Sborník přednášek
BETONOVÉ VOZOVKY 2010
4. mezinárodní konference



Conference proceedings
CONCRETE PAVEMENTS 2010
4th International Conference

SKANSKA

SVAZ VÝROBCŮ CEMENTU ČR

Sborník přednášek
BETONOVÉ VOZOVKY 2010

4. mezinárodní konference

10. června 2010, TOP Hotel Praha

Conference proceedings
CONCRETE PAVEMENTS 2010

4th International Conference

10th June 2010, TOP Hotel Prague

Sborník
BETONOVÉ VOZOVKY 2010
4. mezinárodní konference
Kolektiv autorů

Vydavatel: Svaz výrobců cementu ČR, Dálniční stavby Praha, a. s., Skanska DS a. s.
1. vydání
červen 2010
brožované

ISBN 80-239-7955-8

Obsah

1. blok: Předpisy pro cementobetonové kryty

Předpisy MD pro výstavbu, údržbu a opravy cementobetonových krytů **XX**
Ing. Josef Stryk, PhD., Centrum dopravního výzkumu, v.v.i.

2. blok: Bezpečnost a životní prostředí

Bright Tunnels without Coatings – Construction and Reconditioning **XX**
Světlé tunely bez nátěrů povrchů – realizace a obnova
Mag. (FH) Dipl.-Ing. Dr. Stefan Krispel, Forschungsinstitut der VŐZ, Wien, Rakousko

How to Achieve High Quality Concrete Pavements **XX**
Jak docílit vysoké kvality betonových vozovek
Mr. Ronald Guntert Jr., CEO Ron Guntert&Zimmerman Const. Div., Inc.,
USA/ presentation Dipl. Ing. Andreas Moser, Director of Business Development-International,
Guntert&Zimmerman Const. Div., Inc., Belgium

Protismykové vlastnosti betonových vozovek ve vztahu k bezpečnosti silničního provozu **XX**
Doc. Ing. Jan Kudrna, CSc., VUT FASt Brno, Leoš Nekula, Měření PVV Vyškov

3. blok: Vlastnosti, diagnostika a opravy

Erneuerung der A1 Westautobahn in Österreich **XX**
Rekonstrukce dálnice A1 v Rakousku
Dipl.-Ing. Dr. Tech. Günter Breyer, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Rakousko

Compound Concrete Pavements on Bridge Structures – Testing of the Interface **XX**
Cementobetonové kryty na mostech – zkušebnictví systému beton-stříkaná izolace
Dipl.-Ing. Martin Peyerl, Forschungsinstitut der VŐZ, Wien, Rakousko

Einfluß von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen auf die Rissbildung von Betonfahrbahndecken **XX**
Vliv alkalicko-křemičité reakce na vznik trhlin v cementobetonových krytech
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher, Dipl.-Ing. Christoph Sievering, Ruhr-Universität Bochum

4. blok: Provádění, zkušenosti z výstavby a zajímavé realizace

Betonfahrbahnen-Eine Erfolgsgeschichte am Beispiel des BAB A11 in Brandenburg **XX**
Úspěšné použití betonových vozovek na příkladu BAB A11 v Brandenburgu
Dr.-Ing. Randolf Anger, Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg

Dálnice D1 Praha Brno – projekt generální rekonstrukce **XX**
Ing. Pavel Doležal, Ředitelství silnic a dálnic ČR, Závod Brno

SOKP, stavba 515 – rekonstrukce – klady a zápory dopravně extrémně zatížené stavby
za provozu se změnou povrchu ve lhůtě 6 měsíců **XX**
Ing. Tomáš Hajič, Dálniční stavby Praha, a.s.

Experience from Cement-Concrete Pavement on A5 PPP Project in Austria **XX**
Zkušenosti z výstavby cementobetonových krytů na dálnici A5 v Rakousku formou PPP projektu
Ing. Peter Wagenhofer, HOCHTIEF Construction AG Österreich

Letiště Sliač na Slovensku **XX**
Ing. Jaroslav Bartoš, Bc. Petr Škoda, Skanska a.s.

1. blok:
Předpisy pro cementobetonové kryty



Předpisy MD pro výstavbu, údržbu a opravy CB krytů

Josef Stryk
Centrum dopravního výzkumu, v.v.i.

1 Úvod

V rámci řešení projektu výzkumu a vývoje Ministerstva dopravy č. 1F55B/090/120: Cementobetonové vozovky – nové technologie výstavby, rekonstrukcí a oprav, včetně srovnání AB a CB technologií, vazba na povrchové vlastnosti, dlouhodobé sledování, byl vytvořen nový metodický pokyn s názvem Zásady pro hodnocení výhod a nevýhod asfaltových a cementobetonových technologií z hlediska jejich použití na dálnicích, rychlostních silnicích a silnicích I. třídy a dokončuje se aktualizace TP 62: Katalog poruch vozovek s CB krytem a TP 92 Navrhování údržby a oprav vozovek s CB krytem. Tyto tři technické předpisy jsou podrobněji popsány v následujícím textu.

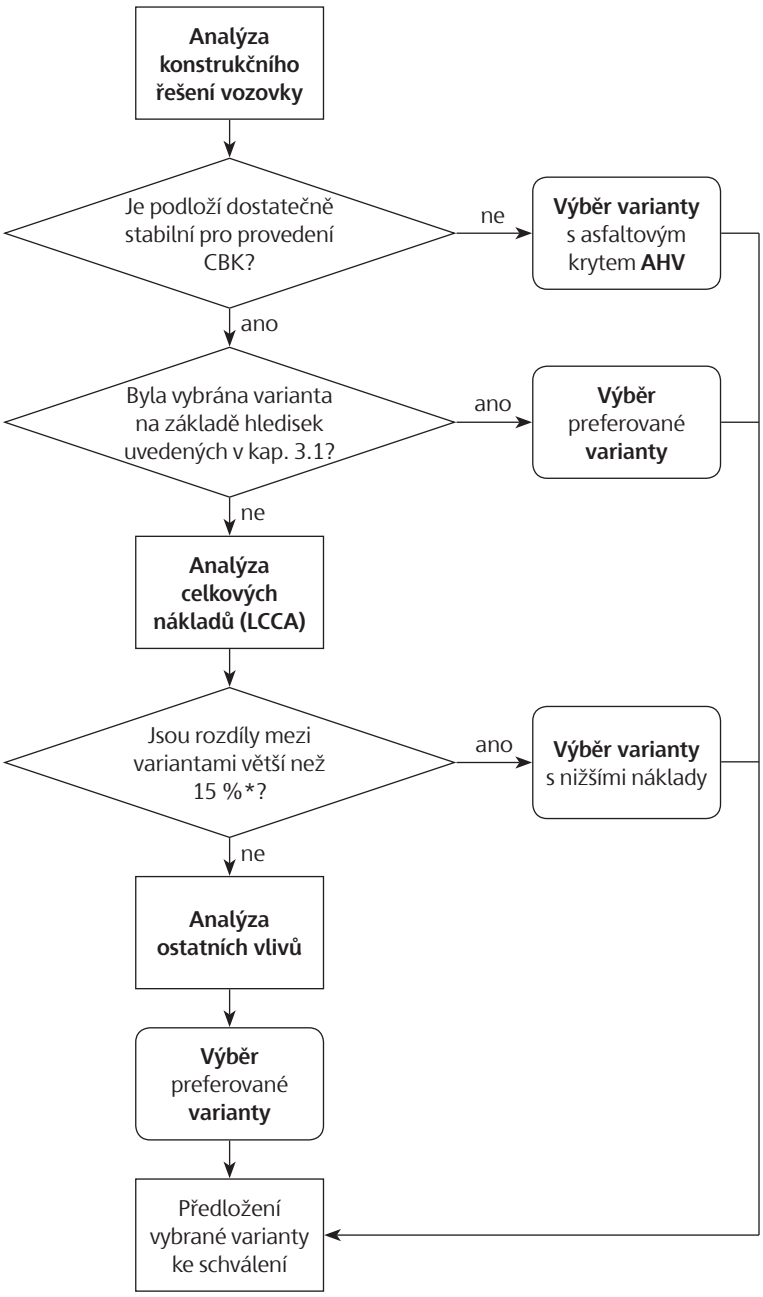
2 Metodický pokyn MD

Zmiňovaný metodický pokyn byl schválen Ministerstvem dopravy v prosinci 2009, s účinností od 1. ledna 2010. Účelem metodického pokynu je porovnat a souhrnně zhodnotit konstrukce vozovek s použitím hutněných asfaltových vrstev, případně vrstev z litých asfaltů (ABK) a konstrukce vozovek s cementobetonovým krytem (CBK) a sumarizovat hlediska, která mají být zohledněna při volbě mezi těmito technologiemi v souvislosti s výstavbou dálnic a silnic I. třídy.

Při výběru konstrukce vozovky se musí mimo nákladů na realizaci zohlednit především životnost vozovky, plánované dopravní zatížení, geologické vlivy, klimatické vlivy, přednosti/nedostatky každé varianty z hlediska následné údržby, opravy, rekonstrukce apod. Na základě všech těchto údajů se provede **komplexní technicko-ekonomické posouzení** možných variant řešení pro jejich použití v konkrétních podmínkách. Provedení takové analýzy však bývá značně náročné, a přitom ne vždy dostatečně průkazné. Proto se při rozhodování často používá dílčí, jednodušší, rychlejší a pružnější postup (dále označovaný jako **analýza konstrukčního řešení vozovky**), který spočívá v systematickém utřídění výhod a nevýhod posuzovaných variantních řešení.

Rozhodovací proces by měl zahrnovat technická hlediska, ekonomická hlediska a analýzu případných dalších vlivů. V takovém případě tento proces sestává z následujících tří fází, viz obr. 1:

a) Analýza konstrukčního řešení vozovky:
   zahrnuje přehled a hodnocení výhod a nevýhod konstrukčního řešení vozovky podle souboru vhodných hledisek a jednoduché bodové stupnice se zhodnocením vhodnosti použití vozovky s konkrétním krytem pro konkrétní situaci, vlivu klimatických podmínek, dopadu na životní prostředí apod.
b) Analýza celkových nákladů spojených se správou vozovky v analyzovaném období (LCCA – Life Cycle Cost Analysis):
   zahrnuje vyčíslení nákladů správce pozemní komunikace a uživatelských nákladů za celou dobu analyzovaného období.
c) Analýza ostatních vlivů:
   jde o konečnou analýzu s přihlédnutím k vlivům, které nebyly doposud zohledněny; jde převážně o vlivy, které jsou s to posoudit pouze odborníci znalí poměrů v místě realizace.



Obr. 1: Vývojový diagram pro výběr typu vozovky

2.1 Analýza konstrukčního řešení vozovky

MP uvádí přehled 17 základních hledisek, která by neměla být opomenuta při analýze konstrukčního řešení vozovky, viz tab. 1. Použijí se vždy jen ta hlediska, která jsou relevantní pro konkrétní posuzovaný případ a při hodnocení se vždy vychází z nejnovějších poznatků a zkušeností.

Tab. 1: Seznam základních hledisek pro výběr konstrukce vozovky PK a příklad jejich hodnocení

Hledisko:		Vozovky s asfaltovým krytem	Vozovky s cemento-betonovým krytem
1a	geotechnické a hydrogeologické poměry:– stabilní podloží	=	=
1b	– celkové a nerovnoměrné sedání podloží	++++	+
2a	uplatnění na volné trase (extravilán) při:– nízkých intenzitách dopravy (silnice I. třídy)	+++	+
2b	– středních intenzitách dopravy (dálnice a silnice I. třídy)	=	=
2c	– vysokých intenzitách dopravy (dálnice)	+	+++
3	uplatnění v intravilánu měst a obcí	++++	++
4	uplatnění na mostech	++++	++
5a	uplatnění v tunelech – krátkých	=	=
5b	– středních a dlouhých	+	++++
6	počet zhotovitelů dané technologie	+++	+
7	nezávislost na surovinách dovážených ze zahraničí	++	+++
8	životnost vozovky	++	+++
9a	časová a technologická náročnost oprav: – lokálních	=	=
9b	– v souvislých úsecích	++++	++
10	nezávislost výstavby a oprav konstrukce na meteorologických vlivech	=	=
11	možnost recyklace při rekonstrukci vozovky	++	+
12	jízdní komfort	=	=
13	světlost povrchu vozovky	+	+++
14	protismykové vlastnosti povrchu vozovky na nově budovaných PK	=	=
15	trvanlivost protismykové úpravy povrchu	+	++
16	hlučnost povrchu na nově budovaných PK	=	=
17a	dopad na životní prostředí – v souvislosti s výstavbou	=	=
17b	– po dobu životnosti	+	++

+ výhoda, čím více symbolů (bodů), tím větší výhoda, maximum jsou 4 symboly
= shodné hodnocení

Při souhrnném hodnocení variant podle jednotlivých hledisek nemá jít o formální sčítání bodů (symbolů), ale především o odhalení slabých míst jednotlivých konstrukčních řešení v konkrétních podmínkách. Obecně se při volbě konstrukce vozovky vychází z následujících doporučení:

Volná trasa
Hlavním kritériem pro rozhodnutí je třída dopravního zatížení (především plánovaný počet těžkých nákladních vozidel TNV). Při TNVk mezi 3500 a 7500 je prostor pro soutěž mezi oběma technologiemi, a to na základě uvedených hledisek. Při TNVk vyšším než 7500 má být za normálních okolností vybrána varianta vozovky s cementobetonovým krytem.

Tunely
Hlavním kritériem v případě tunelu je jeho délka, viz hledisko č. 5. Upřednostňuje se varianta vozovky s CBK a v případě dlouhých tunelů (délka přes 1000 m) je její užití nutné.

Mosty
Hlavními kritérii jsou délka mostu, druh mostního dilatačního závěru, plánovaná třída dopravního zatížení a plynulost provozu na mostě. Musí se zohlednit konstrukční řešení mostu a další okrajové podmínky.

Ostatní případy
Všude tam, kde je vysoká intenzita dopravy a hrozí riziko zrychleného vývoje trvalých deformací, jako např. stání před křižovatkami, okružní křižovatky včetně větví, zastávky hromadné dopravy, odstavná parkoviště nákladních automobilů, je za normálních okolností výhodné užití cementobetonového krytu.

2.2 Analýza celkových nákladů (LCCA)

LCCA (Life Cycle Cost Analysis) je vhodný nástroj pro porovnávání variant řešení výstavby/oprav/rekonstrukcí vozovek pozemních komunikací v případě, kdy všechna řešení zaručují stejnou úroveň služeb, jsou navrhována pro stejnou úroveň dopravního zatížení a analyzována za stejné období. Tyto podmínky splňuje srovnání variant výstavby vozovky s ABK a vozovky s CBK.

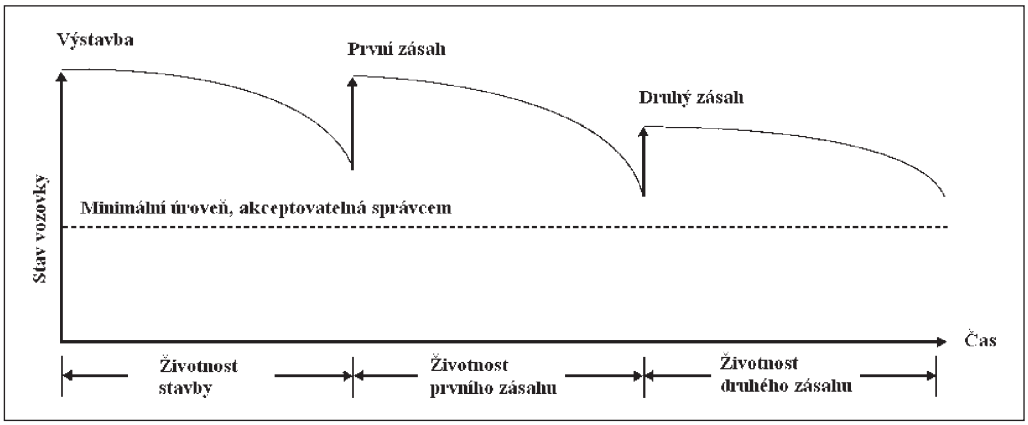
Tato analýza se provádí v případech, kdy nebyla vhodná varianta vybrána v rámci analýzy konstrukčního řešení vozovky. V tom případě je potřeba mít k dispozici následující vstupní data (tyto údaje by měl, v ideálním případě, vést a průběžně aktualizovat správce PK; dají se také převzít nebo odhadnout):

- databázi technologií údržby, oprav a rekonstrukcí,
- cenový katalog těchto technologií,
- životnosti jednotlivých technologií pro různé intenzity dopravy apod.

Jednotlivé kroky LCCA jsou následující:

- volba jednotlivých variant řešení,
- volba délky analyzovaného období,
- definice jednotlivých typů zásahů a jejich načasování pro každou variantu,
- výpočet jednotlivých nákladů za celé analyzované období (náklady správce a uživatelské náklady),
- srovnání nákladů a výběr varianty.

Časový průběh jedné varianty za celé analyzované období je uveden na obr. 2.



Obr. 2: Časový průběh jedné varianty za celé analyzované období

2.3 Analýza ostatních vlivů

Analýza ostatních vlivů se provádí v případě, kdy nebylo rozhodnuto ani po provedení analýzy celkových nákladů a rozdíl mezi jednotlivými variantami je malý. Jde o konečnou analýzu s přihlédnutím k vlivům, které nebyly doposud zohledněny. Jde převážně o vlivy, které jsou s to posoudit pouze odborníci znalí místních poměrů v místě realizace (regionální vlivy, zaměstnanost apod.). Metodický pokyn uvádí vzorový příklad, ve kterém je provedeno srovnání ve všech třech fázích rozhodovacího procesu.

3 TP 62 Katalog poruch vozovek s CB krytem

Dále prezentované technické podmínky Ministerstva dopravy TP 62: Katalog poruch vozovek s cementobetonovým krytem, které jsou připraveny ke schválení, nahradí znění TP 62 z roku 1994.

Technické podmínky (dále jen TP) platí pro zatřídění, sběr a využití poruch k navrhování údržby a oprav vozovek pozemních komunikací, dopravních a jiných ploch s cementobetonovým krytem.

Existuje více typů vozovek s CB krytem. Základní jsou dva typy (dle ČSN EN 13877-2):

- nevyztužený cementobetonový kryt se spárami (spáry jsou obvykle v intervalech 3,5 až 6 metrů; desky nejsou vyztuženy a přenos zatížení na příčných spárách je zajištěn buď ocelovými kluznými trny (kryt s kluznými trny), nebo pomocí vzájemného zaklínění desek (kryt bez kluzných trnů),
- spojitě vyztužený cementobetonový kryt – CRCP (se souvislou podélnou výztuží bez mezilehlých příčných dilatačních nebo smršťovacích spár).

Jelikož se v ČR používá výhradně první technologie, neobsahuje TP 62 poruchy, které jsou specifické pro technologii CRCP.

Obsah nového znění TP 62 je následující:

- úvodní text (klasifikace poruch, přehled poruch, sběr poruch, konstrukční a technické zásady provádění oprav),
- příloha 1: Formulář pro podrobný záznam poruch při pěší pochůzce,
- příloha 2: Příklad vyplněného formuláře,
- příloha 3: Tabulka pro rychlý záznam poruch,
- příloha 4: Příklad vyplněné tabulky,
- příloha 5: Katalogové listy poruch (obsahuje celkem 40 typů poruch rozdělených do 6 skupin).

3.1 Katalogové listy poruch

Změny v katalogových listech TP 62 souvisí s technologií vkládání kluzných trnů a kotev do CB krytu (používáno od roku 1994), výskytem nových typů poruch (v souvislosti s alkalicko-křemičitou reakcí kameniva v betonu, podélné trhliny vícečetné v přibližně konstantních vzdálenostech) apod.

Všech 40 typů poruch CB krytu je shrnuto v tabulce 2, kde je uvedeno číslo poruchy, název poruchy, zda se porucha vyskytuje na CB krytu osazeném kluznými trny a kotvami nebo bez nich, které poruchy se evidují v rámci systému hospodaření s vozovkou (SHV) a pro výpočet jakého parametru stavu vozovky se porucha používá.

Tab. 2: Přehled poruch pro účely systému hospodaření s vozovkou

Skupina poruch	Kat. list	Název poruchy	bez KT a K *	s KT a K *	SHV		
					Jednotka	Číslo poruchy	Parametr stavu
1 Poruchy povrchu	10	Jamka	X	X	m^2	-	-
	11	Výtluk	X	X	m^2	2	POP
	12	Mapové trhlinky	X	X	m^2	-	-
	13	Koroze povrchu	X	X	m^2	1	POP
	14	Plošný rozpad povrchu	X	X	m^2		
	15	Ohlazení povrchu	X	X	m^2	-	-
	16	Povrch narušený požárem	X	X	m^2	1	POP
2 Poruchy na spárách bez destrukcí	20	Nefunkční nebo chybějící těsnění podélné spáry	X	X	m	11	TES
	21	Nefunkční nebo chybějící těsnění příčné spáry	X	X	m	10	
	22	Rozestoupená podélná spára	X		mm	-	-
	23	Rozestoupená příčná spára	X		mm		
	24	Těsná příčná spára	X		ano/ne		
	25	Vzájemný horizontální posun betonových pruhů	X		mm		
3 Poruchy na spárách s destrukcemi	30	Rozpad betonu na podélné spáře	X	X	m	4	SPR
	31	Rozpad betonu na příčné spáře	X	X	m		
	32	Oprýskaná hrana desky	X	X	m	3	
	33	Ulomená hrana desky	X	X	m		
	34	Rozdrcený roh na styku desek	X	X	počet	7	ROH
4 Trhliny	40	Podélná trhlina	X	X	m	6	TRH
	41	Oblouková trhlina	X	X	m		
	42	Příčná trhlina	X	X	m	5	
	43	Šikmá trhlina	X	X	m	6	
	44	Nepravidelná trhlina	X	X	m		
	45	Ulomený roh desky	X	X	počet	7	ROH
	46	Podélné trhliny vícečetné, v přibližně konstantních vzdálenostech		X	m	6	TRH
	47	Trhlina nad kluzným trnem		X	počet	-	-
	48	Trhlina nad kotvou		X	počet		
	49	Trhlina podél konců kotev nebo kluzných trnů		X	m	5, 6	TRH

Skupina poruch	Kat. list	Název poruchy	bez KT a K *	s KT a K *	SHV		
					Jednotka	Číslo poruchy	Parametr stavu
5 Deformace nivelety	50	Rozlomená deska	X	X	ano/ne	12	DEN
	51	Pumpování desky	X	X	ano/ne		
	52	Vertikální posun desek na příčné spáře (schůdky)	X		mm	14	NERS
	53	Vertikální posun na podélné spáře	X		mm	13	DEN
	54	Střechovitý zdvih desek	X		mm		
	55	Pokles desek	X		mm		
	56	Vystřelení desky	X		mm		
	57	Nerovnosti na styku cementobetonového a asfaltového krytu	X	X	mm		
	58	Zvlnění CB krytu	X	X	m	-	-
6 Jiné poruchy	60	Poruchy způsobené alkalicko-křemičitou reakcí kameniva v betonu	X	X	m^2	1	POP
	61	Porucha odvodnění	X	X	m	-	-
	62	Provizorní vysprávka/porucha vysprávky	X	X	m2/m	8, 9	VYS

KT – kluzný trn, K – kotva

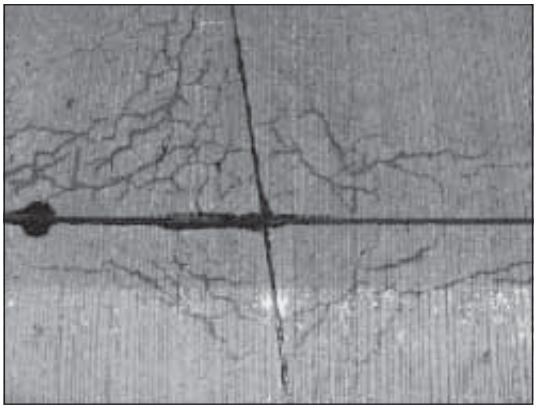
Každá porucha uvedená v tabulce 2 má svůj katalogový list s následujícím jednotným uspořádáním:
- číslo katalogového listu – číslo, je dodrženo číslování podle tabulky 2,
- název poruchy – slovní označení poruchy,
- skupina – označení skupiny poruch,
- obrázek – charakteristická fotografie poruchy,
- kresba – zvýrazněný příčný řez poruchou nebo axonometrický pohled s detailem,
- popis poruchy – slovní popis vzhledu poruchy,
- obdobné poruchy – číslo a název podobně vyhlížející, ale odlišné poruchy,
- parametr poruchy – vyjádření charakteristiky poruchy (délka, průměr, plocha atd.) tak, jak se zaznamenává do formuláře nebo uloží do počítače při sběru údajů,
- závažnost poruchy – hodnocení závažnosti poruchy ve čtyřech stupních,
- nejčastější příčina vzniku – popis vnějších a vnitřních podmínek vzniku poruchy,
- možný vývoj – charakterizuje další vývojová stádia poruchy,
- konstrukční a technické zásady opravy – stručný popis použitelných technologií údržby a opravy poruch (podrobněji viz TP 92),
- případné další fotografie s popisem upřesňující vzhled, vývoj, výskyt případně i údržbu poruch.

Na obr. 3 je uveden katalogový list poruchy číslo 60.

KATALOGOVÝ LIST 60

Poruchy způsobené alkalicko-křemičitou reakcí v betonu
Skupina poruch 6 Jiné poruchy

Obrázek:



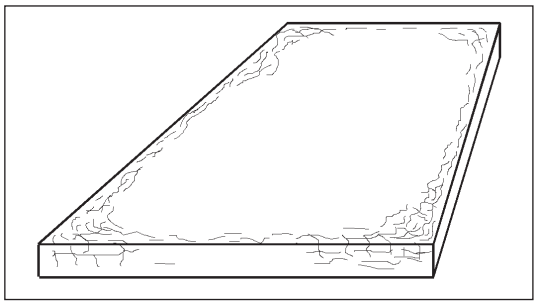
Popis poruchy:

Rozpraskání povrchu všesměrně prostorově orientovanými trhlinami. Největší hustota trhlin odpovídá nejvyšší dlouhodobé vlhkosti betonu (na hranách a na rozích, případně ve spodní části). Trhlinová síť je u prostého betonu nepravidelná, případně s oky tvaru blížícímu se čtyř až sedmiúhelníkům.

Obdobné poruchy:

Častá může být záměna této poruchy za poruchu 12 – Mapové trhlinky, která má však jinou příčinu vzniku.

Kresba:



Parametr poruchy:

Plocha (m^2)

Závažnost poruchy:

Stupeň závažnosti **2 až 4**
Závažnost poruchy musí být posuzována individuálně v souvislosti se stadiem poruchy a s intenzitou provozu, jakož i s vlhkostí prostředí, resp. možností vlhkost betonu snížit.

Nejčastější příčina vzniku:

Chemická reakce mezi alkáliemi v cementu a reaktivními křemičitými sloučeninami v kamenivu. Produktem této reakce je gel, který v příznivých podmínkách expanduje a narušuje integritu zrn kameniva a cementové malty. Porucha se vyskytuje při použití středně a maximálně rizikového kameniva a cementu s vyšším obsahem aktivních alkálií a přísad s vysokým obsahem alkálií (viz TP 137) spolu s vystavením CB krytu nadměrnému přístupu vlhkosti (např. neutěsněné spáry).

Možný vývoj:

Postupná degradace betonu, pokles pevnosti a modulu pružnosti, zvedání rohů desek s jejich následným ulomením vlivem zatížení dopravou, vznik podélných a příčných trhlin, nerovností, delaminace desky a rozpad betonu.

Konstrukční a technické zásady údržby/opravy:

V počátečním stádiu poruchy se postupuje jako u poruchy 13 – Koroze povrchu. Je nutné provést všechna opatření ke snížení přístupu vody a vlhkosti k betonu. V závažnějších případech se provede výměna desky. Pokud je poruchou zasažen velký počet desek musí se provést rekonstrukce krytu vozovky. Vybouraný beton nelze použít k recyklaci při výstavbě nového cementobetonového krytu.

Obr. 3: Katalogový list poruchy č. 60: Poruchy způsobené alkalicko-křemičitou reakcí kameniva v betonu

3.2 Lokalizace poruch

Lokalizace při sběru poruch se provádí v uzlovém lokalizačním systému, pro dálnice se používá lokalizační systém liniový. V případě místních komunikací se systém sběru dat a jejich následného zpracování přizpůsobí systému, který používá správce komunikace. Pro převedení dat z takového sběru poruch do silniční databanky se musí libovolná lokalizace převést do uzlového lokalizačního systému.

Sledovaným pásmem je jízdní pruh. Staničení polohy poruchy se vztahuje vždy ke konkrétní desce, na níž se porucha vyskytuje, a to ke vzdálenější příčné spáře této desky ve směru jízdy. Délka poruch se uvádí v metrech s přesností na 0,5 metru (nefunkční/chybějící těsnění, poruchy na spárách s destrukcemi a trhliny). Horizontální a vertikální posun desek se uvádí v mm (poruchy na spárách bez destrukcí a deformace nivelety). Plocha poruch se stanovuje v metrech čtverečních s přesností v závislosti na velikosti poruchy (poruchy povrchu). V některých případech se zaznamenává pouze výskyt ano/ne (těsná příčná spára, rozlomení/pumpování desky) nebo počet (ulomené rohy desky).

4 TP 92 Navrhování údržby a oprav vozovek s CB krytem

Dále prezentované technické podmínky Ministerstva dopravy TP 92: Navrhování údržby a oprav vozovek s cementobetonovým krytem, které budou oficiálně vydány v prvním pololetí roku 2010, nahrazují znění TP 92 z roku 1997. TP 92 navazuje na kapitolu 6 TKP: Cementobetonové kryty (z roku 2006), především na přílohu 2 těchto TKP s názvem: Údržba a opravy cementobetonového krytu.

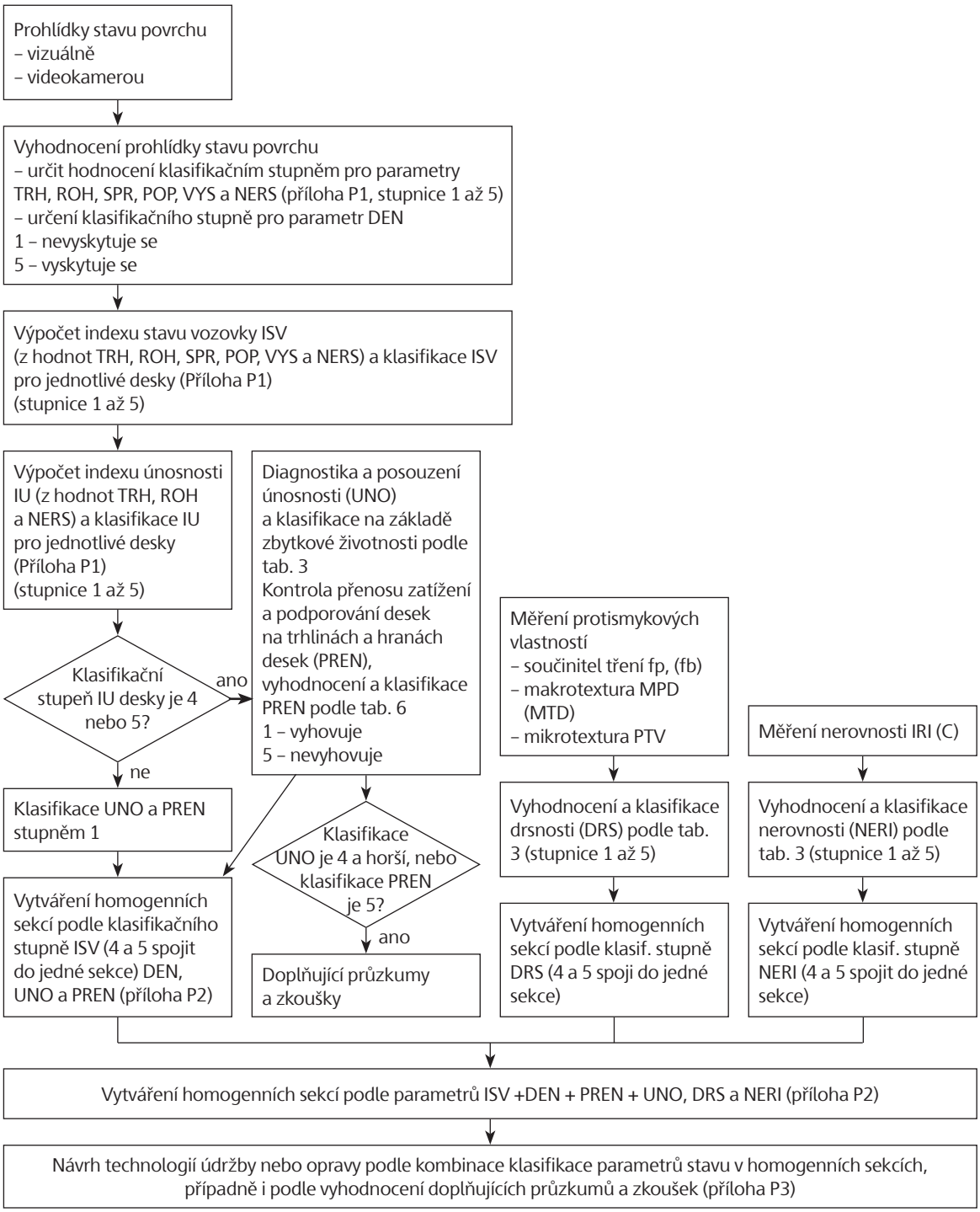
TP dále navazuje na ČSN 73 6114, ČSN 73 6175, ČSN 73 6177, ČSN 73 6192, soubor ČSN 73 6121 až 31, souvisící převzaté evropské normy, TP 62, TP 170 Navrhování vozovek pozemních komunikací, TP 91 Rekonstrukce vozovek s cementobetonovým krytem.

