve stávajícím cementobetonovém krytu, jehož účelem bylo zajistit, aby spáry v nové betonové vrstvě byly prořezány v přesně stejné poloze.

Obrázek 10: Přesné určování polohy dilatačních spár v cementobetonovém krytu



(2)

Odstranění horní části stávajícího cementobetonového krytu v tloušťce 7 cm frézováním.

(3)

Opracování povrchu odfrézovaného cementobetonového krytu následným jemným frézováním pomocí frézovacích hrotů osazených s roztečí 8 mm.

Obrázek 11: Frézování horní části stávajícího cementobetonového krytu v tloušťce 7 cm – struktura povrchu betonu po frézování



Prostřednictvím dodatečného pracovního úkonu, jímž bylo výše uvedené jemné frézování, byla získána homogenní struktura povrchu cementobetonového krytu po odfrézování.

(4)

Opracování povrchu cementobetonového krytu po odfrézování tryskáním vysokotlakým vodním paprskem (při pracovním tlaku > 1500 bar), jehož výsledkem bylo získání hodnoty přídržnosti vrstev (pevnosti v tahu) $\geq 1,5 \text{ N/mm}^2$.



Obrázek 12: Tryskání povrchu cementobetonového krytu po odfrézování vysokotlakým vodním paprskem – struktura povrchu betonu po tryskání



(5)

S předstihem asi 12 hodin před položením nové betonové krytové vrstvy bylo zahájeno nepřetržité smáčení připraveného povrchu stávajícího cementobetonového krytu vodou, aby byla zajištěna dostatečná absorpce vody v tomto podkladním povrchu, který byl následně překryt novou betonovou vrstvou.

(6)

Bezprostředně před položením nového cementobetonového krytu byl stávající povrch opakovaně omyt, aby byly s jistotou odstraněny nečistoty a prach.

(7)

Pokládka nové horní vrstvy betonu tloušťky 7 cm s maximální zrnitostí kameniva 11 mm.

Pokládka cementobetonového krytu byla provedena pomocí běžného technologického zařízení, betonářským finiše-rem s kluznými bočnicemi.

Obrázek 13: Pokládka nové vrstvy cementobetonového krytu v tloušťce 7 cm



Byl použit beton se silně redukováným smrštěním, tedy beton s označením RRS. Teplota čerstvého betonu činila trvale $\leq 22\text{ }^{\circ}\text{C}$.

(8)

Bezprostředně po položení nové betonové vrstvy byl proveden nástřik povrchu vhodnými prostředky pro dodatečné ošetření – tedy prostředkem zajišťujícím ochranu proti odpařování a zpomalovačem tuhnutí.

(9)

Po uplynutí asi 12 hodin od položení cementobetonového krytu byla na jeho povrchu vytvořena struktura vymývaného betonu.

Obrázek 14: Vytváření struktury vymývaného betonu – výsledná struktura povrchu betonu



(10)

Vytvoření spár v cementobetonovém krytu po uplynutí asi 24 až 36 hodin od jeho položení.

5. ZÁVĚREČNÉ SHRNUÍ

Cementobetonový kryt, který byl položen v roce 2009, vykazuje i po uplynutí 9 let velmi dobré kvalitativní vlastnosti. Dodnes nebyla zjištěna žádná poškození, která by nepříznivě ovlivňovala jízdní komfort a protismykové vlastnosti povrchu tohoto cementobetonového krytu.

Doufám, že se mi podařilo vás tímto příspěvkem o stavební metodě, která byla vyvinuta v Rakousku zaujmout a děkuji za vaši pozornost.

NEUE ÖSTERREICHISCHE BETONDECKEN-INSTANDSETZUNGS – METHODE

Ing. Helmut Nievelt

Nievelt Labor GmbH

Wiener Straße 35, A2000 Stockerau, Austria

1. EINLEITUNG

Die sogenannte Österreichische Betondecken-Instandsetzungs - Methode, in Österreich als „NÖBI“ bezeichnet, wurde zur Erneuerung des oberen Querschnittes von Betonfahrbahndecken entwickelt. Die Entwicklung dieser Baumethode wurde aufgrund der folgend beschriebenen Problemstellung erforderlich.

Die Oberflächen von Betonfahrbahndecken, die nicht nach der aktuell üblichen Methode der Betondecken mit Waschbetonstruktur hergestellt wurden, weisen zum Teil ungenügende Griffigkeit auf.

In Österreich ist dieser Mangel, der die Verkehrssicherheit erheblich negativ beeinflusst, unter anderem auf Betonfahrbahndecken, die in Tunneln verlaufenden Strecken verlegt sind, festgestellt worden.

Die Ursache, dass die Griffigkeit der Betonoberflächen mit der Zeitdauer der Nutzung geringer wird, ist auf die hohe Festigkeit und die gute Frost-Tausalz-Beständigkeit des Zementsteins zurückzuführen. Das heißt, der an der Betonoberfläche vorhandene Zementstein wittert nicht ab, und die unter der Betonoberfläche liegenden Gesteinskörner gelangen nicht an die Fahrbahnoberfläche. Dieses Phänomen war auch mit Grund dafür, dass die sogenannte Waschbetonstruktur für die Oberfläche von Betonfahrbahndecken entwickelt wurde, um die Griffigkeit der Betonfahrbahndecken über eine lange Nutzungsdauer sicherzustellen.

Die Methoden, die zur Verbesserung der Griffigkeit von Betonoberflächen angewandt werden, solche wie

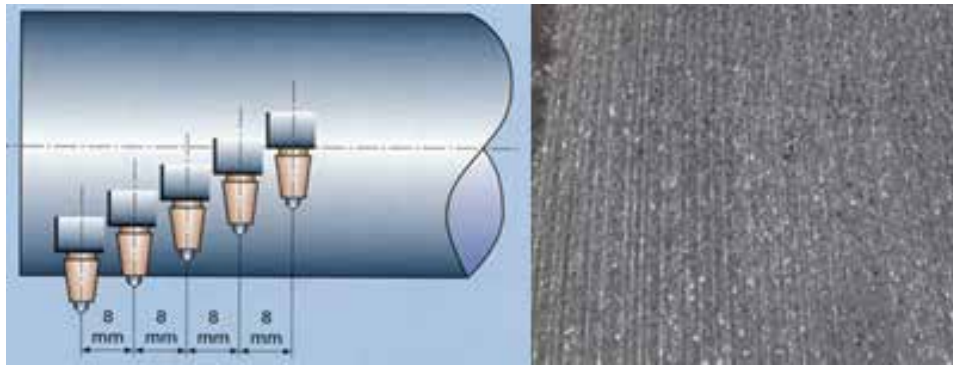
- Bearbeitung der Betonoberflächen mit der Methode des Höchstdruckwasserstrahlens

Bild 1: Höchstdruckwasserstrahlen der Betonoberfläche



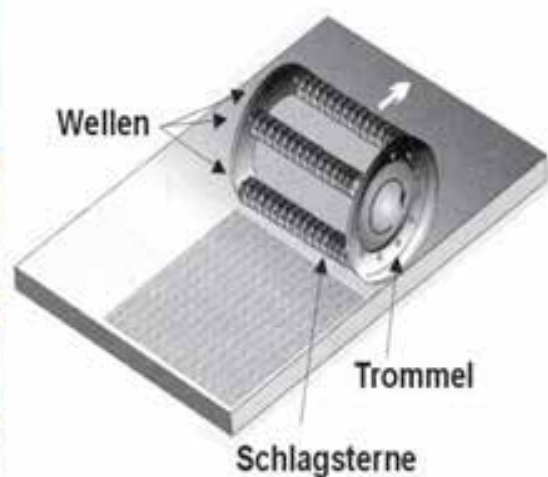
- Bearbeitung der Betonoberfläche nach der Methode des Feinfräsens

Bild 2: Feinfräsen der Betonoberfläche mit dem Abstand der Fräsmesser von 8 mm



- Kombinierte Methode aus Höchstdruckwasserstrahlen und Feinfräsen
- Andere Methoden der mechanischen Bearbeitung der Oberfläche von Betondecken, wie z.B., Kugelstrahlen oder mechanisches Aufrauen der Betonoberfläche

Bild 3: Aufrauen der Betonoberfläche mit dem sogenannten Schlagsternverfahren



bewirken lediglich für einen begrenzten Zeitraum Verbesserung der Griffigkeit der Betonoberfläche.

Als langfristig wirksame Methoden sind die sogenannten „Topping“ - Methoden anzusehen. Diese sind wie folgt definiert:

- ✓ „White-Topping“ ist eine Baumethode, bei der auf eine Asphaltkonstruktion eine dünnsschichtige Betondecke verlegt wird

Bild 4: White Topping



- ✓ „Black-Topping“ ist eine Baumethode, bei der auf eine Betonfahrbahndecke eine dünn-schichtige Asphaltdecke verlegt wird.
- ✓ Für die Verlegung von dünn-schichtigen Betondecken auf bestehende Betonfahrbahndecke wurde bisher kein technischer Begriff definiert. In Österreich wird diese Methode zur Instandsetzung von Betonfahrbahndecken, sehr bescheiden, als „Neue Österreichische Betondecken-Instandsetzungs-Methode - NÖBI“ bezeichnet.

2. DARSTELLUNG DER BAUMETHODE - ANWENDUNGSBEREICH DER BAUMETHODE

Die Baumethode stellt die Verlegung einer mindestens 7 cm dicken Beton-„Deckschicht“ auf eine bestehende Betonfahrbahndecke dar.

Der entscheidende Faktor, dass die Baumethode funktionell ist, ist die Erzielung eines kraftschlüssigen Verbundes zwischen der bestehenden Betondecke und der neu verlegten Betonschicht.

Zur Erzielung des kraftschlüssigen Verbundes zwischen den beiden Betonschichten werden keine Haftbrücken, also verklebend wirkende Flüssigkeiten, sondern ausschließlich Wasser verwendet.

Die Anwendungsbereiche der Baumethode sind:

- ❖ Bestehende Betondecken mit mangelnder Griffigkeit,
- ❖ großflächige Oberflächenschäden an der Betonfahrbahndecke, z.B. bedingt durch ungenügende Frost-Tausalz-Beständigkeit des Oberbetons,
- ❖ Schäden an den Fugen und den Kanten der Betondecke,
- ❖ Als Maßnahme zur Erhöhung der Tragfähigkeit der bestehenden Betonfahrbahndecke bzw. der gesamten Fahrbahnkonstruktion. Eine solche Verstärkung einer Betonfahrbahndecke war bisher durch eine komplette Neuherstellung der Betonfahrbahndecke möglich.

Mit dieser Baumethode kann also eine bestehende Betonfahrbahndecke direkt überbaut werden, oder ein Teilquerschnitt der Betondecke wird durch Fräsen entfernt und im nächsten Arbeitsschritt wird eine neue Beton-„Deckschicht“ verlegt.

3. VORUNTERSUCHUNGEN ZUR FESTSTELLUNG DER EIGNUNG DER ANWENDUNG DER METHODE NÖBI

Zur Feststellung, ob die Baumethode NÖBI sinnvoll angewendet werden kann, werden die folgenden Untersuchungen an der instand zu setzenden Betonfahrbahndecke durchgeführt:

(1)

Bestimmung der

- Tragfähigkeit der Fahrbahnkonstruktion,
- Querkraftübertragung an den Quertugen der Betondecke,
- Vertikalbewegung der Quertugen unter Last

mittels der Messungen mit dem Fallgewichtsdeflektometer.

Bild 5: Messung mit dem Heavy Falling Weight Deflectometer



(2)

Bestimmung der Dicke der Betonfahrbahndecke durch die Entnahme von Bohrkernen und Messungen mit dem System Georadar.

Bild 6: Messung mit dem Georadar



(3)

Bestimmung der Festigkeitseigenschaften des unteren Querschnittes der Betondecke, die instand zu setzen ist

4. DARSTELLUNG DER METHODE NEUE ÖSTERREICHISCHE BETONDECKENINSTANDSETZUNG AN EINER DURCHGEFÜHRTEN MASSNAHME

4.1

Die Baumethode wurde erstmalig im Jahre 2009 im Bereich der A14 Rheintalautobahn im Westen Österreichs zur Instandsetzung der Betonfahrbahndecke im Ambergtunnel angewandt.

Bild 7: A14 Rheintalautobahn Ambergtunnel



4.2

Die Herstellung der Betondecke, die wesentlich zu geringe Griffigkeit aufgewiesen hat, erfolgte im Jahre 2003.

4.3

Die zu geringe Griffigkeit der Betonfahrbahndecke wurde bereits im Jahre 2004 auf Basis der Ergebnisse der Griffigkeitsmessungen nach dem System RoadStar festgestellt.

Bild 8: Messung der Griffigkeit der Fahrbahnoberfläche mit dem System „RoadStar“



4.4

Im Zeitraum der Jahre 2004-2008 wurden drei Maßnahmen zum Aufrauen der Oberfläche der Betondecke durchgeführt, die jeweils nur kurzfristige Verbesserung der Griffigkeit erbrachten.

Es wurden Werte der Griffigkeit mit dem SRT-Pendel von $PTV \leq 45$ gemessen.

Bild 9: Messung der Griffigkeit mit dem SRT – Pendel



Aufgrund der geringen Griffigkeit der Betondecke und der Berücksichtigung des Umstandes, dass die Maßnahmen zur Aufrauhung nur kurzfristig eine Verbesserung der Griffigkeit der Betondecke erbrachten, war die Erneuerung der Betondecke erforderlich.

4.5

Festlegung der Instandsetzungsmaßnahme

Infolge der Durchführung der vorgängig beschriebenen Voruntersuchungen an der bestehenden Betondecke wurde die Instandsetzungsmaßnahme wie folgt bestimmt:

- Entfernen des oberen Querschnittes der bestehenden Betonfahrbahndecke in der Dicke von 7 cm durch Fräsen.
- Neuherstellung des Querschnittes der Betonfahrbahndecke in der Dicke von 7 cm durch Herstellung einer Betonschicht mit Waschbetonstruktur.

4.6

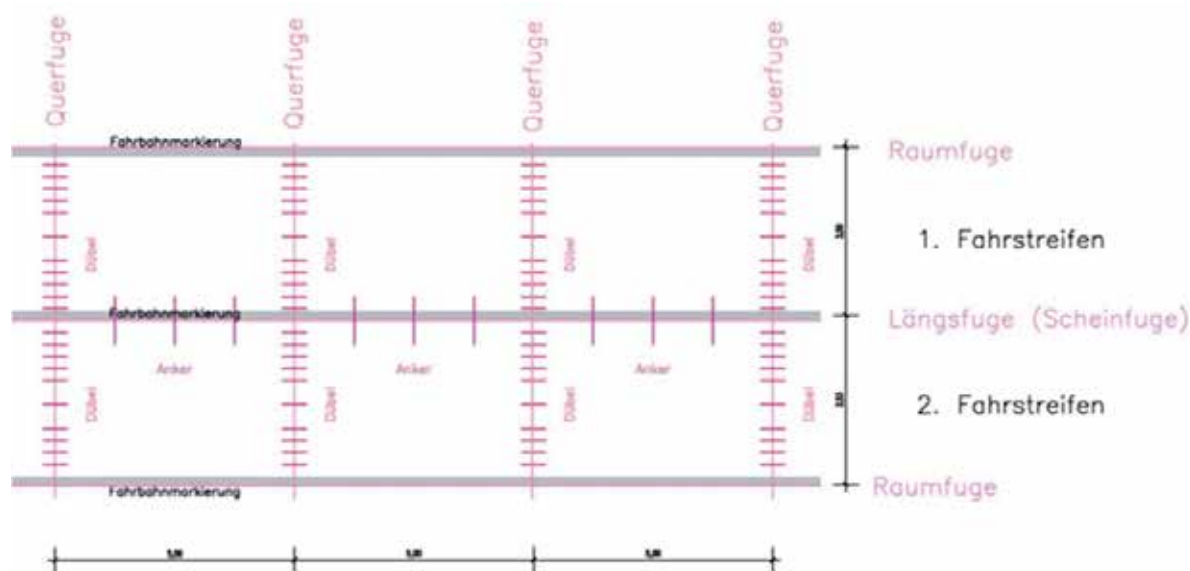
In diesem Kapitel des Vortrages gebe ich eine kurze Information über die durchgeführten Arbeitsschritte. Eine komplette Präsentation der Baumaßnahme würde einen zu großen Zeitraum benötigen. Dieser Zeitraum steht während dieses Symposiums leider nicht zur Verfügung.