TP se týká hospodaření s vozovkou (SHV, anglicky Pavement Management System), což je systém činností a počítačových programů, jimiž se získávají, zpracovávají a využívají neproměnné a proměnné parametry vozovek k hodnocení stavu vozovek a optimalizaci plánů údržby a oprav vozovek pozemních komunikací. SHV se rozděluje na síťovou úroveň (obecnější, která řeší celou spravovanou síť pozemních komunikací) a projektovou úroveň (konkrétní, pro úseky vybrané v síťové úrovni).

Sledované proměnné parametry stavu vozovky s CB krytem jsou:

DEN	deformace nivelety
DRS	protismykové vlastnosti povrchu vozovky nebo textura povrchu vozovky
NERI	podélná nerovnost (na základě IRI)
NERS	vertikální posun desek na příčné spáře – schůdky
POP	poškození povrchu
PREN	přenos zatížení a podporování desek na trhlinách a hranách desek
ROH	ulomené rohy desek
SPR	poruchy na spárách
TES	nefunkční/chybějící těsnění spár
TRH	trhliny příčné, podélné
UNO	únosnost (klasifikace na základě zbytkové životnosti vozovky)
VYS	provizorní a porušené vysprávky

Schéma postupnosti kroků při plánování údržby a oprav vozovek s CB krytem je uvedeno na obr. 4.



Obr. 4: Schéma postupnosti kroků při plánování údržby a oprav vozovek s CB krytem

4.1 Technologie údržby a oprav CB krytu

Technologie údržby a oprav korespondují s kapitolou 6 TKP, přílohou 2, paragrafem 6.P2.1.2, kde jsou uvedeny:

a) Opravy/údržba povrchu:
- nátěry a zákryty,
- mechanické zdrsňování,
- drážkování,
- tenkovrstvé plošné vysprávky.

b) Opravy na spárách a trhlinách:
- zálivky a těsnění,
- opravy v tenkých vrstvách,
- opravy na plnou tloušťku desky.

c) Opravy konstrukčních poruch:
- broušení (frézování) nerovností,
- výměna desek nebo jejich částí,
- stabilizace a zvedání desek,
- obnova spolupůsobení.

d) Překrývání/zesilování:
- překrývání/zesilování asfaltovými vrstvami (do 40 mm),
- překrývání/zesilování vrstvami na bázi hydraulických pojiv (v ČR se na pozemních komunikacích nepoužívá).

4.2 Katalogové listy technologií údržby a oprav CB krytu

V TP 92 byly nově navrženy katalogové listy údržby a oprav CB krytu, které upřesňují výše uvedené údaje. Celkem bylo vytvořeno 20 katalogových listů, viz tabulka 3.

Tab. 3: Zařazení katalogových listů údržby a oprav CB krytu

Oblast dle TKP kap. 6, paragraf 6.P2.3.3		Název a číslo katalogového listu údržby a oprav	
Opravy/údržba povrchu	Mechanické zdrsňování	1	Úprava povrchu otryskáním ocelovými kuličkami
		2	Úprava povrchu vysokotlakým vodním paprskem
		3	Úprava povrchu broušením
		4	Úprava povrchu frézováním
	Drážkování	5	Úprava povrchu drážkováním
	Tenkovrstvé plošné vysprávky	6	Tenkovrstvé plošné vysprávky
	Nátěry a zákryty	7	Úprava povrchu nátěry
		8	Úprava povrchu mikrokoberci a EKZ
Opravy betonu na spárách a trhlinách a těsnění SSSR	Zálivky a těsnění	9	Obnova zálivek nepoškozených spár
		10	Obnova těsnění nepoškozených spár tvarovanými těsnícími profily
		11	Údržba pasivních trhlin s nepoškozenými hranami
	Opravy betonu v tenkých vrstvách	12	Opravy hran desek správkovými hmotami
		13	Opravy poškozených spár pružnými správkovými hmotami (modifikovaná asfaltová hmota s výplňovým kamenivem)
	Opravy na plnou tloušťku desek	14	Opravy aktivních trhlin a poškozených spár výměnou části desky
		15	Výměna desek nebo jejich částí pomocí rychle tvrdnoucího betonu
Opravy konstrukčních poruch	Broušení (frézování nerovností)		viz KL 3 a 4
	Výměna desek nebo jejich částí		viz KL 14 a 15
	Stabilizace a zvedání desek	16	Stabilizace a zvedání desek injektážní směsí
	Obnova spolupůsobení	17	Obnova spolupůsobení desek vkládáním kluzných trnů
		18	Obnova spolupůsobení desek vkládáním horizontálních kotev
		19	Obnova spolupůsobení desek vkládáním šikmých kotev
Překrývání/zesilování	P/Z asfaltovými vrstvami	20	Překrytí vozovky asfaltovou vrstvou (do 40 mm)
	P/Z vrstvami na bázi hydraulických pojiv		viz TP 91

Všechny katalogové listy údržby a oprav vozovek s CB krytem mají jednotné uspořádání:
- název katalogového listu,
- zařazení – zda jde o lokální či souvislou údržbu/opravu,
- základní popis – technologie a oblastí jejího uplatnění,
- podobné technologie – které řeší stejný či obdobný problém,
- konstrukce a technické zásady údržby/opravy – přehled jednotlivých kroků údržby/opravy,
- kritická místa – upozornění na úskalí technologie či kroků, které si zasluhují zvýšenou pozornost,
- základní požadavky – jakého výsledku má být dosaženo,
- předpokládaná životnost údržby/opravy,
- fotografie/schéma,
- technické normy a předpisy.

Na obr. 5 je uveden katalogový list technologie obnovy spolupůsobení desek vkládáním kluzných trnů.

Obnova spolupůsobení desek vkládáním kluzných trnů

Zařazení: lokální oprava

Základní popis:
Technologie se užívá k zamezení vertikálních pohybů desek a vytváření schůdků na příčných spárách v úsecích, kde při stavbě vozovky nebyly vloženy kluzné trny nebo tyto neplní svou funkci.
Dodatečné vkládání kluzných trnů se provádí také v souvislosti se zvedáním desek.

Podobné technologie:
– obnova spolupůsobení desek vkládáním horizontálních a šikmých kotev

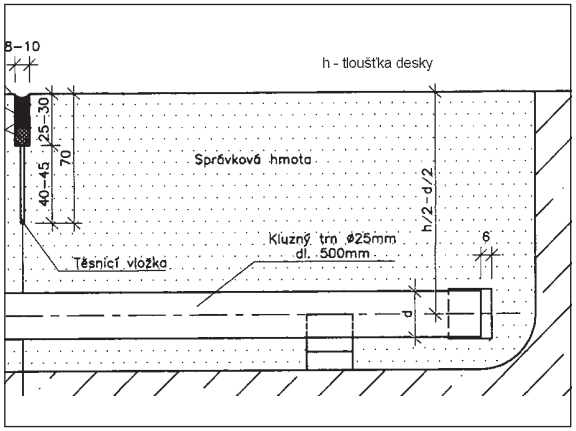
Konstrukce a technické zásady opravy:
– zhotovení zářezů pro kluzné trny paralelně k ose vozovky,
– vyčištění a vysušení zářezů,
– utěsnění příčné spáry ve stěně a na dně zářezu plastickým tmelem (k zamezení zatečení správkové hmoty),
– adhezní nátěr dna a stěn zářezů, vyžaduje-li to technologický postup pro aplikaci správkové hmoty,
– uložení plastových podpěrek, alternativně vyrovnání dna zářezu správkovou hmotou,
– vložení kluzného trnu s plastovou koncovou objímkou (krytkou) umožňující horizontální pohyb spojovaných desek při jejich rozpínání a smršťování,
– osazení pružné vložky v místě spáry,
– vyplnění zářezu po povrch vozovky správkovou hmotou,
– prořezání spáry na celou šířku betonové desky včetně vytvoření komůrky pro těsnění,
– utěsnění spáry.

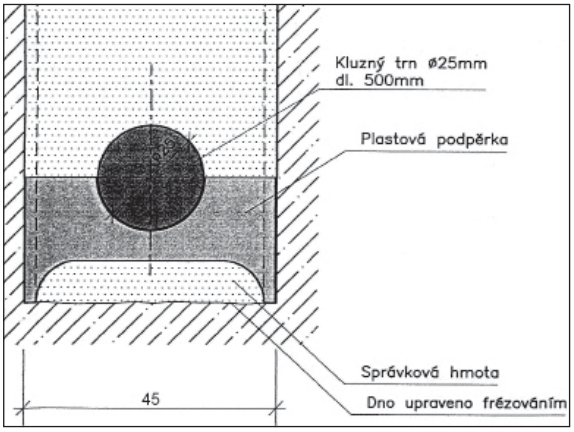
Kritická místa:
– dokonalé vyčištění zářezů,
– kluzný trn musí zůstat v požadované poloze (rovnoběžně s povrchem vozovky v polovině výšky krytu),
– správková hmota nesmí při aplikaci zatéct do spáry,
– osazení pružné vložky pro zajištění funkce spáry a jejího těsnění.

Základní požadavky:
– 3 až 4 kusy trnů v jízdní stopě vozidla, celkem tedy 6 až 8 kusů na jeden jízdní pruh,
– šířka zářezů pro kluzné trny cca 45 mm, délka cca 800 mm, hloubka zářezu se stanoví tak, aby osa trnu probíhala v polovině tloušťky desky,
– kluzný trn z oceli s hladkým povrchem má mít průměr 25 mm a délku 500 mm, na koncích má být opatřen plastovou objímkou (krytkou) a musí mít protikorozní ochranu a být potažený plastovým povlakem; materiálově musí vyhovovat požadavkům ČSN EN 13877-3,
– pevnost v tahu povrchové vrstvy správkové hmoty, stanovená podle přílohy 2 ČSN 73 1318 a přílohy B ČSN 73 6242, musí dosáhnout min. 2,0 MPa pro průměr z nejméně 3 hodnot a minimálně 1,8 MPa pro jednotlivé hodnoty; stejné požadavky platí i pro zkoušku přilnavosti správkové hmoty k betonovému podkladu.

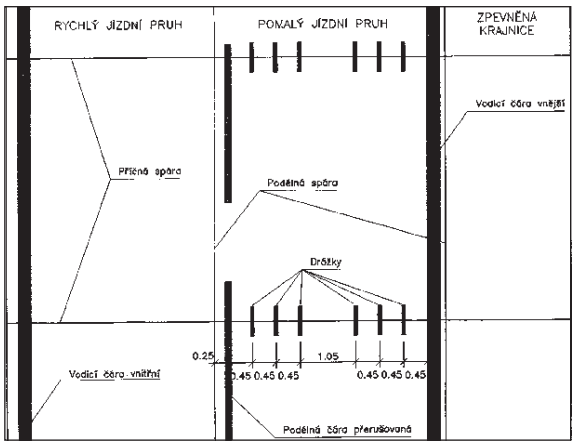
Předpokládaná životnost: V případě kvalitního provedení má spolupůsobení vydržet po celou dobu životnosti okolního cementobetonového krytu.

Schémata:



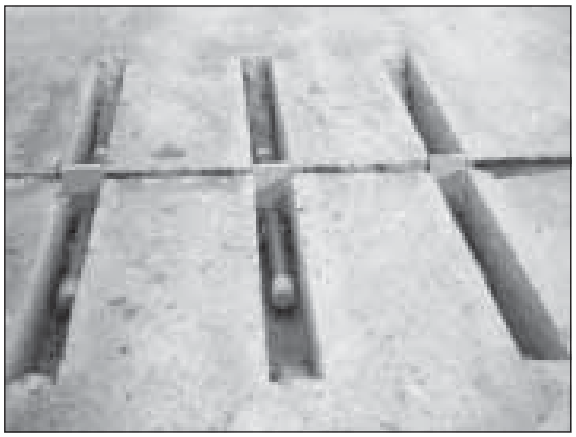


Detail uložení kluzného trnu do drážky



Doporučené rozmístění dodatečně vkládaných kluzných trnů v jízdním pruhu

Fotografie:



Instalace kluzných trnů před vyplněním zářezů, viditelné osazení pružných vložek



Finální úprava povrchu

Technické normy a předpisy:
[1] ČSN EN 13877-3: Cementobetonové kryty – Část 3: Specifikace pro kluzné trny
[2] ČSN EN 13877-1: Cementobetonové kryty – Část 1: Materiály
[3] ČSN EN 13877-2: Cementobetonové kryty – Část 2: Funkční požadavky
[4] ČSN 73 6123: Stavba vozovek – Cementobetonové kryty – Část 1: Provádění a kontrola shody
[5] ČSN 73 1318 Stanovení pevnosti betonu v tahu
[6] ČSN 73 6242 Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací
[7] TP 136 Povlakovaná výztuž do betonu
[8] TKP, kapitola 6 Cementobetonové kryty
[9] Typový projekt: Dodatečné kotvení desek betonových vozovek vložením ocelových trnů

Obr. 5 Katalogový list technologie obnovy spolupůsobení desek vkládáním kluzných trnů.

4.3 Hodnocení technického stavu vozovek

Příloha 1 TP 92 upřesňuje způsob hodnocení technického stavu vozovky provedeného na základě sběru poruch. Hodnocení podle této metodiky se provádí nejdříve na jednotlivých deskách, následně se pak desky slučují do sekcí.

Vytváření homogenních sekcí se řídí podle přílohy 2 TP 92 a je řešeno ve dvou úrovních. V první úrovni se vytvářejí homogenní sekce na základě výsledků sběru poruch a hodnocení únosnosti vozovky. Homogenizace na první úrovni umožní rozlišit homogenní sekce, kde je nutná rekonstrukce, od sekcí, kde postačuje provést údržbu nebo opravu. Ve druhé úrovni homogenizace se k výsledkům homogenizace na první úrovni přidává klasifikace protismykových vlastností vozovky a podélné nerovnosti vozovky.

Po zhodnocení technického stavu vozovek a vytvoření homogenních sekcí se těmto přiřazují technologie údržby a oprav. Tuto problematiku řeší příloha 3 TP 92.

5 Závěr

Tři výše uvedené předpisy spolu s TP 91: Rekonstrukce vozovek s CB krytem a dalšími zmíněnými technickými normami a předpisy tvoří základ pro plánování a provádění výstavby, údržby, oprav a rekonstrukcí vozovek s cementobetonovým krytem.



2. blok:
Bezpečnost a životní prostředí



Helle Infrastrukturbauwerke ohne Tunnelanstriche – Neubau und Instandsetzung

Bright tunnels without coatings – new construction and reconditioning

DI Dr. Stefan Krispel
Forschungsinstitut der Vereinigung
der Österreichischen Zementindustrie
Reisnerstraße 53, 1030 Wien

Der Erhöhung der Sicherheit im Tunnel wird zur Reduktion des Unfallpotentials allseits große Bedeutung zugewiesen. Von besonderer Bedeutung ist hierbei die Tunnelinnenschale, da sie zum einen den wesentlichen, vom Benutzer wahrgenommenen Bauteil darstellt und zum anderen auch den Umgebungsbedingungen am meisten ausgesetzt ist.

In den vergangenen Jahren wurden immer höhere Anforderungen an die verminderte Oberflächenporosität (Verbesserung der Reinigung) und Helligkeit von Tunnelinnenschalen gestellt, die durch Anstriche erfüllt werden müssen. Schadhafte Anstrichsysteme führen indes zu verkehrsbehindernden Instandsetzungsmaßnahmen.

1. Allgemeines

Folgende Anforderungen werden an die Qualität der Oberfläche von Tunnelinnenschalen gestellt:

1. Helligkeit
   Eine ausreichende Helligkeit der Tunnelwandoberfläche gewährleistet eine hohe objektive und subjektive Sicherheit der Verkehrsteilnehmer.
2. Glatte Oberfläche
   Durch eine entsprechend glatte Oberfläche werden Schmutzablagerungen und eine damit einhergehende Verdunklung reduziert. Außerdem können durch eine entsprechende Oberflächenglätte Irritationen der Verkehrsteilnehmer durch Lichtbrechung an Unebenheiten der Tunnelinnenwand verringert werden werden.
3. Reinigungsfähigkeit
   Eine leicht zu reinigende und dauerhafte Oberfläche verlängert die notwendigen Reinigungs- und Sanierungsintervalle und verkürzt deren Dauer.

Von wesentlicher Bedeutung ist vor allem die Dauerhaftigkeit, nur ein dauerhaftes Bauwerk führt zu merkbaren Optimierungen hinsichtlich Instandsetzungs- und Unterhaltsaufwand des jeweiligen Bauwerks.

Diese Anforderungen gelten sowohl für den Neubau von Tunnelinnenschalen, als auch für Tunnelinstandsetzungen.

Bisher wurden zur Erreichung dieser Anforderungen meist Tunnelanstrichsysteme und Beschichtungen verwendet (vgl. ÖVBB-Merkblatt „Anstriche für Tunnelinnenschalen“ [1], RVS 09.01.23 (Innenausbau) [2] bzw. RVS 09.01.43 (Innenschalenbeton) [3]). Diese weisen allerdings in Bezug auf Dauerhaftigkeit oft Unzulänglichkeiten auf, wie in letzter Zeit durch vermehrte Schäden festgestellt werden musste (Abbildung 1). Das Ablösen der Anstrichschicht bzw. Absprengen von Mörtelteilen (nach Instandsetzungen) führt zu einer Verminderung der Oberflächenqualität, somit zu einer Reduzierung der Sicherheit und indizieren schließlich oft aufwendige Sanierungsarbeiten unter Umständen schon nach kurzer Betriebszeit.



Abbildung 1: Typische Mängel an Tunnelinnenschalen [Foto ASFiNAG]

Aus diesem Grund wurden innovative Lösungswege gesucht, um die erforderlichen Oberflächeneigenschaften durch eine Innenschale aus bekanntermaßen sehr langlebigem Beton herzustellen.

2. Neubau von Tunnelinnenschalen

Als eine erfolgversprechende Möglichkeit wurde die Anwendung eines hellen, selbstverdichtenden Betons (SCC) zum Einsatz für Tunnelinnenschalen ohne Beschichtung untersucht. Zur Umsetzung dieses Vorhabens wurde vom VÖZFI im Zuge eines Forschungsvorhabens die Rezeptur für einen entsprechenden, hellen, selbstverdichtenden Beton für Tunnelinnenschalen entwickelt, der allen wesentlichen Anforderungen einschlägiger Normen sowohl an die Betoneigenschaften als auch an die Oberflächeneigenschaften entspricht.

Basis für die Betonrezeptur bildeten die Anforderungen der entsprechenden Normen und Richtlinien. Durch Adaption dieser Vorgaben und Zugabe unterschiedlicher Dosierungen von Titaniumoxid als Weißpigment sowie Kalksteinmehl als Zusatzstoff zur Helligkeitssteuerung wurden unterschiedliche Mischungsverhältnisse hergestellt. Nach Prüfung der Eigenschaften konnte schließlich der für die Anwendung optimale Beton identifiziert werden.

Als wesentliches Beurteilungskriterium für die Eignung wurde die Helligkeit herangezogen, welche mit einem tragbaren Farbmessgerät (Abbildung 2) gemessen wurde.

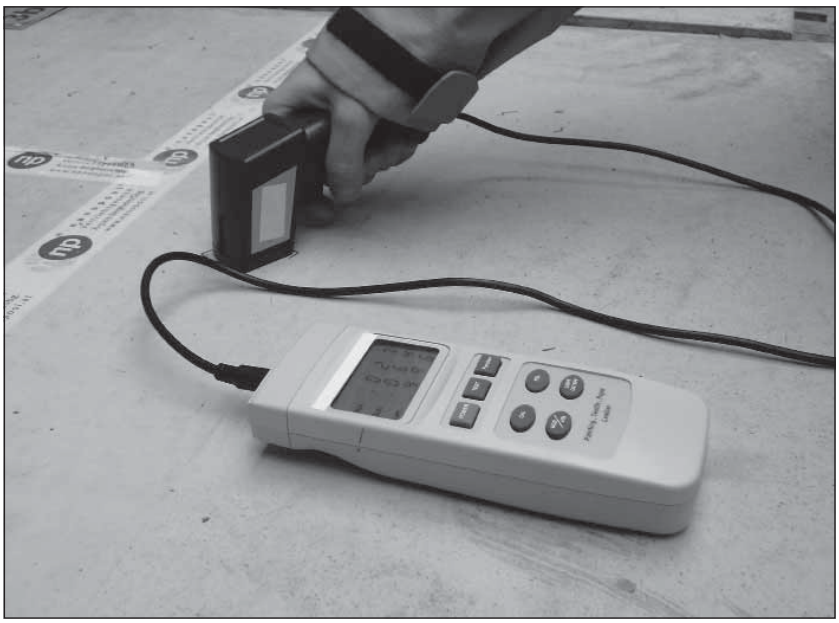


Abbildung 2: Tragbares Farbmessgerät zur Bestimmung der Helligkeit [Foto VÖZFI]

Die Bewertung erfolgte nach dem Farbraum HSL, bei dem es im Gegensatz zu anderen Farbmodellen möglich ist, die Helligkeit einer Probe nur mit einem einzigen Wert L (lightness) zu definieren. Eine schematische Darstellung des Farbraums HSL wird in Abbildung 3 gezeigt. Auf der Achse L befinden sich alle neutralen Graupunkte zwischen weiß und schwarz.

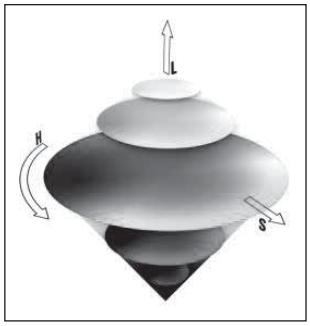


Abbildung 3: Farbraum HSL (Hue – Farbton, Saturation – Sättigung, Lightness – Helligkeit) [6]

Zur Verifizierung der Helligkeitseigenschaften erfolgte eine lichttechnische Untersuchung der im Labor des VÖZFI hergestellten Probekörper an einem Wahrnehmungslabor für Lichttechnik. Die Analyse bestätigte einerseits die Ergebnisse der Beurteilungen des VÖZFI und andererseits konnten mit der entsprechenden Betonoberfläche die Anforderungen des Infrastrukturbetreibers an die lichttechnischen Kennzahlen erreicht werden [4].

Ein wesentlicher Faktor für den dauerhaften Nutzen der neuen Materialien ist die rasche und problemlose Reinigung der Oberfläche, sowie die Beständigkeit der Oberflächeneigenschaften (besonders der Helligkeit) auch nach mehreren Reinigungsvorgängen. Zur Beurteilung dieser Eigenschaften im Labor wurden Probekörper mehrfach künstlichen Verschmutzungs-Reinigungs-Zyklen ausgesetzt und danach jeweils die Helligkeitswerte ermittelt. Um möglichst realitätsgetreue Vorgänge zu simulieren, erfolgte die Verschmutzung mit einem Ruß-Wasser-Gemisch und nach Trocknung eine Reinigung mittels Hochdruckreiniger (Abbildung 4).



Abbildung 4: Verschmutzung und Reinigung der Probekörperoberflächen im Laborversuch [Fotos VÖZFI]

Zusätzlich wurden zur Bestimmung der Reinigungsfähigkeit großformatige Platten mit verschiedenen Oberflächenbehandlungen (z.B. mit und ohne Imprägnierung) untersucht. Die untersuchten Platten wurden als Musterflächen für ein Referenzbauwerk hergestellt, dies bedeutet, dass sie zur Optimierung der Innenschalenherstellung unter realitätsnahen Rahmenbedingungen (z.B. Schalhaut, Trennmittel, Bauteilstärke, Art der Verdichtung, Betonsorte, Mischanlage) hergestellt wurden [4]. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Abbildung 5 dargestellt. Die Resultate zeigten, dass durch geeignete Auswahl von Oberflächenbehandlung und Reinigungstechnik der Helligkeitsverlust des Betons gering gehalten werden kann. Dies zeigte sich insbesondere bei Verwendung eines herkömmlichen Tunnelreinigers.

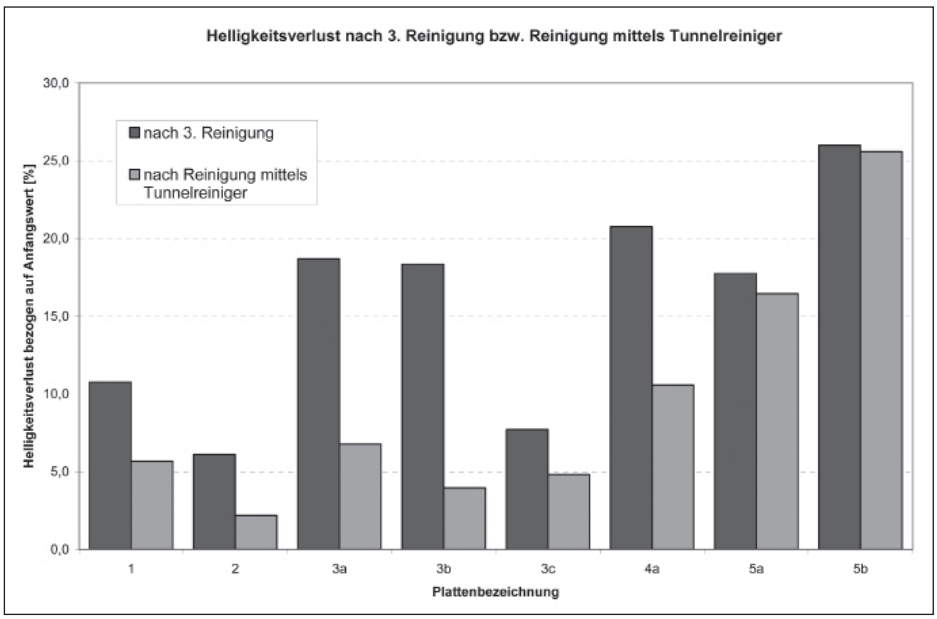


Abbildung 5: Helligkeitsverluste untersuchter Platten nach 3. Reinigung und Reinigung mittels Tunnelreiniger bezogen auf den Anfangswert

Die Ausführung als selbstverdichtender Beton ergibt Vorteile bei der Herstellung von Tunnelinnenschalen. Durch die Möglichkeit des rüttelfreien Einbaus wird die Belastung der Arbeitnehmer verringert – Emissionen durch Lärm und Vibrationen werden entscheidend reduziert. Außerdem kann durch die selbstverdichtende und –entlüftende Eigenschaft des Betons leichter eine glatte, weitgehend lunkerfreie Betonoberfläche erzeugt werden.

Als Ergebnis der im Rahmen des Forschungsprojektes vom VÖZFI durchgeführten Untersuchungen konnte ein Beton mit allen vorstehenden Anforderungen entsprechenden Eigenschaften präsentiert werden. Die Ausführung der Tunnelinnenwände aus Beton erlauben gemäß den Ergebnissen des Forschungsvorhabens gegenüber Anstrichen und Beschichtungen folgende Aussagen:

1. Helligkeit:
   Eine entsprechende Helligkeit kann mit SCC erzeugt werden. Da gegenüber Beschichtungs- und Anstrichsystemen keine Ablösungserscheinungen auftreten, ist von einer erhöhten Dauerhaftigkeit auszugehen.
2. Reinigungsfähigkeit:
   Eine zufrieden stellende Reinigung mit Hochdruckreiniger ist auch nach mehrmaligen Verschmutzungsvorgängen möglich. Somit ist eine rasch durchführbare, unproblematische Reinigung möglich.
3. Dauerhaftigkeit:
   Beton ist ein sehr dauerhaftes Material mit einer Lebensdauer von bis über 50 Jahren. Die Instandsetzungsintervalle sind daher gegenüber herkömmlichen Anstrich- und Beschichtungssystemen als sehr lange anzusehen.

Dieser Nutzen heller Betoninnenschalen wurde in Österreich von einem Infrastrukturbetreiber erkannt und es konnte dementsprechend ein Pilotprojekt umgesetzt werden. Im Zuge von Erneuerungsarbeiten wurde die vierhundert Meter lange Nordröhre des Massenbergtunnels (S6) mit einer Innenschale aus hellem SCC (C25/30/F66/GK16/ISP/SCC/HELL) ausgestattet.



Abbildung 6: Anwendung des hellen SCC im Zuge der Sanierung des Massenbergtunnels [Foto VÖZFI]

Abbildung 6 zeigt das Ergebnis dieser Baustellenanwendung und bestätigt die ausgezeichneten Eigenschaften von hellem SCC als Tunnelinnenschalenmaterial. Eine helle und gleichmäßige Oberfläche gewährleistet höchstmögliche Sicherheit der Verkehrsteilnehmer. Die deutlich größere Dauerhaftigkeit des Betons gegenüber Anstrichsystemen sowie die in Versuchen nachgewiesene leichte Reinigungsfähigkeit ermöglichen lange Sanierintervalle und kurze Reinigungszeiten.

Die Ergebnisse der Helligkeitsmessungen an der Tunnelinnenschale sind beispielhaft für einen Teilbereich des Massenbergtunnels in Abbildung 7 dargestellt. Es zeigen sich am Bauwerk gegenüber dem im Labor hergestellten Referenzprobekörper durchwegs gleichwertige, teilweise sogar höhere Helligkeitswerte.

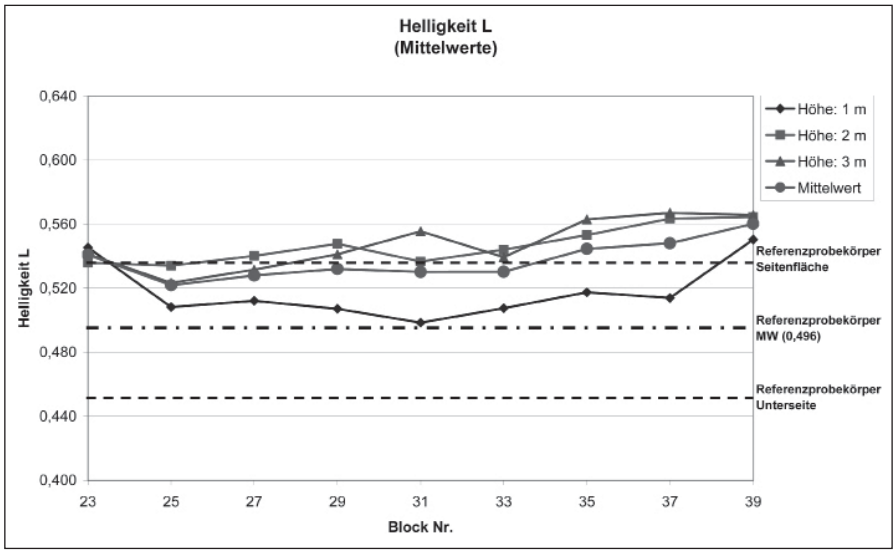


Abbildung 7: Helligkeitswerte L (Mittelwerte) für Referenzprobekörper und Tunnelinnenschale (Teilbereich Massenbergtunnel)

3. Instandsetzung von Tunnelinnenschalen

Helle Tunnelinnenschalen aus Beton können aber nicht nur beim Neubau angewandt werden. Auch bei der Sanierung und Ertüchtigung bereits bestehender Tunnelbauwerke ist dieser innovative Lösungsansatz heranzuziehen.

In einem weiteren Forschungsprojekt wurde vom VÖZFI gemeinsam mit einer bauausführenden Firma eine Methode zur Tunnelsanierung mit hellem, geschliffenem Spritzbeton entwickelt.

Der erste Teil dieses Projektes umfasste die Entwicklung geeigneter Spritzbetonrezepturen. Wie auch beim Projekt „Heller SCC“ wurden alle wesentlichen Anforderungen an einen Beton für Tunnelinnenschalen erreicht.

Für die Erreichung der Vorgaben an die Oberflächenbeschaffenheit konnte im zweiten Teil des Forschungsvorhabens eigens ein Verfahren zum Schleifen des Spritzbetons entwickelt werden. Die beeindruckende Helligkeit der Spritzbetonrezeptur und die durch das Schleifen erreichbare Gleichmäßigkeit und Glätte sind in Abbildung 8 sehr gut zu erkennen.



Abbildung 8: Ausgezeichnete Oberflächeneigenschaften des hellen Spritzbetons nach dem Schleifen [Foto Fa. Junger Bauges.m.b.H.]

Wie beschrieben stellen die innovativen Methoden der Herstellung von Tunnelinnenschalen mittels hellem, selbstverdichtendem Beton sowie der Sanierung mit geschliffenem Spritzbeton bzw. -mörtel zukunftsträchtige Bauweisen dar.

Das Aufbringen einer Tunnelbeschichtung mittels Spritzmörtel hat den wesentlichen Vorteil, dass die Dauerhaftigkeit im Vergleich zur herkömmlichen Beschichtung um ein Vielfaches höher ist. Es kann davon ausgegangen werden, dass eine mit Normalbeton vergleichbare Lebensdauer von etwa 30 bis 50 Jahre zu erwarten ist. Eine Reinigung und eine Wiederherstellung der glatten Oberfläche durch Überschleifen kann durch die Spritzmörteldicke einige Male wiederholt werden. Dies nimmt jedoch, aufgrund der maschinellen Ausführung der Arbeit, nicht allzu viel Zeit in Anspruch. Demzufolge ist die Tunnelabsperrung nur kurzfristig vorzusehen [5].

Für den Fall einer Verringerung der Helligkeitseigenschaften im Laufe der Zeit ist eine Ertüchtigung mittels Nachschleifen einfach, schnell und kostengünstig durchführbar.

4. Zusammenfassung

Die mit Beton erreichbaren Eigenschaften von Tunneloberflächen zeigen zusammenfassend folgende Vorteile gegenüber herkömmlichen Tunnelanstrichen und Beschichtungssystemen:

(1) Volkswirtschaftliche Vorteile
Geringere Anzahl von Instandsetzungsmaßnahmen und somit Reduktion der Life-Cycle Kosten.
Reduktion des aufgrund häufiger Tunnelkomplettsperren und der damit erforderlichen Umleitungen hervorgerufenen erhöhten Treibstoffverbrauchs.
Optimierung der Beleuchtungskosten durch eine dauerhaft helle und reinigungsfähige Oberfläche.
Verkürzung der Bauzeiten, da auf Oberflächensysteme keine weiteren Anstrichsysteme oder Ausgleichsschichten (z.B. Saniermörtel) aufgebracht werden müssen.
Reduktion des Unfallrisikos bzw. der Unfallhäufigkeit und dadurch Reduktion der Unfallfolgekosten.

(2) Reduktion des Gefährdungspotentials der Verkehrsteilnehmer
Gewährleistung einer dauerhaften Helligkeit ohne bei Tunnelanstrichsystemen auftretende Ablöseerscheinungen.
Reduktion des Unfallrisikos des individuellen Verkehrsteilnehmers aufgrund einer geringeren Anzahl an Baumaßnahmen.

Aus diesen Gründen ist es sinnvoll, diese neuartigen Systeme bei kommenden Ausführungen bevorzugt anzuwenden.

LITERATUR

[1] ÖVBB-Merkblatt „Anstriche für Tunnelinnenschalen". Ausgabe 2004, Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Wien.
[2] RVS 09.01.23, Ausgabe 1. April 2009: Tunnel, Tunnelbau, Bauliche Gestaltung, Innenausbau. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene und Verkehr (FSV), Wien.
[3] RVS 09.01.43, Ausgabe 1. Mai 2004: Tunnel, Tunnelbau, Konstruktive Ausführung, Innenschalenbeton. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene und Verkehr (FSV), Wien.
[4] Steiner, M; Strommer, W: Helle Innenschale ohne Beschichtung, GSV-magazin 3/2009.
[5] Krispel, St.: Abschlussbericht Tunnelauskleidung mit geschliffenem Mörtel – BBTT; FFG-Projekt Nr. 822903; Projektjahr 2009. Wien, März 2010.
[6] http://www.statemaster.com HSL Farbraum, abgerufen am 30. 9. 2009.

Světlé infrastrukturní stavby bez tunelových nátěrů – novostavby a opravy

Bright tunnels without coatings – new construction and reconditioning

Světlé tunely bez nátěrů povrchů – realizace a obnova

Dipl.-Ing. Dr. Stefan Krispel
Forschungsinstitut der Vereinigung
der Österreichischen Zementindustrie
Reisnerstraße 53, 1030 Wien

Zvýšení bezpečnosti v tunelu se pro snížení nehodového potenciálu přikládá všestranně velký význam. Přitom má zvláštní význam vnitřní plášť tunelu, protože představuje podstatnou část stavby, vnímanou uživatelem a mimo to je také nejvíce vystaven okolním podmínkám.
V uplynulých letech byly kladeny stále vyšší požadavky na sníženou povrchovou pórovitost (zlepšení čištění) a světlost vnitřních plášťů tunelů, které musely být splněny pomocí nátěrů. Vadné nátěrové systémy totiž mají za následek opravy, omezující dopravu.

1. Všeobecně

Na kvalitu povrchu vnitřních plášťů tunelů jsou kladeny následující nároky:

(1) Světlost
Dostatečná světlost plochy stěny tunelu zajišťuje vysokou objektivní a subjektivní bezpečnost účastníků silničního provozu.

(2) Hladký povrch
Příslušně hladký povrch snižuje usazování nečistot, které doprovází ztmavování. Kromě toho lze odpovídající hladkostí povrchu snížit namáhání zraku účastníků silničního provozu, způsobeného lomem světla na nerovnostech ve vnitřní stěně tunelu.

(3) Snadné čištění
Snadno čistitelná a odolná plocha prodlužuje intervaly nutných čištění a sanací a zkracuje trvání těchto prací.

Podstatný význam má především trvanlivost; pouze trvanlivá konstrukce umožňuje znatelnou optimalizaci nákladů na opravy a údržbu příslušné stavby.

Tyto požadavky platí jak pro novostavby vnitřních plášťů tunelů, tak i pro opravy tunelů.

Dosud se k dosažení těchto požadavků používaly většinou tunelové nátěrové a potahové systémy (srv. zpravodaj Rakouského svazu techniky betonu a staveb (ÖVBB) „Nátěry pro vnitřní tunelové pláště“ [1], Směrnice a předpisy pro silniční stavitelství (RVS) 09.01.23 (vnitřní výstavba) [2] příp. RVS 09.01.43 (Beton pro vnitřní pláště) [3]). Ty však mají často nedostatky pokud jde o trvanlivost, jak bylo v poslední době zjištěno na základě množících se poškození (obr. 1). Uvolňování vrstvy nátěru příp. odlupování částí malty (po opravách) vede ke snížení kvality povrchu a tím ke snížení bezpečnosti a často si vyžádá nákladné sanační práce mnohdy již po krátké době provozu.



Obrázek 1: Typické nedostatky vnitřních tunelových plášťů [foto ASFiNAG]

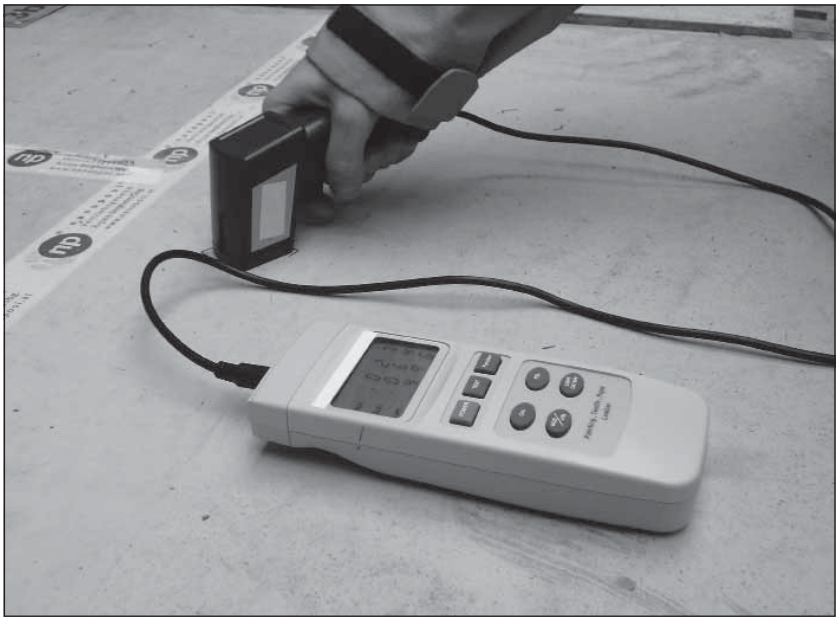
Z tohoto důvodu byly hledány inovační způsoby řešení k vytvoření potřebných vlastností vnitřního povrchu tunelu, a to z betonu, jehož trvanlivost je známa.

2. Novostavby vnitřních plášťů tunelů

Jako slibná možnost se zkoušelo na vnitřní tunelové pláště použití světlého samozhutniteného betonu (SCC) bez nátěru. K realizaci tohoto záměru vyvinul Výzkumný ústav Svazu rakouského cementářského průmyslu (VÖZFI) během výzkumného projektu recepturu pro vhodný, světlý, samozhutnitelný beton určený pro vnitřní tunelové pláště, který odpovídá všem podstatným požadavkům příslušných norem týkajících se jak vlastností betonu, tak i vlastností povrchu.

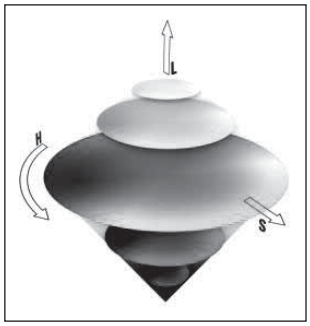
Základ pro recepturu betonu tvořily požadavky příslušných norem a směrnic. Přizpůsobením se těmto zadáním byly vytvořeny různé receptury a to přidáním různých dávek oxidu titanu jako bílého pigmentu a rovněž vápencové moučky jako přísady pro regulaci světlosti. Po odzkoušení vlastností mohl být nakonec pro použití určen optimální beton.

Jako podstatné kritérium vhodnosti byla zařazena světlost, která byla měřena přenosným přístrojem na měření barev (obr. 2).



Obrázek 2: Přenosný přístroj na měření barev pro stanovení světlosti [foto VÖZFI]

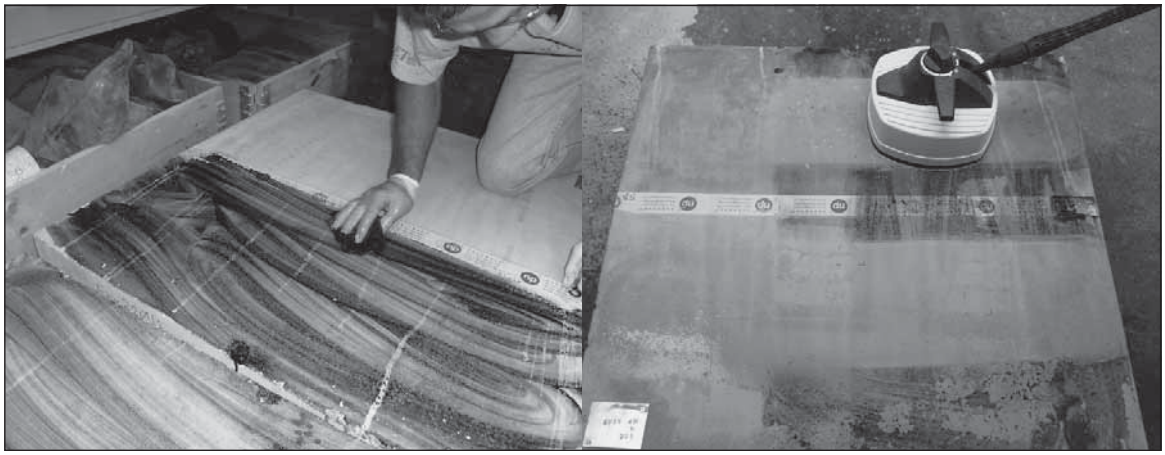
Hodnocení bylo provedeno podle barevné prostorové stupnice HSL, u nějž je oproti jiným barevným modelům možné stanovit světlost vzorku pouze pomocí jedné jediné hodnoty L (světlost). Schématické znázornění barevného prostoru HSL je na obr. 3. Na ose L se nacházejí všechny neutrální šedé body mezi bílou a černou.



Obrázek 3: Barevná prostorová stupnice HSL (Hue – barevný odstín, Saturation – sytost, Lightness – světlost) [6]

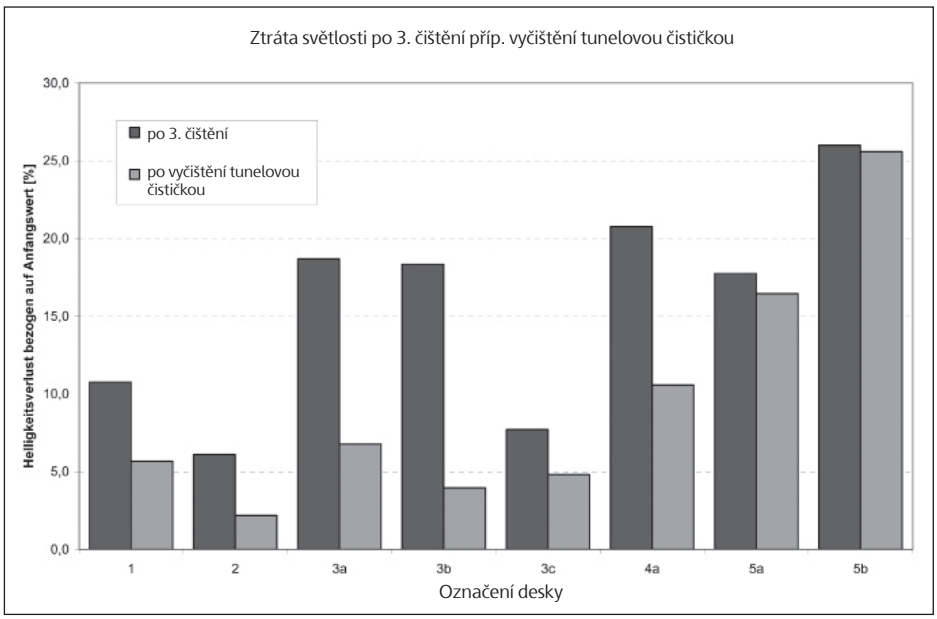
K ověření světlosti byly zkušební vzorky, pořízené v laboratoři VÖZFI, podrobeny výzkumu v laboratoři světelné techniky. Analýza potvrdila výsledky posouzení ze strany VÖZFI a tím bylo s odpovídajícím betonovým povrchem dosaženo světelně-technických ukazatelů správce infrastruktury [4].

Podstatným faktorem pro trvalé používání nových materiálů je rychlé a bezproblémové čištění povrchu i stálost vlastností povrchu (zejména světlosti) i po několika čištěních. K posouzení těchto vlastností byla v laboratoři zkušební tělesa několikrát podrobena umělému cyklu znečištění-očištění a poté byly vždy zjišťovány hodnoty světlosti. Kvůli simulaci postupů, pokud možno odpovídajících realitě, bylo znečištění prováděno směsí sazí s vodou a po zaschnutí proběhlo čištění vysokotlakým čistícím zařízením (obr. 4).



Obrázek 4: Znečišťování a čištění zkušebních těles při laboratorních pokusech [foto VÖZFI]

Ke stanovení schopnosti vyčištění byly dodatečně zkoumány velkoformátové desky s různými povrchovými úpravami (např. s a bez impregnace). Zkoumané desky byly zhotoveny pro optimalizaci provedení vnitřního opláštění jako vzorové plochy pro referenční stavbu, což znamená, že byly zhotoveny za rámcových podmínek blízkých realitě (např. tvarovací část bednění, odbedňovací prostředek, tloušťka konstrukce, druh utěsnění, druh betonu, míchačka) [4]. Výsledky těchto výzkumů jsou znázorněny na obr. 5. Závěry ukázaly, že vhodnou volbou povrchové úpravy a čistící techniky lze udržovat nízké snížení světlosti betonu. To se ukázalo zejména při použití běžné čističky tunelů.



Obrázek 5: Ztráty světlosti zkoumaných desek po 3. čištění a po vyčištění tunelovou čističkou, vztaženo na počáteční hodnotu

Provedení samozhutnitelným betonem přináší při provádění vnitřních tunelových plášťů výhody. Díky možnosti pokládky bez vibrací se snižuje pracovní zátěž - podstatně se snižují emise hluku a vibrací. Kromě toho lze díky samohutnící a odvzdušňující schopnosti betonu snáze vytvořit hladký povrch betonu z větší části bez kaveren.

Jako výsledek výzkumů, prováděných v rámci výzkumného projektu VÖZFI, mohl být představen beton s vlastnostmi, odpovídajícími všem výše uvedeným požadavkům. Provedení vnitřních tunelových stěn z betonu umožňují podle výsledků výzkumného záměru oproti nátěrům a potahovým vrstvám následující skutečnosti:

(1) Světlost:
odpovídající světlost lze pomocí SCC vytvořit. Protože zde na rozdíl od potahových a nátěrových systémů nedochází k odlupování, lze předpokládat zvýšenou trvanlivost.

(2) Čistitelnost:
uspokojivé čištění vysokotlakým čističem je možné i po několikerém zašpinění. Tak je možné rychlé, bezproblémové čištění.

(3) Trvanlivost:
beton je velmi trvanlivý materiál s životností více než 50 let. Intervaly oprav tak oproti běžným nátěrovým a potahovým systémům lze považovat za velmi dlouhé.

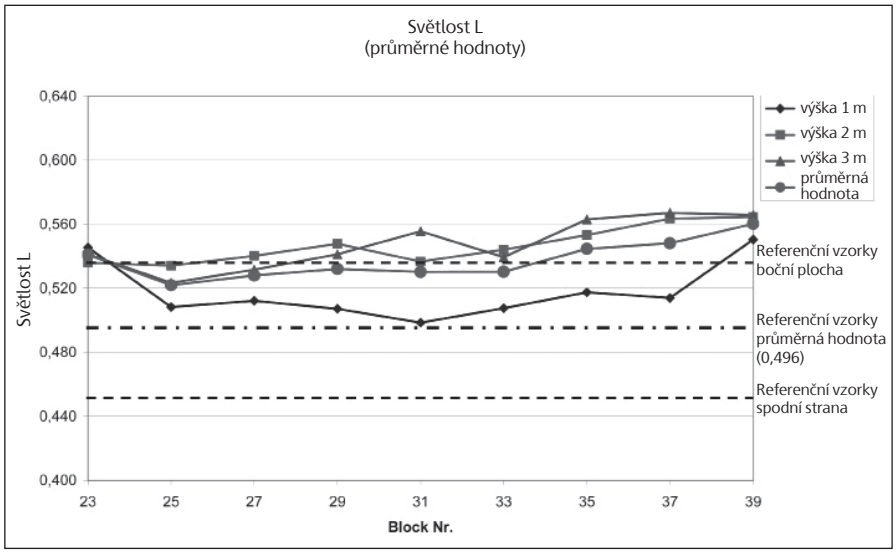
Jeden ze správců inftastruktury v Rakousku dal souhlas s tímto používáním světlých vnitřních tunelových plášťů a tak mohl být realizován pilotní projekt. Při rekonstrukci byl severní tubus tunelu Massenberg (S6) v délce 400 m opatřen vnitřním pláštěm ze světlého SCC (C25/30/F66/GK16/ISP/SCC/světlý).



Obrázek 6: Použití světlého SCC při sanaci tunelu Massenberg [foto VÖZFI]

Obr. 6 znázorňuje výsledek tohoto použití na stavbě a potvrzuje vynikající vlastnosti světlého SCC jako materiálu pro vnitřní tunelový plášť. Světlý a rovnoměrný povrch poskytuje nejvyšší možnou bezpečnost účastníkům silničního provozu. Zřetelně vyšší trvanlivost betonu oproti nátěrovým systémům a snadná čistitelnost, prokázaná při výzkumech, umožňují dlouhé intervaly sanací a krátké doby čištění.

Výsledky měření světlosti vnitřního tunelového pláště jsou pro příklad znázorněny pro část tunelu Massenberg na obr. 7. V porovnání s laboratorními referenčními vzorky byly naměřeny stejné, částečně dokonce vyšší hodnoty světlosti.



Obrázek 7: Hodnoty světlosti L (průměrné hodnoty) referenčních vzorků a vnitřního tunelového pláště (dílčí oblast tunelu Massenberg)

3. Oprava vnitřních tunelových plášťů

Světlé vnitřní tunelové pláště se dají použít nejen u nových staveb. Tento inovační přístup je možno použít i při sanacích a průběžných opravách existujících tunelových staveb.

Při dalším výzkumném projektu vyvinul VÖZFI společně s jednou stavební firmou metodu sanace tunelů pomocí světlého, broušeného stříkaného betonu.

První část tohoto projektu zahrnovala vývoj vhodných receptur stříkaného betonu. Tak jako u projektu „Světlý SCC" byly splněny všechny podstatné požadavky na beton pro vnitřní tunelové pláště.

Ke splnění požadavků na kvalitu povrchu byl ve druhé části výzkumného záměru zvlášť vyvinut postup broušení stříkaného betonu. Působivá světlost receptury na stříkaný beton a rovnoměrnost a hladkost, jichž lze dosáhnout broušením, jsou dobře patrné na obr. 8.



Obrázek 8: Vynikající vlastnosti povrchu světlého stříkaného betonu po broušení [foto fa. Junger Bauges.m.b.H.]

Jak bylo popsáno, představují inovační metody zhotovování vnitřních tunelových plášťů pomocí světlého, samozhutnitelného betonu a sanace broušeným stříkaným betonem příp. stříkanou maltou perspektivní stavební technologie.

Nanášení tunelového pláště pomocí stříkané malty má tu podstatnou výhodu, že trvanlivost je v porovnání s běžným potahováním mnohonásobně vyšší. Lze vycházet z toho, že lze očekávat životnost zhruba 30 až 50 let, srovnatelnou s normálním betonem. Čištění a obnovení hladkých povrchů přebroušením lze v důsledku tloušťky stříkané malty několikrát opakovat. Vzhledem ke strojnímu provádění prací to však nezabere příliš mnoho času. V důsledku toho lze počítat s pouze krátkodobým uzavřením tunelu [5].

Pro případ snížení světlosti v průběhu času lze opravu dodatečným broušením provést snadno, rychle a cenově výhodně.

4. Shrnutí

Vlastnosti povrchů tunelů, jichž se dá dosáhnout pomocí betonu, mají souhrnně následující výhody oproti běžným tunelovým nátěrům a potahovým systémům:

(1) Národohospodářské výhody
nižší počet oprav a tím snížení nákladů na životní cyklus
snížení vícenákladů na pohonné hmoty, způsobených častými úplnými uzavírkami tunelů a s tím souvisejícími nutnými objížďkami
optimalizace nákladů na osvětlení díky trvale světlému a čistitelnému povrchu
zkrácení doby výstavby, protože na povrchové systémy se nemusí nanášet žádné další nátěrové systémy nebo vyrovnávací vrstvy (např. sanační malta)
snížení rizika nehody příp. četnosti nehod a tím snížení následných nákladů z nehod

(2) Snížení potenciálu ohrožení účastníků silničního provozu
zajištění trvalé světlosti bez odlupování, ke kterému dochází u tunelových nátěrových systémů
snížení rizika nehody individuálního účastníka silničního provozu díky menšímu počtu stavebních opatření

Z těchto důvodů je účelné při budoucích realizacích přednostně používat tyto nové systémy.

LITERATURA

[1] ÖVBB-Merkblatt „Anstriche für Tunnelinnenschalen". Ausgabe 2004, Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Wien
[2] RVS 09.01.23, Ausgabe 1. April 2009: Tunnel, Tunnelbau, Bauliche Gestaltung, Innenausbau. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene und Verkehr (FSV), Wien.
[3] RVS 09.01.43, Ausgabe 1. Mai 2004: Tunnel, Tunnelbau, Konstruktive Ausführung, Innenschalenbeton. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene und Verkehr (FSV), Wien.
[4] Steiner, M; Strommer, W: Helle Innenschale ohne Beschichtung, GSV-magazin 3/2009.
[5] Krispel, St.: Abschlussbericht Tunnelauskleidung mit geschliffenem Mörtel – BBTT; FFG-Projekt Nr. 822903; Projektjahr 2009. Wien, März 2010.
[6] http://www.statemaster.com HSL Farbraum, abgerufen am 30.09.2009

How to Achieve High Quality Concrete Pavements

Dipl. Ing. Andreas Moser
Director of Business Development-International,
Guntert&Zimmerman Const. Div., Inc., Belgium

VÝROBA VYSOCE KVALITNÍCH BETONOVÝCH VOZOVEK

Prezentace:
Andreas Moser, Dipl. Ing.
Manager New Business Development
Guntert & Zimmerman
Ripon, CA U.S.A.

What Are the Characteristics of a "HIGH QUALITY" Concrete Pavement

- **Durable (long lasting)**
- **Smoothness**
- **Low Noise**
- **Skid Resistance (in both dry and wet condition forsafety)**

How Do We Achieve "HIGH QUALITY" Pavements For the Motoring Public

- **PERCEPTION IS EVERYTHING !**
- If the motoring public perceives it is "smooth" and "low noise"
- then the pavement is **"High Quality"...The Customer is**
- **Always Right!**
- • It is our job as engineers and contractors to insure that the
- concrete pavement is also durable and has sufficient skid
- resistance.

How Do We Achieve "High Quality" Pavements For the Motoring Public

- The factors that influence smooth and low noise concrete pavement characteristics are also the same factors that influence durable and skid resistant concrete pavements.
- Thus the focus of this presentation is on the **factors that influence smooth surface and low noise characteristics on concrete pavements with road building construction practices in mind.**

Smoothness



Smoothness

- Smooth concrete pavements has been a stated and specified goal in California for over 50 years for the obvious reasons.
- Smooth concrete pavements are not only pleasing to the motoring public but from a technical standpoint **smooth pavement reduces dynamic loading which extends pavement life**.
- What is considered "smooth" and **how to measure smoothness rapidly with good repeatability** was the challenge prior to this.

Smoothness

- The break through came in 1956, when the late Jim Cox, a lab tech with the California Department of Transportation, developed the "California Profilograph" which provided a repeatable means of measuring and rapidly collecting pavement smoothness data.

Smoothness

Prototyp California Profilograph - 1956



Light Weight Profiler – Most Prevalent Means Today for Smoothness Data Collection

- Example of a Light Weight Profiler (IRI filtered) equipped with laser





Low Noise - Introduction

- The Transtec Group, Austin, Texas U.S.A. has done an extensive amount of good research and significant data collection in the U.S.A. and Europe on the relationship and correlation of texture and noise on concrete pavements.

Low Noise - Introduction

- The relatively recent Transtec studies concluded that **properly done** diamond grinding, and traditional drag finishes, longitudinal and even transverse tining can all be "low noise" pavements
- These traditional textures can be as quiet or quieter than exposed aggregate surfaces.
- Acceptable pavement noise levels to the motoring public is considered in a 99 – 104 dBA (as measured by a OBSI meters)
- Unacceptable noise levels are considered >104 dBA.

Texture Testing: How is Noise Measured OBSI (On-Board Sound Intensity) is one way



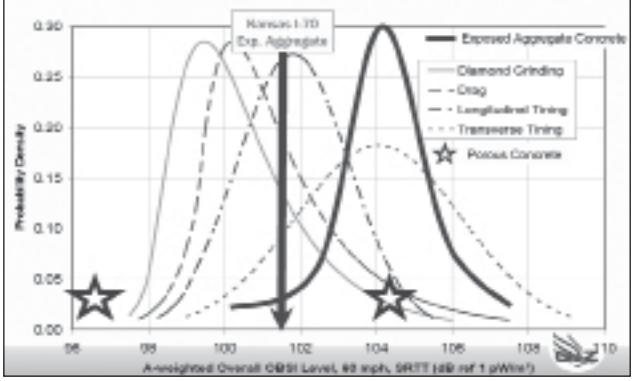


AASHTO TP 76

OBSI Noise Catalog Summary - Concrete

- Transtec has collected and cataloged noise data using the same OBSI method from hundreds of projects across the United States and Western Europe on all different pavement types
- For each pavement type Transtec found there was a wide range of noise levels

OBSI Noise Catalog Summary - Concrete



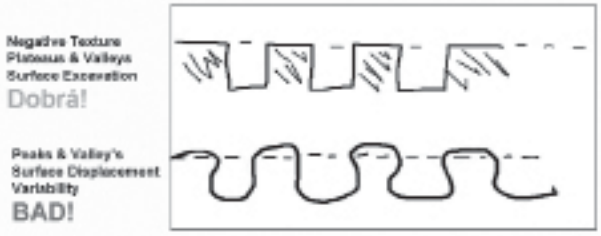
So What Causes the Noise? In Layman's Terms…

- The "peaks" or high amplitude texture impacts the tire and act like little hammers creating tire vibration which results in noise.
- Some negative texture is necessary to "drain away" air trapped between the tire tread and the pavement. *This explains why some smooth drag textures are noisy.*
- Don't space tines too far apart (suggest <19mm) to provide path for air to drain away.
- Avoid repeating a pattern as this can create a "whine" or "chatter". Uniform transverse tining can cause this.

So What Causes the Noise? In Layman's Terms…



So What Causes the Noise? In Layman's Terms…



So What Causes the Noise? In Layman's Terms…

- Joint "Slap" contributes to pavement noise and can increaseit up to 2 to 3 dBA or more.
- Joint "Slap" affected by:
  - joint width
  - joint condition (spalling)
  - faulting
  - joint sealant depth and condition

For More Detailed Information



Tire-Pavement Noise 101

Download from www.TCPSC.com/LittleBookQuieterPavements.pdf

Texturing Guidelines – For Further Reading



- A "how to" guide for designing and constructing quieter concrete pavements
- Addresses all conventional concrete pavement textures
- Simple and practical guidance

Download from www.CPTechCenter.org

Low Noise - Conclusion

- The goal is to make every square meter of the plastic concrete surface of the same uniformity so the tines dig in the same depth and do not displace the finished surface.
- We need to improve concrete uniformity to eliminate localized wet and dry spots, excess mortar on the surface and concrete segregation…all factors which cause texture variability
- **These factors that contribute to texture variability also adversely affect pavement smoothness and concrete durability**

The Australian's Get It Right! C2HC Alliance / Pacific Highway - Coopernook to Herons Creek



Pacific Highway - Coopernook to Herons Creek - Project Details

- Project Value – AU$ 470 million
- Contractor: Thiess Pty Ltd (Leighton Holding Group)
- Engineer: Parsons Brinckerhoff
- Owner: RTA (NSW Road &Traffic Authority)
- Project length 32.7 km. 46.5 km of Dual Carriageway
- 260mm thick **Unreinforced** Concrete and 150mm Lean Concrete Base – Tie bars along longitudinal joints
- Paving started late 2008 and will be completed in late 2010

Concrete Uniformity Incentives – Australian Experience

- The RTA agreed to set aside 1.5% of the contract value for incentives. 75% are related to concrete quality and smoothness:
- **Smoothness** – mean + std. deviation (30% of 75%)
- **Concrete Uniformity** – CV = std. dev. / mean compressive strength
- **Relative Density** – Compressive strength comparing core vs. in-situ density
- **Cracks** – No. of unplanned cracked panels / panels

Concrete Uniformity Incentives – Australian Experience

The other 25% of the total incentive is related to

- Site Accidents
- Project Delivery

The RTA's experience is that projects with incentives have low claims than jobs with incentives. Most jobs without incentives have claims which total more than 1.5% of the contract value

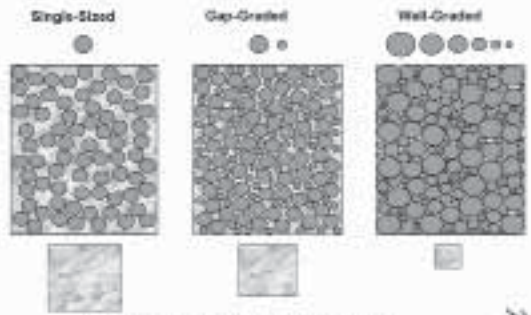
Concrete Uniformity Incentives – Australian Experience

- Australia has an incentive to encourage concrete uniformity measured by collecting the coefficient of variation (CV) on concrete compressive strength (CV=std. dev./mean)
- Their logic is the lower the CV the higher the concrete uniformity which translates into more durable concrete and lower texture variability
- They proved on this project that higher concrete uniformity also translates into better pavement smoothness and lower noise.

Thiess Focused on Mitigating Factors That Adversely Affect Concrete Uniformity

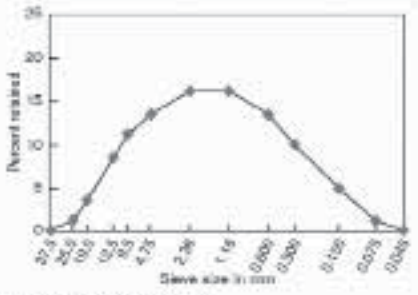
1. Eliminated gaps in their concrete aggregate gradations and optimized.
2. Held gradations on the combined gradations at each sieve size within a narrow band +5% on coarse aggregates and less on intermediate size aggregates and sand.
3. Supplied aggregates from the crushing operation that had good particle shape and were clean and uniform
4. Followed good stockpile management practices to be avoid stockpile segregation and contamination

Well Graded Aggregate Mixtures



Use of Aggregates and Water for Concrete by Rick Bohan, Portland Cement Association, Slide# 8

Well Graded Mixture Used - "Shilstone Mix"



Design and Control of Concrete Mixtures, Portland Cement Association, Slide# 8, 2003

Well Graded Aggregate Mixtures

- Volume of paste (cement + water) needs to be sufficient to fill voids plus some for workability
- Well graded or dense graded aggregates greatly minimizes risk of concrete segregation
- Minimize voids (combined gradation) to minimize paste and thus cement content for greater strength and for
  - Reduced cost
  - Reduced temperature rise
  - Reduced shrinkage
  - Reduced permeability to avoid

Crushed Interm. Size Aggregate Free of Lenses of Rock Dust and Clean Uniform Sand



Stockpiles Separated with Barriers Non-Conical Stockpiles



Thiess Focused on Mitigating Factors That Adversely Affect Concrete Uniformity

Thiess controlled the process:

- 1. Used multiple bins and weighed each individual material to hold gradations within a narrow band and to avoid segregation.
2. Bins designed to avoid cross contamination between bins.
3. Weighed aggregates accurately each batch. Sand weighing accuracy averaged + 0.2%. Coarse aggregate weighing accuracy averaged + 0.4 to 0.5%.
4. Aggregates were pre-blended prior to be introduced into the mixer.

Multiple Bins / Accurate Weighing / Accurate Pre-Blending



Accurately Weighed and Pre-Blended Aggregates Into a Nice Sandwiched Layer



Pre-Blended Aggregates – Introduced into Mixer

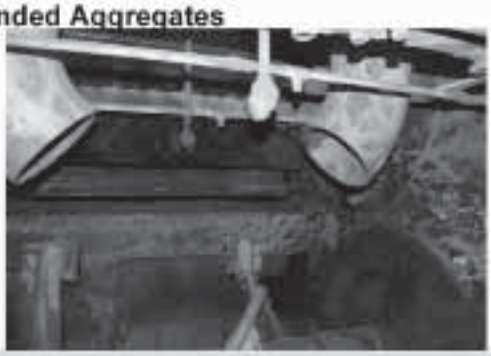


Thiess Focused on Mitigating Factors That Adversely Affect Concrete Uniformity

Thiess controlled the process:

1. Fly ash and Cement were individually batched and weighed
2. Cement weighing accurately - averaged + 0% and – 0.5%
3. Cement and fly ash discharge rate was controlled to match aggregate introduction and were discharge directly into the steam of aggregates for pre-blending.
4. Water and admixtures were sprayed on to the entire surface area of the mixer for pre-blending.