Im Rahmen der Baumaßnahme wurden die folgenden Arbeitsschritte durchgeführt:

(1)

Exaktes Vermessen der Lage der Fugen an der bestehenden Betondecke, sodass in der neuen Betonschicht die Fugen exakt in der gleichen Lage geschnitten werden.

Bild 10: Exakte Feststellung der Lage der Fugen an der Betondecke



(2)

Entfernen des oberen Querschnittes der bestehenden Betondecke durch Fräsen in der Dicke von 7 cm.

(3)

Bearbeitung der Oberfläche der gefrästen Betondecke durch Feinfräsen mit dem Abstand der Fräsmeißel von 8 mm.

Bild 11: Fräsen des oberen Querschnittes der bestehenden Betondecke in der Dicke von 7 cm – Struktur der gefrästen Betonoberfläche



Auf Basis des zusätzlichen Arbeitsganges des Feinfräsens wird eine homogene Struktur der gefrästen Betonoberfläche hergestellt.

(4)

Bearbeitung der gefrästen Betonoberfläche mit Höchstdruckwasserstrahlen (Arbeitsdruck > 1500 bar), sodass die Betonoberfläche eine Abreißfestigkeit (Zugfestigkeit) von $\geq 1,5 \text{ N/mm}^2$.



Bild 12: Hochdruckwasserstrahlen der gefrästen Betonoberfläche – Struktur der gefrästen Betonoberfläche nach dem Hochdruckwaschen



(5)

Die Betonoberfläche wurde beginnend ca. 12 Stunden vor der Herstellung der neuen Beton-Deckschicht kontinuierlich mit Wasser benetzt, um ein ausreichendes Feuchtigkeitsdepot im oberen Betonquerschnitt, der mit der neuen Beton-Deckschicht überbaut wurde, sicherzustellen.

(6)

Unmittelbar vor der Verlegung der Beton-Deckschicht wurde die bestehende Oberfläche nochmals gewaschen, sodass der Staub und der Schmutz mit Sicherheit entfernt wurden.

(7)

Herstellung der neuen Oberbetonschicht mit Größtkorn des Gesteinsmaterials von 11 mm in der Dicke von 7 cm. Die Herstellung der Betonfahrbahndecke erfolgte mit dem üblichen Herstellungsgerät - mit dem Betongleitschalungsfertiger.

Bild 13: Herstellen der Betonschicht – Dicke 7 cm



Als Beton wurde der Beton der Sorte RRS - also ein Beton mit stark schwindreduzierten Eigenschaften - verwendet. Die Temperatur des Frischbetons hat durchwegs $\leq 22^\circ\text{C}$ betragen.

(8)

Unmittelbar nach der Verlegung der Beton-Deckschicht wurde die Betonoberfläche mit den geeigneten Nachbehandlungsmitteln - also mit dem Verdunstungsschutz und dem Kontaktverzögerer - besprüht.

(9)

Ca. 12 Stunden nach der Verlegung der Betondecke wird die Waschbetonstruktur an der Betonoberfläche hergestellt.

Bild 14 : Herstellen der Waschbetonstruktur – Oberflächenstruktur der fertig gestellten Betonoberfläche



(10)

Herstellung der Fugen in der Betondecke ca. 24 - 36 Stunden nach der Herstellung der Betondecke

5. RESUME

Die im Jahre 2009 hergestellte Betonfahrbahndecke weist nach nunmehr 9 Jahre Liegezeit sehr gute qualitative Eigenschaften auf. Es wurde bis dato keine Schäden festgestellt, die den Fahrkomfort und die Griffigkeit auf der Oberfläche der Betondecke negativ beeinflussen.

Ich hoffe, dass ich mit diesem Beitrag über die in Österreich entwickelte Baumethode Ihr Interesse wecken konnte, und bedanke mich für Ihre Aufmerksamkeit.



**PŘÍSPĚVKY ZAŘAZENÉ
DO SBORNÍKU**



CEMENTOBETONOVÉ KRYTY Z HLEDISKA PROTISMYKOVÝCH VLASTNOSTÍ POVRCHU VOZOVKY

Leoš Nekula
Měření PVV – Leoš Nekula
Hybešova 36, Vyškov
mob.: +420 603 473 054
e-mail: L.Nekula@seznam.cz

CEMENTOBETONOVÉ KRYTY Z HLEDISKA PROTISMYKOVÝCH VLASTNOSTÍ POVRCHU VOZOVKY

Leoš Nekula

Měření PVV – Leoš Nekula

Hybešova 36, Vyškov

mob.: +420 603 473 054

e-mail: L.Nekula@seznam.cz

Již více jak 40 let se měří protismykové vlastnosti povrchů cementobetonových krytů hlavně dálnic v České republice. Za tuto dobu se měnila technologie úpravy povrchů cementobetonových krytů, a v poslední době se velká pozornost věnuje obnově protismykových vlastností povrchu vozovky na starších cementobetonových krytech. Protože autor příspěvku se od roku 1975 do současné doby zabývá měřením a hodnocením protismykových vlastností povrchů vozovek, tak v článku shrnuje data naměřená na všech používaných úpravách povrchů cementobetonových krytů.

ÚVOD

Při zahájení výstavby dálnic v České republice byl již na prvních úsecích použitý cementobetonový kryt (dále CBK). Od té doby jsou CBK na dálnicích stále nejpoužívanější technologií, což potvrzuje i v současné době probíhající modernizace dálnice D1. Postupem času se měnila technologie pokládky CBK, zásadní změnou bylo například použití kluzných trnů a kotev. Tento článek se ale bude zabývat výlučně povrchovými úpravami CBK, a jejich vlivem na protismykové vlastnosti povrchu vozovky, které jsou základním předpokladem bezpečnosti silničního provozu.

Povrchová úprava CBK se od začátku výstavby dálnic několikrát změnila. Postupně byly používány tyto úpravy povrchu CBK:

- na nově pokládaných CBK
 - ☐ příčná striáž
 - ☐ tažená juta
 - ☐ s obnaženým kamenivem
- na úsecích s obnovou protismykových vlastností
 - ☐ tryskání paprskem tlakové vody
 - ☐ tryskání ocelovými kuličkami
 - ☐ broušení diamantovými kotouči
 - ☐ jemné frézování

Obnova protismykových vlastností povrchů CBK se také provádí například překrytím emulzním mikrokobercem nebo nátěrem, ale těmito technologiemi se příspěvek nezabývá.

Na téma protismykové vlastnosti povrchů CBK jsem v minulosti napsal mnoho příspěvků, například v seriálu článků v periodiku SILNICE MOSTY, v Silničním obzoru, na konferencích v ČR i v zahraničí a na konferenci Betonové vozovky v letech 2010 – 2016. Ve všech příspěvcích byly postupně uveřejňovány výsledky měření protismykových vlastností na všech technologiích úpravy povrchů CBK v době vzniku článků používaných.

Protože v současnosti je k dispozici dostatek dat z měření protismykových vlastností jak nových povrchů CBK, tak povrchů CBK s obnovou protismykových vlastností, tak jsem všechna naměřená data od roku 1972 pro uvedené technologie statisticky zpracoval a vyhodnotil. U některých technologií úpravy povrchů CBK zatím nelze stanovit životnost z hlediska protismykových vlastností, protože zatím neuplynula dostatečně dlouhá doba sledování úseků. To se týká hlavně v současnosti používané technologie CBK s obnaženým kamenivem.

Ke zpracovaným diagramům jen několik poznámek. Hodnoty součinitele podélného tření F_p jsou průměrem hodnot ze všech dlouhodobě sledovaných úseků dálnic a bývalých rychlostních silnic v ČR. Je potřeba si uvědomit, že intenzita dopravy na těchto úsecích je velmi různá, liší se od průměrné hodnoty i o stovky procent. To je dáno nejen současnými rozdíly mezi intenzitami dopravy, ale i rozdíly v čase. Jiné intenzity byly třeba v 80-tých letech minulého století v porovnání s intenzitami dnešními. Nejvíce se tyto rozdíly projevují u technologií obnovy protismykových vlastností povrchů CBK.

Velmi významně také ovlivňuje průměrné hodnoty součinitele podélného tření F_p doba zhotovení CBK. Nejvíce u technologie úpravy povrchu CBK taženou jutou. Proto u této technologie je zpracování rozděleno podle doby zhotovení CBK. Zjištěné rozdíly a jejich příčina budou popsány dále, v popisu jednotlivých technologií.

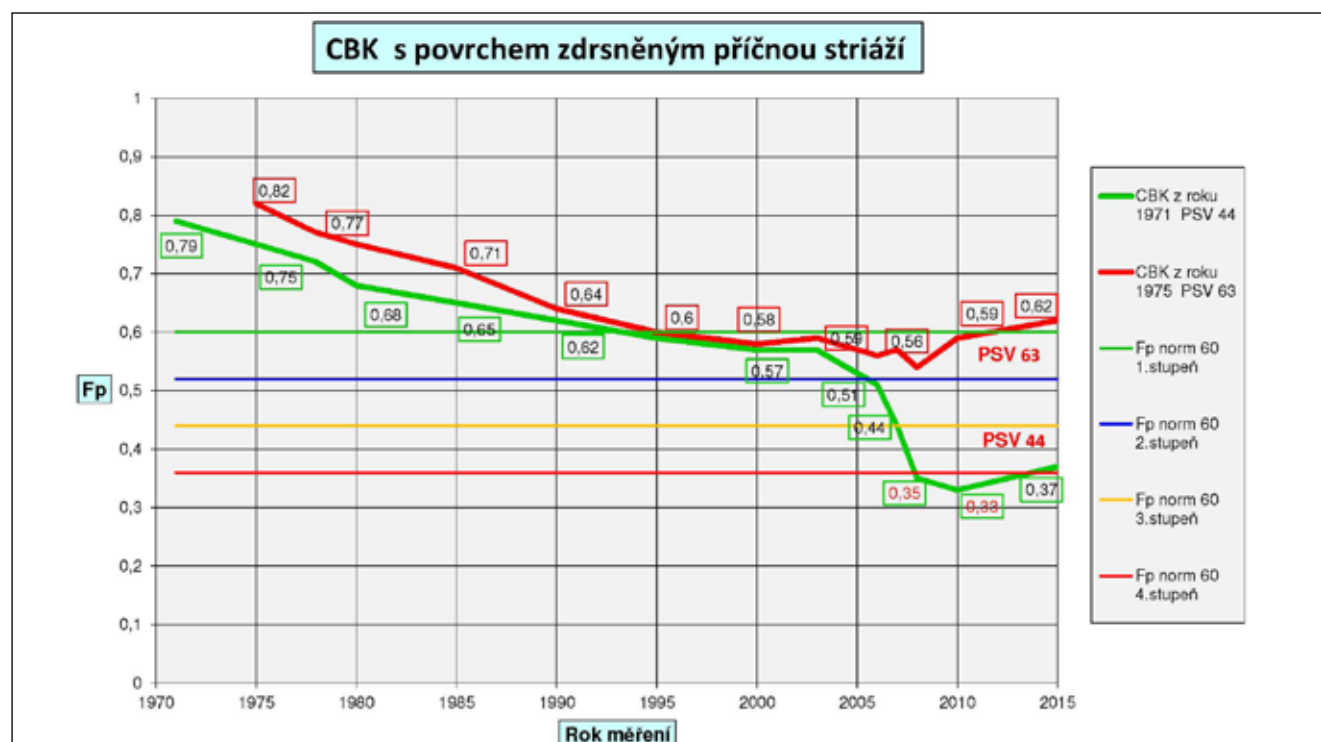
CBK S POVRCHOVOU ÚPRAVOU PŘÍČNOU STRIÁŽÍ

Tato technologie se používala od roku 1971 až do začátku 90-tých let minulého století. Vyznačovala se velmi dobrou makrotexturou i mikrotexturou, příčné rýhování mělo skvělé drenážní vlastnosti a rychle odvádělo srážkovou vodu z povrchu vozovky. Některé úseky CBK s příčnou striáží slouží do dnešních dnů, nyní jsou obměňovány v rámci modernizace D1 a při rekonstrukcích ostatních dálnic. Nevýhodou této technologie byla vyšší hluchost.

Z hlediska protismykových vlastností povrchu vozovky CBK je úprava příčnou striáží velmi dobrou technologií. Je však nutné podotknout: „v době, kdy se tato technologie prováděla“. Před několika lety proběhl pokus o znovu použití této technologie, ale se současnou kvalitou betonů, hlavně jejich odolnosti proti ohlazení, byly tyto pokusy neúspěšné, s životností podobnou jakou u úpravy povrchu CBK taženou jutou.

V diagramu 1 jsou vyhodnoceny dvě technologie úpravy povrchu CBK příčnou striáží položené v letech 1971 a 1975. Průběh součinitele podélného tření F_p je prakticky totožný po dobu 30 – 35 let, a poté následuje zásadní rozdíl, který je způsoben ojetím cementopískové vrstvy a obnažením hrubého kameniva. Zatím co u technologie z roku 1971 (viz obrázek 1) má použité kamenivo nevyhovující ohladitelnost PSV = 44 a hodnocení protismykových vlastností prudce klesá až na klasifikační stupeň 5 – havarijní stav, tak v technologii z roku 1975 bylo použité kamenivo s velmi dobrou odolností proti ohlazení PSV = 63, a protismykové vlastnosti povrchu CBK dokonce narůstají. V současnosti již je většina úseků CBK s úpravou příčnou striáží po modernizaci nebo rekonstrukci nahrazena CBK s obnaženým kamenivem. Nicméně je nutné podotknout, že úseky, které ještě nebyly nahrazeny, mají stále vyhovující protismykové vlastnosti povrchu vozovky

Diagram 1) Závislost součinitele tření F_p na čase CBK s povrchovou úpravou příčnou striáží



Obrázek 1) CBK s úpravou příčnou striádí a kamenivem s $PSV = 44$



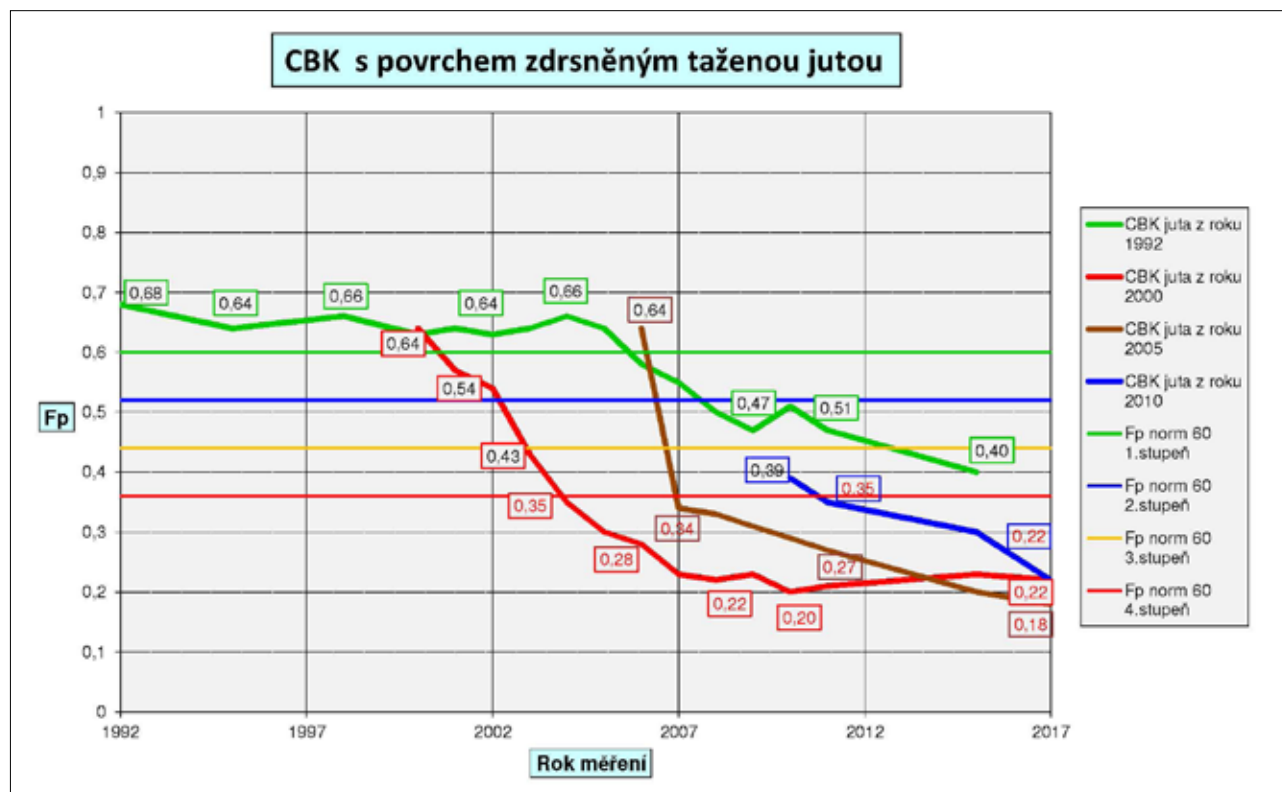
CBK S POVRCHOVOU ÚPRAVOU TAŽENOU JUTOU

Protože technologie úpravy povrchu CBK příčnou striádí nesplňovala požadavky na hlučnost, byla začátkem 90-tých let minulého století nahrazena technologií úpravy povrchu CBK taženou jutou. Snížení hlukových emisí bylo však dosaženo za cenu podstatného snížení hloubky makrotextury povrchu CBK, což se také projevilo zhoršením drenážních vlastností, protože podélné rýhování zabraňuje plynulému odtoku srážkové vody a na povrchu vozovky zůstává vrstva vody. To zhoršuje i bezpečnost silničního provozu.

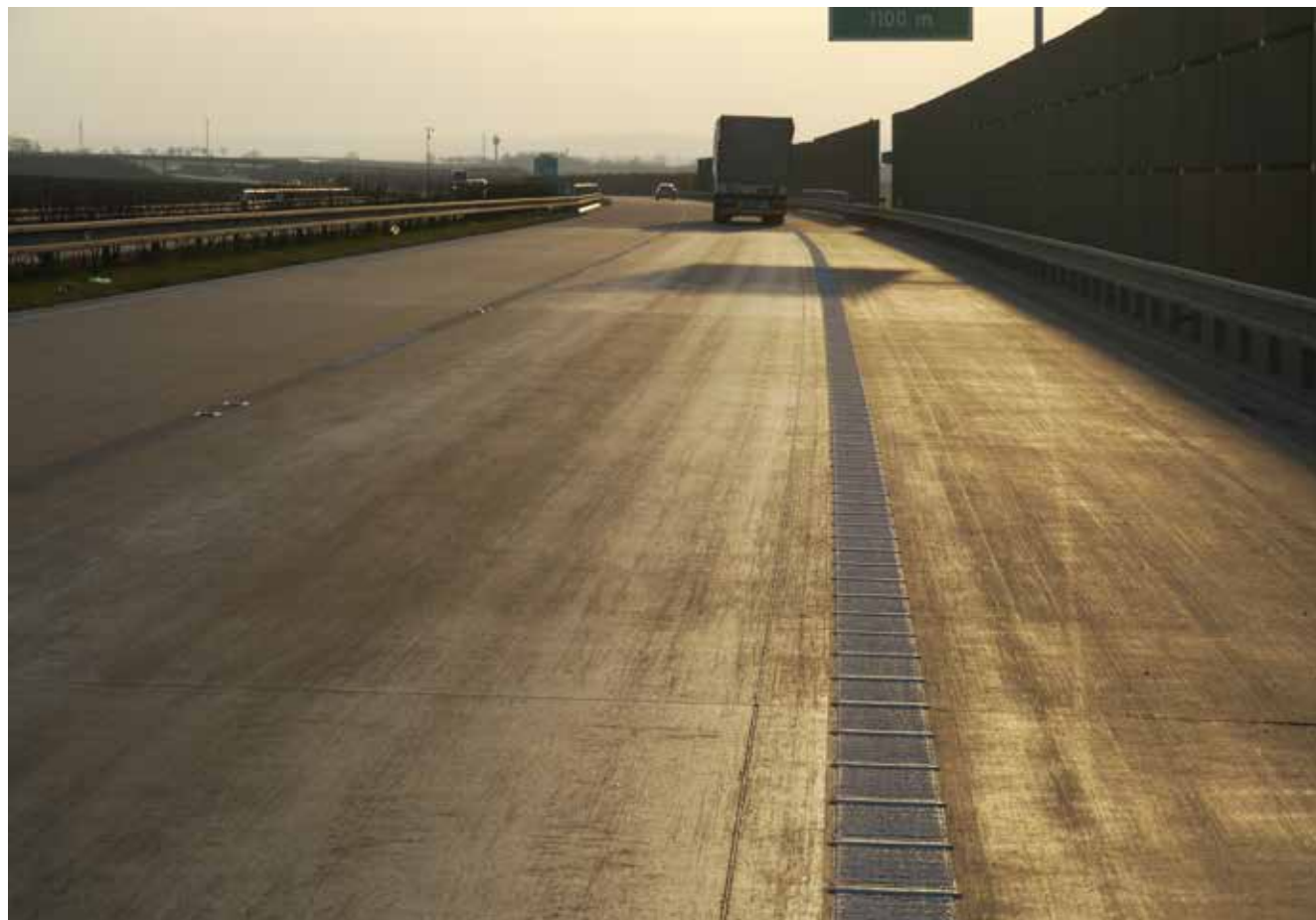
U této technologie se nejvíce projevuje vliv doby, kdy se úseky prováděly. Proto jsou v diagramu závislosti součinitele tření F_p na čase 4 různá časová údobí, roky 1992, 2000, 2005 a 2010 (viz Diagram 2). První úseky provedené od roku 1992 měly sice horší makrotexturu, ale velmi dobrou mikrotexturu vytvořenou v cementopískové vrstvě taženou jutou. Protože v té době ještě měly betony dobrou odolnost proti ohlazení, tak velmi dobré protismykové vlastnosti (klasifikační stupeň 1) povrchu CBK upraveného taženou jutou trvaly téměř 15 let. Potom sice nastal rychlejší pokles, ale i po 25 letech není hodnocení tak nízké, jako u úseků, které byly položeny později.

Již na úsecích z roku 2000 je vidět, že ihned po pokládce dochází k rychlému poklesu hodnot součinitele tření F_p , a z výchozí hodnoty $F_p = 0,64$ (klasifikační stupeň 1) klesá během 4 let na hodnotu 0,35 (klasifikační stupeň 5). Úseky z roku 2005 to stihnou za 1 rok a úseky z roku 2010 jsou nevyhovující již v prvním roce po pokládce (viz obrázek 2).

Diagram 2) Závislost součinitele tření F_p na čase CBK s povrchovou úpravou taženou jutou



Obrázek 2) CBK s úpravou taženou jutou – klasifikační stupeň 5 (havarijní stav)





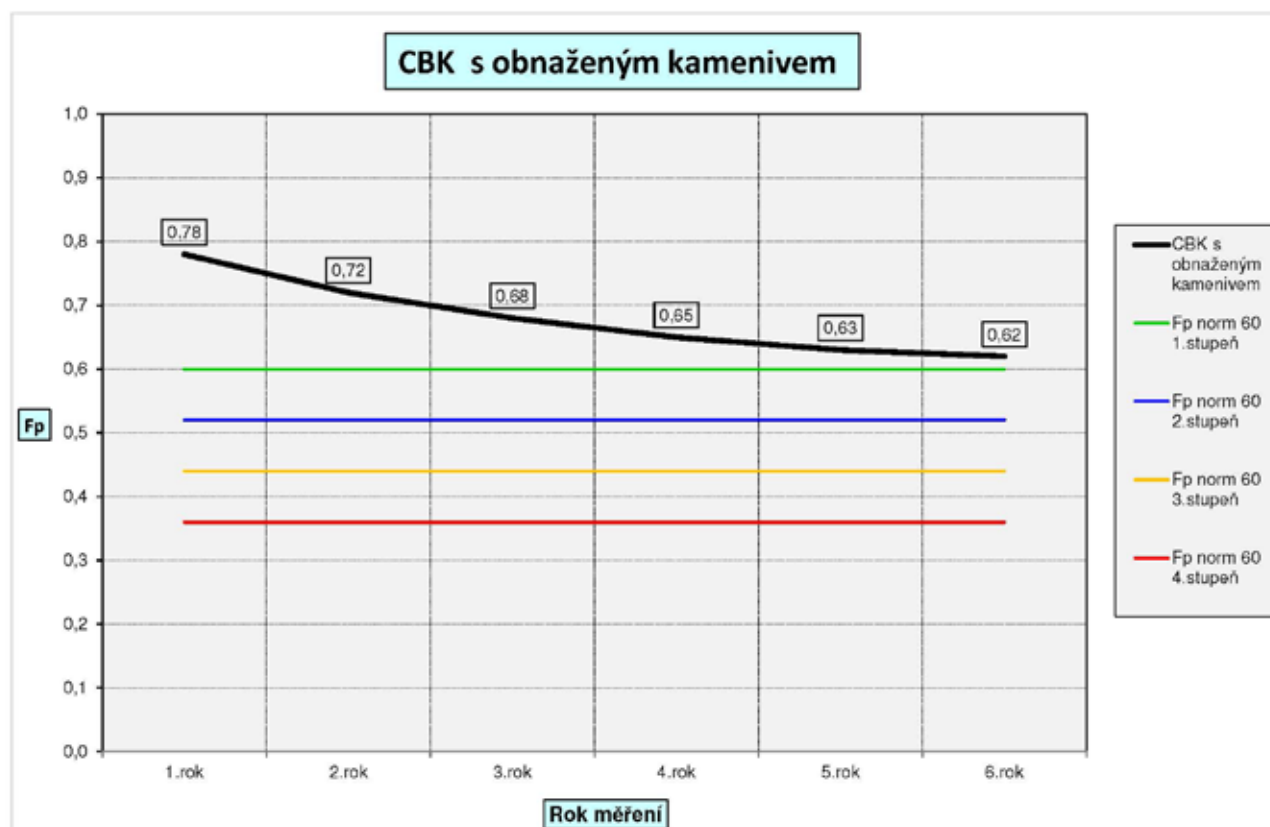
Z uvedených dat jednoznačně vyplývá, že technologie úpravy povrchu CBK taženou jutou není technologií, která by nebyla schopna zajistit požadované protismykové vlastnosti. Úseky z roku 1992 zajistily požadované hodnocení protismykových vlastností povrchu CBK po dobu delší než 20 let. Ostatní úseky z let 2000 až 2010 již byly prováděny v době, kdy se změnila technologie výroby cementů a tím výrazně klesla odolnost betonů proti ohlazení. To se projevilo i na experimentálních úsecích, kde byly ověřovány technologie úpravy povrchů CBK s výraznou makrotexturou, například příčné drážkování s negativní texturou, kde výrazná, asi 3 mm hluboká textura, byla vyhlazena během necelého roku až na hodnocení klasifikačním stupněm 5 – havarijní stav. Bohužel úseků s úpravou povrchu CBK taženou jutou a hodnocených klasifikačním stupněm 5 – havarijní stav, jsou v ČR stovky kilometrů. Tyto úseky jsou velmi nebezpečné pro bezpečnost silničního provozu, zvláště za mokra, kdy hrozí nebezpečí smyku nebo aquaplaning. I za sucha je ale na těchto úsecích delší brzdná dráha.

CBK S POVRCHOVOU ÚPRAVOU OBNAŽENÍM KAMENIVA

Přestože již delší dobu bylo známo, že úprava povrchu CBK taženou jutou nesplňuje požadavky na protismykové vlastnosti, tak ze strany investora nebyla vůle přejít na technologii CBK s obnaženým kamenivem, která se například v Rakousku nebo Německu již delší dobu používala. Teprve v roce 2009 bylo rozhodnuto tuto technologii vyzkoušet na nepojížděné odpočívce, a trvalo další 3 roky, než se položil první úsek na dosud nepojížděném úseku tehdy rychlostní silnice R1 „Pražský okruh“. První pojížděný pokusný úsek byl položen na podzim 2012 na dálnici D1 ve staničení 214,403 – 214,624 a měření protismykových vlastností povrchu vozovky prokázalo velmi dobré protismykové vlastnosti. Po necelých 6 letech provozu je na tomto úseku stabilně hodnocení klasifikačním stupněm 2, což je stále splnění požadavek pro přejímku nového povrchu.

Poté, co se na obou úsecích zhotovených v roce 2012 prokázalo zvládnutí technologie CBK s obnaženým kamenivem (viz obrázek 3), tak bylo rozhodnuto tuto technologii používat jak při výstavbě nových úseků dálnic, tak při modernizaci dálnice D1 a rekonstrukcích ostatních úseků dálnic s CBK.

Diagram 3) Závislost součinitele tření F_p na čase CBK s povrchovou úpravou obnažením kameniva



Obrázek 3) CBK s povrchovou úpravou obnažením kameniva



Do současnosti již bylo položeno mnoho úseků dálnic s CBK s obnaženým kamenivem. Na většině těchto úseků je dlouhodobě prováděno měření protismykových vlastností povrchu vozovky. Všechna naměřená data jsou zpracována v diagramu 3, ze kterého vyplývá, že na novém povrchu je s velkou rezervou splněn požadavek na hodnocení klasifikačním stupněm 1, a na úsecích ve stáří 6 let je průměrná hodnota součinitele podélného tření F_p stále hodnocena klasifikačním stupněm 1. Životnost CBK s obnaženým kamenivem z hlediska protismykových vlastností bude dána kvalitou ohladitelnosti použitého obnaženého hrubého kameniva. V tomto ohledu je tato technologie srovnatelná s asfaltovými povrchy.