Blending Cement and Fly Ash into Pre-blended Aggregates



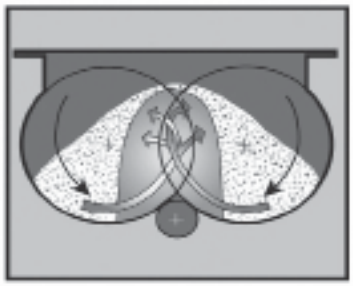
Water Sprayed into Entire Mixer Surface Area



Concrete Mixed in a Twin Shaft Mixer



Twin Shaft Mixers Are The Most Efficient Mixers in the World for Large Batch Sizes



High Uniformity Concrete Being Discharged



High Concrete Uniformity Achieved – Two Types

- **UNIFORMITY - within each batch:** Pre-blending of all batch ingredients and aggressive and thorough mixing of all for a sufficient period of time to achieve a homogeneous mass.
- **UNIFORMITY - batch to batch:** Accurate weighing and slump control. Slump control is achieved by good stockpile management, accurate weighing of all batch ingredients, using clean uniform sand and aggregates, moisture sensors in the bins, modern plant controls and a good plant and loader operator.

Thiess Focused on Mitigating Factors That Adversely Affect Concrete Smoothness

Thiess controlled the process:

1. Supplied uniform concrete to the paver at workable slump held within a narrow band
2. Continuous supply of concrete was delivered to the paver so it never needed to stop and to allow paver to pave at a constant forward speed.
3. Concrete was accurately **pre-spread** in front of the paver to make it easy to control the concrete head height over the poker vibrators.

Uniformly Pre-spread Concrete Makes It Easier to Maintain Constant Concrete Head Over Pokers





Thiess Focused on Mitigating Factors That Adversely Affect Concrete Smoothness

Thiess controlled the process:

1. Paver selected with sufficient weight and rigidity to resist the concrete hydraulic forces and set to manufacturer's recommendations
2. Paver had accurate and proportional elevation and steering control system following accurately set wires
3. Paver travelled on a solid machine placed or machine graded track line to minimize grade adjustment required
4. Paver provided with finishing device to provide a uniform surface mortar and to avoid hand finishing of surface or edges

Slipform Crawler Tracks Running on Machine Place Base



Uniform Surface Smoothness – No Hand Finishing



1.2M Wide Trailing Finishing Pan with Edger Sideforms and Hessian Drag Used

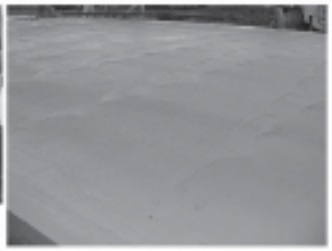


Resulting Hessian Drag Longitudinal Oriented Microtexture on Surface

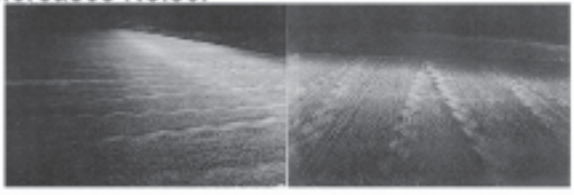


CAUTION! Finishing Devices Can Adversely Disturb Surface Mortar Uniformity Hurting Smoothness and Increase Texture Variability





BE CAREFUL ! - Resulting Pattern Left In the Hardened Concrete Surface by Super Smoother Which Adversely Affects Pavement Smoothness, Texture Quality, Durability and Increases Noise.



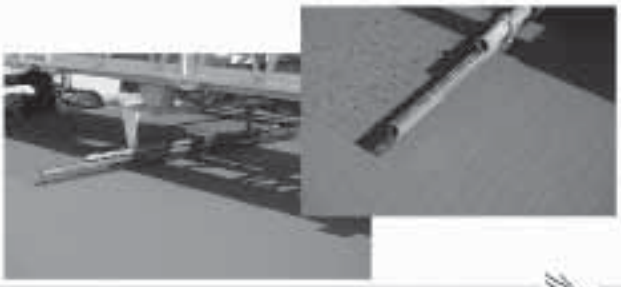
Trailing Finishing Pan Leaves Uniform Concrete Surface



High Quality Texture Cure Machine Applying Uniform Transverse Texture



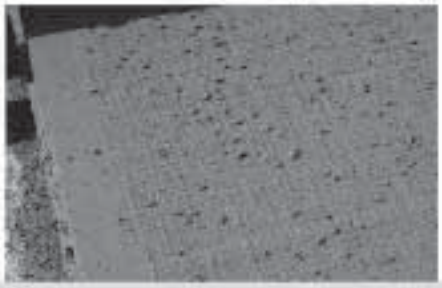
3m Wide Traverse Tine Rake – One Direction Tining For Best Results / Lowest Noise



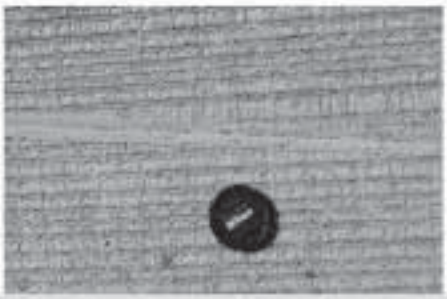
Australian Transverse Tining Spec

- **Random Tine Spacing** – widest 19mm w/ average 12mm pattern - repeats every 250mm.
  - **Depth of Tine** – 1mm
  - **Width of Tine** – 3mm
  - **Texture in one direction only proved to be quieter**

Resulting Transverse Macrotexture and Longitudinally Oriented Microtexture – Note Excavated Grout Balls (not stone)



Resulting Australian Surface Texture – 3mm wide Saw Cut with Silicone Sealant



Proper Tining

- Uniformly Concrete provides a perfectly uniform surface resulting in minimal texture variability = smooth pavement = low noise pavement = uniform skid resistance

Concrete Quality – Australian Experience

Smoothness – mean + std. deviation (NAASRA mean) as measured by an RoLine Laser on light weight profiler using IRI

> 49 – Must Grind into spec

42 – No bonus / no correction or deduction

< 35 – Full bonus

Jobsite currently averaging 25 (best in Australia) earning Thiess full smoothness bonus.

Best Theiss smoothness average in the past – other projects in the low 40s. Best day ever before was a 33.

Concrete Quality – Australian Experience

Compressive Strength (Spec) – CV = std. dev. / mean M302 Mix (290 kg cement / 60 kg fly ash) 35 MPa Min. Spec. on Compressive Strength (28 Day)

- Two G&Z SCP6 Plants w/ 6m3 Twin Shaft Mixer (60 s mix time) mean = 52.2 MPa / std. dev. 2.75 / Min. Strength = 42.3 MPa / CV = 5.3%. Peek plant output (each) 240 m3/hr
- One Plant w/ 6m3 SGME Split Drum Mixer (90 s mix time) mean = 51.1 MPa / std. dev. 3.70 / Min. Strength = 38.3 MPa / CV = 7.3%. Peek plant output 150 m3/hr

100% bonus paid for CV < 6.5%. Thiess has earned full uniformity bonus

Concrete Quality – Australian Experience

Noise - Measure with by a microphone located 7.5m away from a vehicle travelling 100 km/hr – ***Did not use OBSI measurement***

- Theiss ran two tests 200 m apart with transverse tining – 1 mm tine depth 80.4 dBA and 82.5 with deeper tine.
- Australia designated Low Noise Pavements

  SMA – 77.7 dBA after completion and 82.4 two years after completion

  Diamond Grinding – (only 180 blades / m) 84.6 dBA then 83.9 dBA after knocking down fins

  Exposed Aggregate (max. 10mm stone) 81 dBA

Conclusion – How to Achieve High Quality Concrete Pavements

- Set aside attractive and meaningful incentives to do it right in each contract! Projects with incentives have fewer claims.
- Suggest 1.5 to 2% of the contract value for maximum incentive. Make at least 75 to 80% of the incentive related to concrete quality, uniformity and smoothness.
- The contractor who doesn't seek quality and maximize his incentive will need to change / improve quality or they won't be able to compete.

Conclusion – How to Achieve High Quality Concrete Pavements

- Add a std deviation factor to your smoothness spec and keep it incentive based. Mean (lots per day) + Std. Dev.

  Goal is to have lower std. dev. on the smoothness rewarding uniform results.
- Add an incentive based CV specification on compressive strength to insure concrete uniformity within each

Conclusion – How to Achieve High Quality Concrete Pavements

- Audit what your contractors are currently doing, gradually raise the bar but offer meaningful incentives so the good quality contractors will buy new technology, better materials and innovate to maximize their incentive dollars.
- Don't be afraid to incentivize the contractors. Contracting is perfectly competitive.
- Seeking maximum incentive dollars will drive quality but eventually with contractor gain confidence and competition will force a portion of the incentive to be "put on the table" (by the contractor) to insure they get the work.

Conclusion – How to Achieve High Quality Concrete Pavements

- Design and specify for success!
- DOT and industry need to work together to improve the design specifications to achieve high quality concrete pavements. Do this at the design stage.
- Allow innovative new technology that meets your end result specification. Contractor should be required to reasonably demonstrate the new technologies ability to meet or exceed the spec.

Special Thanks!

Rob Rasmussen, PhD, PE
Transtec Group, Inc.
6111 Balcones Drive
Austin, TX 78731 U.S.A.
Office (512) 451-6233
www.thetranstecgroup.com

Thank You for you Attention!

All rights to reproduce any part of this presentation are at the sole discretion of Guntert & Zimmerman Const. Div., Inc.

For additional information contact the Administrative Department at:
222 E. Fourth St. Ripon, CA 95366 USA
Phone (209) 599-0066 Fax (209) 599-2021
Email gz@guntert.com
Web www.guntert.com

Jak docílit vysoké kvality betonových vozovek

Dipl. Ing. Andreas Moser
Director of Business Development-International,
Guntert&Zimmerman Const. Div., Inc., Belgium

VÝROBA VYSOCE KVALITNÍCH BETONOVÝCH VOZOVEK

Přednáška:
Andreas Moser, Dipl. Ing.
Ředitel mezinárodního rozvoje prodeje
Guntert & Zimmerman
Ripon, CA U.S.A.

Jaké jsou vlastnosti "vysoce kvalitních" betonových vozovek

- **Odolnost (dlouhá trvanlivost)**
- **Hladkost (rovinatost)**
- **Nízká hlučnost**
- **Protismykové vlastnosti (podmínka bezpečnosti za sucha i mokra)**

Jak dosahujeme "vysoce kvalitních" vozovek pro motoristickou veřejnost

- **Vnímání veřejnosti je rozhodující !**
- Jestliže motorista vnímá vozovku jako hladkou a málo hlučnou, pak je **"vysoce kvalitní" ... Zákazník má vždy pravdu!**
- Naší prací jako inženýrů a dodavatelů je zabezpečit odolné betonové vozovky s dostatečnými protismykovými vlastnostmi.

Jak dosáhneme "spolehlivých" vozovek pro motoristickou veřejnost

- Faktory ovlivňující hladký povrch a nízkou hlučnost betonových vozovek jsou stejné jako ty, které ovlivňují její trvanlivost a protismykové vlastnosti.
- Zaměření této prezentace je na **faktory, které ovlivňují hladkost povrchu a nízkou hlučnost na betonových vozovkách s ohledem na praxi v silniční výstavbě.**

Rovnost



Rovnost

- Rovný cementobetonový kryt je v Kalifornii z pochopitelných důvodů specifikovaným cílem již 50 let.
- Hladké betonové vozovky jsou příjemné nejen pro motoristy, ale z technického hlediska **hladké povrchy vozovek snižují dynamické zatížení, čímž prodlužují životnost vozovky.**
- Co je považováno za hladký povrch a **jak rychle měřit hladkost při dobré opakovatelnosti** bývalo vždy výzvou.

Rovnost

- Průlom přišel v roce 1956, kdy již zesnulý Jim Cox, laboratorní technik z California Department of Transportation, vyvinul "California Profilograph", který poskytl možnost opakovaného měření a rychlého sběru dat o hladkosti vozovky.

Rovnost

Prototyp California Profilograph - 1956



Lehký profilometr – Dnes nejběžnější způsob pro získávání údajů o rovnosti

- Příklad "Light Weight Profiler" (IRI filtered) vybavený laserem





Malá hlučnost - úvod

- The Transtec Group, Austin, Texas USA provedla velmi rozsáhlý a spolehlivý výzkum. V USA a Evropě shromáždila významná data o vztahu a korelaci mezi povrchem a hlukem na betonových vozovkách.

Malá hlučnost - úvod

- Studie Transtec došly k závěru, že **"správně provedené"** broušení diamantovými kotouči, finální tažená úprava, podélné a řádně provedené příčné drážkování, to vše může zajistit malou hlučnost vozovek.
- Tyto tradiční povrchové textury mohou být stejně tiché nebo tišší než povrchy s vymývaným betonem.
- Přijatelná hladina hlučnosti pro motoristy je považována v rozmezí 99 – 104 dBA (dle měření OBSI měřidel)
- Za nepřijatelnou hlučnost je považována >104 dBA.

Testování textury: Jak se měří hlučnost Jedním ze způsobů je OBSI (On-Board Sound Intensity)



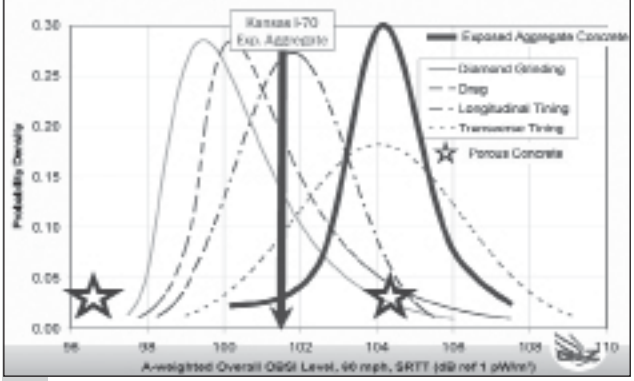


AASHTO TP 76

Souhrn OBSI Katalog Hlučnosti - Beton

- Transtec zjistil a katalogizoval údaje o hlučnosti při použití stejné metody OBSI na stovkách projektů po celých Spojených Státech a v Západní Evropě na různých druzích vozovek.
- Pro každý druh vozovky Transtec shledal, že existuje široký rozsah úrovní hlučnosti

OBSI Katalog hluku Shrnutí - Beton



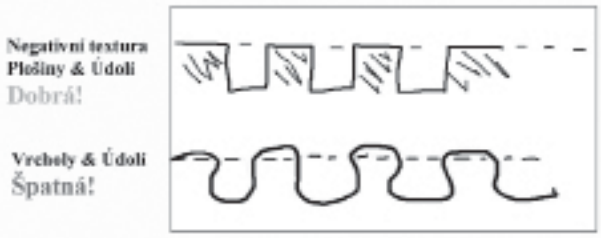
Australanům se to povedlo!
C2HC Alliance / Pacific Highway – úsek Coopernook – Herons Creek



Co hluk způsobuje?
Z pohledu laika…



Co hluk způsobuje?
Z pohledu laika…



Co hluk způsobuje?
Z pohledu laika…

- Hluk při přejezdu spar přispívá k hluku vozovky a může ho zvýšit až o 2 - 3 dBA a více.
- Hluk na sparách ovlivňuje:
  - šířka spáry
  - stav spáry(odprýsknutí)
  - poruchy
  - stav a hloubka těsnění spár

Pro podrobnější informace



Tire-Pavement Noise 101

Stažено z www.TCPSC.com/LittleBookQuietPavements.pdf

Zásady provádění textury – Doporučená četba



- "Jak" příručka pro navrhování a výrobu tišších betonových vozovek.
- Seznam všech běžných textur betonových vozovek
- Jednoduchý a praktický návod

Download from www.CPTechCenter.org

Nízká hlučnost - Závěr

- Cílem je vyrobit každý metr čtvereční homogenního betonového povrchu tak, aby drážky byly rovnoměrně hluboké a nenarušovaly hotový povrch.
- Potřebujeme lepší homogenitu betonu, abychom vyloučili místa s odlišnou konzistencí, přebytečnou povrchovou maltu a segregaci betonu… toto všechno jsou faktory způsobující variabilitu textury.
- **Tyto faktory přispívají k variabilitě textury a také mají negativní vliv na rovnost vozovky a odolnost betonu.**

Australanům se to povedlo!
C2HC Alliance / Pacific Highway – úsek Coopernook – Herons Creek



Pacific Highway – úsek Coopernook – Herons Creek – O Projektu

- Cena projektu – AU$ 470 milionů
- Dodavatel: Thiess Pty Ltd (Leighton Holding Group)
- Projektant: Parsons Brinckerhoff
- Investor: RTA (NSW Road &Traffic Authority)
- Délka projektu 32.7 km. 46.5 km dvouproudové vozovky
- **Nevyztužený** beton tl. 260mm a podklad z hubeného betonu tl.150mm – kotvy v podélných spárách
- Pokládka byla zahájena na konci 2008 a bude dokončena na konci 2010

Bonusy za dodržení vlastností betonu – Australské zkušenosti

RTA dala 1,5% hodnoty zakázky stranou pro bonusy. 75% bonusu souvisí s kvalitou a rovnosti betonu:

- **Rovnost –** průměr + stř. odchylka (30% ze 75%)
- Rovnoměrnost pevnosti betonu – CV = stř. odchylka / průměr pevnost v tlaku
- **Objemová hmotnost** – Pevnost v tlaku na vývrtech vs. objemová hmotnost in-situ
- **Trhliny** – Počet desek s trhlinou/ počet desek

Bonusy za dodržení vlastností betonu – Australské zkušenosti

Zbývajících 25% celkového bonusu bylo založeno na:

- Nehodách na staveništi
- Dodání projektu

RTA má zkušenost, že projekty s bonusy mají nižší počet reklamací než projekty bez bonusů. Většina prací bez bonusů mají reklamace vyšší než 1,5% hodnoty zakázky

Bonusy za dodržení vlastností betonu – Australské zkušenosti

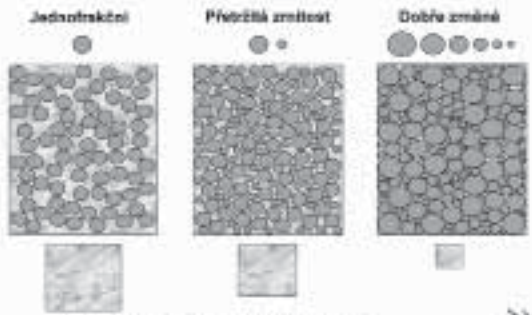
- Austrálie má bonus pro podporu homogenity betonu měřené sběrem součinitele variability (CV) v pevnosti v tlaku (CV=stř. odchylka/průměr)
- Jejich logikou je, čím nižší CV, tím vyšší homogenita betonu, což znamená odolnější beton a nižší variabilita textury
- Na tomto projektu prokázali, že vyšší rovnoměrnost betonu se také promítá do lepší rovnosti vozovky a nižší hlučnosti.

Thiess se zaměřil na odstranění faktorů zhoršující homoggenitu betonu

Thiess kontroloval proces:

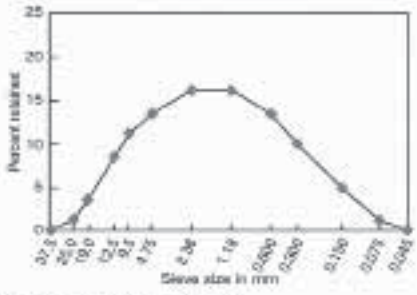
1. Optimalizoval křivku zrnitosti kameniva
2. Dodržel rozdělení zrnitosti na kombinovaných směsích u jednotlivých velikostí sít v úzkém rozmezí, +/- 5% u hrubých kameniv, a méně na středních velikostech kameniva a písku
3. Dodával drcené kamenivo, které mělo dobrý tvarový index, bylo čisté a rovnoměrné
4. Dodržoval řádné řízení skládek, aby omezil segregaci na směsích kameniva jednotlivých sít a jejich kontaminaci

Dobrá zrnitost směsi kameniva



Použití kameniva a směsí do betonu (ref. Frank Morlon, Portland Cement Association, Skokie, IL.

Spojitá křivka zrnitosti – Dobrá zrnitost "Shilstone Křivka"



Návrh a kontrola betonové směsi. Portland Cement Association, Skokie, IL, 2001

Kamenivo s dobrou křivkou zrnitosti

- Množství malty (cement + voda) musí být dostačující k vyplnění mezer a přitom byla zachována určitá zpracovatelnost
- Kamenivo s dobrou křivkou zrnitostí značně snižuje riziko segregace betonu
- Minimalizovat dutiny (spojitá křivka zrnitosti), aby se minimalizovala malta a tím obsah cementu pro větší pevnost a pro
  - Snížení nákladů
  - Snížení nárůstu teploty
  - Snížení smrštění
  - Snížení propustnosti , aby se zabránilo vlivu síranů a solí
  - Snížení rizika odtrokení spár

Drcené středně zrnité kamenivo bez kamenného prachu a čistý rovnoměrný písek



Oddělené skládky s dělícími stěnami. Nekuželové skládkování



Thiess se zaměřil na odstranění faktorů zhoršující homogenitu betonu

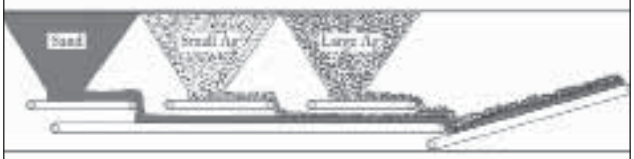
Thiess kontroloval proces:

1. Použil několik zásobníků a vážil každý jednotlivý materiál, aby udržel rovnoměrnou zmitost směsi a také omezil segregaci.
2. Zásobníky navržené pro zabránění křížové kontaminace mezi kontejnery.
3. U každé várky přesně vážil kameniva. Přesnost vážení písku byla v průměru+/- 0,2%. Přesnost vážení hrubého kameniva byla v průměru +/- 0,4 až 0,5%.
4. Kameniva byla promíchaná před vložením do míchačky.

Více zásobníků / Přesné vážení / Přesné promíchání



Přesné vážení a promíchání kameniva na sandwichovou vrstvu



Před smísené kamenivo – zaváděné do míchačky



Thiess se zaměřil na odstranění faktorů zhoršující rovnoměrnost betonu

Thiess kontroloval proces:

1. Popílek a cement se dávkovaly a vážily jednotlivě
2. Přesnost vážení cementu – v průměru +0% a – 0,5%
3. Rychlost vypouštění cementu a popílku byla řízena, aby odpovídala dávkování kameniva a dávka byla vypouštěna přímo na proud kameniva pro předmíchání.
4. Voda a přísady byly dávkovány na celý povrch míchačky pro předmíchání.

Míchání cementu a popílku do předmíchaného kameniva



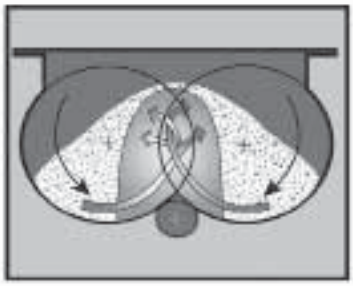
Dávkování vody v celé ploše povrchu míchačky



Míchání betonu ve dvouhřídelové míchačce



Dvouhřídelové míchačky jsou ve světě nejefektivnější míchačky pro velké velikosti záměsi.



Vypouštění vysoce homogenního betonu



Homogenita betonu – Dva typy

- **Homogenita – v rámci každé betonové záměsi:** Předmíchání a důkladné a úplné promíchání všech dávkovaných složek dostatečně dlouho pro dosažení homogenní hmoty
- **Rovnoměrnost – jednotlivých záměsí:** Přesné vážení a řízení konzistence. Řízené konzistence je dosaženo správným řízením skládek, přesným vážením všech složek směsi, použitím čistého stejnoměrného písku a kameniv, senzorů vlhkosti v zásobnících, moderním řízením provozu, dobrou míchačkou a dobrým operátorem.

Thiess se zaměřil na odstranění faktorů zhoršující rovnoměrnost betonu

Thiess kontroloval proces:

1. Dodal homogenní beton k finišeru při zpracovatelné konzistenci udržované v úzkém rozmezí.
2. Kontinuálně dodával beton před finišer tak, aby nikdy nemusel zastavit a umožnil finišeru pokládat stálou rychlostí.
3. Beton byl rovnoměrně předem rozhrnutý před finišerem pro snazší kontrolu tloušťky vrstvy betonu nad ponornými vibrátory.

Přesně předem rozhrnutý beton zjednodušuje udržení rovnoměrné vrstvy betonu nad vibrátory





Thiess se zaměřil na odstranění faktorů zhoršující homogenitu betonu

Thiess kontroloval proces:

1. Zvolil finišer dostatečné váhy a tuhosti, aby odolal hydraulickým tlakům betonu, nastavený podle doporučení výrobce
2. Finišer měl přesný a proporcionální výškový a horizontální řídicí systém sledující přesně nastavené vodicí lanka.
3. Finišer jel po pevném strojně položeném nebo vyrovnaném povrchu, aby omezil nutnost výškových úprav.
4. Finišer byl vybaven nástrojem pro rovnoměrnou úpravu povrchové malty a pro zamezení ruční úpravy povrchu nebo hran.

Pásy finišeru na strojně položeném povrchu



Rovnoměrná rovnost povrchu – bez ruční úpravy povrchu



1,2m široká tažená hladicí pánev s bedněním hrany a taženou jutou



Výsledná podélně orientovaná mikrotextúra taženou jutou

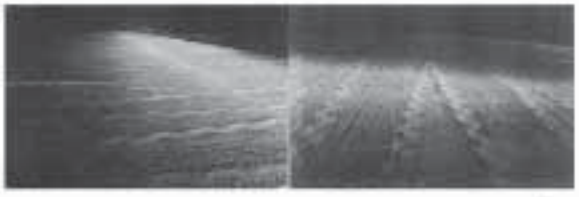


POZOR! Stroje pro povrchovou úpravu mohou negativně narušit rovnoměrnost povrchové malty, čímž naruší rovnost a zvýší variabilitu textury





POZOR! Výsledná struktura zanechaná v zatvrdlém povrchu betonu super smootherem nepříznivě ovlivňuje rovnost vozovek, kvalitu textury, odolnost a hlučnost.



Tažená pánev vytvoří rovnoměrný betonový povrch



Vysoce kvalitní texturovací stroj při aplikaci rovnoměrné příčné textury



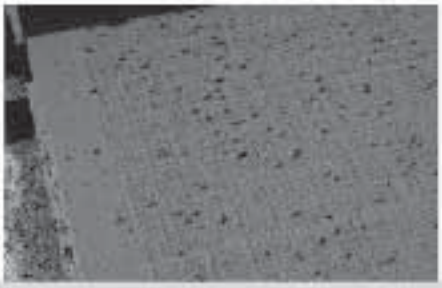
3m široké příčné drážkovací hrábě – jednosměrné drážkování pro nejlepší výsledky / nejnižší hlučnost



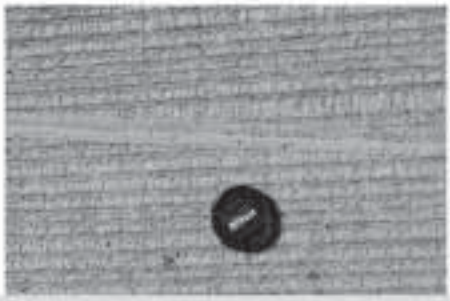
Specifikace australského příčného drážkování

- **Nahodilé rozestupy –** nejširší 19mm, v průměru 12mm vzor – opakovaný každých 250mm.
- **Hloubka drážky** – 1mm
- **Šířka drážky** – 3mm
- **Jednosměrné drážkování se prokázalo být tišší**

Výsledná příčná makrotextura a podélně orientovaná mikrotextura – všimněte si vyškrábl ých kuliček malty (toto není kamenivo)



Výsledná povrchová struktura v Austrálii – 3mm široký řez spáry se silikonovou zálivkou



Správné drážkování

- Rovnoměrný beton poskytuje perfektně rovnoměrný povrch s minimální variabilitou textury = rovná vozovka = tiché vozovka = rovnoměrné protismykové vlastnosti

Kvalita betonu – Australské zkušenosti

- **Rovnost –** průměr + stř. odchylka (NAASRA průměr) podle měření RoLine laserem na lehkém profilografu s použitím IRI
  - > 49 – musí zbrousit dle technických předpisů
  - 42 – žádný bonus / bez opravy nebo srážky
  - < 35 – plný bonus

  Na stavbách v současné době vychází v průměru 25 (nejlepší v Austrálii) a Thiess dostává plný bonus za rovnost. Nejlepší rovnost firmyTheiss v minulosti – celkově nejlepší 33, ale i další projekty nižší než 40.

Kvalita betonu – Australské zkušenosti

- **Pevnost v tlaku** – CV = stř. odchylka / průměr
  M302 Mix (290 kg cement / 60 kg popílku)
  35 MPa min. předepsaná pevnost v tlaku (28 dní)
- Dvě betonárny G&Z SCP6 s 6m3 dvou hřídelovou míchačkou (60 s doba míchání) průměr = 52.2 MPa / stř. odchylka 2.75 / min. pevnost = 42.3 MPa / CV = 5.3%. Maximální produkce betonárny (každá) 240 m3/h
- Jedna betonárna s 6m3 SGME s dělenou bubnovou míchačkou (90 s doba míchání) průměr = 51.1 MPa / stř. odchylka 3.70 / min. pevnost = 38.3 MPa / CV = 7.3%. Maximální produkce betonárny 150 m3/h
- Získaným 100% bonusem za CV < 6.5%. Thiess získal plný bonus za homogenitu

Kvalita betonu – Australské zkušenosti

- **Hluk** – měřen mikrofonem umístěným 7,5m od vozidla jedoucím 100 km/h – **nepoužilo se OBSI měření**
- Theiss provedl dvě zkoušky 200 m od sebe na příčném drážkování / 1mm hluboká drážka 80,4 dB a 82,5 na hlubších drážkách.
- Austrálie předepsala nízkou hlučnost vozovek
  SMA – 77,7 dB po ukončení a 82,4 dva roky po dokončení
  Broušení diamantem – (pouze 180 kotoučů / m) 84.6 dB pak 83,9 dB po zbroušení výstupků
  Vymývané kamenivo (max. 10mm zrno kameniva) 81 dB

Závěr – Jak na vysoce kvalitní betonové vozovky

- Nastavte atraktivní a smysluplné bonusy, aby byl každý projekt proveden správně! Projekty s bonusy mají méně reklamací.
- Doporučte 1,5 až 2% ceny zakázky jako maximální bonus. Určete nejméně 75 až 80% bonusu kvalitou betonu, dodržením vlastností a rovnosti.
- Dodavatel, který není motivovaný kvalitou a nechce maximalizovat svůj bonus se bude muset změnit / zlepšit svou kvalitu, nebo se stane nekonkurenceschopný.

Závěr – Jak na vysoce kvalitní betonové vozovky

- Přidejte faktor stř. odchylky do svých specifikací rovnosti a nastavte jej jako základ pro bonus. Cílem je mít nižší střední odchylku v rovnosti s vazbou na odměnu za rovnoměrné výsledky.
- Přidejte motivační CV specifikaci pevnosti v tlaku pro zajištění dobré homogenity betonu u každé záměsi pro omezení variability textury.

Závěr – Jak dosáhnout vysoce kvalitních cementobetonových krytů

- Kontrolujte co vaši dodavatelé právě dělají, postupně zvedejte laťku, ale nabídněte smysluplné bonusy, aby dobří kvalitní dodavatelé nakupovali novou technologii, lepší materiály a inovovali pro maximalizaci svých bonusů.
- Nebojte se nastavit bonusovou strukturu pro dodavatele.
- Snaha o maximalizaci bonusů požene kvalitu vpřed a nakonec dodavatel získá sebevědomí. Konkurence si vynutí, aby dodavatel kalkuloval s částí bonusu a tím si zakázku zajistil.

Závěr – Jak dosáhnout vysoce kvalitních cementobetonových krytů

- Navrhujte a specifikujte pro úspěch!
- Dodavatelé technologií a odvětví musí spolupracovat ve vylepšování specifikací projektu pro dosažení vysoce kvalitních betonových krytů. Toto dělejte v projekční etapě.
- Umožněte novou inovativní technologii, která splní vaše konečné specifikace. Dodavatel by měl rozumně představit jak nová technologie splní nebo překoná specifikaci.

Poděkování!

Rob Rasmussen, PhD, PE
Transtec Group, Inc.
6111 Balcones Drive
Austin, TX 78731 U.S.A.
Office (512) 451-6233
www.thetransteegroup.com

Děkujeme za Vaši pozornost

All rights to reproduce any part of this presentation are at the sole discretion of Guntert & Zimmerman Const. Div., Inc.
For additional information contact the Administrative Department at:
222 E. Fourth St. Ripon, CA 95366 USA
Phone (209) 599-0066 Fax (209) 599-2021
Email gz@guntert.com
Web www.guntert.com

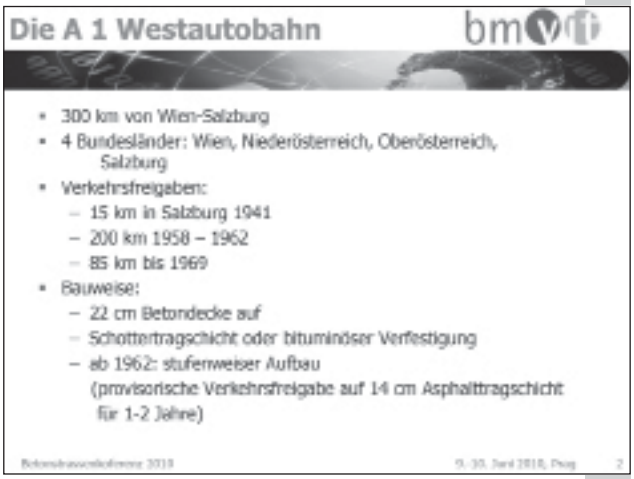
3. blok:
Vlastnosti, diagnostiika a opravy

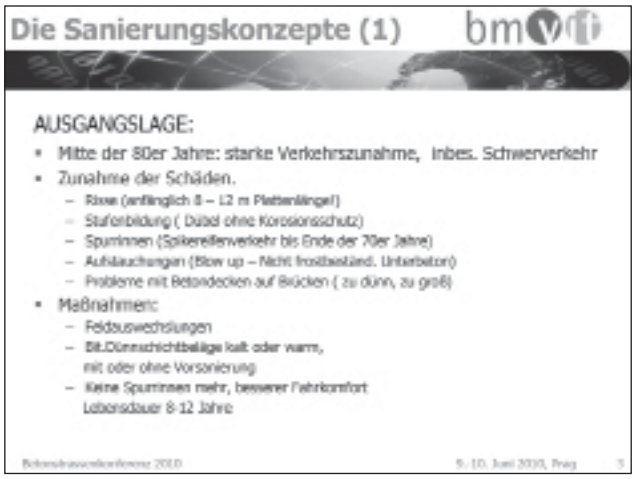


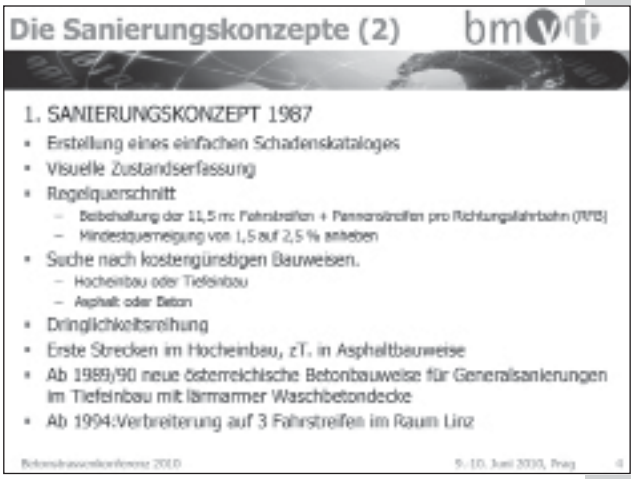
Erneuerung der A1 Westautobahn in Österreich

Dipl.-Ing. Dr. Tech. Günter Breyer
Bundesministerium für Verkehr,
Innovation und Technologie, Österreich

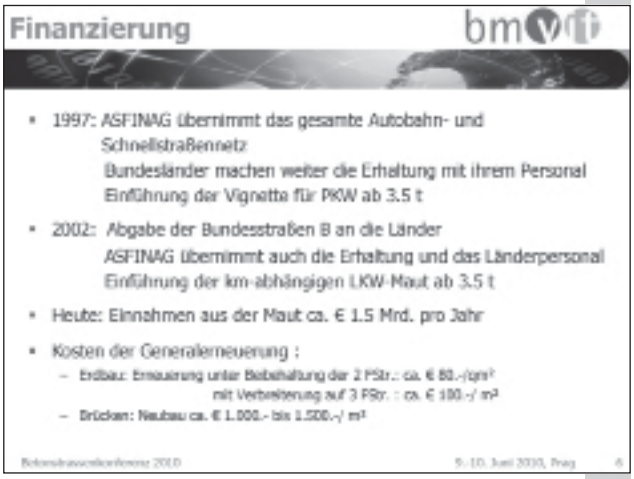












Querschnitte, Leistungsfähigkeit

- Verkehr:
  - 1988: DTV 20 – 40.000 SV 3.000
  - 1995: DTV 30 – 60.000 SV 5 – 7.000
  - 2008: schwach DTV 40 – 50.000 SV 5.000
    - mittel DTV 50 – 60.000 SV 10.000
    - hoch DTV 80 – 100.000 SV 13.000
- Leistungsfähigkeit für 2 FStr.: DTV 60 – 70.000
  - bei hohem DTV und LKW-Anteil evtl. die Verkehrsgeschwindigkeit auf 80 km/h
- Querschnitte:
  - Bis 1994: Erneuerung 1:1 mit 11.50 m
  - Ab 2004: Verbreiterung aus 3 FStr. im Raum Linz
  - Ab 1998: 2-streifige Strecken mit 12.25 m Breite (Pannenstreifen voll verbaut)
  - Ab 2002: 85% werden auf 3 FStr. verbreitert (mind. 14.5 m)
- Querneigung:
  - Mindestquerneigung von 1.5 auf 2.5% angehoben
  - Verkehrte Querneigung ab R = 2.000 m

Verkehrssicherheit

- Baustellensicherheit
  - Schutz der Verkehrsteilnehmer
  - Schutz der Arbeiter im Baustellenbereich
- Einrichtung von Gegenverkehrsabschnitten
  - Leistungsfähigkeit:
    - 2+0 bis 500 Kfz/h und Richtung, d.h. DTV max. 10 – 15.000
    - 4+0 bis 3.000 Kfz/h und Richtung, d.h. DTV max. 60.000
  - Sicherheit:
    - Mittelrennung im Gegenverkehr H 1
    - Ratzdorf mind. 12.25 m
    - Überleitungsbereich H 2 – H 3
- Aufrüstung der Rückhalteeinrichtungen (EN 1317)
  - Mittelrennung H 3
  - Rand normale Strecke H 1
    - auf Brücken H 2 – H 3
  - Absicherung randnaher Hindernisse H 3
    (Brückenpfeiler, Wegweiserbrücken, Mautbalken...)

Betonbauweise für Generalsanierungen

- Zielvorgaben:
  - Sämtliche Ausbaumaterialien in Baulos wiederverwenden
  - Einsparung bei Material- und Deponieressourcen
  - Entlastung des Sekundärstraßennetzes
  - > ökologische und wirtschaftliche Bauweise
- Regelbauweise (seit 1989/90):
  - Abfräsen dünnerer Asphaltüberbauten
  - Zerbrummen der alten Decke mit Fallschwert
  - Brechen des Altbetons auf 0 / 32
  - Ausschneiden von Stahleinlagen und Holz
  - Sieben 0/4 4/8 8/16 16/32
  - Material 0/4 zur Verbesserung der Zementstabilisierung (mixed in place)
  - Material > 4 mm waschen und für Unterbeton
  - Asphaltreste bis 15% im Unterbeton möglich

Spezialprobleme

- Alte Baumischtragschichten mit Teer
- Problem:
  - Decken im Raum Linz (erbaut Ende der 50er Jahre) wurden auf ca. 10 cm dicken teerstabilisierten Tragschichten errichtet
  - Mit Phenolen und PAK
  - Eluatklasse EK III
- Lösung:
  - Zementstabilisierung mit mind. 90 kg Zement / m³
- Kontaminationsspitzen:
  - Bis zum 200-fachen des Grenzwertes
  - Zusätzlich Naphtalin
  - > „Sondermüll" - Abtransport und Verbrennen und Spezialanlagen???
- Lösung:
  - Zuerst mit Zement und Bitumenemulsion (heute)
  - Ab 1997: Entwicklung eines Spezialelements mit absorbierender Wirkung („Schadstofffilnder")

Zusammenfassung

- Fertigstellung der Generalsanierung der A1 Westautobahn bis 2014
- 20 Jahre Erfahrung mit der Recyclingbauweise und lärmmindernden Waschbetondecken
- Seither wurden auch zahlreiche andere Betondeckenabschnitte in dieser Bauweise erneuert
- Neue Probleme ergaben sich mit alkali-silica-reaktiven Altbetondecken
- Die Bauweise wird laufend ökologisch und wirtschaftlich optimiert

Rekonstrukce dálnice A1 v Rakousku

Dipl.-Ing. Dr. Tech. Günter Breyer
Bundesministerium für Verkehr,
Innovation und Technologie, Rakousko

Rekonstrukce A1 Westautobahn v Rakousku

DI Dr. Günter Breyer

Spolkové ministerstvo pro dopravu, inovaci a technologie

Betonové komunikace 2010 9.–10. června 2010, Praha 1

A1 Westautobahn

- 300 km mezi Vídní a Salzburgem
- 4 spolkové země: Vídeň, Dolní Rakousko, Horní Rakousko, Salzburg
- Uvedení do provozu:
  - 15 km v Salzburgu 1941
  - 200 km 1958 – 1962
  - 85 km do 1969
- Konstrukce:
  - 22 cm cementobetonový kryt na
  - nestmeleném podkladu (MZK) nebo asfaltovém podkladu
  - od roku 1962 výstavba po etapách
    (provizorní uvedení do provozu na 14 cm asfaltovém podkladu na dobu 1-2 roky)

Betonové komunikace 2010 9.–10. června 2010, Praha 2

Návrh rekonstrukce (1)

VÝCHOZÍ STAV:

- V polovině 80. let: silný nárůst dopravy, zejména těžké dopravy
- Nárůst poruch:
  - Trhliny (spočítáno 8 - 12 m dlouhé desky!)
  - Tvorba stupňů na spárách (hrny bez ochrany před korozí)
  - Kolaps (pneumatiky s ocelovými hroty používány do konce 70. let)
  - Odprýskání (Blow up - spodní beton nebyl odolný proti mrazu)
  - Problém s cementobetonovým krytem na mostech (příliš tenký, příliš velké desky)
- Opatření:
  - Výměny pull
  - Překrytí asfaltovými tenkými vrstvami za studena nebo za tepla, v nebo bez předchozích oprav
  - Žádné další kolaps, kpáří kontakt, jízdy
    Životnost 8-12 let

Betonové komunikace 2010 9.–10. června 2010, Praha 3

Návrh rekonstrukce (2)

1. NÁVRH REKONSTRUKCE 1987

- Vytvoření jednoduchého katalogu poruch
- Vizuální identifikace stavu
- Vzorový příčný řez
  - Zachování 11,5 m: jízdní pruhy + odstavný pruh v každém jízdním pásu
  - Minimální příčný sklon zvýšen z 1,5 na 2,5%
- Hledání cenově výhodných technologií.
  - Překrytí stávajícího krytu nebo vybourání porušeného krytu a pokládka nového
  - Asfalt nebo beton
- Seřazení podle naléhavosti
- První úseky s asfaltovým překrytím
- Od 1989/90 nové rakouské technologie pro generální rekonstrukce; po vybourání porušeného krytu pokládka nového krytu s nehlučným vymývaným povrchem
- Od 1994: Rozšíření na 3 jízdní pruhy v oblasti Linze.

Betonové komunikace 2010 9.–10. června 2010, Praha 4

Návrh rekonstrukce (3)

2. NÁVRH REKONSTRUKCE 1998

- Pod vedení ASFINAG
- Silný nárůst provozu
- Rozšíření na 3 jízdní pruhy
- Nová podrobnější identifikace stavu krytu
  - Pomocí Roadstar (protismykové vlastnosti, koleje, rovnost)
  - Identifikace poruch pomocí videa
- Koordinace se sanací mostů (novostavby)
- Odhad nákladů: cca 0,5 miliard € (1998) na 400 km

Betonové komunikace 2010 9.–10. června 2010, Praha 5

Financování

- 1997: ASFINAG převzalo veškerá dálniční a rychlostní komunikace
  Spolkové kraje nadále prováděl údržbu vlastními pracovníky
  Zavedení známek pro vozidla nad 3,5 t
- 2002: Převedení spolkových silnic třídy B na kraje
  ASFINAG převzal také údržbu a pracovníky krajů
  Zavedení mýtného podle km pro vozidla nad 3,5 t
- Dnes: Příjmy z mýtného cca 1,5 miliard € ročně
- Náklady na celkovou rekonstrukci:
  - Trasa: Rekonstrukce při zachování 2 jízdních pruhů: cca 80.- €/m²
    s rozšířením na 3 jízdní pruhy: cca 100.- €/m²
  - Mosty: Novostavba cca 1.000.- až 1.500.- €/m²

Betonové komunikace 2010 9.–10. června 2010, Praha 6

Příčné řezy, provozuschopnost

- Provoz:
  - 1968: Ø denní intenzita 20 - 40.000, špičková hod. intenzita 3.000
  - 1995: Ø denní intenzita 30 – 60.000, špičková hod. intenzita 5 – 7.000
  - 2008: slabý Ø denní intenzita 40 – 90.000, špičková hod. intenzita 5.000
    střední Ø denní intenzita 50 – 60.000, špičková hod. intenzita 10.000
    vysoký Ø denní intenzita 80 – 100.000, špičková hod. intenzita 13.000
- Provozuschopnost 2 jízdních pruhů: Ø denní intenzita 60 – 70.000
  při vysoké Ø denní intenzitě a vysokém podílu kamionů klesá rychlost provozu na 80 km/h
- Příčné řezy:
  - Do 1994: Rekonstrukce 1:1 šířka 11,50 m
  - Od 1994: Rozšíření na 3 jízdní pruhy v oblasti Linze
  - Od 1998: Trasy s 2 jízdními pruhy a šířkou 12,25 m (odstavný pruh plně uvažen 1my)
  - Od 2002: 85% se rozšíří na 3 jízdní pruhy (min. 14,5 m)
- Příčný sklon:
  - Minimální příčný sklon zvýšen z 1,5 na 2,5%
  - Vlopení příčné sklon od R = 2.000 m

Bezpečnost provozu

- Bezpečnost staveniště
  - Ochrana účastníků silničního provozu
  - Ochrana pracovníků na staveništích
- Vytvoření protisměrných dopravních úseků
  - Provozuschopnost:
    - 2+0 do 500 vozidel/h a směr, tzn. Ø denní intenzita max. 10 – 15.000
    - 4+0 do 3 000 vozidel/h a směr, tzn. Ø denní intenzita max. 60.000
  - Bezpečnost:
    - Rozdělení při protisměrném provozu úroveň zadržení H 1
    - Potřebný prostor min. 12,25 m
    - Přechodová oblast úroveň zadržení H2 - H3
- Vybavení svodidly (EN 1317)
  - Rozdělení střídou úroveň zadržení H 3
  - Okraj běžné trasy úroveň zadržení H 1
    Na mostech úroveň zadržení H2 - H3
  - Zabezpečení překážek v blízkosti okrajů úroveň zadržení H 3
    (silniční mostů, konstrukce dopravních značek, mýtné brány...)

Technologie betonu pro celkovou rekonstrukci

- Zadaný cíl:
  - Využití při rekonstrukci veškerý vybouraný stavební materiál
  - Úspora materiálu a skladovacích prostor
  - Ušetření nákladným silničním vlivu
  - > Ekologická a ekonomická stavební technologie
- Vzorová stavební technologie (od 1989/90):
  - Odfrézují se tlusté asfaltové vrstvy
  - Rozbije se stará vozovka padacím kladivem
  - Starý beton se rozdrtí na frakci 0/32
  - Odstraní se ocelové prvky a dřevo
  - Získaný recyklát se rozdrtí na frakce 0/4, 4/8, 8/16, 16/32
  - Materiál 0/4 pro dosažení cementové stabilizace (nemíchané na místě)
  - Materiál > 4 mm je promyt a použit do spodního betonu
  - Možno přidat 15% vybouraných asfaltových směsí do spodního betonu

Zvláštní problémy

- Staré podkladní vrstvy s dehtem
- Problém:
  - Kryty v oblasti Linze (založené kolem 50. let) se pokládaly na cca 10 cm podkladní vrstvu stabilizovanou dehtem
  - Fenoly a PAK
  - Třída zátěžu EK III
- Řešení:
  - Cementová stabilizace s min. 80 kg cementu / m²
- Nejvyšší kontaminace:
  - Až 200 násobek mezních hodnot
  - Dodatečné naftalín
  - > „Zvláštní odpad" - Odvézt a spálit a zvláštní skládky ???
- Řešení:
  - Dříve cement a asfaltové emulze (drahé)
  - Od 1997: Vývoj speciálního cementu s absorpčními účinky ("absorbér škodlivin")

Závěr

- Dokončení celkové rekonstrukce A1 Westautobahn do 2014
- 20 let zkušeností s recyklací vybouraných cementobetonových krytů a pokládkou cementobetonových krytů s vymývaným povrchem s nízkou hlučností
- Od té doby se také mnoho ostatních úseků cementobetonových krytů vozovek rekonstruovalo touto technologií
- Objevují se nové problémy s alkalicko-křemičitou reakcí na starých cementobetonových krytech
- Stavební technologie se budou průběžně ekologicky a ekonomicky optimalizovat

Betonfahrbahnen auf Brücken im Verbund mit dem Tragwerk – Beurteilung des Interfaces

Compound concrete pavements on bridge structures – testing of the interface

DI Martin Peyerl
Forschungsinstitut der Vereinigung
der Österreichischen Zementindustrie
Reisnerstraße 53, A – 1030 Wien

Hohe Verkehrslasten bewirken immer stärkere Belastungen von Brückentragwerken sowie auf den gesamten Fahrbahnaufbau. Eine besondere Schwachstelle stellt hierbei die Brückenabdichtung dar, da diese in regelmäßigen Abständen erneuert werden muss. Zusätzlich kommt es aufgrund des meist relativ hohen Fahrbahnaufbaues bestehend aus Beton- oder Asphaltdecken zu einer zusätzlichen Eigengewichtsbelastung des Brückentragwerks.

Um auch in Zukunft bei Sanierung bzw. Neubau diesen erhöhten Anforderungen gewachsen zu sein, wurde ein neuer, dünnerer Aufbau für Betonfahrbahnen auf Brücken erstmalig untersucht. Dieses System besteht aus einer direkt auf das Tragwerk applizierten, hochelastischen Spritzabdichtung sowie einer darauf im Verbund aufgebrachten Betondecke mit Waschbetonstruktur. Durch Ausbildung eines entsprechenden Verbundes zwischen Tragwerk und Spritzabdichtung bzw. Spritzabdichtung und Betondecke ist eine Reduktion der Höhe des Fahrbahnaufbaues um bis zu 50 % möglich.

Für das Funktionieren dieser Konstruktion ist die Verbundwirkung zwischen hochelastischer Spritzabdichtung und Beton von wesentlicher Bedeutung. Die Charakterisierung des Verbundes erfolgte in Zusammenarbeit mit Prof. Tschegg von der Technischen Universität Wien durch Prüfung der Abreißfestigkeit sowie durch die Bestimmung der Materialkennwerte mit der Keilspaltmethode nach Tschegg.

Stand der Technik und Problemstellung

Die derzeitige Ausführung von Betondecken ist teilweise mit technischen Problemen behaftet. Aufgrund von temperaturbedingtem Schieben der Betondecke auf dem Asphaltuntergrund kommt es zur Rissbildung und zum Eindringen von Tausalzen in die hohlraumreiche Schutzschicht. Dies führt zur Zerstörung des Unterbaus und in Folge dessen zu weiteren Schäden an der Betondecke. Zusätzlich zeichnet sich der gemäß österreichischen Richtlinien derzeitig geforderte Fahrbahnaufbau mit einer Gesamthöhe von etwa 30 cm durch ein hohes Eigengewicht aus [1].

Um allen Anforderungen an die Oberfläche wie Dauerhaftigkeit, Griffigkeit zu erfüllen, wurde eine alternative, richtlinienkonforme Lösung für einen neuen Deckenaufbau auf Brücken gesucht. Der neue Aufbau soll sich durch eine Reduktion der Fahrbahnhöhe und damit durch geringeres Eigengewicht auszeichnen und soll somit als Alternative zur richtlinienkonformen Lösung für Betondecken auf Brücken, speziell für die Instandsetzung aber auch für den Neubau im hochrangigen Straßennetz, Verwendung finden.

Der aufgrund dieser Überlegungen in [2] untersuchte Fahrbahnaufbau besteht lediglich aus etwa einer 0,2 cm dicken, direkt auf die Fahrbahn applizierten Kunststoffabdichtung und einer etwa 16 cm starken Betondecke. Abbildung 1 zeigt einen herkömmlichen Aufbau von Betonfahrbahnen auf Brücken im Vergleich zu dem dargelegten, neuen, alternativen Aufbau. Mit diesem wesentlich dünneren Aufbau kann der gesamte Deckenaufbau der Brücke um etwa 14 cm bzw. die Auflast um etwa 3,4 kN/m² reduziert werden.

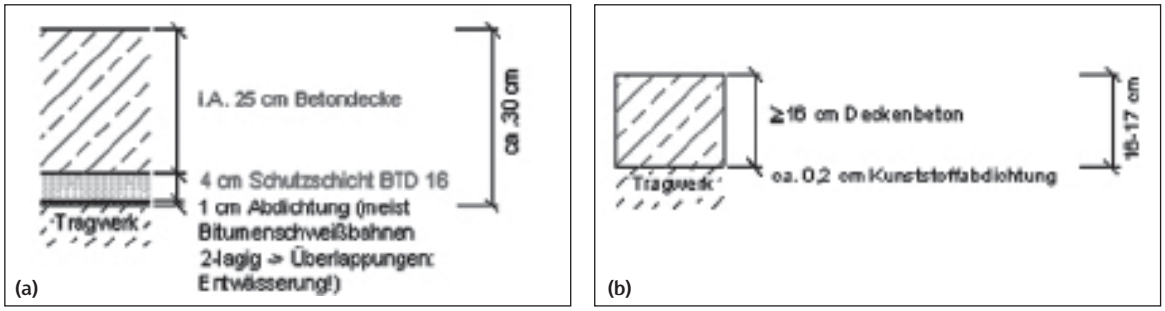


Abbildung 1: Deckenaufbau auf Brückentragwerken; (a) bisheriger Aufbau; (b) neuer Aufbau [2]

Flüssigkunststoffe zur Abdichtung von Brückentragwerken werden in Europa mit der Ausnahme von Großbritannien nicht sehr häufig angewandt. Aus diesem Grund ist zusätzliche Forschung zur Beseitigung von Wissenslücken bezüglich Materialeigenschaften, Anforderungen sowie Systemverhalten beim Einbau und während der Nutzung von entscheidender Bedeutung [3]. Erste Anwendungen von Brückenabdichtungen aus hochelastischen Kunststoffen sind in Österreich ab etwa 1980 bekannt. Probleme traten bei diesen Systemen auf, da die Verbundfestigkeit mit der Zeit abgenommen hat [4]. Weitere Untersuchungen bestätigten, dass eine sorgsame Untergrundvorbereitung wie Hochdruckwasserstrahlen essentiell für den Verbund der Abdichtung mit dem Beton ist [5, 6, 7].

Prüfprogramm und Prüfung von Werkstoffverbunden

Zur Untersuchung der Auswirkung unterschiedlicher Parameter auf die Verbundwirkung zwischen elastischer Spritzabdichtung und Beton wurden folgende Einflussparameter geprüft:

- Einfluss von unterschiedlichen Spritzabdichtungssystemen und der Oberflächenvorbereitung auf den Verbund.
- Einfluss von Frostwechselbeanspruchungszyklen auf den Verbund.

Als Kunststoffabdichtung kamen zwei unterschiedliche Systeme (System PUR und System PUMA) zum Einsatz, die nach Hochdruckwasserstrahlen und Aufbringen einer Grundierung auf dem Tragwerksbeton der Versuchskörper appliziert wurden. Nach der Herstellung eines Kraftschlusses durch Aufbringen eines Haftvermittlers und von Abstreumaterial erfolgte das Einbringen eines im Straßenbau üblichen Oberbetons.

Da die Verbundwirkung zwischen Spritzabdichtung und Tragwerk bzw. Betonfahrbahn für das Funktionieren dieser Konstruktion essentiell ist, wurde versuchstechnisch ein besonderes Augenmerk auf das Verbundverhalten dieser elastischen Spritzabdichtung gelegt. Zur Prüfung des Verbundverhaltens zweier Werkstoffe stehen unterschiedliche Prüfmethoden zur Verfügung. Die im Rahmen dieses Projektes durchgeführten Untersuchungen waren die Bestimmung der Abreißfestigkeit sowie die Prüfung des Verbundes mit der Keilspaltmethode nach Tschegg.

Bestimmung der Abreißfestigkeit

Das am weitesten verbreitete Verfahren zur Prüfung von Verbundeigenschaften ist die Prüfung der Abreißfestigkeit. Dieses ist zwar ein sehr einfaches Verfahren, die Verbundfestigkeit von unterschiedlichen Materialien zu bestimmen, jedoch wird bei dieser Prüfmethode nur die Maximalkraft als Kenngröße für die Festigkeit ermittelt.

Abbildung 2 beschreibt die Prüfung der Abreißfestigkeit im Baustellenversuch mit dem zugehörigen theoretischen Kraft–Rissöffnungsdiagramm [7]. Aufgrund des instabilen Risswachstums kann bei dieser Prüfmethode nur der maximale Festigkeitswert und keine Verformung gemessen werden, daher ist die Kraft–Rissöffnungskurve nur strichliert in Abbildung 2 dargestellt.

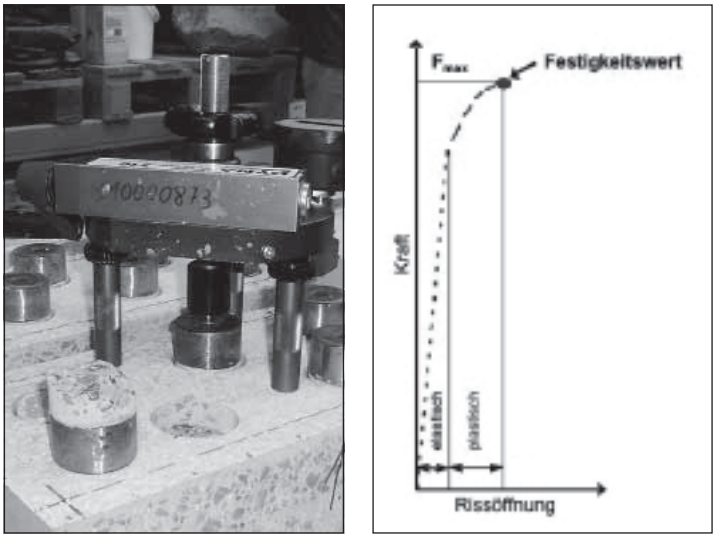


Abbildung 2: Prüfung der Abreißfestigkeit

Bestimmung von bruchmechanischen Kennwerten

Zur Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten des Verbundes zwischen Spritzabdichtung und Beton erfolgte die Prüfung des Verbundes mit der 1986 von E. K. Tschegg entwickelten Keilspaltmethode [8]. Bei dieser Methode wird während der gesamten Prüfung, also bis zum vollständigen kontrollierten Aufspalten der Probe, ein vollständiges Kraft-Rissöffnungsdiagramm ermittelt [9].

Nach der Gewinnung bzw. Herstellung der Proben, beschränkt sich die Probevorbereitung lediglich auf das Schneiden einer Starterkerbe in das zu prüfende Interface und das Aufkleben von Kraftübertragungsplatten. Um die Reibung möglichst gering zu halten, wird die Kraft durch einen Keil und Wälzlager in die zu prüfende Probe übertragen.

Bei Prüfung mit der Keilspaltmethode wird gemäß Abbildung 3 bei konstanter Belastungsgeschwindigkeit eine Kraft in das zu prüfende Interface eingeleitet, die dieses bei stabiler Rissausbreitung kontrolliert aufspaltet. Bei Aufbringen der Kraft vergrößert sich die Rissöffnung im elastischen und plastischen Bereich bis zum Erreichen des Maximalwertes (Festigkeitswert). Danach kommt es, ausgehend von der Starterkerbe, zum Entstehen des Risses. Die aufnehmbare Kraft fällt anschließend ab, bis bei stabiler Rissausbreitung das Interface völlig aufgespalten wird und die Kraft auf Null absinkt. Aus dem daraus ermittelten und in Abbildung 3 dargestellten Kraft–Rissöffnungsdiagramm kann die Kerbbiegezugfestigkeit σ_{KZ} (proportional zum Festigkeitswert) sowie die spezifische Bruchenergie G_F (proportional zur Fläche unter der Kraft-Rissöffnungskurve) ermittelt werden [10].

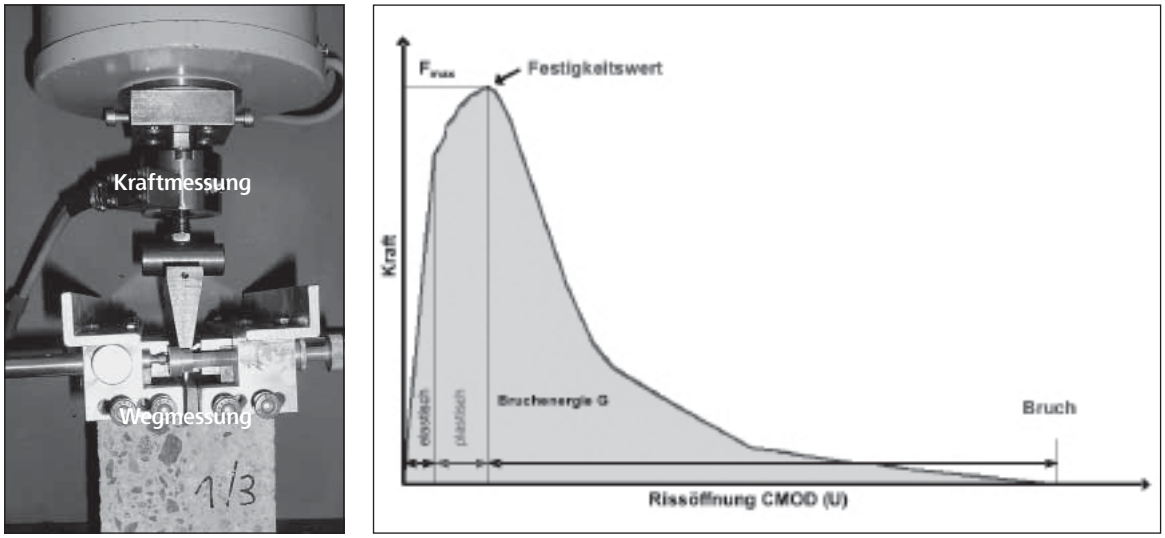


Abbildung 3: Probekörper während der Verbundprüfung mittels Keilspaltmethode nach Tschegg sowie Kraft-Rissöffnungsdiagramm

Prüfergebnisse und Analyse

Aufgrund des ermittelten Kraft-Rissöffnungsdiagramms kann auf sprödes oder duktiles Materialverhalten geschlossen werden. Der gemessene Festigkeitswert (F_{max}) entspricht der maximal aufnehmbaren Kraft des Interfaces. Aus diesem Wert kann mit Hilfe der linearen Theorie die Kerbbiegezugfestigkeit (σ_{KZ}) berechnet werden, die wiederum als proportional zur Abreißfestigkeit (σ_A) angenommen werden kann. Als zusätzlicher Parameter zur Bewertung des Interfaces steht die spezifische Bruchenergie (G_f) zur Verfügung. Diese errechnet sich aus dem Integral unter der Kraft–Rissöffnungskurve und entspricht der in Abbildung 3 hinterlegten Fläche.

Aufgrund der Größe der spezifischen Bruchenergie kann auf sprödes oder duktiles Materialverhalten des Interfaces geschlossen werden. Abbildung 4 zeigt, dass der proportional zur Abreißfestigkeit stehende Festigkeitswert (Kerbbiegezugfestigkeit) bei beiden Materialien gleich ist, sich jedoch die Fläche unter der Kurve, also die Bruchenergie (in der Abbildung für das zähe Material hinterlegt), deutlich unterscheidet. Dadurch ist es mit Hilfe der Keilspaltmethode möglich, das Verhalten des Interfaces Beton–Spritzabdichtung von unterschiedlichen Systemen zu charakterisieren. Die Fotos in Abbildung 4 zeigen das gute Verbundverhalten bei zähem Versagen mit der so genannten Brückenbildung („Bridging“) im Vergleich zu einem tendenziell spröden Versagen des Abdichtungssystems.

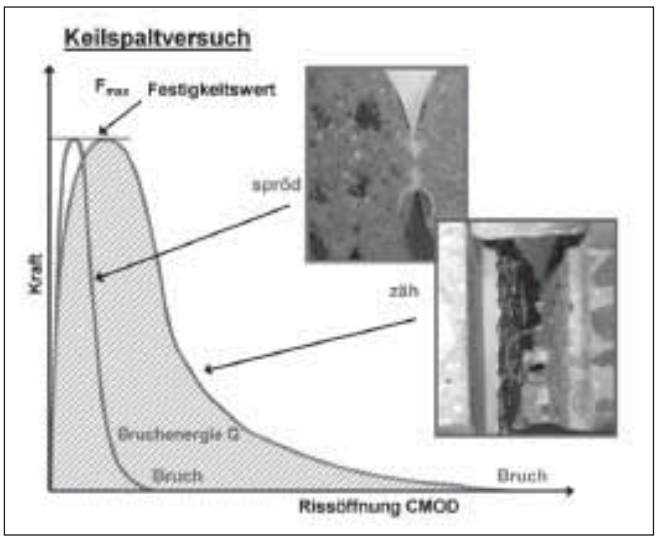


Abbildung 4: Kraft-Rissöffnungsdiagramm für ein sprödes und ein zähes Material

Abbildung 5 zeigt einen Teil der Versuchsergebnisse als Mittelwerte der Bestimmung der Abreißfestigkeit, der Kerbbiegezugfestigkeit und der ermittelten Bruchenergie der unterschiedlichen Abdichtungssysteme PUR, PUMA sowie jene von Beton. Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass durch die Bestimmung der Abreißfestigkeit bzw. der Kerbbiegezugfestigkeit der Versagensmechanismus der unterschiedlichen Materialien nur schwer beschrieben werden kann. Durch die Bestimmung der spezifischen Bruchenergie wird deutlich, dass der Risswiderstand bei System PUR eindeutig höher ist als bei System PUMA, jedoch beide Systeme einen höheren Risswiderstand aufweisen als der Beton als Trägermaterial.