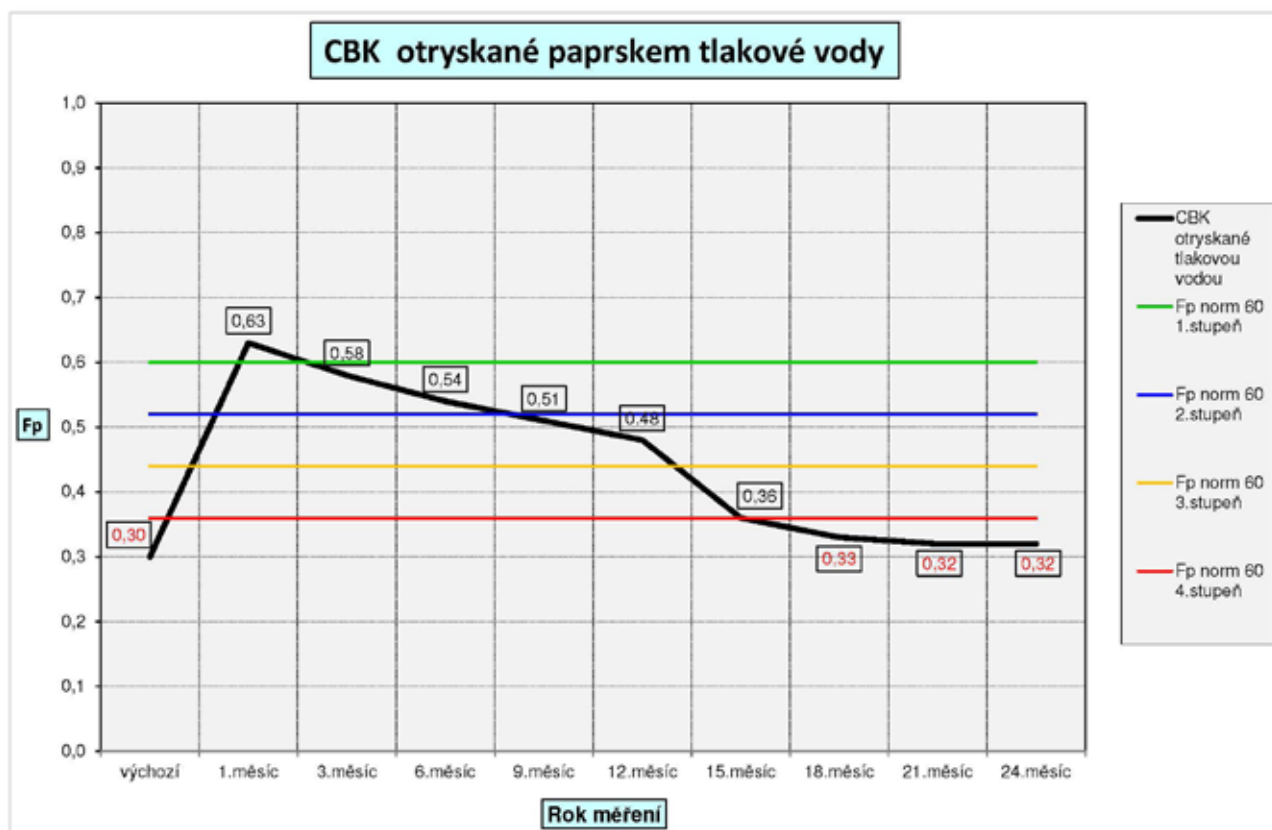
OBNOVA PROTISMYKOVÝCH VLASTNOSTÍ POVRCHŮ CBK JUTA TRYSKÁNÍM PAPERSEM TLAKOVÉ VODY

Na úsecích dálnic a bývalých rychlostních silnic, kde byla použita technologie úpravy povrchu CBK taženou jutou, a na kterých jsou dnes nevyhovující nebo havarijní protismykové vlastnosti, je nezbytné provést obnovu protismykových vlastností povrchu vozovky. Aby se vyzkoušely dostupné technologie obnovy protismykových vlastností, byly na dálnici D1 v úseku cca km 237 – 247 vybrány 500 m dlouhé úseky s hodnocením protismykových vlastností klasifikačním stupněm 5 – havarijní stav, a na nich byly technologie provedené různými firmami odzkoušeny. Na úsecích probíhalo měření protismykových vlastností, ze začátku v měsíčním intervalu, později v 3 měsíčním intervalu.

Technologie tryskání paprskem tlakové vody (obrázek 4) byla již v minulosti použita k obnově protismykových vlastností povrchů CBK juty na Pražském okruhu, na dálnici D47 a také v tunelech. Také tyto úseky byly měřeny a data byla využita ke zpracování diagramu 4.

Pro posouzení všech technologií obnovy protismykových vlastností je důležité, jak velká intenzita dopravy na oprávaném úseku je. U technologie tryskání paprskem tlakové vody to platí dvojnásobně, protože tato technologie obnovuje jen mikrotexturu, která se na betonech s nízkou odolností proti ohlazení opět rychle vyhladí a hodnocení protismykových vlastností klesá zpět k nevyhovujícímu nebo havarijnímu stavu.

Diagram 4) Závislost součinitele tření F_p na čase CBK s obnovou protismykových vlastností tryskáním paprskem tlakové vody



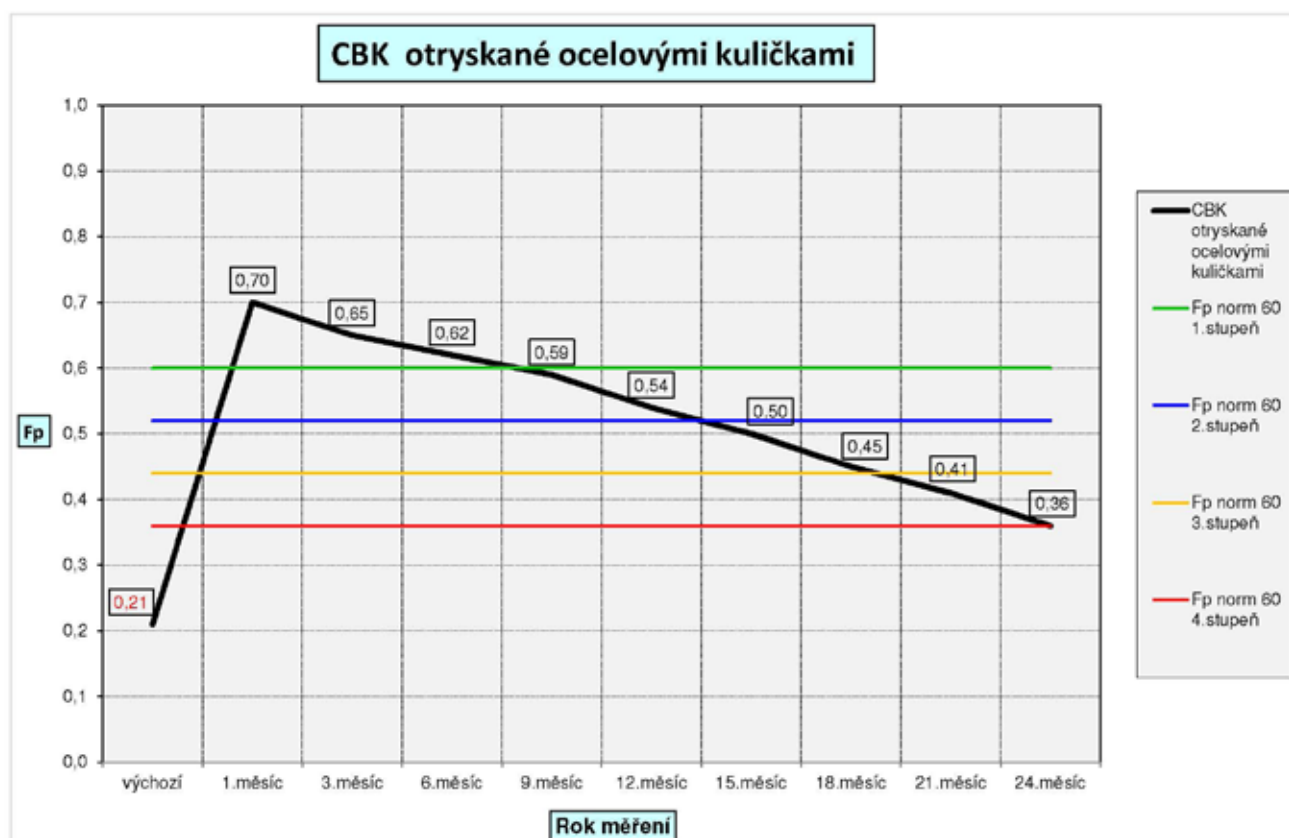
Obrázek 4) CBK otryskaný paprskem tlakové vody



OBNOVA PROTISMYKOVÝCH VLASTNOSTÍ POVRCHŮ CBK JUTA TRYSKÁNÍM OCELOVÝMI KULIČKAMI

Technologie obnovy protismykových vlastností povrchu CBK tryskáním ocelovými kuličkami na rozdíl od tryskání paprskem tlakové vody obnovuje částečně také makrotexturu povrchu CBK (viz obrázek 5). Životnost obnovy protismykových vlastností je ale stejně jako u tryskání paprskem tlakové vody závislá na intenzitě dopravy a odolnosti betonu proti ohlazení. Toto je nutné brát v úvahu při posuzování průměrných hodnot součinitele podélného tření F_p zobrazených v diagramu 5. Takže pokud je v diagramu průměrná životnost obnovy protismykových vlastností povrchu CBK 2 roky, tak je pravděpodobné, že na extrémně zatížených úsecích dnešní dálnice 0 – „Pražský okruh“ může být životnost kratší.

Diagram 5) Závislost součinitele tření F_p na čase CBK s obnovou protismykových vlastností tryskáním ocelovými kuličkami



Obrázek 5) CBK otryskaný paprskem tlakové vody

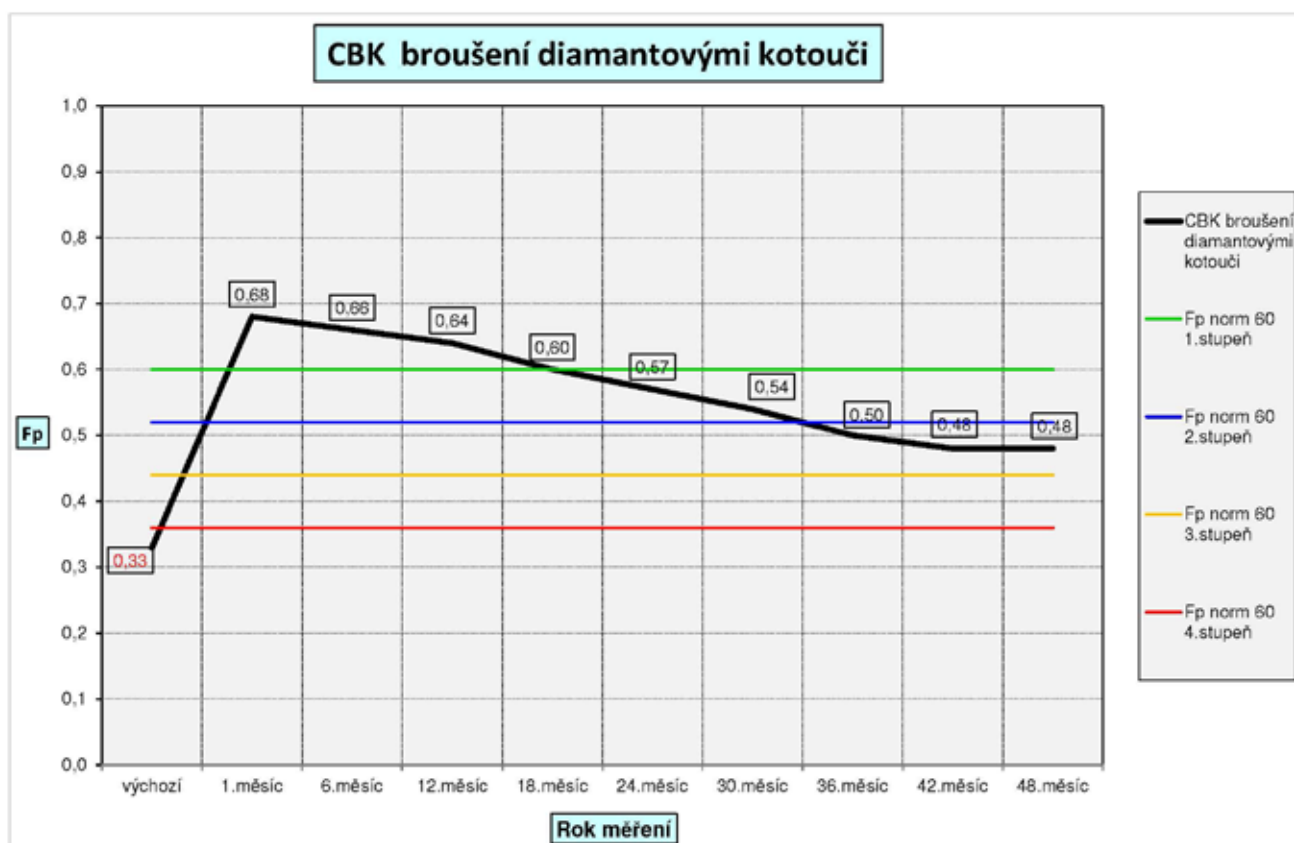


OBNOVA PROTISMYKOVÝCH VLASTNOSTÍ POVRCHŮ CBK JUTA BROUŠENÍM DIAMANTOVÝMI KOTOUČI

Zatímco předešlé dvě technologie tryskání paprskem tlakové vody a ocelovými kuličkami jsou označovány jako „nedestruktivní“, tak následující dvě technologie mají označení jako „destruktivní“. Tyto názvy vyplývají z toho, že tryskání obnovuje protismykové vlastnosti povrchu CBK v cementopískové vrstvě, ale technologie broušení a frézování již obnažují i hrubé kamenivo. Proto tyto technologie velmi dobře obnovují také makrotexturu povrchu CBK a vyznačují se delší životností obnovy protismykových vlastností.

Úspěšnost technologie obnovy protismykových vlastností broušením diamantovými kotouči (viz obrázek 6) je závislá na kvalitě provedení. Pokud se použijí opotřebované diamanty, tak se na povrchu vytvoří podélné „vlnky“, které neobnoví protismykové vlastnosti na požadovanou úroveň. Nové diamanty vytvoří podélný ostrý trojúhelníkový profil, jehož horní ostrá hrana se nepravidelně odlamuje a vytvoří velmi dobrou mikrotexturu s velmi dobrými protismykovými vlastnostmi, jak je vidět na diagramu 6. Životnost obnovy protismykových vlastností povrchu CBK zatím dosáhla 4 roků, hodnocení pokleslo na klasifikační stupeň 3, což je hodnocení požadované na konci záruční doby a splňující požadavek na provozní způsobilost.