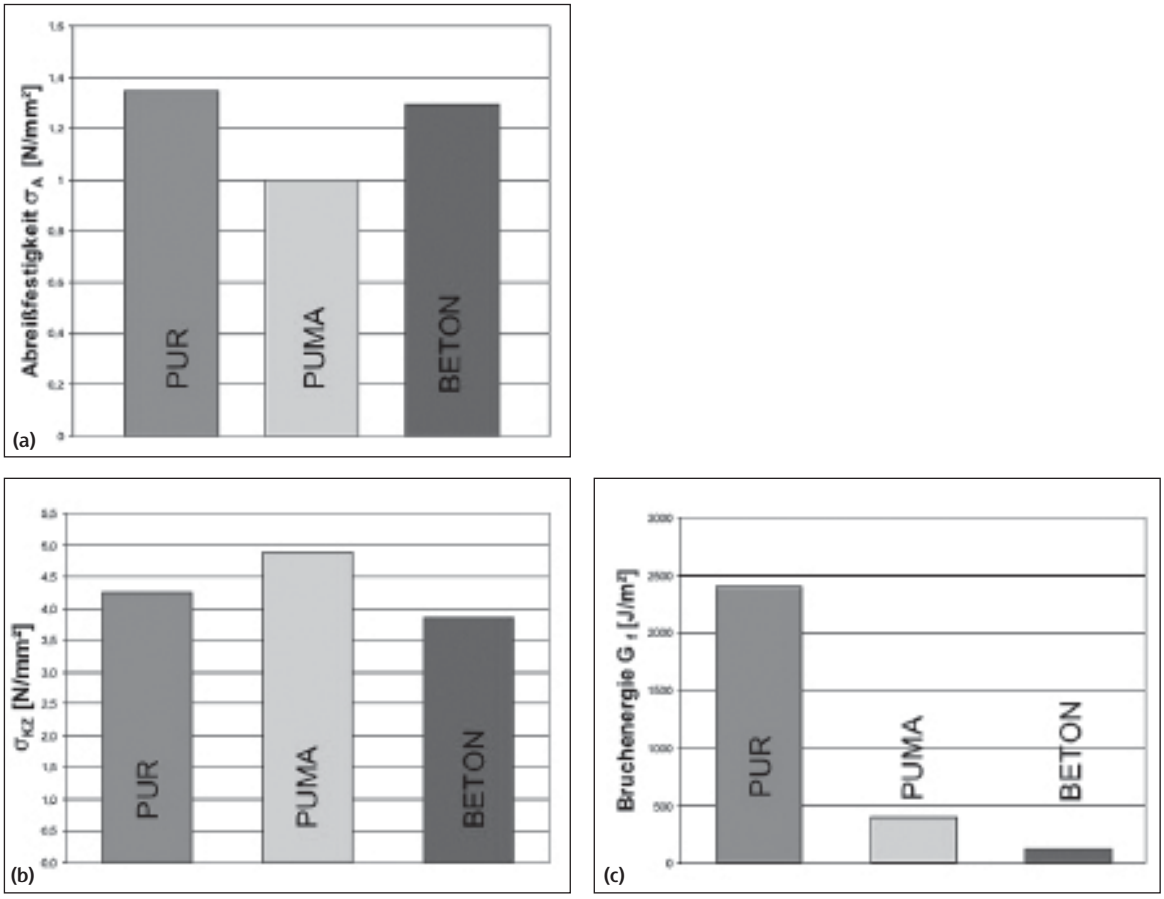


Abbildung 5: Vergleich der Abreißfestigkeit (a), der Kerbbiegezugfestigkeit (b) und der Bruchenergie (c) der Materialien PUR, PUMA und BETON (Tragwerksbeton als Trägermaterial)

Zusammenfassung

Durch die dargelegten Versuchsergebnisse konnten gute Verbundeigenschaften der untersuchten Spritzabdichtungssysteme bestätigt werden. Beide untersuchten Abdichtungssysteme wiesen einen höheren Risswiderstand (spez. Bruchenergie GF) als das Trägermaterial Beton auf.

Wie sich nach den Versuchen herausstellte, ist für eine gute Charakterisierung des Verbundes die Prüfung der Abreißfestigkeit nicht ausreichend, da dieses Verfahren nur die maximal aufnehmbare Spannung liefert. Wird der Verbund mittels Keilspaltmethode nach Tschegg geprüft, ist eine bruchmechanische Beschreibung des Materials möglich. Somit konnte dargelegt werden, dass für einen guten Haftverbund duktiles Materialverhalten des Abdichtungssystems wesentlich ist.

Literaturverzeichnis

[1] RVS 15.03.15: Bauausführung, Brückenabdichtung – Fahrbahnaufbau auf Brücken; Österreichische Forschungsgesellschaft für Straße und Verkehr (FSV); Wien, Mai 2001.

[2] Macht, J.; Peyerl, M.: Abschlussbericht FFG Projekt Nr. 814132 „Betonfahrbahn auf Brücken im Verbund mit dem Tragwerk", Wien Februar 2009, unveröffentlicht.

[3] Hean, S., Partl, M.N., Bernhard, A.: Brückenabdichtungen mit Flüssigkunststoff – Sachstandsbericht; Forschungsauftrag AGB 2002/022 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), Eidgenössisches Department für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation / Bundesamt für Strassen, Schweiz, Oktober 2006.

[4] Hartl, G.; Khazai-Mofhadam, M.; Nievelt, H.; Zirkler, E.: Flüssigkunststoff- und zementgebundene Abdichtungen auf Betonbrücken; BMWA Straßenforschung Heft 438, 1995.

[5] Torr, Bausanierungs- und Handelsges.m.b.H.: Optimierung der Gebrauchstauglichkeit von Brückenabdichtungssystemen aus hochelastischer Kunststoffabdichtung PUR – Forschungsbericht, Wien, Jänner 2006.

[6] Hartl, G.; Nischer, P.: Beschichten des Rohtragwerks von Brücken; BMWA Straßenforschung Heft 340, 1988.

[7] RVS 15.03.13 – Brückenabdichtung – Abdichtungen aus hochelastischen Kunsstoffbeschichtungen; Ausgabe: 1997.

[8] Tschegg, E. K.: Prüfeinrichtung zur Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten sowie hierfür geeignete Prüfkörper; Patenschrift No. 390328, 1986.

[9] Tschegg, E. K.; Ingruber, M.; Surberg, C. H.; Münger, F.: Bruchverhalten von Alt-Neubeton-Verbunden mit und ohne Dübelverstärkungen; Bauingenieur, VDI Springer Verlag, Band 75 April 2000, S. 182 – 188.

[10] Jamek, M.; Stamminger, O.; Tschegg, E. K.: Rissausbreitung: Spröd oder duktil? – So wählt man einen Klebstoff richtig aus.; Materials Testing (Materialprüfung) eingereicht 2009.

Cementobetonové kryty na mostech ve spojení s nosnou konstrukcí – zkušebnictví systému beton – stříkaná izolace

Compound concrete pavements on bridge structures – testing of the interface

Dipl.-Ing. Martin Peyerl
Výzkumný ústav Svazu rakouského cementářského průmyslu
Reisnerstraße 53
A – 1030 Wien

Vysoké zatížení dopravou způsobuje stále vyšší zatížení nosných konstrukcí mostů i celé konstrukce vozovky. Zvláště slabé místo při tom představuje izolace mostu, která musí být v pravidelných intervalech opravována. Vzhledem k většinou poměrně tlusté konstrukci vozovky, skládající se z cementobetonových nebo asfaltových krytů, dochází navíc k dodatečnému zatěžování nosné konstrukce mostu hmotností vozovky.

Aby byly i v budoucnu při sanaci příp. při novostavbě splňovány zvýšené požadavky na konstrukci mostů, byla poprvé ověřována nová slabší konstrukce cementobetonového krytu na mostech. Tento systém se skládá z vysoce elastické stříkané izolace, aplikované přímo na nosnou konstrukci a z cementobetonového krytu, který se spojí přímo s izolací; povrchu krytu je upraven technologií vymývaného betonu. Vytvořením dobrého spojení mezi nosnou konstrukcí a stříkanou izolací, příp. stříkanou izolací a cementobetonovým krytem, je možno snížit tloušťku krytu až o 50 %.

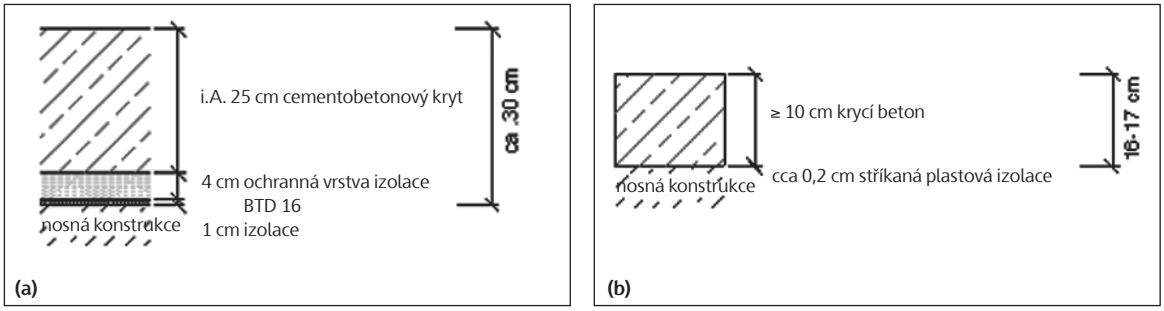
Pro správnou funkci této konstrukce má podstatný význam spojovací účinek mezi vysoce elastickou stříkanou izolací a betonem. Ověření tohoto spojení probíhalo ve spolupráci s prof. Tscheggem z Technické univerzity Vídeň zkoušením pevnosti v odtrhu a stanovením materiálových charakteristik metodou klínového rozlomení podle Tschegga.

Současný stav a formulování problému

Při současném provádění cementobetonových krytů se vyskytují určité technické problémy. Následkem pohybu cementobetonového krytu po asfaltové podkladní (ochranné) vrstvě v důsledku teplot dochází ke vzniku trhlin a k pronikání posypových solí do ochranné vrstvy, v níž jsou četné dutiny. To má za následek narušování spodní stavby (nosné konstrukce), a v důsledku toho dochází k dalšímu poškozování cementobetonového krytu. Konstrukce vozovky o celkové výšce kolem 30 cm, která je v současné době předepsána rakouskými směrnicemi, se navíc vyznačuje vysokou vlastní hmotností [1].

Snahou je najít alternativní řešení nové konstrukce vozovky na mostech, která splní všechny požadavky na povrch krytu, jako jsou trvanlivost a přilnavost a která je v souladu se směrnicemi. Nová konstrukce se má vyznačovat snížením tloušťky vozovky a tím nižší vlastní hmotností a má být v souladu se směrnicemi; má se používat jako alternativa pro stavbu cementobetonových krytů na rekonstruovaných mostech, ale také na novostavbách na silniční síti předního významu.

Konstrukce vozovky, zkoušená na základě těchto úvah v [2], se skládá pouze z plastové izolace o tloušťce přibližně 0,2 cm, aplikované přímo na nosnou konstrukci a z cementobetonového krytu o tloušťce přibližně 16 cm. Na obr. 1 je běžná konstrukce betonových vozovek na mostech v porovnání s uváděnou novou, alternativní konstrukcí. Pomocí této podstatně slabší konstrukce může být celková tloušťka krytu mostu snížena o přibližně 14 cm a přitížení konstrukce tedy sníženo přibližně o 3,4 kN/m².



Obrázek 1: Kryt na nosných konstrukcích mostů; (a) dosavadní konstrukce; (b) nová konstrukce [2]

Stříkané plasty k izolování nosných konstrukcí mostů se v Evropě, s výjimkou Velké Británie, nepoužívají příliš často. Z tohoto důvodu má rozhodující význam doplňující výzkum k doplnění znalostí ohledně vlastností materiálů, požadavků a chování systému při pokládce a během provozu [3]. První izolace mostů z vysoce elastických plastů jsou v Rakousku známy někdy od roku 1980. U těchto systémů se vyskytly problémy, protože pevnost spojení se časem snížila [4]. Další výzkumy potvrdily, že pro zajištění dobrého spojení izolace a betonu je zásadní pečlivá příprava podkladu pro izolaci, jako je otrýskání vysokotlakou vodou [5, 6, 7].

Program zkoušek a zkoušky spojení materiálů

Ke zjištění vlivu různých parametrů na spojení mezi elastickou stříkanou izolací a betonem byly ověřovány následující parametry:

- vliv rozdílných stříkaných izolačních systémů a přípravy povrchu na spojení
- vliv cyklů střídavého namáhání mrazem na spojení

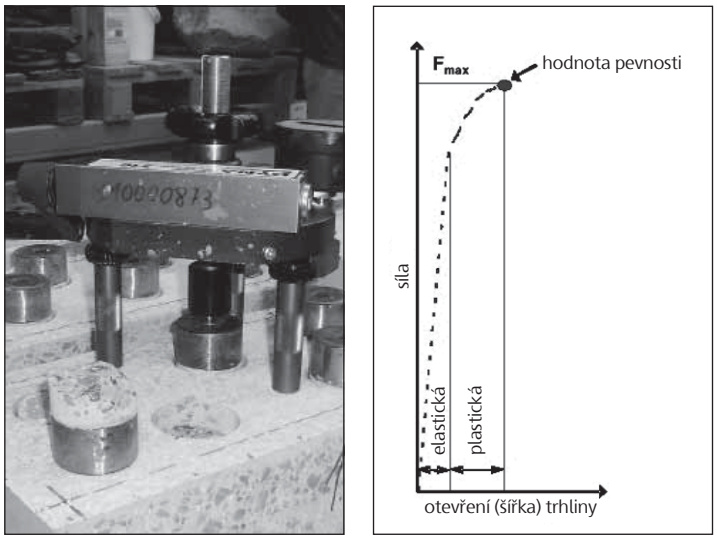
Jako plastová izolace byly použity dva rozdílné systémy (systém PUR a systém PUMA), které byly po otrýskání vysokotlakou vodou a nanesení základního nátěru aplikovány na zkušební tělesa, vyrobená z betonu nosné konstrukce. Po vytvoření spojovacího můstku nanesením adhezního prostředku a posypu následovalo položení vrchního betonu, obvyklého v silničním stavitelství.

Protože spojovací účinek mezi stříkanou izolací a nosnou konstrukcí, příp. cementobetonovým krytem je pro funkci těchto konstrukcí zásadní, byla při zkouškách věnována zvláštní pozornost chování této elastické stříkané izolace ve styku s betonem. Pro zkoušení pevnosti spojení dvou materiálů jsou k dispozici různé metody. Zkoušky, které se prováděly v rámci tohoto projektu, zahrnovaly stanovení pevnosti v odtrhu a zkoušku spojení metodou klínového rozlomení podle Tschegga.

Stanovení pevnosti v odtrhu

Nejrozšířenější postup pro zkoušení vlastností spoje je zkouška pevnosti v odtrhu. Toto je sice velmi jednoduchý postup pro stanovení pevnosti spojení různých materiálů, avšak při této zkušební metodě se zjišťuje pouze maximální síla jako charakteristická veličina pevnosti v tahu.

Na obr. 2 je znázorněna zkouška pevnosti v odtrhu při zkoušce na staveništi s příslušným teoretickým grafickým znázorněním průběhu síly a šířky trhliny [7]. Vzhledem k nestabilnímu nárůstu šířky trhliny lze při této zkušební metodě změřit pouze maximální hodnotu pevnosti a nikoliv deformaci; proto je křivka průběhu síly a otevření (šířky) trhliny na obr. 2 znázorněna jen čárkovaně.



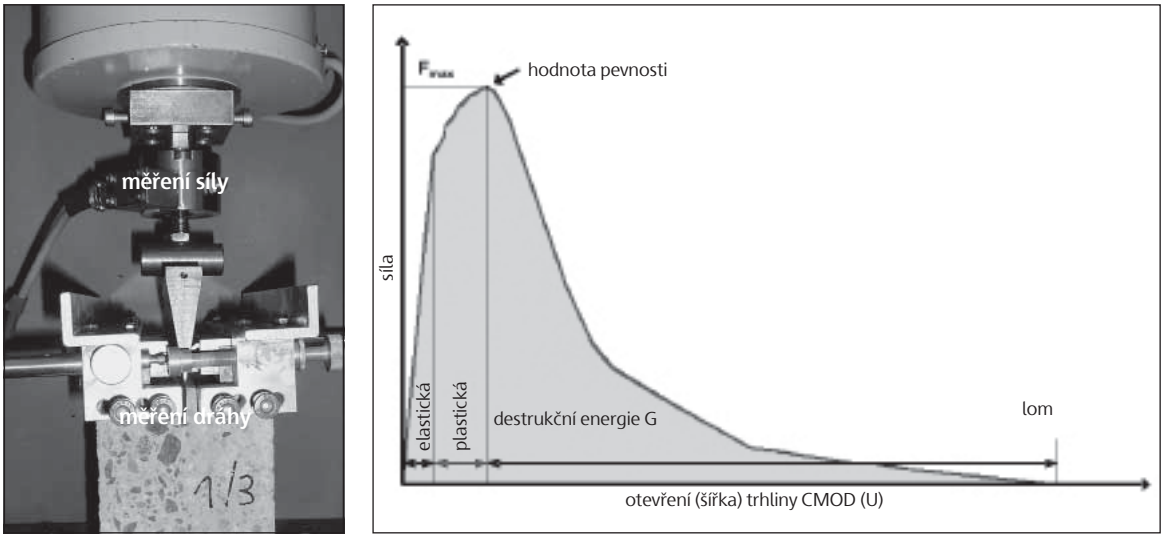
Obrázek 2: Zkouška pevnosti v odtrhu

Stanovení charakteristických hodnot mechaniky lomu

Ke zjištění charakteristických hodnot mechaniky lomu styku mezi stříkanou izolací a betonem byla provedena zkouška spojení metodou klínového rozlomení [8], vyvinutou v roce 1986 E.K. Tscheggem. Touto metodou se zjišťuje úplný průběh síly a otevření (šířka) trhliny během celé zkoušky, tedy až do úplného kontrolovaného rozlomení vzorku [9].

Po získání, příp. vyrobení vzorků se příprava zkoušky omezuje pouze na vyřezání počátečního zářezu do zkoušeného spoje (rozhraní) a nalepení desek pro přenos síly. Pro zajištění co nejnižšího tření se síla na zkoušený vzorek přenáší klínem a valivým ložiskem.

Při zkoušce metodou klínového rozlomení se podle obr. 3 při konstantní zatěžovací rychlosti vnáší síla do zkoušeného rozhraní, která ho při stabilním rozšiřování trhliny kontrolovaně rozlomí. Při působení síly se zvětšuje otvor trhliny v elastické a plastické oblasti do dosažení maximální hodnoty (hodnota pevnosti). Poté vzniká trhlina, která vychází z výchozího zářezu. Zachytitelná síla poté klesá, až se rozhraní při stabilním rozšiřování trhliny zcela rozlomí a síla klesne na nulu. Z průběhu síly a šířky trhliny, který je při zkoušce zjištěn a znázorněn na obr. 3, lze stanovit pevnost spoje v tahu ohybem σ_{KZ} (úměrná hodnotě pevnosti v odtrhu) a měrnou destrukční energii G_F (úměrná ploše pod křivkou závislosti síly a šířky trhliny) [10].

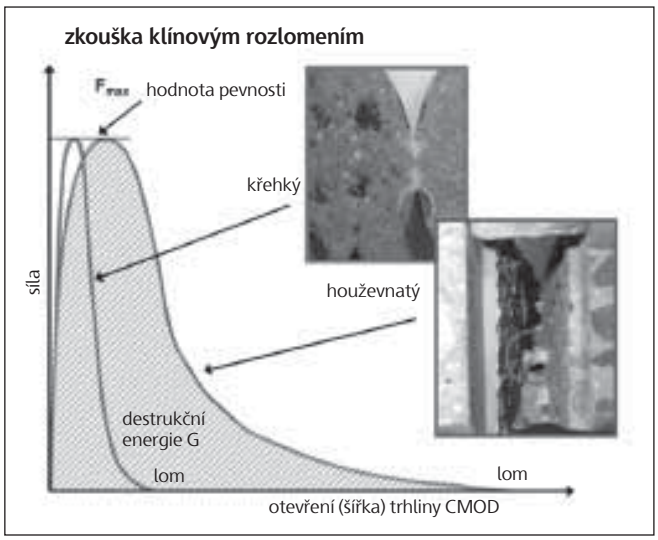


Obrázek 3: Zkušební tělesa při zkoušce spojení metodou klínového rozlomení podle Tschegga a průběh síly a otevření (šířky) trhliny

Výsledky zkoušek a analýza

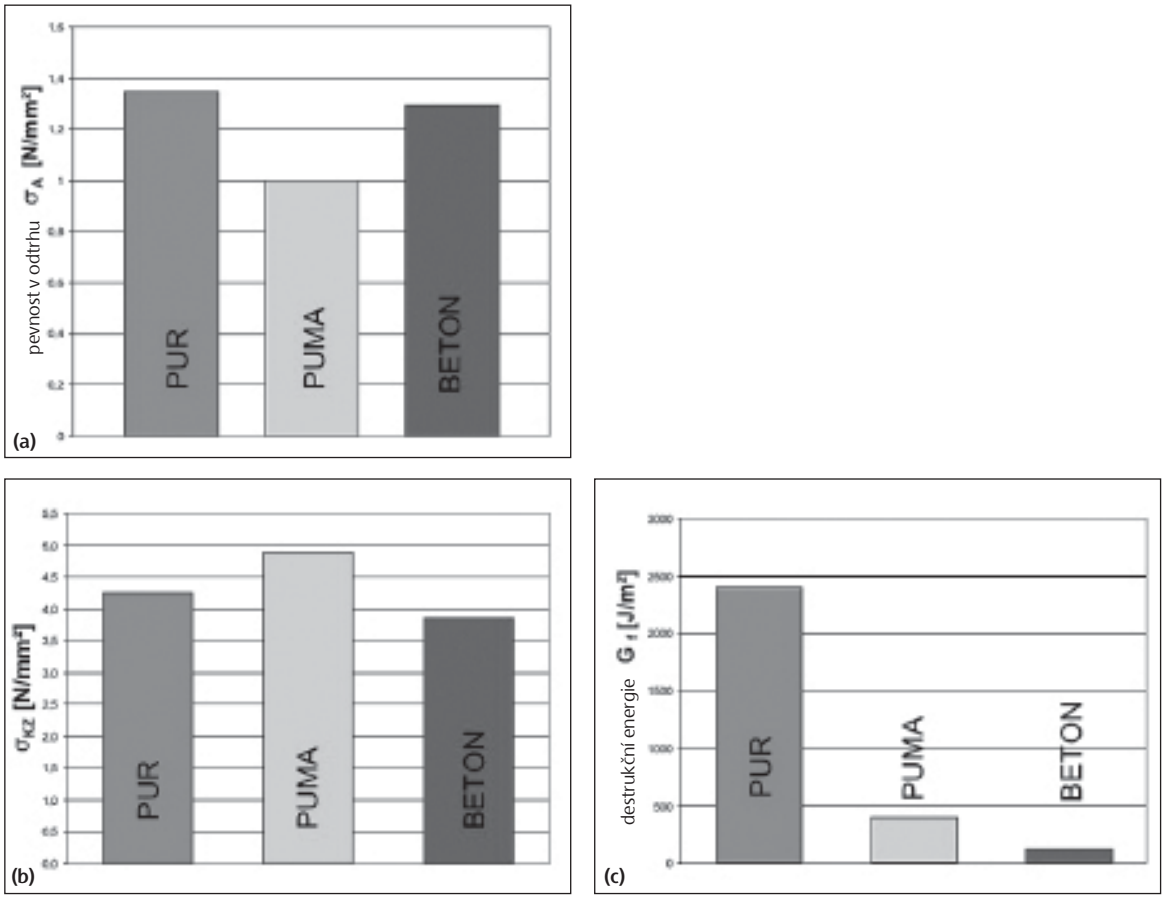
Na základě zjištěného průběhu křivky závislosti síly a otevření (šířky) trhliny lze usoudit, zda se jedná o křehké nebo pružné chování materiálu. Naměřená hodnota pevnosti (F_{max}) odpovídá maximální síle, jakou je schopno zkoušené rozhraní zachytit. Z této hodnoty lze pomocí lineární teorie vypočítat pevnost spojení v tahu ohybem (σ_{KZ}), kterou lze opět chápat jako úměrnou pevnosti v odtrhu (σ_A). Jako doplňkový parametr k hodnocení rozhraní je k dispozici měrná destrukční energie (G_f). Ta se vypočítá z integrálu pod křivkou síly a šířky trhliny a odpovídá ploše, znázorněné na obr. 3.

Na základě velikosti měrné destrukční energie lze usoudit, zda se jedná o křehké nebo plastické chování materiálu rozhraní. Obr. 4 ukazuje, že hodnota pevnosti v tahu ohybem, která je úměrná pevnosti v odtrhu, je u obou materiálů stejná, avšak plocha pod křivkou, tedy destrukční energie (na obrázku znázorněna pro houževnatý materiál) se znatelně liší. Takto je pomocí metody klínového rozlomení možné charakterizovat chování rozhraní beton-stříkaná izolace rozdílných systémů. Fotografie na obr. 4 ukazují dobré chování ve spoji při houževnatém porušení s tzv. tvorbou můstků („Bridging“) v porovnání s průběhem při křehkém porušení izolačního systému.



Obrázek 4: Závislost síla-otvor trhliny pro křehký a houževnatý materiál

Na obr. 5 je znázorněna část výsledků zkoušek jako průměrná hodnota stanovení pevnosti v odtrhu, pevnosti v tahu ohybem a zjištěné destrukční energie různých materiálů a izolačních systémů PUR, PUMA a betonu. Výsledky zřetelně ukazují, že stanovením pevnosti v odtrhu, příp. pevnosti v tahu ohybem lze jen těžko popsat mechanismus porušení různých materiálů. Stanovením měrné destrukční energie je zřejmé, že odpor při porušení je u systému PUR jednoznačně vyšší než u systému PUMA, avšak že oba systémy vykazují vyšší odpor porušení než beton jako materiál nosné konstrukce.



Obrázek 5: Srovnání pevnosti v odtrhu (a), pevnosti v tahu ohybem (b) a destrukční energie (c) materiálů PUR, PUMA a BETON (beton nosných konstrukcí jako podklad pod izolaci)

Závěr

Uvedenými výsledky zkoušek byly potvrzeny dobré vlastnosti zkoušených systémů stříkané izolace. Oba zkoušené izolační systémy vykazovaly vyšší odpor proti porušení (měrnou destrukční energii GF) než beton, jako podklad pod stříkanou izolaci.

Jak se při zkouškách ukázalo, pro vypovídající stanovení spojení není zkouška pevnosti v odtrhu dostačující, protože tento postup stanoví pouze maximální zachytitelné napětí. Při zkoušení spojení metodou klínového rozlomení podle Tschegga je možno popsat mechaniku lomu materiálu. Tím bylo doloženo, že pro dobré přilnavé spojení je podstatné také chování materiálu izolačního systému v tahu ohybem.

Seznam literatury

[1] Směrnice a předpisy pro silniční stavitelství (RVS) 15.03.15: Bauausführung, Brückenabdichtung – Fahrbahnaufbau auf Brücken (Provádění staveb, izolace mostů - konstrukce vozovek na mostech); Rakouská společnost pro výzkum silnic a dopravy (FSV); Vídeň, květen 2001

[2] Macht, J.; Peyerl, M.: Abschlussbericht FFG Projekt Nr. 814132 „Betonfahrbahn auf Brücken im Verbund mit dem Tragwerk“ (Závěrečná zpráva projektu FFG č. 814132 „Betonová vozovka na mostech ve spojení s nosnou konstrukcí), Vídeň, únor 2009, nepublikováno

[3] Hean, S., Partl, M.N., Bernhard, A.: Brückenabdichtungen mit Flüssigkunststoff – Sachstandsbericht (Izolace mostů pružným plastem - zpráva o současném stavu); Výzkumný úkol AGB 2002/022 na žádost pracovní skupiny Výzkum mostů (AGB), Státní ústav pro životní prostředí, dopravu, energii a komunikace / Spolkový silniční úřad, Švýcarsko, říjen 2006

[4] Hartl, G.; Khazai-Mofhadam, M.; Nievelt, H.; Zirkler, E.: Flüssigkunststoff- und zementgebundene Abdichtungen auf Betonbrücken (Plastové izolace a izolace na bázi cementu na betonových mostech); Spolkové ministerstvo hospodářství a práce (BMWA) Silniční výzkum sv. 438, 1995

[5] Torr, Bausanierungs- und Handelsges.m.b.H.: Optimierung der Gebrauchstauglichkeit von Brückenabdichtungssystemen aus hochelastischer Kunststoffabdichtung PUR (Optimalizace použitelnosti izolačních systémů mostů z vysoce elastické plastové izolace PUR) – výzkumná zpráva, Vídeň, leden 2006

[6] Hartl, G.; Nischer, P.: Beschichten des Rohtragwerks von Brücken (Vrstvy na nosné konstrukci mostů); Spolkové ministerstvo hospodářství a práce (BMWA) Silniční výzkum sv 340, 1988

[7] Směrnice a předpisy pro silniční stavitelství (RVS) 15.03.13 – Brückenabdichtung – Abdichtungen aus hochelastischen Kunsstoffbeschichtungen (Izolace mostů - izolace z vysoce elastických plastových vrstev); vydání: 1997

[8] Tschegg, E. K.: Prüfeinrichtung zur Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten sowie hierfür geeignete Prüfkörper (Zkušební zařízení pro zjišťování charakteristických hodnot mechaniky lomu a zkušební tělesa k tomu vhodná); patentový spis č.. 390328, 1986

[9] Tschegg, E. K.; Ingruber, M.; Surberg, C. H.; Münger, F.: Bruchverhalten von Alt-Neubeton-Verbunden mit und ohne Dübelverstärkungen (Chování spojů starý/nový beton v lomu se zesíleními pomocí trnů a bez nich); Bauingenieur, Svaz německých inženýrů (VDI) Springer Verlag, svazek 75, duben 2000, str. 182 – 188

[10] Jamek, M.; Stamminger, O.; Tschegg, E. K.: Rissausbreitung: Spröd oder duktil? – So wählt man einen Klebstoff richtig aus. (Rozšiřování trhlin: Křehké nebo tažné? - Jak se správně vybírá lepidlo.); Materials Testing (Zkoušky materiálů) podáno 2009

Einfluss von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen auf die Rissbildung von Betonfahrbahndecken

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher
Dipl.-Ing. Christoph Sievering

Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Baustofftechnik
Universitätsstraße 150, 44801 Bochum
Tel.: 0234/32-22649, Fax: 0234/32-14113
E-Mail: rolf.breitenbuecher@ruhr-uni-bochum.de

Seit einigen Jahren werden Rissbildungen in Betonfahrbahndecken immer wieder mit Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR) in Verbindung gebracht. Für diese Risse kommen jedoch mehrere Ursachen in Betracht, die bei einer ganzheitlichen Ursachenfindung nicht vernachlässigt werden dürfen. In umfangreichen Untersuchungen an verschiedenen Streckenabschnitten mit und ohne Rissen wurde versucht, sowohl anhand von Rissaufnahmen und Recherchen in den Bauwerksakten, als auch anhand von einschlägigen Untersuchungen an Bohrkernen aus diesen Abschnitten den Rissursachen und insbesondere den Einflüssen einer AKR hierauf näher zu kommen. Dabei zeigte sich, dass in den meisten Fällen eine Überlagerung und Interaktion verschiedenster Einflüsse aus thermischen/hygrischen Zwangsbeanspruchungen, Verkehrsbelastung und/oder AKR für die Rissbildung verantwortlich waren.

1 Einleitung

In letzter Zeit sind in verschiedenen Streckenabschnitten über ganz Deutschland verteilt Risse in Fahrbahndecken aus Beton aufgetreten, die immer wieder mit einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) als maßgebliche Ursache in Verbindung gebracht wurden. Bei diesen Rissen handelt es sich bevorzugt um Längsrisse, die naturgemäß in den Hauptfahrstreifen stärker ausgeprägt sind. Allerdings finden sich solche Risse auch in Überhol- und Standstreifen. Daneben wurden in einigen Streckenlosen zudem auch ausgeprägte Netzrisse festgestellt. In den meisten Fällen kann die Rissbildung jedoch nicht einer einzigen Ursache zugeschrieben werden. Beim Auftreten eines Risses kann zunächst nur festgehalten werden, dass die Betonzugfestigkeit überschritten wurde. Man muss davon ausgehen, dass hierzu in Fahrbahndecken aus Beton jedoch verschiedene Beanspruchungen beitragen, und damit verschiedene partielle Rissursachen, die sich räumlich und zeitlich überlagern, in Betracht kommen. Damit ist auch die Frage, welcher Anteil daran tatsächlich einer AKR zuzuschreiben ist, nach wie vor offen. Dieser wird auch fallweise unterschiedlich hoch sein. Allein aus der Tatsache, dass an Dünnschliffproben aus rissgeschädigten Streckenabschnitten einschlägige Reaktionsprodukte einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion festgestellt wurden, lässt sich noch keine abschließende Bewertung hinsichtlich deren Anteil an der Rissbildung ableiten, zumal einzig eine AKR als partielle Rissursache auch im Nachhinein anhand des AKR-Gels detektierbar ist. Demgegenüber hinterlassen alle anderen möglichen Rissursachen keine „Spuren“, durch die deren Auftreten auch im Nachgang nachgewiesen werden könnte.

2 Rissbildung in Betonfahrbahndecken

2.1 Differenzierung der Rissbilder

Bei den vorgefundenen Rissbildungen in Betonfahrbahndecken handelt es sich meist um auffälligere Längsrisse, die gelegentlich auch durch feinere Querrisse miteinander vernetzt sein können (Bild 1, links). Oftmals stellen sich die Längsrisse im Bereich der Rüttelgassen ein, wobei letztere aufgrund der dort meist vorzufindenden Mörtelanreicherung lediglich für die Lokalisierung verantwortlich sind, nicht jedoch den Rissursachen zuzurechnen sind. Diese Risse erstrecken sich häufig über die gesamte Fahrbahn (Standstreifen und Fahrstreifen). Naturgemäß sind die Risse im Hauptfahrstreifen stärker ausgeprägt. Dies ist in erster Linie auf die stärkere Beanspruchung dieses Bereiches durch den LKW-Verkehr nach der Rissbildung zurückzuführen.

Des Weiteren werden teilweise auch krakeleeartige Netzrisse beobachtet, die meist auch nur wenig tief sind, und sich klar von den Längs- und Querrissen unterscheiden (Bild 1, rechts).



Bild 1: Längsrisse und Netzrisse in einer Betonfahrbahndecke

Solange Risse ausreichend schmal bleiben, selbst wenn sie netzartig fein verteilt sind, wird die Nutzung der Fahrbahndecke im Prinzip nicht beeinträchtigt. Eine Gefährdung entsteht erst dann, wenn sich Risse – insbesondere im Fugenbereich – verzweigen, die Rissflanken sich durch den überrollenden Verkehr immer mehr aufweiten, durch immer größer ausbrechende Partikel der nachfolgende Verkehr gefährdet wird und sich dabei der Gesamtzustand der Fahrbahn drastisch verschlechtert. Daher muss es das Ziel sowohl in der Planungs- als auch in der Bau- und Nutzungsphase sein, solche extensive Rissbildungen von Haus aus zu vermeiden.