Diagram 6) Závislost součinitele tření F_p na čase CBK s obnovou protismykových vlastností broušením diamantovými kotouči



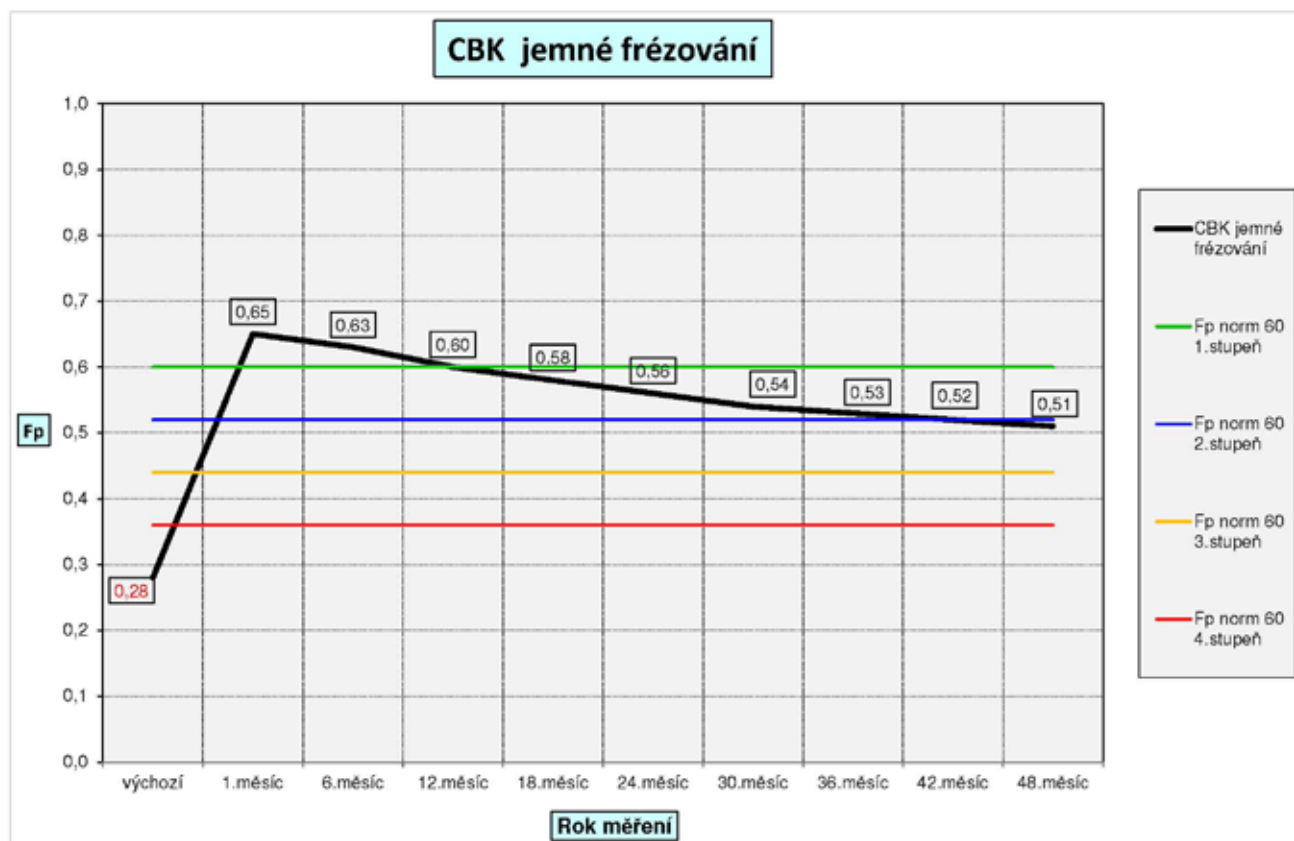
Obrázek 6) CBK broušený diamantovými kotouči



OBNOVA PROTISMYKOVÝCH VLASTNOSTÍ POVRCHŮ CBK JUTA JEMNÝM FRÉZOVÁNÍM

Druhá z tzv. „destruktivních“ technologií obnovy protismykových vlastností povrchů CBK je jemné frézování (viz obrázek 7). Tato technologie je z hlediska obnovy protismykových vlastností povrchu CBK nejúčinnější, protože se obnaží hrubé kamenivo a tím se obnoví jak makrotextura, tak i mikrotextura povrchu vozovky na hodnocení klasifikačním stupněm 1, z čehož vyplývá, že i protismykové vlastnosti povrchu CBK jsou hodnoceny klasifikačním stupněm 1. V diagramu 7 je vidět nárůst hodnocení z klasifikačního stupně 5 na stupeň 1, a v následujících letech pozvolný pokles na hranici klasifikačních stupňů 2 – 3. Zkušenost z měření úseků, kde se jemné frézování používalo k odstranění nerovností CBK (především schodky mezi deskami), ukazuje, že protismykové vlastnosti povrchu CBK zůstávají dlouhodobě na této hranici a nikde neklesají pod úroveň provozní způsobilosti. Výjimkou by mohly být CBK, kde bylo použito kamenivo s nízkou odolností proti ohlazení, jak je vidět v diagramu 1 a obrázku 1.

Diagram 7) Závislost součinitele tření F_p na čase CBK s obnovou protismykových vlastností jemným frézováním



Obrázek 7) CBK s obnovou jemným frézováním





ZÁVĚR

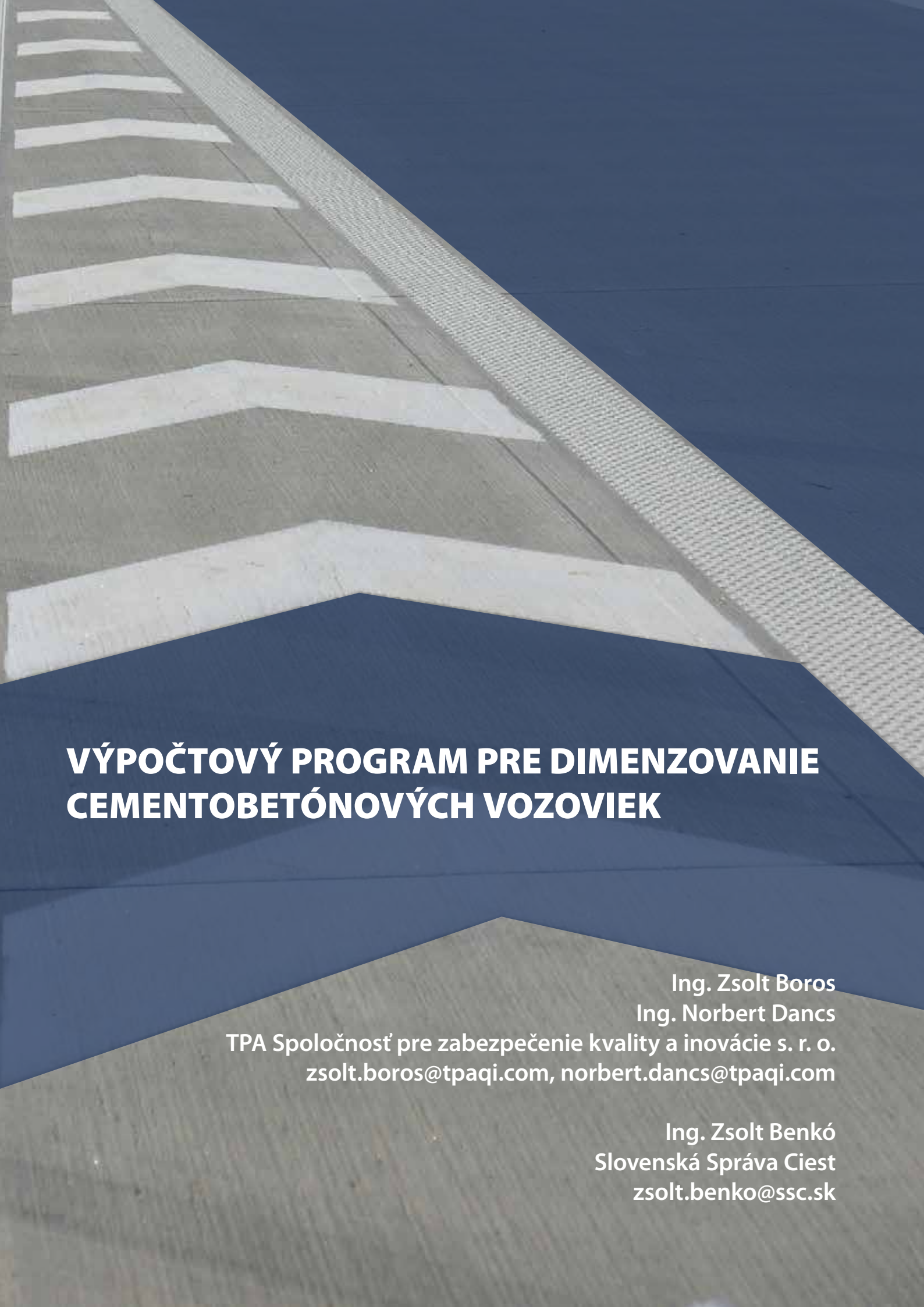
Ze zpracování a vyhodnocení naměřených dat součinitele podélného tření F_p vyplývá několik závěrů.

Pro pokládku nových CBK na nových nebo rekonstruovaných úsecích dálnic je v současnosti jediné řešení úpravy jejich povrchů, a to povrchová úprava CBK obnažením kameniva. Jak již bylo výše uvedeno, vzhledem k současné kvalitě betonů, při jejich nízké odolnosti proti ohlazení, již není možné se vrátit k v minulosti úspěšným technologiím úpravy povrchů CBK příčnou stráží nebo po jistou dobu i taženou jutou. Zatím nevíme, jak se budou vyvíjet protismykové vlastnosti povrchů CBK v době přepokládané stavební životnosti. Zkušenosti ze zahraničí říkají, že pokud je použito kvalitní kamenivo s velmi dobrou odolností proti ohlazení, tak by životnost protismykových vlastností mohla být podobná, jako životnost stavební (kterou zatím také neznáme, jen ji předpokládáme). Pokud by přece jen kleslo hodnocení protismykových vlastností povrchů CBK na klasifikační stupeň 4 – 5, tak je možné, stejně jako na asfaltových úpravách, využít například emulzní mikrokoberec, který dokáže prodloužit jak stavební životnost, tak životnost protismykových vlastností o 10 – 15 let i na velmi zatížených úsecích dálnic. Jsou k dispozici zkušenosti z dálnice D11.

V předchozím textu bylo uvedeno, že technologie obnovy protismykových vlastností povrchů CBK lze rozdělit na „ne-destruktivní“ a „destruktivní“. Jako „ne-destruktivní“ označujeme tryskání paprskem tlakové vody a tryskání ocelovými kuličkami. Obě tyto technologie zároveň musíme označit jako krátkodobé, protože životnost obnovy protismykových vlastností nepřesáhne většinou 2 roky. Proto jsou tyto technologie spíše vhodné pro úseky s nižším dopravním zatížením. Tryskání paprskem tlakové vody na extrémně zatížených úsecích dálnic, hlavně těžkými vozidly, je zcela nevhodné, protože životnost obnovy protismykových vlastností může být jen několik měsíců. I u technologie tryskání ocelovými kuličkami se musí počítat s opakováním tryskání nejpozději do 2 let. Obě technologie potom nejsou vhodné k obnově protismykových vlastností povrchů CBK v tunelech, kde při nízké makrotextuře dochází k rychlému zanesení povrchu mastnými nečistotami.

Tzv. „destruktivní“ technologie, broušení diamantovými kotouči nebo jemné frézování, se zatím pro obnovu protismykových vlastností u nás nepoužívají. V zahraničí je hlavně broušení diamantovými kotouči přitom velmi rozšířené. Převládá obava, že „destruktivní“ technologie příliš naruší povrch CBK s možností následné koroze povrchu CBK. U jemného frézování bylo limitujícím faktorem poškozování příčných spár, ale tento problém byl snad již vyřešen. Přitom hlavně broušení diamantovými kotouči se velmi často využívá pro odstraňování podélných nerovností, i na nových površích CBK. Tyto zásahy do povrchu CBK jsou i několik desítek let staré a zatím nebyly příčinou následné koroze nebo jiné poruchy povrchu CBK.

Pokud chceme na delší dobu obnovit protismykové vlastnosti povrchu vozovky, a tím zvýšit bezpečnost silničního provozu, tak se například na Pražském okruhu – dálnici D0 tzv. „destruktivním“ metodám asi nevyhneme. Z pohledu protismykových vlastností CBK je dobrým řešením broušení nebo frézování povrchu CBK a následné překrytí mikrokobercem. Není myslitelné, aby se obnova protismykových vlastností povrchů CBK tryskáním prováděla každý rok, protože jakákoliv uzavírka na Pražském okruhu znamená okamžitě kolaps dopravy ve velké části Prahy.



VÝPOČTOVÝ PROGRAM PRE DIMENZOVANIE CEMENTOBETÓNOVÝCH VOZOVIEK

Ing. Zsolt Boros
Ing. Norbert Dancs
TPA Spoločnosť pre zabezpečenie kvality a inovácie s. r. o.
zsolt.boros@tpaqi.com, norbert.dancs@tpaqi.com

Ing. Zsolt Benkó
Slovenská Správa Ciest
zsolt.benko@ssc.sk

VÝPOČTOVÝ PROGRAM PRE DIMENZOVANIE CEMENTOBETÓNOVÝCH VOZOVIEK

Ing. Zsolt Boros

Ing. Norbert Dancs

TPA Spoločnosť pre zabezpečenie kvality a inovácie s. r. o.

zsolt.boros@tpaqi.com, norbert.dancs@tpaqi.com

Ing. Zsolt Benkó

Slovenská Správa Ciest

zsolt.benko@ssc.sk

Daný článok sa zaoberá popisom výpočtového programu pre dimenzovanie (posúdenie) cementobetónových vozoviek, ktorý bol vytvorený v rámci rozborovej úlohu Slovenskej správy ciest ako doplnok k platnému technickému predpisu TP 098 (TP 12/2015). V nasledujúcich kapitolách bude čitateľ oboznámený s architektúrou a rozsahom programu, s jeho možnosťami použitia pre posudzovanie cementobetónových vozoviek.

ÚVOD

Výpočtový program vznikol ako pomôcka pre projektantov cementobetónových vozoviek. Aj keď v zmysle platného predpisu ide o jednoduché výpočty, ktoré sú zvládnuteľné aj na kalkulačke, program je dobrou pomôckou pre urýchlenie procesu posudzovania konštrukcie vozovky, vrátane poskytnutia potrebných informácií, ktoré by inak bolo nutné práce hľadať.

Program CC_Dim je riešený ako nadstavba 32bit. programu Excel od verzie 2000, aktuálna verzia CC_Dim je 1.00, © 2016.

Pre funkčnosť programu sú potrebné len minimálne požiadavky, t.j. program potrebuje MS Excel verzie 2000 alebo vyššej. Prvá verzia programu má niekoľko obmedzení:

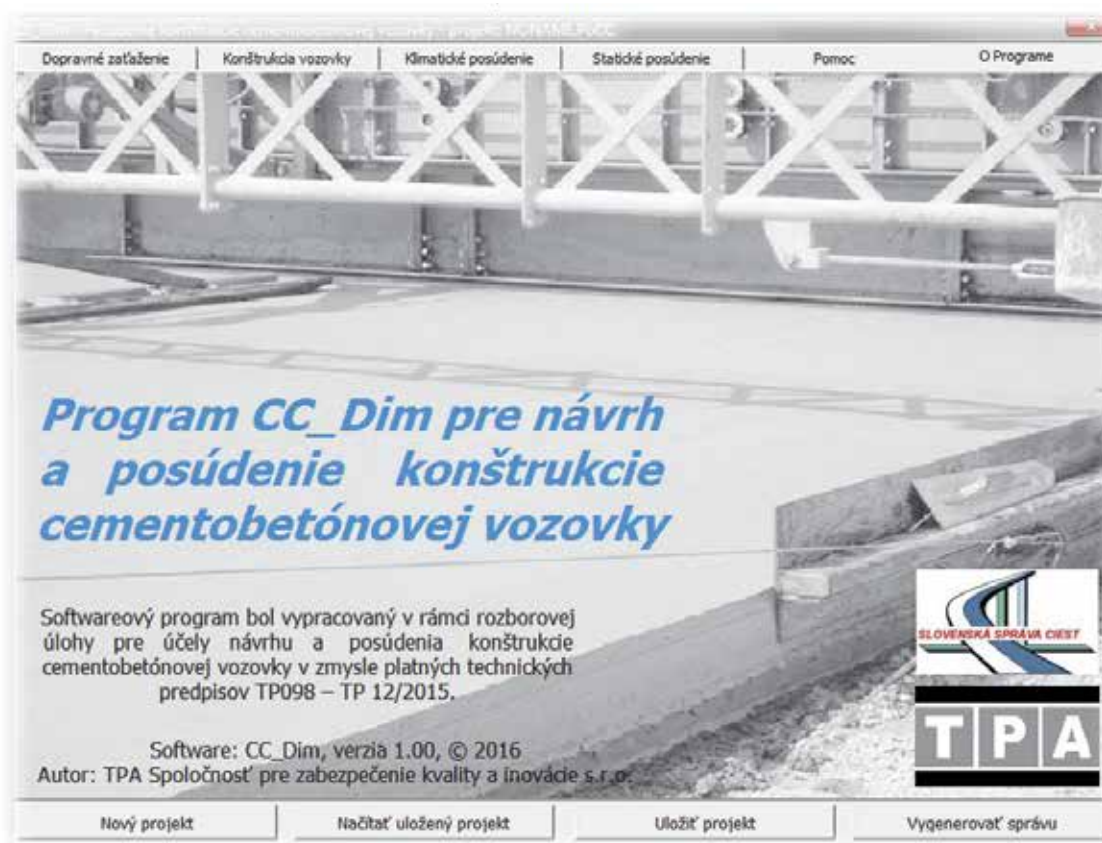
- konštrukciu je možné zadať ako 7 vrstiev - CB kryt (s možnosťou nadložnej vrstvy z tenkej asfaltovej úpravy), 5 podkladných vrstiev a podložie,
- program aktuálne vypočítava napätie od teploty pre bežnú požiadavku, neuvažuje s redukciami 0,5 ($\pm \Delta T$) pre dlhé tunely,
- pre štvor a viacvrstvý podkladný systém sa hodnota modulu reakcie podložia vypočítava pomocou programu LAYMED v zmysle platného predpisu, program nevyužíva možnosť zlučovania vrstiev s blízkymi materiálovými charakteristikami.