2.2 Mögliche Rissursachen

2.2.1 Zwangs- und Eigenspannungen

Konstruktions- und lagerungsbedingt werden in den Betonfahrbahndecken Eigenverformungen des Werkstoffs weitgehend behindert. Somit können sich in diesen Bauteilen erhebliche Zwangs- und Eigenspannungen aufbauen.

Zu maßgeblichen Eigenverformungen und damit Zwangs- und Eigenspannungen tragen dabei bereits unmittelbar nach dem Betoneinbau thermische Veränderungen infolge Hydratationswärme, Sonneneinstrahlung und anschließender nächtlicher Abkühlung bei. Des Weiteren liefern im Laufe der Zeit auch witterungsbedingte und jahreszeitliche Temperaturänderungen ihren Beitrag hierzu. In gleicher Weise führen auch Veränderungen in den Feuchtebedingungen und damit einhergehende hygrische Eigenverformungen in Fahrbahndecken zu Zwangs- und Eigenspannungen.

Weder thermische noch hygrische Veränderungen stellen sich über den gesamten Plattenquerschnitt als konstante Verformung ein. Vielmehr ist von einem nicht-linearen Verlauf der Eigenverformungen über die Plattendicke auszugehen. Demzufolge stellt sich infolge der Verformungsbehinderung über die Plattendicke auch eine nicht-lineare Spannungsverteilung ein. Diese kann in einen Anteil über die Plattendicke konstant verlaufender zentrischer Zwangsspannungen (Längsspannungen), einen Anteil über die Plattendicke linear verlaufender Biegezwangsspannungen und einen Anteil nicht-linearer Eigenspannungen unterteilt werden (Bild 2).

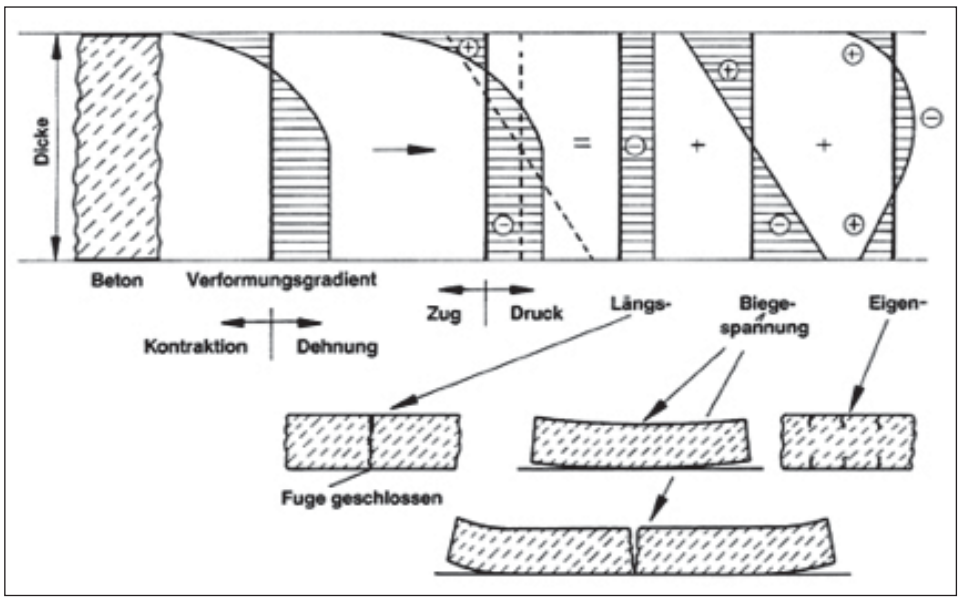


Bild 2: Spannungen und Risse in Betonplatten infolge eines negativen Verformungsgradienten bei Temperatur- und/oder Feuchteänderungen (nach [i])

In Fahrbahndecken, die zweischichtig mit verschiedenen Betonen hergestellt wurden, z.B. ein Unterbeton mit rezykliertem Betonsplitt und der Oberbeton mit Hartgesteinsplitt können sich vor allem bei größeren Temperaturänderungen bedingt durch signifikant unterschiedliche Temperaturdehnzahlen der beiden Schichten – Bimetalleffekt – ebenfalls erhebliche Biegezwangsspannungen in der Fahrbahndecke aufbauen [ii].

Tritt bei hygrischen Veränderungen neben der Austrocknung an der Fahrbahnoberfläche noch eine Befeuchtung an der Unterseite hinzu, so erhöhen sich dadurch insbesondere der lineare Verformungsanteil und damit die Biegezwangsspannungen signifikant. Während eine Austrocknung an der Oberseite praktisch nie vollständig zu verhindern ist, gilt es, eine vermeidbare Durchfeuchtung des Betons an der Unterseite der Fahrbahnplatte durch entsprechende konstruktive und ausführungstechnische Maßnahmen von Haus aus zu verhindern.
Überschreiten die zentrischen Längsspannungen die Betonzugfestigkeit, stellen sich durch die ganze Platte mit annähernd gleicher Breite hindurchgehende Trennrisse ein. Demgegenüber führen Biegezwangsrisse zu keilförmigen Biegerissen mit der größeren Rissöffnung auf der kälteren/trockeneren Seite der Betonplatte. Eigenspannungen, die an der Oberfläche Zugbeanspruchungen hervorrufen, können in nur wenig tiefen Netzrissen münden.

2.2.2 Spannungen infolge Verkehr

Neben den dargelegten lastunabhängigen thermischen und hygrischen Einwirkungen liefern bei Fahrbahndecken auch lastabhängige Einwirkungen einen nicht zu vernachlässigenden Beitrag zu den Spannungen und sind damit auch als partielle Rissursache in eine ganzheitliche Betrachtung mit einzubeziehen. Hierzu zählt in erster Linie die Beanspruchung der Fahrbahnen infolge der Verkehrslasten, die in den letzten Jahren signifikant zugenommen hat. Wenn sich auch die zulässigen Achslasten nicht wesentlich erhöht haben, so ist andererseits doch eine deutliche Steigerung des für die hier betrachtete Problematik maßgeblichen LKW-Anteils auf den Autobahnen zu verzeichnen. Zwischen den Jahren 1970 und 2005 stieg die Güterverkehrsleitung von rd. 80 Millionen Tonnenkilometern auf rd. 400 Millionen Tonnenkilometer. Dieses führt gegenüber früheren Verkehrsverhältnissen zu erheblich höheren dynamischen Beanspruchungen der Betonfahrbahndecke.

Insbesondere durch diese dynamischen, im Laufe von mehreren Millionen Lastwechseln zyklisch wiederkehrenden Belastungen können im Mikrogefüge des Betons Gefügestörungen nicht ausgeschlossen werden. In einschlägigen Untersuchungen am Lehrstuhl für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum wurden Degradationen (Gefügeauflockerungen) im Mikrogefüge infolge solcher dynamischen Belastungen nachgewiesen, wenn die Oberspannung von zyklischen Druckbeanspruchungen rd. 40% der Betondruckfestigkeit überstieg. Diese Veränderungen zeigten sich einerseits in einem Anstieg der kontinuierlich gemessenen Verformungen, andererseits in einer Abnahme der Steifigkeit (Bild 3) [iii].

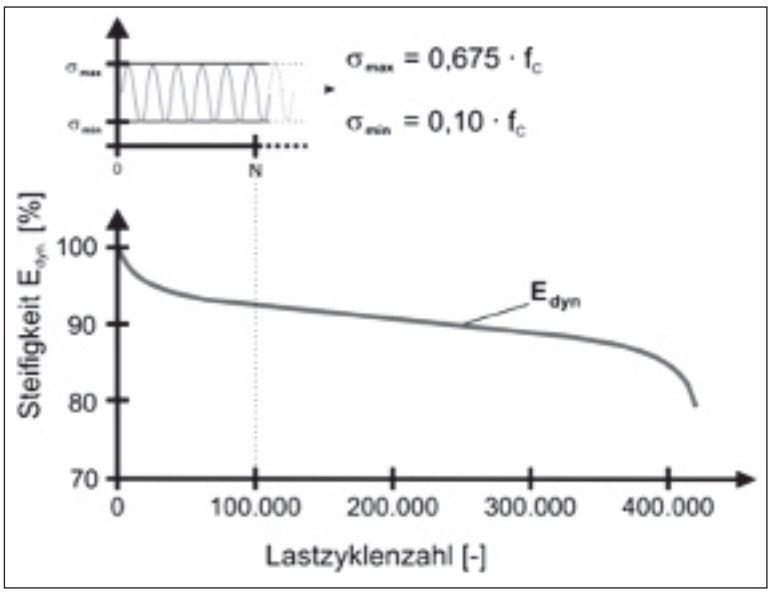


Bild 3: Degradation des Betons infolge dynamischer Belastung

Aus einer solchen Degradation des Betongefüges können sich infolge der anhaltenden Verkehrseinwirkung in Überlagerung mit Zwangs- und Eigenspannungen zunächst Mikrorisse und im Laufe der Zeit dann daraus auch Makrorisse bilden. Gleichzeitig kann durch solche Gefügeauflockerungen auch das Eindringen von Feuchtigkeit und gelöster Medien (v.a. Tausalze) in das Betongefüge begünstigt werden, sodass infolge solcher Interaktionen auch andere Schadreaktionen (z.B. AKR) beschleunigt ablaufen können.

2.2.3 Innerer Quelldruck infolge AKR

Bei einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion reagieren amorphe Kieselsäure (SiO_2) und Alkalihydroxid (NaOH, KOH) – unter Anwesenheit von Feuchtigkeit – zu mehr oder weniger dickflüssigem Alkali-Kieselsäure-Gel (Gleichung (1), (Bild 4).

$$2NaOH + SiO_2 + n \cdot H_2O \rightarrow Na_2SiO_3 \cdot nH_2O \quad (1)$$

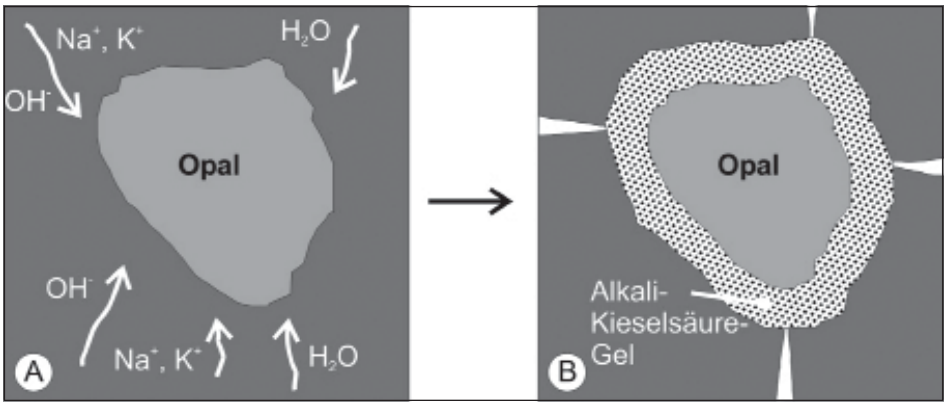


Bild 4: A Reaktion amorpher Kieselsäure mit NaOH, KOH und Wasser
B Volumenzunahme bei Bildung des Alkali-Kieselsäure-Gels

Diese Reaktion ist infolge der Wassereinlagerung mit einer Volumenexpansion verbunden. Im Beton mit entsprechendem Reaktionspotenzial werden die amorphe Kieselsäure in der Regel über die Gesteinskörnung, die Alkalien maßgeblich über den Zement eingebracht. Die AKR beginnt dann in der Kontaktzone zwischen der Mörtelmatrix und dem Gesteinskorn. Aufgrund der festen Einbettung der Gesteinskörner in der Mörtelmatrix steht jedoch nahezu kein entspannender Expansionsraum für das Gel zur Verfügung. Die behinderte Volumenzunahme führt so zu einem inneren Quelldruck, der im Extremfall bis zu 20 N/mm² betragen kann [iv]. Dieser liegt damit weit über der vom Beton aufnehmbaren Zugfestigkeit. Als Folge dessen stellen sich Risse ein, die meist fein verteilt und netzartig sind. Im Gegensatz zu den eigenspannungsbedingten Krakeleerissen sind die AKR-bedingten Risse jedoch nicht nur auf die sichtbare Randzone beschränkt, sondern ziehen sich durch das gesamte Betongefüge hindurch. Mit fortschreitender Gelbildung kann somit das Betongefüge vollständig zerstört werden, worin die maßgebliche Gefährdung durch eine AKR besteht.

Bei Fahrbahndecken kommt gegenüber herkömmlichen Betonbauwerken die Besonderheit hinzu, dass Alkalien neben dem internen Eintrag über die Betonausgangsstoffe (Zement, Betonzusätze, s.o.) während der Nutzung auch extern über alkalihaltige Taumittel eingetragen werden können. Dieser Eintrag wird durch den ständigen überrollenden Verkehr (Einwalken) noch verstärkt.

Somit kann bei Betonfahrbahndecken – wenn die entsprechenden Voraussetzungen gegeben sind – eine AKR besonders intensiv ablaufen. Dem wurde beispielsweise auch in der DAfStb-Richtlinie „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie)“ und in DIN 1045-2 durch Einführung einer extra für Fahrbahndecken spezifizierten Feuchteklasse „WS“ Rechnung getragen.

3 In-situ Untersuchungen an Betonfahrbahndecken mit/ohne Risse

3.1 Vorgehensweise

Aufgrund der vielfältigen Möglichkeiten, in Fahrbahndecken aus Beton Spannungen herbeizuführen, lässt sich eine Rissbildung in diesen Bauteilen im Normalfall nicht auf eine einzige Ursache zurückführen. Vielmehr muss in den meisten Fällen davon ausgegangen werden, dass sich Spannungen aus verschiedenen Einwirkungen räumlich und zeitlich überlagern und so gemeinsam für die Rissbildung verantwortlich sind. Dabei ist in aller Regel eine quantitative Differenzierung hinsichtlich der einzelnen Einwirkungsanteile im Nachgang nicht mehr möglich.

Um dennoch weiterreichendere Kenntnisse über den Einfluss einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion auf die Rissbildung in Betonfahrbahndecken zu bekommen, werden derzeit in einem Verbund-Forschungsprojekt des BMVBS unter Federführung des Lehrstuhls für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum in Zusammenarbeit mit dem Forschungsinstitut der Zementindustrie in Düsseldorf, dem Finger-Institut der Bauhaus-Universität Weimar und dem Centrum Baustoffe und Materialprüfung der TU München umfassende Untersuchungen an ausgewählten Autobahnabschnitten durchgeführt. Dabei wird zum einen in einschlägigen Laboruntersuchungen das verbleibende AKR-Potenzial an Bohrkernen aus gerissenen und ungerissenen Streckenabschnitten erfasst. Zum anderen werden alle zugänglichen Dokumentationen über den Bau, die Nutzung und bisherige Beobachtungen für die entsprechenden Streckenlose ausgewertet. Aus der Überlagerung aller Teilergebnisse sollen für jedes Streckenlose die spezifischen Einflüsse für die jeweilige Rissbildung identifiziert und wenn möglich sogar quantifiziert werden.

3.2 Auswertung von Objektdokumentationen

In die Studien wurden insgesamt 21 Streckenlose aus den Bundesautobahnen A9 (Raum Leipzig), A10 (südlich von Berlin), A40 (Raum Duisburg – Venlo) sowie A67 (Darmstadt – Mönchhof-Dreieck) einbezogen. Kriterien für die Auswahl dieser Streckenabschnitte waren u.a., dass innerhalb dieser Lose zumindest teilweise vergleichbare Betonzusammensetzungen verwendet wurden und gleichzeitig Teilabschnitte mit und ohne der hier zu untersuchenden Rissbildungen vorliegen.

Im Rahmen der Studien wurden in erster Linie die Bauwerksakten, soweit sie noch verfügbar waren, ausgewertet. Dabei wurden insbesondere Angaben zu den Betonausgangsstoffen, der Betonzusammensetzung und den Randbedingungen bei der Herstellung der Betonfahrbahndecken analysiert.

Bei diesen Auswertungen zeigte sich ein relativ deutlicher Zusammenhang zwischen den bei der Herstellung der Betonfahrbahndecken vorliegenden Temperaturverhältnissen und der jetzt vorgefundenen Rissbildung. Im Zuge der BAB A67 wurde ein Abschnitt in zwei Baulosen hergestellt, wobei gemäß den vorliegenden Dokumentationen in beiden Losen ein- und derselbe Beton, d.h. mit gleichen Ausgangsstoffen und gleicher Zusammensetzung, eingebaut wurde. Der Betoneinbau erfolgte bei Baulos 1 Ende August/Anfang September bei Temperaturen von rd. 25–30°C, demgegenüber wurde im Baulos 2 in den Wintermonaten November/Dezember bei Temperaturen von rd. 5–8°C betoniert. In diesen Bereichen wurde durch die zuständige Autobahnmeisterei bereits kurz vor diesen Studien das Rissbild für die gesamte Strecke aufgenommen. Dabei zeigte sich, dass in dem im Sommer betonierten Baulos 1 in den meisten Platten 1 bis 3 Risse vorhanden sind (Bild 5). Demgegenüber konnte in dem gesamten Baulos 2, hergestellt bei deutlich niedrigeren Temperaturen, kein einziger Riss festgestellt werden.

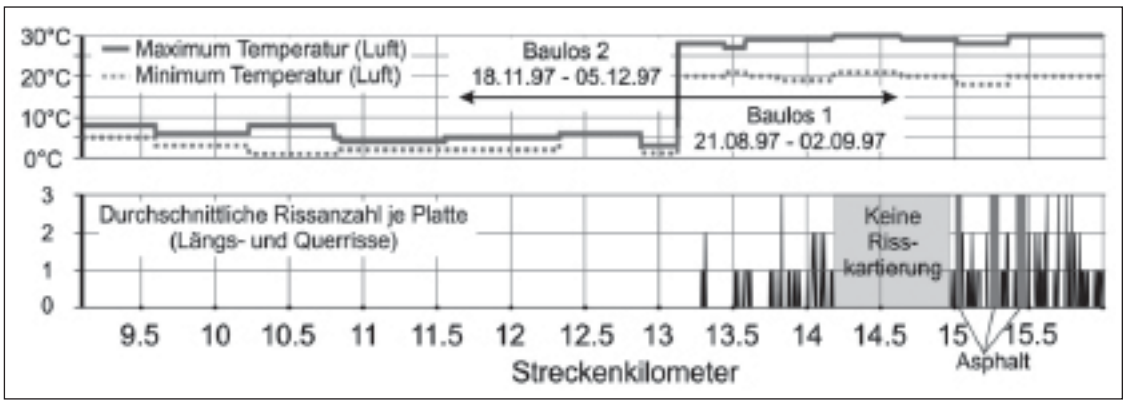


Bild 5: Durchschnittliche Herstelltemperatur und Rissanzahl je Platte eine Strecke von rd. 7 km im Zuge der BAB A 67

In den anderen hier näher betrachteten Streckenabschnitten wurden die Rissbilder im Zuge von Streckenbegehungen repräsentativ aufgenommen. Dabei wurden je Platte die Rissanzahl, die Rissbreite und die Risslänge ermittelt, wobei die Risslänge in den meisten Fällen mit der Plattenlänge identisch ist. Um das vorhandene Rissbild bzgl. der maßgebenden Längsrisse auch quantitativ vergleichen zu können, wurde aus diesen Daten die repräsentative Rissöffnungsfläche (aus dem Produkt von Rissanzahl, Risslänge und Rissbreite) je Platte errechnet. Netzrisse wurden zusätzlich qualitativ erfasst, wobei auch deren charakteristische Breite mit dokumentiert wurde.

Zusätzlich wurden die noch vorhandenen Bauakten bezüglich der klimatischen Bedingungen während des Betoneinbaus ausgewertet. Für Baulose, bei denen diesbezüglich keine Aufzeichnungen mehr verfügbar waren, wurden die Klimadaten für die entsprechenden Herstellzeiträume über Wetterstationen des Deutschen Wetter Dienstes bezogen. In Tabelle 1 sind die Rissauswertungen und die zugehörigen Temperaturen bei der Herstellung der Betonfahrbahndecke für mehrere untersuchte Streckenlose im Zuge der BAB A9 und BAB A10 zusammengefasst.

	Längs- und Querrisse			Netzrisse	
Abschnitt	Mittlere Rissanzahl	Mittlere Rissbreite	Mittlere Rissöffnungsfläche	Mittlere Rissbreite	Temperatur bei der Herstellung
	-	mm	mm²	mm	°C
9–1	5–6	0,40	11.000	0,30	23
9–2	1	0,10	500	0,10	3
9–3	1	0,15	750	0	14
10-2	5–6	0,20	5.650	0.20	26
10–5	4–5	0,20	5.050	0.45	20
10–6	6–9	0,30–0,65	14.300	0.55	15
10–8	3–4	0,25	4.500	0.10	10
10–11	0	0	0	0	8
10–12	6	0,20	6.600	0.10	26

Tabelle 1: Charakterisierung des Rissbildes und durchschnittliche Herstelltemperatur für Streckenlose im Zuge der BAB A9 und BAB A10

In der grafische Darstellung (Bild 6), in der auch die verschiedenen Gesteinskörnungen und Zemente (Na2O-Äquivalent), die in den jeweiligen Streckenlosen verwendet wurden, differenziert dargestellt sind, zeigt sich wiederum – zumindest tendenziell – ein Zusammenhang zwischen der Temperatur bei der Herstellung der Fahrbahndecke und dem heute vorzufindenden Rissbild. In den Streckenlosen, die bei Temperaturen unter rd. 15-20°C hergestellt worden waren, konnten bei der Streckenbegehung nahezu keine oder höchstens wenige Risse festgestellt werden. In Streckelosen, die oberhalb dieser Temperatur betoniert wurden, steigt demgegenüber die Rissöffnungsfläche progressiv an. Zwei Streckenlose (10-6 und 10-8), auf die nachfolgend eingegangen werden soll, fallen aus dieser Korrelation heraus, sodass davon ausgegangen werden muss, dass in diesen beiden Fällen andere Ursachen die Rissbildung dominiert haben.

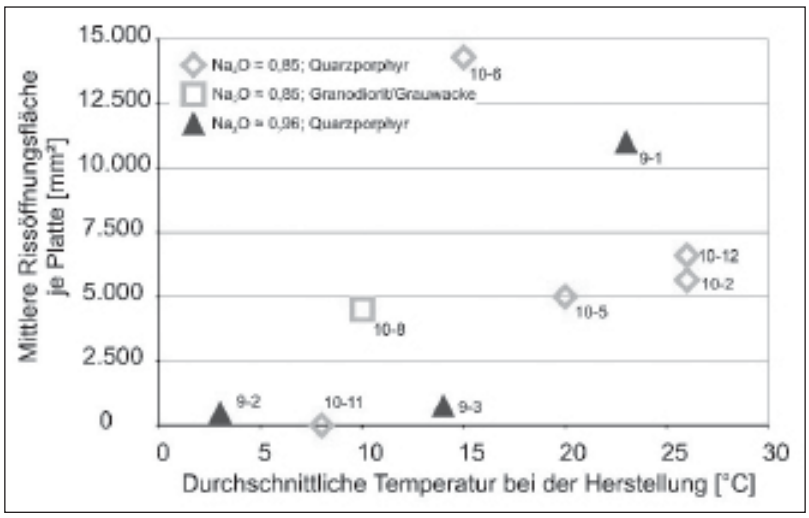


Bild 6: Durchschnittliche Herstelltemperatur und mittlere Rissöffnungsfläche

Auf Grund dieser Auswertungen kann einer hohen Temperatur während der Herstellung der Betonfahrbahn und damit einhergehenden hohen Zwangsspannungen schon in den ersten Tagen ein maßgeblicher Beitrag zur Rissbildung in Betonfahrbahndecken zugeschrieben werden. Wie jedoch bereits dargelegt und auch aus (Bild 6) ersichtlich, kann die Herstelltemperatur nicht als einzige Rissursache isoliert betrachtet werden.

Wie ebenfalls bereits erläutert, können neben den thermischen Einwirkungen auch ungünstige hygrische Randbedingungen die Rissbildung in Betonfahrbahndecken begünstigen. So wurde in dem Streckenlos 10-6, das aus den in Bild 6 dargestellten Korrelationen zur Herstelltemperatur heraus fällt, im Rahmen der Streckenbegehung bis an den Fahrbahnrand heranreichend Schilfbewuchs festgestellt (Bild 7). In diesem Streckenabschnitt, der in einer Senke liegt, wurde einige Jahre zuvor die früher betriebene Grundwasserabsenkung abgestellt, mit der Folge dass der Grundwasserspiegel signifikant bis knapp unter Geländeoberkante anstieg.



Bild 7: Schilfbewuchs direkt neben der Strecke

Bei der weiteren Auswertung dieses Abschnitts zeigte sich, dass die ermittelten Rissöffnungsflächen innerhalb dieses Streckenabschnitts stark variierten. In dem Bereich der o.a. Senke waren die mittleren Rissöffnungsflächen rd. viermal so hoch als in den angrenzenden höher gelegenen Bereichen (Bild 8).

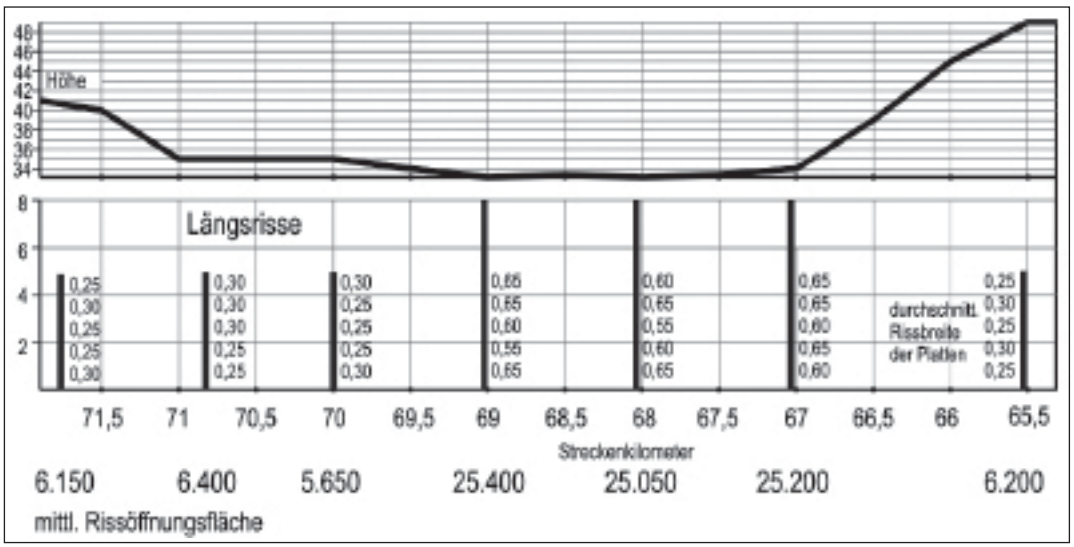


Bild 8: Höhenprofil des Streckenabschnitts BAB A10-6 und bereichsweise Zuordnung der Rissöffnungsflächen

Als Folge des gestiegenen Grundwasserspiegels und der damit einhergehenden Durchfeuchtung muss davon ausgegangen werden, dass im Bereich der Senke die Tragfähigkeit des Untergrunds vermindert wurde. Somit können schon die in den letzten Jahren diesen Bereich überrollenden Fahrzeuge nachhaltig die Rissbildung begünstigt haben. Darauf deutet auch der Rissverlauf über die Plattentiefe hin. An Bohrkernen waren die Risse an der Unterseite der Fahrbahnplatte in der Regel breiter (Bild 9), was auf Biegerisse mit Zug auf der Unterseite hinweist. Darüber hinaus kann sich durch die Feuchtezufuhr an der Unterseite der Betonplatte auch ein ungünstiger Feuchtegradient ausbilden, der zusätzlich zu Biegerissen von der trockenen Oberseite ausgehend führt.

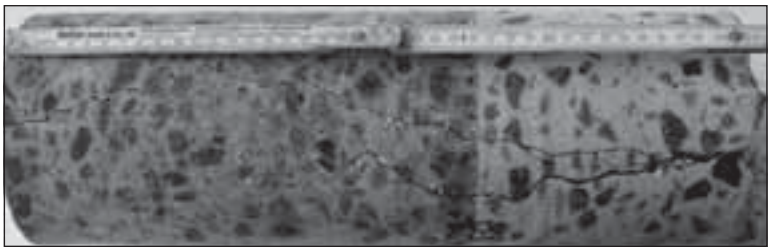


Bild 9: Bohrkern aus dem Abschnitt 10-6 mit Rissen beginnend an der Unterseite

Des Weiteren ließ sich aus den Auswertungen der Dokumentationen über die Eignungsprüfungen auch ein Zusammenhang zwischen dem Alkaligehalt des Betons und dem vorgefundenen Rissbild ableiten. In drei benachbarten Streckenabschnitten der BAB A40 waren die Betonzusammensetzungen sehr ähnlich, Unterschiede bestanden lediglich im Zementgehalt und im Na2O-Äquivalent der jeweiligen Zemente. Durch letztere wurden somit auch unterschiedliche Mengen an Alkalien in den Beton eingetragen (Tabelle 2).

In den beiden Abschnitten 40-6 und 40-7, die mit Zementen mit vergleichsweise niedrigem Na2O-Äquivalent von unter 0,80 M.-% hergestellt wurden, wurden keinerlei Risse festgestellt. Demgegenüber war im Abschnitt 40-5, bei dem ein Zement mit einem Na2O-Äquivalent von 0,88 M.-% verwendet wurde, eine so ausgeprägte Rissbildung vorhanden, dass dort bereits vor der Streckenbegehung die gesamte Oberfläche beschichtet worden war. Maßgeblich aufgrund dieser Erkenntnis wurde bereits im ARS 15/2005 der max. zul. Alkaligehalt der Zemente weiter nach unten abgesenkt. So dürfen CEM I – Zemente, die heute für Straßenbetone eingesetzt werden sollen, ein Na2O-Äquivalent von höchstens 0,80 M.-% aufweisen.

Abschnitt	Zement		Alkaligehalt	Reaktive
	Art	Gehalt	$Na_2O_{eq.}$	Gesteinskörnung
	-	kg/m³	%	
40-5, ausgeprägtes Rissbild, zwischenzeitlich beschichtet	PZ 35 F	360	0,88	Grauwacke
40-6, keine Risse	PZ 35 F	340	0,73	Grauwacke
40-7, keine Risse	CEM I 32,5 R	350	0,78	Grauwacke

Tabelle 2: Betonzusammensetzungen von drei Streckenlosen einer Autobahn

3.3 AKR Labor-Untersuchungen

Um zusätzlich Informationen über das AKR-Potenzial der verschiedenen Betone zu bekommen, wurden aus diversen Streckenabschnitten Bohrkerne entnommen und am Forschungsinstitut der Zementindustrie in Düsseldorf sowie am Finger-Institut in Weimar einschlägigen AKR-Untersuchungen unterzogen. Dabei ergibt sich von selbst, dass an diesen bereits mehrere Jahre im Freien gealterten Betonen nur das Restdehnungspotenzial erfasst werden kann. Die entnommenen Bohrkerne wurden vorab der Länge nach halbiert. Eine Hälfte wurde bei 60°C über Wasser gemäß der Performanceprüfung nach DAfStb-Richtlinie „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktionen im Beton„, Teil 3, (Ausgabe 2006) gelagert. Die andere Hälfte wurde zyklisch folgender Lagerung ausgesetzt: 6 Tage über Wasser bei 60°C, 1 Tag bei 20°C, 5 Tage bei 60°C im Trockenschrank und anschließend 2 Tage in eine NaCl-Lösung mit einer Konzentration von 0,6 mol/l eingelagert. Bei letzterer wurde somit eine externe Alkalizufuhr simuliert. In Summe wurden 16 solcher Zyklen durchlaufen. Während beider Lagerungen wurden an allen Probekörpern die Dehnungen gemessen. Bei der Bewertung der gemessenen Dehnungen ist zu berücksichtigen, dass sich schon allein durch thermische und hygrische Änderungen Dehnungen in der Größenordnung von 0,3 bis 0,4 mm/m, bei externer Salz-(Alkali)-zufuhr sogar von 0,5 mm/m einstellen. Diese stehen somit in keinem Zusammenhang mit einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Daher sind als AKR-bedingte Dehnungen nur solche oberhalb dieser Grenzdehnungen zu werten.

Bei diesen Bohrkernuntersuchungen zeigten sich an Bohrkernen, die aus rissvorgeschädigten Streckenabschnitten stammten, durchweg größere Dehnungen als an solchen, die aus ungerissenen Bereichen entnommen wurden (Bild 10). Wirkte nur Feuchtigkeit auf den Beton ein, so konnte in der Regel bereits nach wenigen Wochen keine weitere Dehnungszunahme mehr festgestellt werden (Bild 10). Demgegenüber war eine kontinuierliche Dehnungszunahme zu beobachten, wenn im Rahmen der beschriebenen Zyklen zusätzlich von außen Alkalien zugeführt wurden (Bild 10). In diesem Fall waren die Dehnungszuwächse bei den Proben aus gerissenen Abschnitten signifikant größer als bei denen aus ungerissenen Bereichen.