POPIS PROGRAMU

Program umožňuje s každým výpočtom pracovať ako so samostatným projektom, tieto je možné si odkladať (ukladať) na disk a vrátiť sa k nim aj neskôršie ak je to potrebné. Výpočtový program disponuje jednoduchým dizajnom a je aj pre laika veľmi ľahko ovládateľný.

Program je rozdelený do siedmich blokov (viď. obrázok 1). Prvý blok je tvorený tlačítkami v dolnej časti okna, ktorý slúži na prácu s projektom. Druhý blok tvorí záložka „Dopravné zaťaženie“, kde sa vypočítava dopravné zaťaženie pre dimenzovanie konštrukcie. Tretí blok tvorí záložka „Konštrukcia vozovky“, kde sa definujú parametre jednotlivých vrstiev vozovky. Štvrtý blok je záložka „Klimatické podmienky“ pre definovanie vstupných údajov pre klimatické podmienky lokality stavby a aj samotné vyhodnotenie proti účinkom premrzania. Piaty blok „Statické posúdenie“ slúži na vyhodnotenie vozovky pre jednorázové a opakované zaťaženie. Šiesty blok - záložka „Pomoc“ popisuje prácu s programom a posledný siedmi blok - záložka „O Programe“ obsahuje základné informácie o programe: účel použitia, verziu a autora programu.

Obrázok 1) Úvodná obrazovka



OPIS JEDNOTLIVÝCH BLOKOV VÝPOČTOVÉHO PROGRAMU

Ako bolo vyššie uvedené program je zložený so siedmich blokov, ktoré si teraz popíšeme o niečo viac.

Blok prvý – PRÁCA S PROJEKTAMI

Ide od najjednoduchší blok skladá sa zo štyroch tlačítok, ktoré slúžia na prácu so súbormi projektov.

Obrázok 2) Práca s projektami



Nový projekt - po kliknutí program nastaví všetky východzie dáta a pripraví sa na zadávanie a výpočet nového projektu. Ak predošlý projekt nebol uložený, vyzve užívateľa na jeho uloženie. Po vymazaní údajov projektu sa program automaticky prepne na BLOK 2 - zadávanie údajov dopravného zaťaženia.

Načítať uložený projekt - po kliknutí program načíta údaje z projektu uloženého na disku. Ak predošlý projekt nebol uložený takisto vyzve užívateľa na jeho uloženie a po načítaní údajov projektu sa program automaticky prepne na BLOK 2 - zadávanie údajov dopravného zaťaženia.

Uložiť projekt - po kliknutí program uloží aktuálne rozpracovaný projekt na disk. Ak názov projektu ešte nebol zadán („NONAME.PoCC“), program vyzve užívateľa na zvolenie názvu súboru a miesta uloženia.

Vygenerovať správu - po kliknutí program vygeneruje správu vo forme zošita-hárka programu Excel. Pre vyhodnotenie od opakovaného zaťaženia farebne zvýrazní (odlíši) miesto najnepriaznivejšieho resp. nevyhovujúceho zaťaženia.

Program vždy pri ukladaní súboru na disk požaduje od užívateľa súhlas na prepísanie pôvodného súboru projektu. Ak sa zvolí odpoveď nie, tak program vyžiada nový názov a umiestnenie súboru.

Blok druhý – DOPRAVNÉ ZAŤAŽENIE

V danom bloku je možné zadanie dopravného zaťaženia zo sčítania dopravy resp. priameho zadania celkového počtu návrhových náprav. Program v danom okne popisuje všetky požadované hodnoty vrátane požadovaných súčiniteľov (B1 až B5). Súčinitele nárastu dopravy na začiatku a konci návrhového obdobia je potrebné zadať podľa dostupných informácií resp. zvoliť podľa predpisu TP 070 (TP 07/2013).

Obrázok 3) Zadávanie údajov sčítania dopravy

Dopravné zaťaženie | Konštrukcia vozovky | Klimatické posúdenie | Statické posúdenie | Pomoc | O Programe

Údaje o priemerných počtoch vozidiel za 24 hodín v oboch smeroch

Priemerný počet nákladných vozidiel a autobusov s jednoduchou nápravou s ťažou	100	kN	:	6154
Priemerný počet nákladných vozidiel a autobusov s dvojitou nápravou s ťažou		kN a rázvorom osí	m :	
Priemerný počet nákladných vozidiel a autobusov s trojitou nápravou s ťažou		kN a rázvorom osí	m :	

Celkový priemerný počet nákladných vozidiel a autobusov (NV): 6154

Priemerný počet nákladných vozidiel za 24 hodín v oboch smeroch

$NVp = 0,5 \cdot (0,5 + 0,5) \cdot NV = 0,5 \cdot (1,263 + 2,140) \cdot 6154 = 10471$

Redukovaný počet nákladných vozidiel za 24 hodín v jednom smere

$NVred = B1 \cdot B2 \cdot B3 \cdot B4 \cdot NVp = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 10471 = 4712$

B1 [-]

súčiniteľ prevodu dopravného zaťaženia (nákladných vozidiel) na jeden smer, ktorý sa určí zo sčítania dopravy podľa ich smerovania.

Ak nie sú údaje o smerovaní k dispozícii, možno uvažovať s hodnotou 0,50. V prípade dopravných plôch sa uvažuje hodnota 1,00.

B2 [-]

súčiniteľ prevodu vyjadrujúci pravdepodobnosť prejazdov dimenzovaným prúhom CB dosiek:

- v prípade viac pruhov jedným smerom (diaľnice, rýchlostné komunikácie a niektoré miestne komunikácie) sa berie hodnota 0,90,
- v prípade ciest s jedným prúhom v jednom smere a na dopravných plochách sa berie hodnota 1,00.

B3 [-] (započítaný až pri posudzovaní)

súčiniteľ vyjadrujúci pravdepodobnosť prejazdov nákladných vozidiel „dimenzovanými“ miestami na CB doske (pre výpočet počtu opakovaní zaťaženia):

- keď šírka CB dosiek ≤ 3,50 m:
 - v geometrickom strede dosky 0,95
 - na priečnej hrane 1,00
 - na pozdĺžnej (voľnej) hrane 0,18
- keď šírka CB dosiek > 3,5 m:
 - v strede dosky 0,75
 - na priečnej hrane 0,85
 - na pozdĺžnej (voľnej) hrane 0,10

B4 [-]

súčiniteľ vyjadrujúci podmienky zaťažovania:

- pre štandardné podmienky 1,00
- pre neštandardné podmienky:
 - na dopravných plochách 1,10
 - na zaraďovacích a stúpacích prúhoch - na diaľniciach a rýchlostných cestách 1,20
 - na zaraďovacích a stúpacích prúhoch ciest 1,30
 - na úsekoch miestnych komunikácií, kde vozidlá brzdia, stoja a akcelerujú 1,80

Celkový počet návrhových náprav za celé obdobie s ekvivalentným účinkom prejazdov nákladných vozidiel rôznych typov

$Nc = B5 \cdot NVred \cdot 365 \cdot no = 1,273 \cdot 4712 \cdot 365 \cdot 30 = 6568217$

Nový projekt | Načítať uložený projekt | Uložiť projekt | Vygenerovať správu

Pokiaľ je v údajoch o sčítaní dopravy zadané rozdelenie na jednoduché, dvojité a trojité nápravy, sú činiteľ B5 je počítaný z týchto hodnôt. Ak tieto údaje nie sú k dispozícii program zvolí hodnotu 1,273 ako východziu. Danú hodnotu je možné zadať aj manuálne. Hodnota súčiniteľa B3 je uvedená informatívne, s jeho skutočnou hodnotou sa uvažuje až v momente statického posúdenia (Blok piaty).

Ak nám nie sú dostupné jednotlivé požadované údaje, ale máme známu informáciu o celkovom počte návrhových náprav, môžeme ju zadať priamo a to fixovaním výslednej hodnoty (začiarkavacie políčko pri tejto hodnote).

Blok tretí – KONŠTRUKCIA VOZOVKY

Tento blok slúži na zadávanie jednotlivých materiálov konštrukcie vozovky. Ich zadanie je možné manuálne priamym zápisom do jednotlivých buniek respektíve načítaním z databázy materiálov.

Obrázok 4) Zadávanie konštrukcie vozovky

Názov materiálu	Hrúbka [mm]	Modul Ep/Et [MPa]	Poisson [-]	Pevnosť v ť/o [MPa]	Lambda [W/m²K]	Hrúbka TAU [mm]
CB kryt -> cestný betón - C 35/45 - CB I	260	37500	0,20	5,000	2,550	
2.Vrstva -> cementom stmelená zmes - CBGM C5/6	220	4500	0,22	0,500	2,500	
3.Vrstva -> štrkodrvina - ŠD	320	350	0,30	0,001	2,000	
4.Vrstva ->						
5.Vrstva ->						
6.Vrstva ->						
Podložie -> piesok / štrk - S1+S3,G1+G3		45	0,20	0,000	2,180	

Modul pružnosti podložia môže byť definovaný hodnotou CBR [%] -> ☐ materiál podložia jemnozrnný

Podkladný systém
 Pre danú konštrukciu nie je možné vypočítať modul reakcie na základe TP05S, alebo je zvolená voľba LAYMED.
 Zadaťte sadnutie pre kruhovú dosku r=0,4m a dotýkový tlak p=0,1MPa vypočítané programom LAYMED resp. priamo hodnotu Modulu reakcie!
☒ LAYMED
 yL [mm] = 0,327
 Modul reakcie [N/mm²]
 k = 0,390
☐ fixácia hodnoty

Nový projekt Načítať uložený projekt Uložiť projekt Vygenerovať správu

Načítanie sa vykoná tak, že sa klikne na označenie vrstvy (CB-kryt, 2.vrstva,...,Podložie). Následne sa otvorí okno databázy (viď. obrázok 5), kde sa zvolí daný materiál a klikne sa na tlačítko [Vlož/Načítaj]. Ak chceme nejaký materiál odstrániť, buď vymažeme údaje z daného riadka, alebo v databáze materiálov zvolíme prvý v poradí.

Pre CB-kryt sa okrem modulu pružnosti a výpočtovej pevnosti v ťahu pri ohybe zadávajú hodnoty modulu pretvárnosti a charakteristická pevnosť v ťahu pri ohybe po 28 dňoch. Ďalej je možné zadať aj hrúbku prekrytia tenkou vrstvou z asfaltových zmesí - s týmto sa upravujú výpočtové parametre kontaktného napätia.

Obrázok 5) Databáza materiálov

Pc.	Názov materiálu	Ep [MPa]	Poisson	Rn [MPa]	λ [W/m²K]
1	asfaltový betón - AC 16 L	4200	0,30	2,700	1,400
2	asfaltový betón - AC 22 L	4200	0,30	2,700	1,400
3	asfaltový betón - AC 16 P	4200	0,30	2,700	1,400
4	asfaltový betón - AC 22 P	4200	0,30	2,700	1,400
5	cementom stmelená zmes - CBGM C3/4	2000	0,25	0,400	2,150
6	cementom stmelená zmes - CBGM C4/5	2000	0,25	0,400	2,150
7	cementom stmelená zmes - CBGM C5/6	4500	0,22	0,500	2,500
8	cementom stmelená zmes - CBGM C8/10	4500	0,22	0,400	2,500

Vlož / Načítaj Prerušiť

Pre vrstvu podložia je možné takisto vybrať materiál z databázy resp. zadať parametre priamo. Ak je to potrebné, modul deformácie podložia sa dá definovať cez hodnotu CBR podľa druhu súdržnosti materiálu.

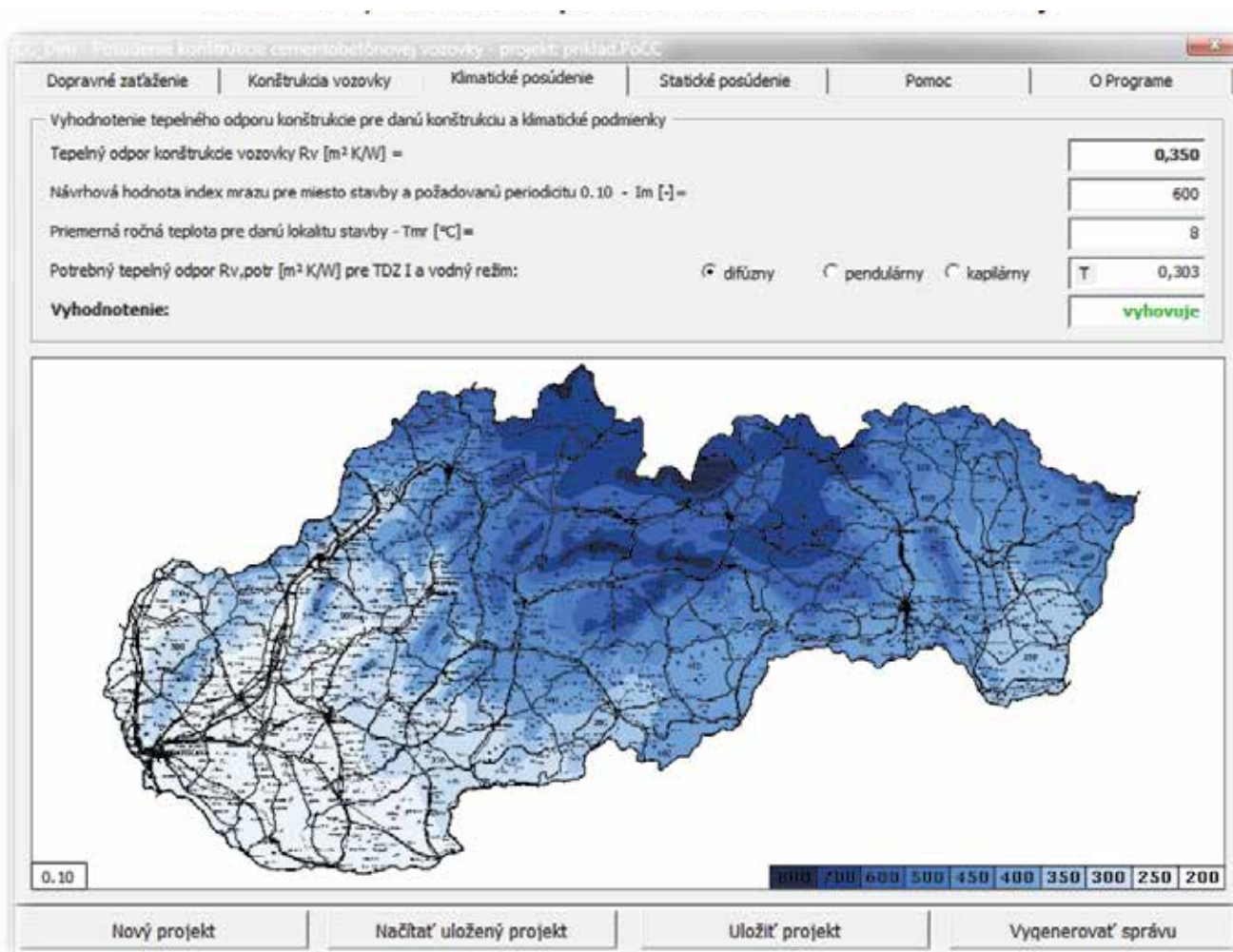
Pokiaľ je na základe predpisu TP 098 (TP 12/2015) možné vypočítať modul reakcie, program tak urobí, pokiaľ to nie je možné program užívateľa požiada o zadanie priehybu z programu LAYMED, alebo priamo modulu reakcie.

Táto možnosť (zadanie priehybu z programu LAYMED) je pre užívateľa vždy k dispozícii.

Blok štvrtý – KLIMATICKÉ POSÚDENIE

Pre posúdenie konštrukcie cementobetónového krytu proti účinkom premrzania je nutné zadať hodnoty indexu mrazu (I_m) a tiež priemernú ročnú teplotu pre danú lokalitu stavby.

Obrázok 6) Klimatické posúdenie konštrukcie vozovky



Pre rýchle vyhľadanie hodnoty mrazu sú k dispozícii mapy podľa periodicity podľa triedy dopravného zaťaženia (TDZ). Po dvojkliku na obrázok sa mapa zväčší pre lepšie odčítavanie, po ďalšom kliknutí sa mapa automaticky posúva. Po opätovnom dvojkliku sa mapa zmenší. Originálne mapy je možné najst' v norme STN 73 6114 – Vozovky pozemných komunikácií, alebo údaje indexu mrazu a priemernej teploty je možné získať aj z internetu.

V tomto bloku programu je zároveň zobrazené vyhodnotenie odolnosti vozovky proti účinkom premrzania (definované je $R_v > R_{v,potr}$). Potrebný tepelný odpor $R_{v,potr}$ je buď stanovené výpočtom, pokiaľ je zadaná hodnota $H_{z,dov}$ (dovolená hĺbka premrzania), ktorá je zadaná ako hrúbka podložia v treťom bloku programu. Pokiaľ táto hodnota nie je zadaná program automaticky zvolí tabuľkovú hodnotu podľa TP 098 na základe vlastností podložia, triedy dopravného zaťaženia a zvoleného vodného režimu (zvolený vodný režim je možné nastaviť len ak sa jedná o tabuľkovú hodnotu, pri výpočte je braná do úvahy tepelná vodivosť druhu zeminy podložia).

Obrázok 7) Statické posúdenie konštrukcie vozovky

1.1m - Posúdenie konštrukcie cementobetónovej vozovky - projekt príklad.PoCC

Dopravné zaťaženie | Konštrukcia vozovky | Klimatické posúdenie | Statické posúdenie | Pomoc | O programe

Parametre pre posúdenie z hľadiska zaťaženia

Trieda dopravného zaťaženia (TDZ) podľa STN 73 6114 je:

Rozmery betónovej dosky X (rozmer v smere priečnej hrany), Y (rozmer v smere pozdĺžnej hrany) [mm] = ☒ vystužené škáry

Druh zaťažovacej plochy: ☒ kruhová ☐ štvorcová -> Polomer náhradnej kruhovej zaťažovacej plochy [mm] =

Dotykový tlak P [kN] =

Posudzovanie od opakovaného zaťaženia sa má vykonať v čase po [počet dní] =

Požadovaná pevnosť pre posúdenie od jednorázového zaťaženia $R_{i,n}$ [MPa] =

Požadovaná pevnosť pre posúdenie od opakovaného zaťaženia $R_{i,o} = R_{i,k} \cdot m_1 \cdot m_2 \cdot m_3$ [MPa] = $4,500 \cdot 1,000 \cdot f(t, N_c) \cdot f(t, N_c) =$

$\sigma_{h,x} =$ $\sigma_{T,x+} =$ $\sigma_{T,x-} =$ $\sigma_r =$

$\sigma_{s-} =$ $\sigma_{T,s+} =$ $\sigma_{T,s-} =$

$\sigma_{h,y} =$ $\sigma_{T,y+} =$ $\sigma_{T,y-} =$

Od jednorázového zaťaženia

$\sigma_{h,y} =$ $\sigma_{T,max} =$

Vyhodnotenie:

Posúdenie od jednorázového zaťaženia pre súčiniteľ spoľahlivosti $\xi = 1,100$: $1,178 \geq 1,100 \rightarrow$ **vyhovuje**

Posúdenie od opakovaného zaťaženia pre najnepriaznivejšie zaťaženie - na priečnej škáre: $1,034 \leq 1,000 \rightarrow$ **nevyhovuje**

Nový projekt | Načítať uložený projekt | Uložiť projekt | Vygenerovať správu

VÝSTUP Z VÝPOČTOVÉHO PROGRAMU

Ako výstup z posúdenia konštrukcie vozovky je jednoduchý hárok zošita programu MS Excel so všetkými vstupnými a aj výstupnými údajmi. Miesta s vyhodnotením sú farebne zvýraznené:

Obrázok 8) Výstup z posúdenia konštrukcie vozovky

Posúdenie konštrukcie cementobetónového krytu vozovky

Parametre dopravného zaťaženia:

Priemerný počet nákladných vozidiel a autobusov s jednoduchou nápravou za 24 hod. v oboch smeroch:	6 154
Priemerný počet nákladných vozidiel a autobusov s dvojitou nápravou za 24 hod. v oboch smeroch:	
Priemerný počet nákladných vozidiel a autobusov s trojitou nápravou za 24 hod. v oboch smeroch:	
Súčiniteľ rastu intenzity dopravy pre obdobie od začiatku dopravy po rok začiatku návrhového obdobia (B ₁):	1,263
Súčiniteľ rastu intenzity dopravy pre obdobie od začiatku dopravy po rok konca návrhového obdobia (B ₂):	2,140
Súčiniteľ prevodu dopravného zaťaženia na jeden smer určený zo smerovania dopravy podľa ich smerovania (B ₃):	0,500
Súčiniteľ prevodu vyjadrujúci pravdepodobnosť prejazdov dimenzovaným pruhom CB dosiek (B ₄):	0,900
Súčiniteľ vyjadrujúci pravdepodobnosť prejazdov nákladných vozidiel miestami na CB doske (B ₅):	viď. nižšie
Súčiniteľ vyjadrujúci podmienky zaťažovania (B ₆):	1,000
Súčiniteľ prevodu účinkov rôznych typov nákladných vozidiel vyskytujúcich sa v dopravnom prúde (B ₇):	1,273
Celkový počet návrhových náprav s ekvivalentným účinkom	49 261 862
prejazdov rôznych typov nákladných vozidiel	
	v strede dosky B ₈ = 0,750 :
	na priečnej hrane B ₈ = 0,850 :
	na voľnej pozdĺžnej hrane B ₈ = 0,100 :
Maximálny počet návrhových náprav s ekvival. účinkom prejazdov rôznych typov nákladných vozidiel (N _r):	65 682 217
Návrhové obdobie vozovky (roky) (minimálne 25 rokov):	30
Trieda dopravného zaťaženia (TDZ):	I

Posúdenie vozovky z hľadiska ochrany vozovky proti účinkom premŕzania:

Tepelný odpor konštrukcie vozovky (R _v [m²K/W]):	0,350
Potrebný tepelný odpor (R _{v, pot} [m²K/W]): (tabuľkový)	0,303
Vyhodnotenie (R _v ≥ R _{v, pot}):	0,350 ≥ 0,303 vyhovuje

Posúdenie vozovky z hľadiska jednorázového zaťaženia:

Napätie od jednorázového zaťaženia nápravou 2P=115kN na voľnej pozdĺžnej hrane (σ _{1,x} [MPa]):	1,570
Maximálne napätie od kladného teplotného namáhania na okraji dosky (σ _{1,max} [MPa]):	2,676
Výpočtová pevnosť betónu v ťahu pri ohybe (R _t [MPa]):	5,000
Súčiniteľ spoľahlivosti pre danú triedu TDZ (ξ):	1,100
Vyhodnotenie (R _t / (σ _{1,x} + σ _{1,max}) ≥ ξ):	1,178 ≥ 1,100 vyhovuje

Posúdenie vozovky z hľadiska opakovaného zaťaženia:

	stred dosky	priečna línia	pozdĺžna línia	voľná pozdĺžna hrana	roh dosky
Napätie od opakovaného zaťaženia nápravou 2P=100kN (σ _{1,x} [MPa]):	0,736	1,379	1,379	1,379	1,541
Napätie od kladného teplotného rozdielu (σ ₁ [MPa]):	3,268	2,602	2,676	2,676	-
Napätie od záporného teplotného rozdielu (σ ₁ [MPa]):	1,479	1,178	1,211	1,211	-
Redukovaná výpočtová pevnosť betónu (R _{t,m1,m2,m3} [MPa]): (28dní)	0,820	1,000	1,642	1,642	2,445
Súčiniteľ spolupôsobenia a poddajnosť (n _{1,w} [-]):	1,000	0,750	0,750	1,000	1,000
Vyhodnotenie (σ _{1,max} ·n _{1,w} ≤ R _{t,m1,m2,m3}) pre najnepriaznivejšie zaťaženie:	(línia)	1,034 ≤ 1,000			nevyhovuje

Posúdenie vozovky z hľadiska opakovaného zaťaženia:

	stred dosky	priečna línia	pozdĺžna línia	voľná pozdĺžna hrana	roh dosky
Napätie od opakovaného zaťaženia nápravou 2P=100kN (σ _{1,x} [MPa]):	0,736	1,379	1,379	1,379	1,541
Napätie od kladného teplotného rozdielu (σ ₁ [MPa]):	3,268	2,602	2,676	2,676	-
Napätie od záporného teplotného rozdielu (σ ₁ [MPa]):	1,479	1,178	1,211	1,211	-
Redukovaná výpočtová pevnosť betónu (R _{t,m1,m2,m3} [MPa]): (28dní)	0,820	1,000	1,642	1,642	2,445
Súčiniteľ spolupôsobenia a poddajnosť (n _{1,w} [-]):	1,000	0,750	0,750	1,000	1,000
Vyhodnotenie (σ _{1,max} ·n _{1,w} ≤ R _{t,m1,m2,m3}) pre najnepriaznivejšie zaťaženie:	(línia)	1,034 ≤ 1,000			nevyhovuje

Poznámky:

CC Dim, verzia 1.00

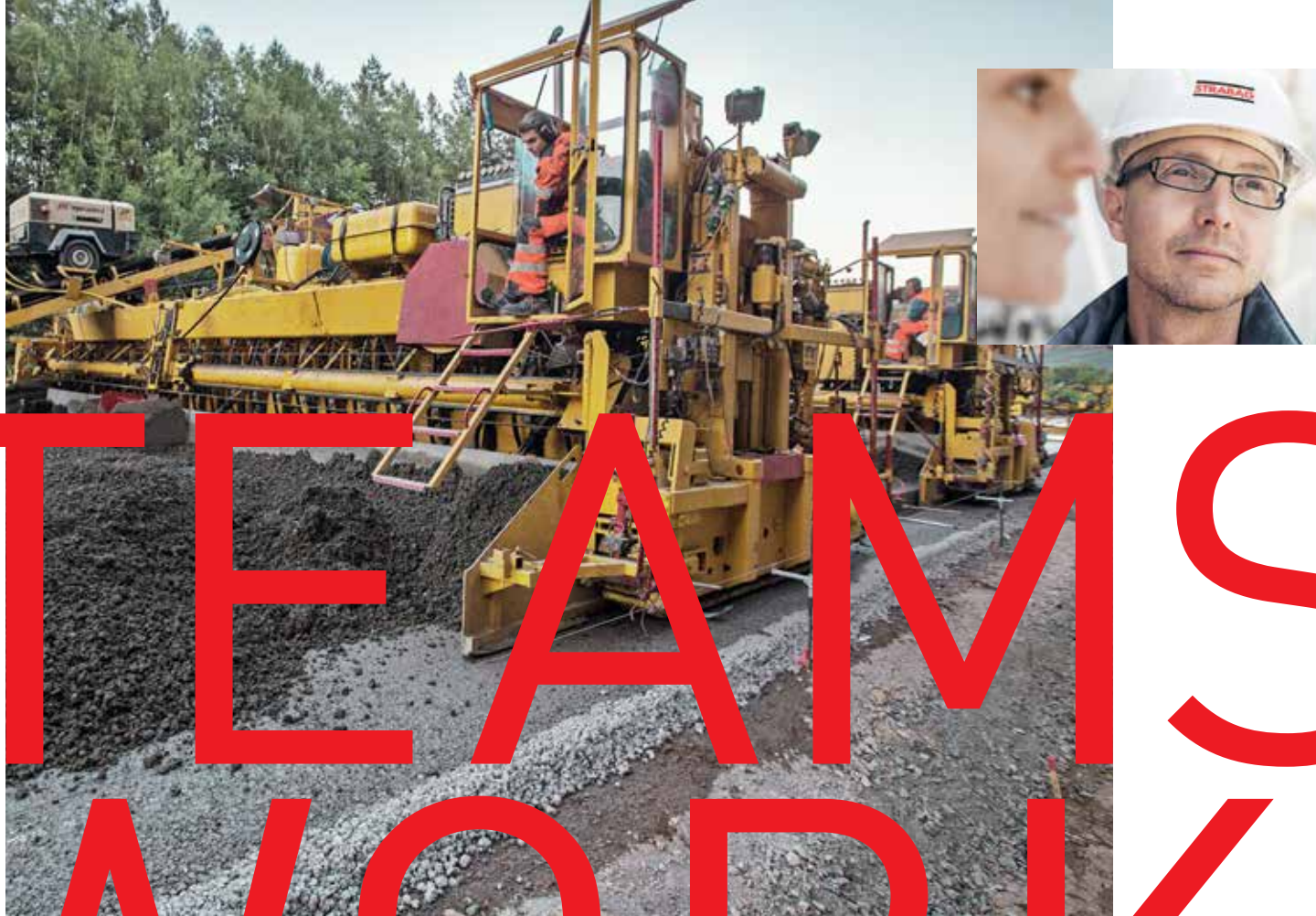
TPA Spoločnosť pre zabezpečenie kvality a inovácie s.r.o. © 2016

ZÁVER

Ako autori výpočtového programu dúfame, že sa stane dobrým nástrojom v rukách projektantov, a že im uľahčí prácu pri projektovaní cementobetónových vozoviek. Doteraz bol prejavovaný slušný záujem o program, ktorého vlastník - SSC ho poskytuje pri dodržaní licenčných podmienok bezplatne. Program však nie je imúnny voči nesprávne zadávaným vstupným údajom, preto sa javí ako opodstatnená konzultačná podpora užívateľom a systémové zaškolenie k jeho používaniu.

ZOZNAM POUŽITÝCH PODKLADOV

- [1] TP 098 (TP 12/2015): Technické podmienky navrhovanie cementobetónových vozoviek na cestných komunikáciách, 2015
- [2] TP 070 (TP 07/2013): Prognózovanie výhľadových intenzít na cestnej sieti do roku 2040, 2013
- [3] STN 73 6114: 1997 Vozovky pozemných komunikácií. Základné ustanovenia prenavrhovanie, 1997



TEAMS WORK.

Protože jen týmová práce vede k úspěchu. Věříme, že klíčovým faktorem úspěchu je vysoká profesionalita našich pracovníků, jejich nadšení pro společný cíl a schopnost spolupráce.

Pokládka cementobetonových vozovek je jednou z našich specializací v oboru dopravního stavitelství. Naši odborníci mají bohaté zkušenosti s výstavbou vozovek i letištních ploch. V tomto oboru patříme ke světové špičce, náš tým realizuje pokládky betonových vozovek nejen na stavbách v České republice, ale i v zahraničí.

Betonové vozovky a další plochy provádíme finišery typu Heilit+Woerner technologií dvouvrstvé nebo jednovrstvé pokládky. Podle druhu stavby a potřeb zákazníka provádíme nejrůznější druhy povrchové úpravy betonu, např. vymetání betonu, příčnou striáž koštětem, úpravu vlečenou jutou, nebo broušení – grinding. Spektrum našich služeb zahrnuje také zhotovení monolitických svodidel a různých profilů betonových odvodňovacích prvků.

V rámci skupiny STRABAG disponujeme jak stacionárními, tak i mobilními betonárnami a akreditovanou laboratoří pro kontrolu kvality.

www.strabag.cz



STRABAG
TEAMS WORK.



Cementobetonové kryty

Dálnice ■ letištní plochy ■ odpočívky
■ kruhové objezdy ■ cyklostezky
■ betonové plochy ■ a mnoho dalšího...

Stavíme svět, v kterém sami chceme žít

SKANSKA



NA SPOLEČNÉ CESTĚ

Patříme k nejvýznamnějším stavebním firmám v České republice, jsme jedničkou v oblasti dopravně inženýrského stavitelství. Pověst Skupiny EUROVIA CS stojí na kvalitní, včasné a odborně odvedené práci. Úspěšnou firmu z nás dělají především naši vysoce kvalifikovaní zaměstnanci. Jejich zkušenosti, odborné znalosti a svědomitý přístup ve spojení s tradicí naší společnosti a moderními technologiemi jsou pro nás klíčové.

Díky širokému portfoliu činností a celorepublikovému pokrytí dokáže Skupina EUROVIA CS realizovat menší i velké zakázky. Disponujeme rovněž vlastní surovinnou základnou a moderním technologickým i technickým zázemím.



Umění spolupráce

Kvalita, přesnost a důslednost v každém detailu.

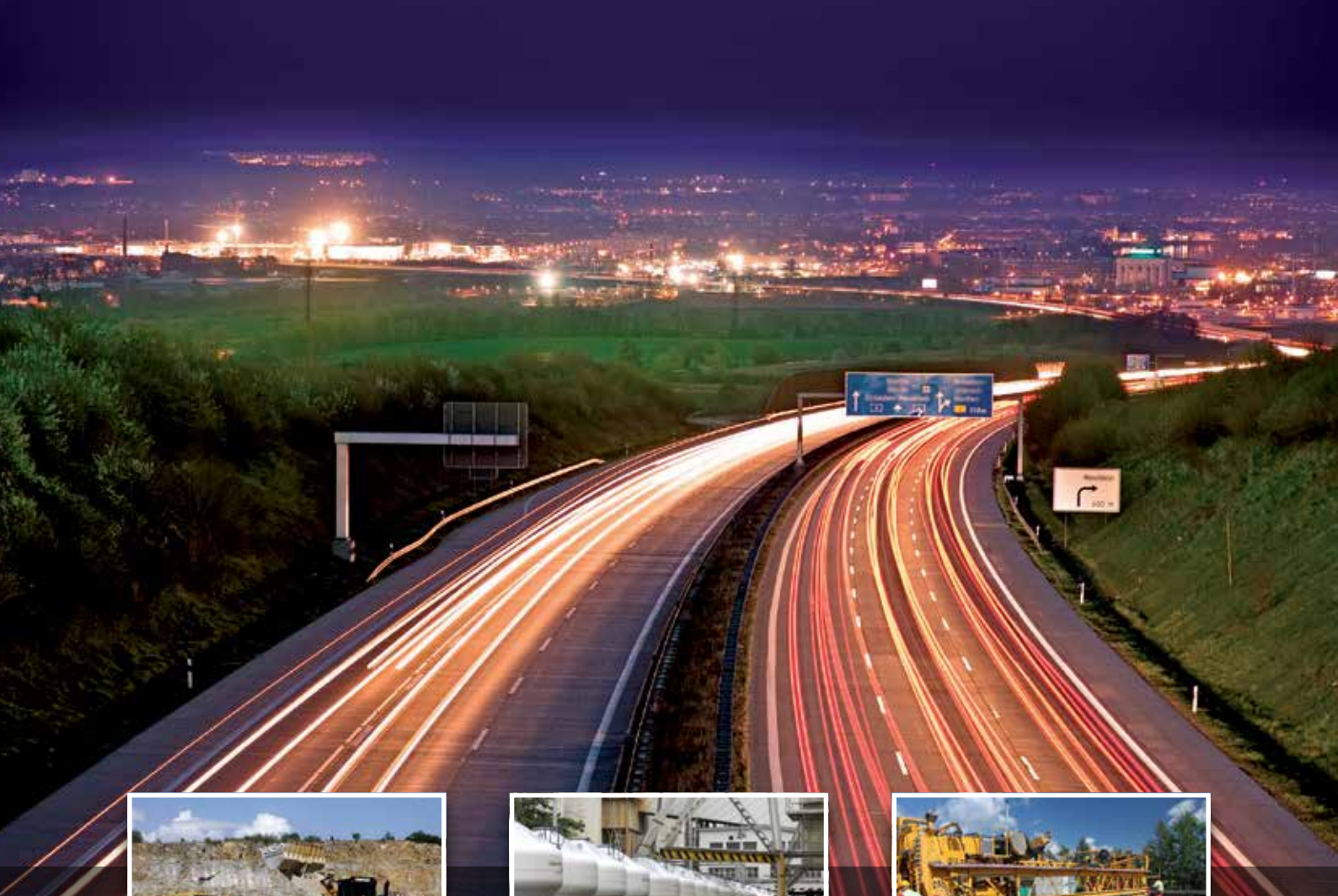
Společná koordinovaná práce lidí desítek oborů a profesí.

Schopnost řešit náročná zadání a odvaha hledat nová řešení.

Je tohle umění? Možná ne. Jen to dobře umíme.

Metrostav

www.metrostav.cz



PEVNÉ SPOJENÍ S BUDOUCNOSTÍ

Portlandský cement pro cementobetonové kryty vozovek CEM I 42,5 R (sc)

Cement CEM I 42,5 R (sc) se nejčastěji používá do betonů pro stavbu silnic, dálnic a odstavných ploch, pro letištní plochy, železniční pražce, injektáže hloubkových vrtů a velkoplošné betonáže. K jeho charakteristickým vlastnostem patří vysoká pevnost v tlaku i v tahu za ohybu, trvanlivost a objemová stálost.

www.cmcem.cz

**ČESKOMORAVSKÝ
CEMENT**
HEIDELBERGCEMENT Group

Válcovaný beton

Dnes postavíme
a zítra jezdíte



Válcovaný beton (RCC) je inovativní řešení pro stavbu vozovek, které kombinuje dlouhodobou životnost a pevnost betonu se snadností pokládání asfaltu. Válcovaný beton je rychlý na výstavbu a stojí méně než konvenční materiály na vozovky.

- ▶ Rychlá technologie výstavby
- ▶ Trvanlivost – dlouhá životnost s minimální údržbou
- ▶ Vysoká mrazuvzdornost
- ▶ Odolnost vůči vyjíždění kolejí

CEMEX poskytuje kompletní realizaci vozovek z válcovaného betonu a současně poskytuje i další služby spojené s výstavbou komunikací – vypracování projektu na míru, zajištění projektové dokumentace pro stavební povolení, optimalizace návrhu složení vozovky a další související práce.



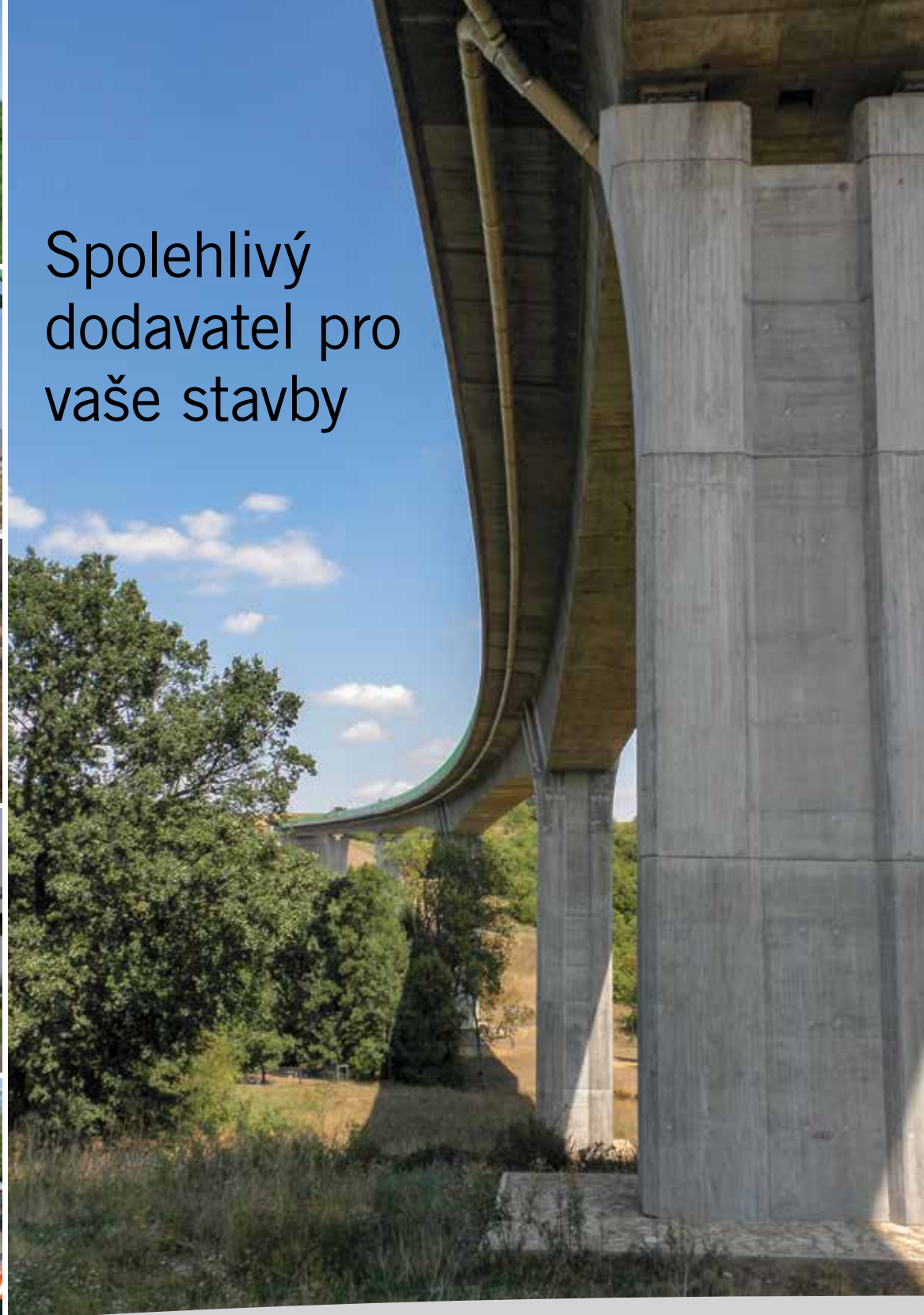
Zjistit více na www.cemex.cz/valcovany-beton.aspx

CEMPAVE

CEMEX



Spolehlivý dodavatel pro vaše stavby

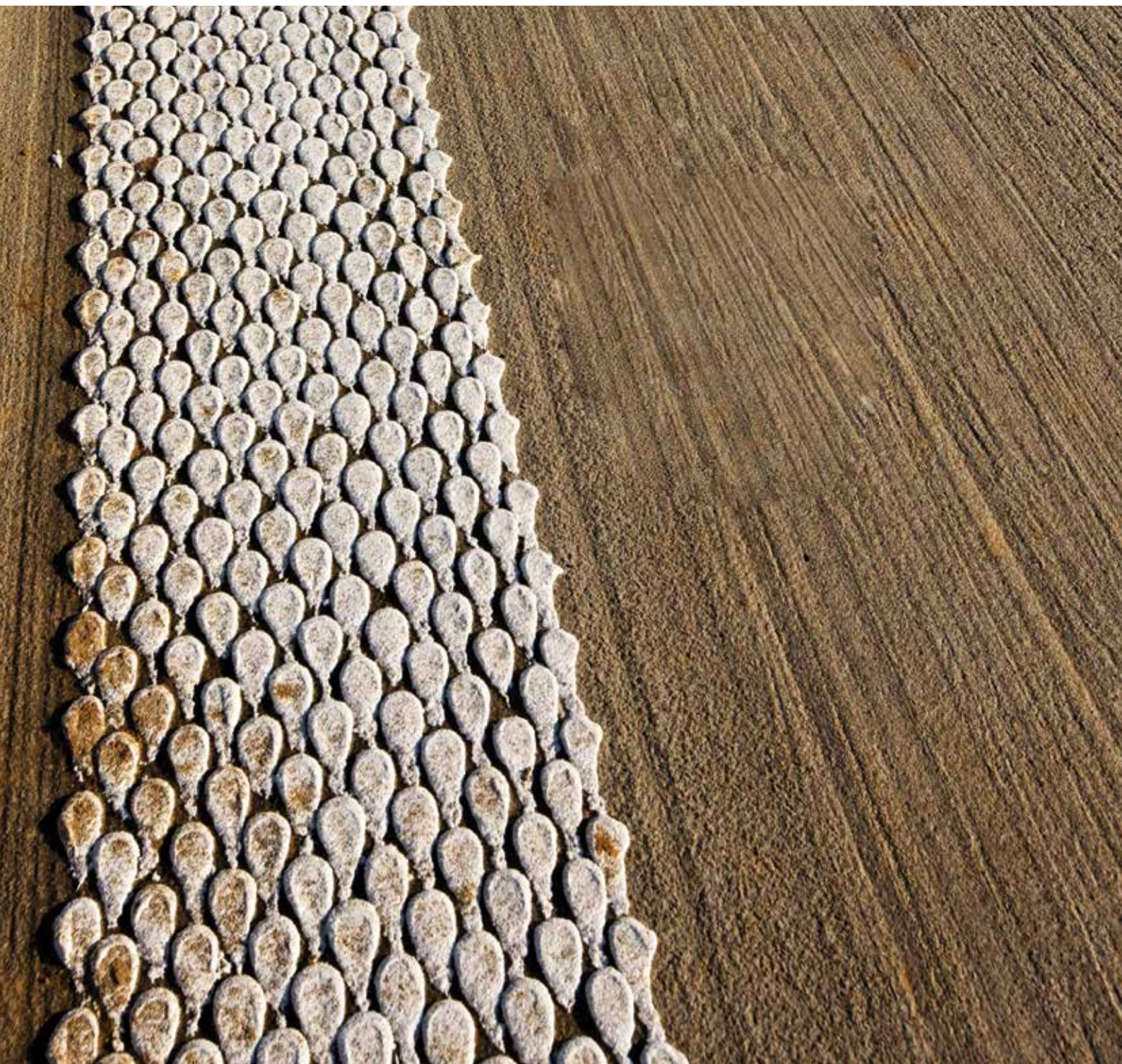


- máme největší nabídku cementů na trhu
- optimalizujeme vlastnosti našich produktů
- neustále pracujeme na zvyšování kvality
- aktivně přistupujeme k otázkám životního prostředí

Lafarge Cement, a. s.
411 12 Čížkovice čp. 27
tel.: 416 577 111
www.lafarge.cz

 člen skupiny
LafargeHolcim

 **LAFARGE**
Building better cities™



Řešení pro betonové vozovky.