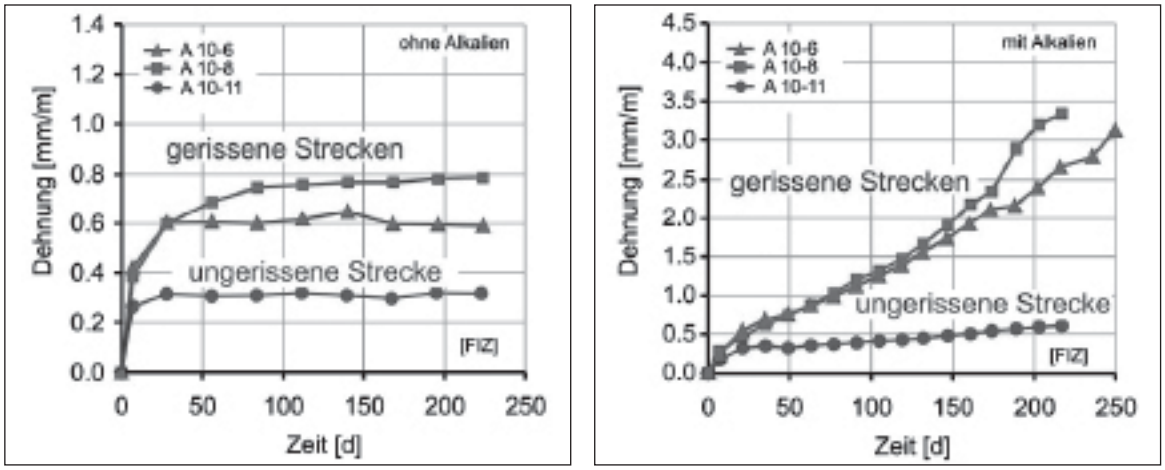


Bild 10: Dehnungen der Bohrkerne infolge der Lagerung bei 60°C
a) links: ohne externe Alkalizufuhr
b) rechts: mit externer Alkalizufuhr

Man kann somit davon ausgehen, dass sowohl Feuchtigkeit, als auch darin gelöste Alkalien in ein bereits vorgeschädigtes Betongefüge intensiver eindringen als in ein mehr oder weniger ungeschädigtes Gefüge. Demzufolge kann weiter angenommen werden, dass eine AKR ein schädliches Ausmaß bevorzugt erst in schon vorhandenen Rissen (auch Mikrorissen) aufbaut. Damit trägt sie mehr zur Schadensausweitung bei – was nicht minder gefährlich ist – als zur eigentlichen Rissinitiierung. Dies zeigt sich auch darin, dass die Dehnungen – für vergleichbare Betone – tendenziell umso größer waren, je größer die Rissöffnungsfläche des Streckenabschnitts war, aus dem die jeweiligen Bohrkerne gewonnen wurden (Bild 11).

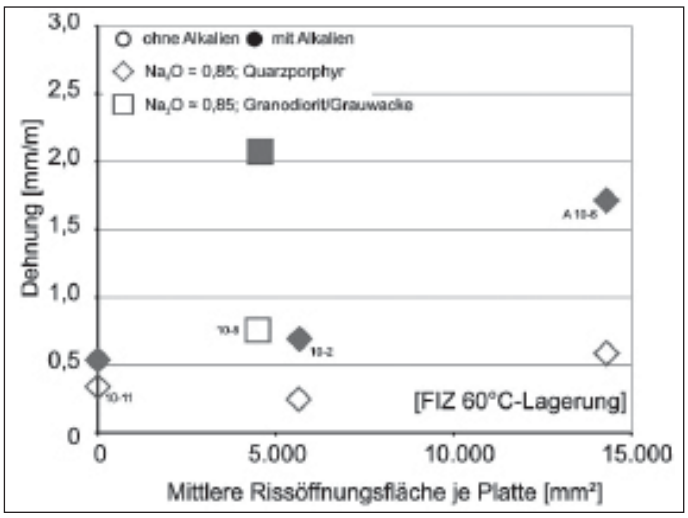


Bild 11: Dehnungen (Mittelwerte) und mittlere Rissöffnungsflächen ausgewählter Streckenabschnitte

In Bild 11 zeigt sich auch das unterschiedliche Dehnpotenzial, das durch unterschiedliche Betonausgangsstoffe hervorgerufen werden kann. Gemäß den Aufzeichnungen in den Eignungsprüfungen sind die Betone in den Abschnitten 10-6 und 10-11 mit identischen Betonausgangsstoffen (grobe Gesteinskörnung: Quarzporphyrsplitt, Zement: CEM I 32,5, Na2O-Äquivalent: 0,85 M.-%) aus jeweils demselben Lieferwerk hergestellt worden. Bei dem Abschnitt 10-2 wurde im Prinzip der gleiche Beton eingebaut, lediglich entstammte der Quarporphysplitt hier einem anderen Lieferwerk. Demgegenüber wurde im Abschnitt 10-8 der

Beton zum einen mit einem geringeren Zementgehalt (bei vergleichbarem Alkaligehalt des Zements), zum anderen mit Granodiorit-/Grauwackesplitt als grober Gesteinskörnung hergestellt. Aufgrund an den Bohrkernen ermittelten Dehnungen muss man davon ausgehen, dass der im Abschnitt 10-8 verwendete Granodiorit-/Grauwackesplitt offensichtlich ein größeres AKR-Potenzial aufweist als der in den anderen Abschnitten eingesetzte Quarzporphyrsplitt. Es wird hierbei allerdings nochmals ausdrücklich darauf hingewiesen, dass eine solche Bewertung nie charakteristisch für alle Gesteine einer bestimmten Mineralogie vorgenommen werden kann, sondern sich solche Aussagen stets auf ein Gestein einer ganz bestimmten Herkunft beschränken.

4 Zusammenfassung

Risse in Betonfahrbahndecken können durch verschiedene potenzielle Ursachen hervorgerufen werden. In den seltensten Fällen kann die Rissbildung einer einzigen Einwirkung zugeordnet werden, in den meisten Fällen ist von einer Überlagerung verschiedener Spannungsquellen auszugehen. Eine davon kann auch die Alkali-Kieselsäure-Reaktion im Beton darstellen.

Um den Einfluss einer solchen AKR auf die Rissbildung genauer spezifizieren zu können, wurden insgesamt 21 Streckenlose genauer analysiert. Als ein maßgeblicher Parameter auf die in Betonfahrbahndecken vorgefundenen Rissbilder hat sich die Temperatur bei der Herstellung erwiesen. Je höher diese war, mit umso intensiverer Rissbildung muss nach einigen Jahren gerechnet werden. Darüber hinaus zeigten auch ungünstige hygrische Verhältnisse (hoher Grundwasserstand) nicht unerhebliche Auswirkungen auf die in den jeweiligen Abschnitten vorzufindenden Risse. Aus den Auswertungen der Projektdokumentationen und der Rissaufnahmen kann tendenziell abgeleitet werden, dass eine erste Initialrissbildung in den Betonfahrbahndecken vor allem auf thermisch und/oder hygrisch bedingte Zwangsspannungen, sowie u.U. auch auf Spannungen infolge der Verkehrslasten zurückzuführen ist. Es ist davon auszugehen, dass eine AKR in diesem Stadium eine eher untergeordnete Rolle spielt.

Nach den bisherigen Studien wirkt sich eine AKR vor allem erst im Anschluss daran maßgeblich aus, sofern die notwendigen Voraussetzungen (alkaliempfindliche Gesteinskörnung, entsprechend hohe Alkaligehalte im Beton, sowie Feuchtigkeit) gegeben sind. Können durch bereits vorhandene Risse, wobei hier schon feine Mikrorisse ausreichen, Feuchtigkeit und zeitweise auch darin gelöste Alkalien tiefer in das Betongefüge eindringen als in ungerissenen Beton, so wird dadurch die AKR merklich intensiviert. Dies konnte auch in einschlägigen AKR-Untersuchungen an Bohrkernen aus gerissenen und ungerissenen Streckenabschnitten nachgewiesen werden.

Ebenso hat sich in diesen Laboruntersuchungen das höhere Dehnvermögen des Betons gezeigt, wenn diesem von außen zusätzlich Alkalien zugeführt werden. Auch hier waren die Dehnungszuwächse umso größer, je mehr der Beton schon durch Risse vorgeschädigt war. Somit wird – nach derzeitigem Kenntnisstand – von einer AKR mehr eine Schadensausweitung als eine Rissinitiierung hervorgerufen.

Literatur

1 Springenschmid, R., Fleischer, W.: Oberflächenrisse in älteren Betonfahrbahndecken. Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau 1993, Heft 10, S. 724 – 732.

2 Sodeikat, C.: Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen. Dissertation – Schriftenreihe Baustoffe, Baustoffinstitut TU München, Heft 1/2001.

3 Breitenbücher, R., Ibuk, H.: Experimentally based investigations on the degradation-process of concrete under cyclic load. Materials & Structures 2006.

4 Stark, J., Wicht, B.: Dauerhaftigkeit von Beton. Schriften der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, F.A. Finger-Institut, Heft 100, Weimar 1995.

Vliv alkalicko-křemičitých reakcí na vznik trhlin v cementobetonových krytech vozovek

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher
Dipl.-Ing. Christoph Sievering

Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Baustofftechnik
Universitätsstraße 150, 44801 Bochum
Tel.: 0234 / 32-22649, Fax: 0234 / 32-14113
E-mail: rolf.breitenbuecher@ruhr-uni-bochum.de

Již několik let je tvorba trhlin v cementobetonových krytech vozovek pravidelně spojována s alkalicko-křemičitými reakcemi (AKR). U těchto trhlin však připadá v úvahu několik příčin, které při komplexním hledání příčin nesmí být opomenuty. Byly prováděny rozsáhlé výzkumy různých úseků s trhlinami a bez trhlin. Jejich cílem bylo, na základě zaznamenání výskytů trhlin a pátrání ve stavební dokumentaci, jakož i zkoumáním příslušných jádrových vývrtů z těchto úseků, zjistit příčiny trhlin a zejména vliv alkalicko-křemičité reakce. Při zkoumání se ukázalo, že ve většině případů byly za vznik trhlin zodpovědný souběh a interakce nejrůznějších vlivů ze zatížení tepelného / z vlhkosti, z dopravy a/nebo z AKR.

1 Úvod

V poslední době se na různých úsecích po celém Německu objevily v cementobetonových krytech vozovek trhliny, které bývaly pravidelně spojovány s alkalicko-křemičitou reakcí (AKR) jako rozhodující příčinou. U těchto trhlin jde převážně o podélné trhliny, které jsou přirozeně výraznější v hlavním jízdním pruhu. Tyto trhliny lze ovšem najít i v předjížděcím a odstavném pruhu. Kromě toho byly na některých úsecích zjištěny také výrazné síťové trhliny.

Ve většině případů však nelze označit jedinou příčinu vzniku trhlin. Při vzniku trhliny lze nejprve pouze konstatovat, že byla překročena pevnost betonu v tahu. Musí se však vycházet z toho, že k tomu u cementobetonových krytů vozovek přispívají různá namáhání a že tak přicházejí v úvahu různé dílčí příčiny vzniku trhlin, které se prostorově a časově překrývají. Tak také zůstává stále otevřená otázka, jaký podíl na tom skutečně má AKR. Ten bude také případ od případu různě velký. Pouze ze skutečnosti, že u výbrusu z betonu z úseků poškozených trhlinami byly zjištěny příslušné produkty alkalicko-křemičité reakce, nelze ještě vyvozovat závěrečné hodnocení ohledně jejího podílu na vzniku trhlin jen proto, že jediná AKR je jako dílčí příčina vzniku trhlin dodatečně zjistitelná na základě identifikovaného alkalicko-křemičitého gelu. Naproti tomu všechny ostatní možné příčiny vzniku trhlin nezanechávají žádné „stopy“, jejichž prostřednictvím by mohl být dodatečně prokázán jejich výskyt.

2 Vznik trhlin v betonových krytech vozovek

2.1 Rozlišování vzhledu trhlin

V případě zjištěných trhlin v betonových krytech vozovek se většinou jedná o nápadnější podélné trhliny, které mohou být vzájemně propojeny jemnějšími příčnými trhlinami (obr. 1, vlevo). Podélné trhliny se často vytvářejí v oblasti ponorných vibrátorů, přičemž ty vzhledem k obohacení maltou, ke kterému tam většinou dochází, určují pouze lokalizaci, avšak nelze je označit za příčiny trhlin. Tyto trhliny se často rozprostírají přes celou vozovku (odstavný pruh a jízdní pruhy). Trhliny jsou přirozeně výraznější v hlavních jízdních pruzích. To lze zdůvodnit v první řadě silnějším namáháním této oblasti provozem nákladních vozidel po vzniku trhlin.

Dále lze pozorovat částečně také síťové trhliny charakteru krakelé, které rovněž většinou nejsou příliš hluboké a zřetelně se odlišují od podélných a příčných trhlin (obr. 1, vpravo).



Obr. 1: Podélné trhliny a síťové trhliny na cementobetonovém krytu

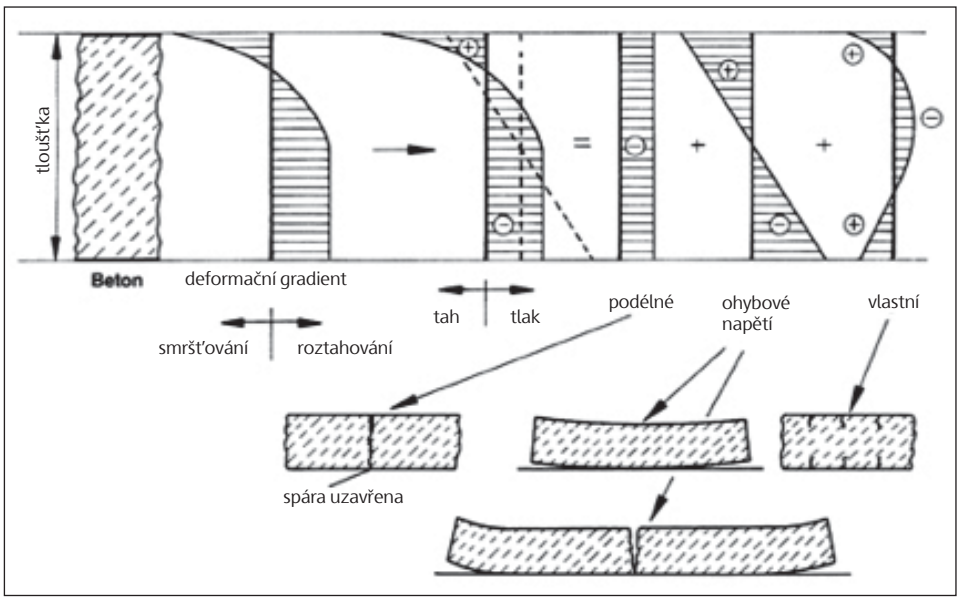
Dokud zůstávají trhliny dostatečně úzké, a to i když jsou síťovitě jemně rozprostřeny, neovlivňuje to v zásadě negativně používání krytu vozovky. K ohrožení dojde teprve tehdy, když se trhliny – zejména v oblasti spár – rozvětví, boky trhlin se v důsledku přejíždějící dopravy stále více rozšiřují, následný provoz je ohrožován stále více se vylamujícími částicemi a při tom se drasticky zhoršuje celkový stav vozovky. Proto musí být cílem jak ve fázi plánování, tak i ve fázi stavby a užívání celkově zabránit takovémuto extenzivnímu vzniku trhlin.

2.2 Možné příčiny trhlin

2.2.1 Vynucená a vlastní pnutí

Způsobem konstrukce a podmínkami pokládky se v cementobetonových krytech vozovek do značné míry zabraňuje vlastním deformacím materiálu. Tak se mohou v těchto konstrukčních částech vytvářet značná vynucená a vlastní pnutí. Ke značným vlastním deformacím a tím k nuceným a vlastním pnutím při tom přispívají bezprostředně po uložení betonu změny teplot v důsledku hydratačního tepla, ozáření sluncem a následného ochlazení v noci. Dále k tomu přispívají časem také změny teplot v důsledku povětrnostních vlivů a ročních období. Stejně vedou k nuceným a vlastním pnutím také změny vlhkostních podmínek, s nimiž přicházejí vlastní deformace vlhkostí v krytech vozovek.

Ani změny teplot ani vlhkosti se neprojevují v celém průřezu desky jako konstantní deformace. Mnohem spíše je třeba vycházet z nelineárního průběhu vlastních deformací v tloušťce desky. V důsledku toho se vlivem bránění deformaci v tloušťce desky vytváří rovněž nelineární rozložení napětí. To lze rozdělit na část centrických nucených napětí, probíhajících konstantně v tloušťce desky (podélná napětí), část nucených ohybových napětí, probíhajících lineárně v tloušťce desky a část nelineárních vlastních napětí (obr. 2).



Obr. 2: Napětí a trhliny v betonových deskách v důsledku negativních deformačních gradientů při změnách teploty a/nebo vlhkosti (podle [i])

V krytech vozovek, zhotovených ze dvou vrstev různých betonů, např. ze spodního betonu s kamenivem z recyklovaného betonu a z vrchního betonu s tvrdým drceným kamenivem, mohou především při větších změnách teplot v důsledku značně rozdílných součinitelů tepelné roztažnosti obou vrstev (bimetalový efekt) rovněž vzniknout značná nucená ohybová napětí v krytu vozovky [ii].

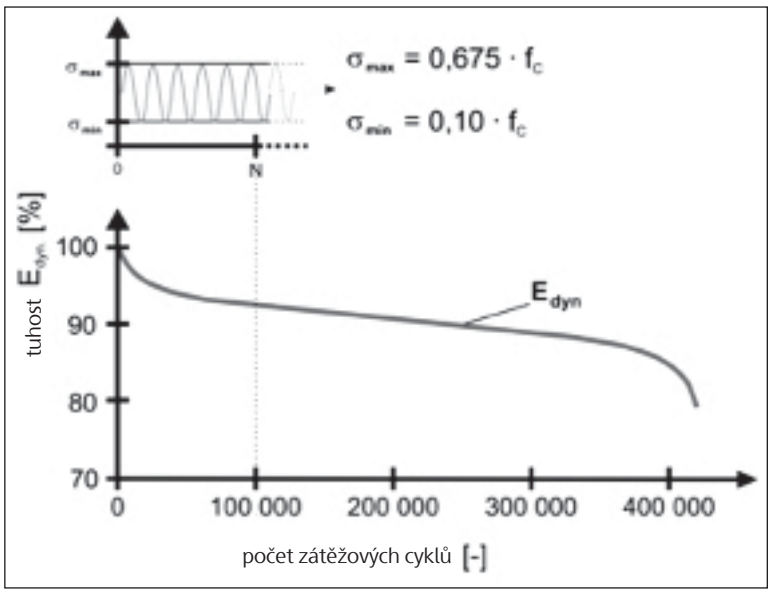
Pokud se k tomu u změn vlhkosti vedle vysychání povrchu vozovky přidá ještě zvlhčování na spodní straně, zvýší se tím významně zejména podíl lineární deformace a tím nucená ohybová napětí. Vysychání na horní straně prakticky nelze nikdy úplně zabránit; je však třeba odpovídajícími opatřeními konstrukční povahy a technikou provádění od samého začátku zabránit provlhání betonu na spodní straně desky vozovky.

Překročí-li centrická podélná napětí pevnost betonu v tahu, vzniknou přibližně stejně široké trhliny, procházející přes celou desku. Naproti tomu ohybová nucená napětí působí klínovité ohybové trhliny s větším otvorem trhliny na chladnější / sušší straně betonové desky. Vlastní pnutí, která vyvolávají namáhání tahem na povrchu, mohou způsobit pouze síťové trhliny malé hloubky.

2.2.2 Napětí z dopravy

Vedle zmíněných vlivů tepla a vlhkosti, nezávislých na dopravě, přispívají k napětí v krytech vozovek v nezanedbatelné míře také vlivy od zatížení a je tedy třeba je zahrnout do celkového posuzování jako dílčí příčinu vzniku trhlin. Sem patří v první řadě namáhání vozovek v důsledku dopravního zatížení, které v posledních letech významně narostlo. I když se povolená zatížení náprav podstatně nezvýšila, je třeba na druhé straně vzít v potaz podstatné zvýšení podílu nákladních vozidel na dálnicích, což je pro projednávanou problematiku podstatné. Mezi lety 1970 a 2005 vzrostl výkon nákladní dopravy z cca 80 mil. tunokilometrů na cca 400 mil. tunokilometrů. To vede v porovnání s dřívějšími dopravními poměry ke znatelně vyššímu dynamickému namáhání cemenobetonového krytu vozovky.

Zejména v důsledku těchto dynamických zatížení, cyklicky se opakujících v průběhu několika miliónů střídavého zatěžování, nelze v mikrostruktuře betonu vyloučit narušení struktury. Při příslušných výzkumech na katedře techniky stavebních hmot na Porúrské univerzitě v Bochumi byly prokázány degradace (rozvolnění struktury) v mikrostruktuře v důsledku takovýchto dynamických zatížení, když napětí v horní vrstvě od cyklických namáhání tlakem překročilo cca 40 % pevnosti betonu v tlaku. Tyto změny se projevily jednak v nárůstu kontinuálně měřených deformací, jednak v úbytku tuhosti (obr. 3) [iii].



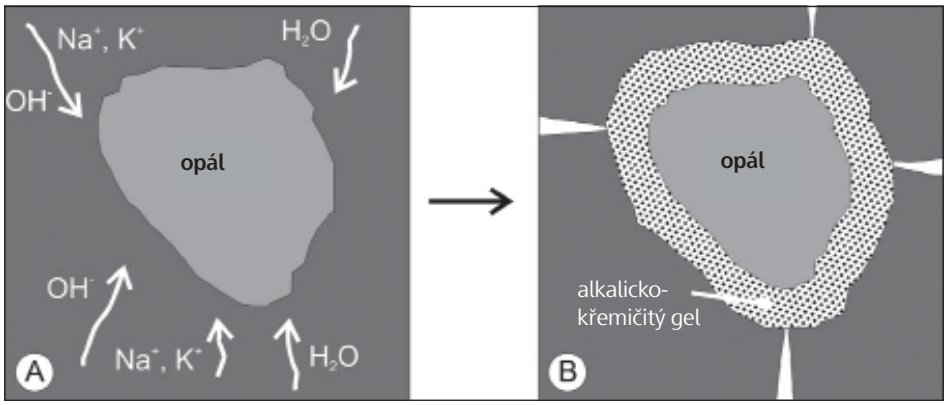
Obr. 3: Degradace betonu v důsledku dynamického zatížení

Z takovéto degradace struktury betonu mohou v důsledku přetrvávajících účinků dopravy v kombinaci s nucenými a vlastními pnutími vznikat nejprve mikrotrhliny a z nich časem i makrotrhliny. Takovéto rozvolňování struktury může současně usnadňovat vnikání vlhkosti a rozpuštěných médií (především posypové soli) do struktury betonu, takže v důsledku takovýchto interakcí mohou zrychleně probíhat i jiné škodlivé reakce (např. AKR).

2.2.3 Vnitřní tlak z bobtnání v důsledku AKR

Při alkalicko-křemičité reakci reagují amorfní kyselina křemičitá (SiO_2) a hydroxid alkalického kovu (NaOH, KOH) – za přítomnosti vlhkosti – na více či méně konzistentní alkalicko-křemičitý gel (rovnice (1), obr. 4).

$$2NaOH + SiO_2 + n \cdot H_2O \rightarrow Na_2SiO_3 \cdot nH_2O \qquad (1)$$



Obr.4: A Reakce amorfní kyseliny křemičité s NaOH, KOH a vodou
B Nárůst objemu při tvorbě alkalicko-křemičitého gelu

Tato reakce je v důsledku vázání molekul vody spojena s rozšířením objemu. Do betonu s odpovídajícím reakčním potenciálem se amorfní kyselina křemičitá dostává zpravidla v zrnech kameniva, alkálie v rozhodující míře prostřednictvím cementu. Alkalicko-křemičitá reakce pak začíná v oblasti styku malty a zrn kameniva. Vzhledem k pevnému uložení zrn kameniva v maltě však gel nemá k dispozici pro expanzi téměř žádný prostor. Znemožňované zvyšování objemu tak vede k vnitřnímu tlaku vyvolanému bobtnáním, který může být v extrémních případech až 20 N/mm² [iv]. Ten tak daleko převyšuje pevnost v tahu, kterou může beton zachytit. V důsledku toho se vytvářejí trhliny, které jsou většinou jemně rozprostřené a síťovité. Oproti trhlinám charakteru krakelé, způsobených vlastním pnutím, se však trhliny způsobené AKR neomezují pouze na viditelnou okrajovou oblast, nýbrž se táhnou celou strukturou betonu. S pokračující tvorbou gelu tak může být struktura betonu zcela zničena. V tom spočívá hlavní ohrožení alkalicko-křemičitou reakcí.

Kryty vozovek jsou oproti běžným betonovým stavbám zvláštní tím, že alkálie, vedle interního vnesení do betonu prostřednictvím složek betonu (cement, přídavné látky), do něj mohou být přivedeny během užívání také externě rozmrazovacími prostředky obsahujícími alkálie. Tento přísun je ještě zesilován neustále přejíždějící dopravou.

Při splnění příslušných předpokladů tak může u betonových krytů vozovek probíhat AKR obzvlášť intenzivně. K tomu se přihlíželo např. ve směrnici DAfStb „Preventivní opatření proti škodlivé alkalické reakci v betonu (Alkali-Richtlinie)" a v DIN 1045-2 zavedením třídy vlhkosti „WS" speciálně pro kryty vozovek.

3 Zkoumání cementobetonových krytů s / bez trhlin in situ

3.1 Postup

Vzhledem k četným možnostem vyvolání pnutí v cementobetonových krytech vozovek nelze v normálním případě určit jednu jedinou příčinu vzniku trhlin v těchto částech stavby. Spíše se musí ve většině případů vycházet z toho, že pnutí, vyvolaná různými vlivy, se prostorově a časově překrývají, takže jsou společně zodpovědná za vznik trhlin. Přitom již zpravidla není možné následné kvantitativní rozlišení podílů jednotlivých vlivů.

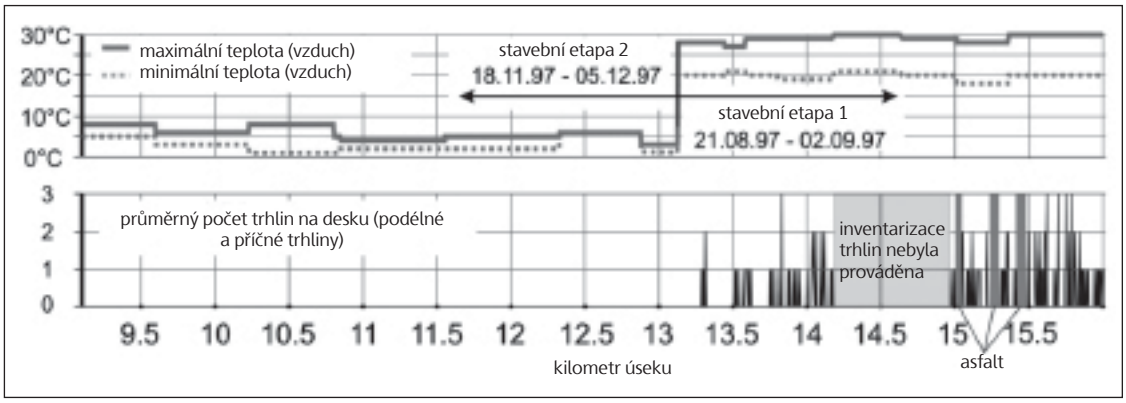
Aby přesto bylo možno získat hlubší poznatky o vlivu alkalicko-křemičité reakce na tvorbu trhlin v betonových krytech vozovek, provádějí se teď ve sdruženém výzkumném projektu Spolkového ministerstva dopravy, stavebnictví a místního rozvoje (BMVBS) pod vedením katedry techniky stavebních hmot Porúrské univerzity Bochum ve spolupráci s Výzkumným ústavem cementářského průmyslu Düsseldorf, Fingerovým ústavem Výmarské univerzity a Centrem stavebních hmot a zkoušek materiálů Technické univerzity Mnichov na vybraných úsecích dálnic rozsáhlé výzkumy. Při nich se na jedné straně při příslušných laboratorních výzkumech zjišťuje zbývající potenciál AKR na jádrových vývrtech odebraných z úseků s trhlinami a bez trhlin. Na druhé straně se vyhodnocuje všechna dostupná dokumentace pro příslušné úseky o stavbě, užívání a o dosavadních pozorováních. Ze souběhu všech dílčích výsledků mají být pro každý úsek identifikovány a je-li to možné, dokonce kvantifikovány vlivy, specifické pro tvorbu příslušných trhlin.

3.2 Vyhodnocení dokumentace o objektech

Do studií bylo zahrnuto celkem 21 úseků na spolkových dálnicích A9 (oblast Lipska), A10 (jižně od Berlína), A40 (oblast Duisburg – Venlo) a A67 (Darmstadt – Mönchhof-Dreieck). Mezi kritéria pro výběr těchto úseků patřilo mimo jiné, aby v rámci těchto úseků byl použit beton alespoň částečně srovnatelného složení a současně zde existovaly dílčí úseky se zkoumanými trhlinami a bez nich.

V rámci studií byla v první řadě vyhodnocena dokumentace staveb, pokud ještě byla k dispozici. Při tom byly analyzovány zejména údaje o výchozích materiálech do betonu, složení betonu a okrajových podmínkách při zhotovování cementobetonových krytů vozovek.

Při těchto vyhodnoceních se ukázala poměrně jasná souvislost mezi teplotními poměry, panujícími při zhotovování cementobetonových krytů vozovek a nyní zjištěným vznikem trhlin. Na spolkové dálnici A67 byl jeden úsek zhotoven ve dvou stavebních etapách, přičemž podle dostupné dokumentace byl v obou etapách položen tentýž beton, tzn. se stejnými výchozími hmotami a stejným složením. Pokládka betonu u stavební etapy 1 probíhala koncem srpna / začátkem září při teplotách kolem 25-30°C. Naproti tomu ve stavební etapě 2 se betonovalo v zimních měsících listopad / prosinec při teplotách kolem 5-8°C. V těchto oblastech zajistilo příslušné středisko správy a údržby dálnice již krátce před těmito studiemi inventarizaci výskytu trhlin v celém úseku. Při tom se ukázalo, že u stavební etapy 1, betonované v létě, se ve většině desek vyskytují 1 až 3 trhliny (obr. 5). Naproti tomu u celé stavební etapy 2, zhotovené za znatelně nižších teplot, nebyla zjištěna žádná trhlina.



Obr. 5: Průměrné teploty při pokládce a počet trhlin na desku v úseku cca 7 km na dálnici A 67

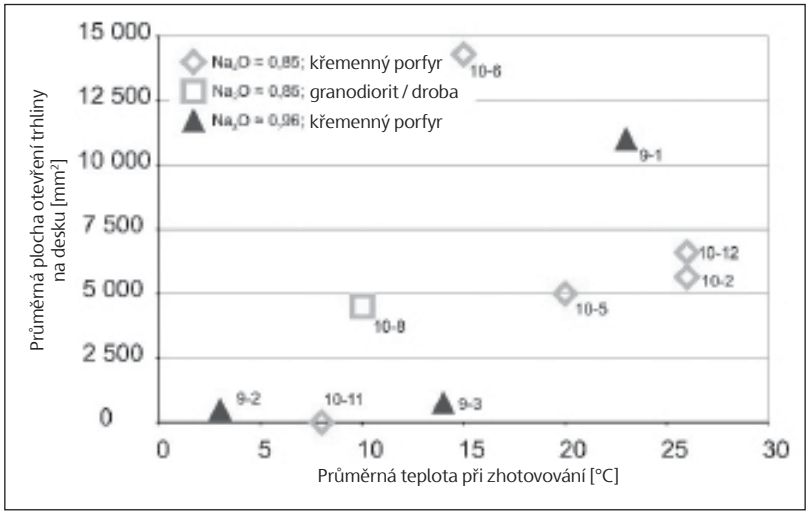
V ostatních úsecích, o nichž zde blíže pojednáváme, byl výskyt trhlin zaznamenán reprezentativně při pochůzkách v úsecích. Při tom se u každé desky zjišťoval počet trhlin, šířka trhlin a délka trhlin, přičemž délka trhlin je ve většině případů shodná s délkou desky. Aby bylo možno porovnat také kvantitativně stávající výskyt trhlin s ohledem na rozhodující podélné trhliny, byla z těchto údajů vypočítána reprezentativní plocha otevření trhlin (ze součinu počtu trhlin, délky trhlin a šířky trhlin). Síťové trhliny byly navíc podchyceny kvalitativně, přičemž byla zadokumentována i jejich charakteristická šířka.

Navíc byla vyhodnocena dosud dochovaná stavební dokumentace ohledně klimatických podmínek během pokládky betonu. U stavebních etap, u nichž v tomto ohledu již nebyly k dispozici žádné záznamy, byly zjištěny údaje o klimatu v příslušných obdobích zhotovování prostřednictvím meteorologických stanic Německé meteorologické služby. V tabulce 1 jsou shrnuta vyhodnocení trhlin a příslušné teploty při zhotovování betonového krytu vozovky pro několik zkoumaných úseků na dálnici A9 a A10.

Úsek	Podélné a příčné trhliny			Síťové trhliny	Průměrná teplota při pokládce
	Průměrný počet trhlin	Průměrná šířka trhlin	Průměrná plocha otevření trhlin	Průměrná šířka trhlin	
	-	mm	mm²	mm	°C
9–1	5–6	0,40	11 000	0,30	23
9–2	1	0,10	500	0,10	3
9–3	1	0,15	750	0	14
10-2	5–6	0,20	5 650	0,20	26
10–5	4–5	0,20	5 050	0,45	20
10–6	6–9	0,30–0,65	14 300	0,55	15
10–8	3–4	0,25	4 500	0,10	10
10–11	0	0	0	0	8
10–12	6	0,20	6 600	0,10	26

Tabulka 1: Přehled výskytu trhlin a průměrné teploty při zhotovování úseků na A9 a A10

Graf na obr.6 znázorňuje - na úsecích s rozdílným kamenivem i obsahem Na2Oekv v cementech - závislost (resp. tendenci) mezi teplotou při provádění cementobetonového krytu a v současnosti nalezenými a popsanými trhlinami. V úsecích, které byly zhotoveny při teplotách pod cca 15-20°C, nebyly při pochůzce po úseku zjištěny téměř žádné trhliny nebo nanejvýš jen málo trhlin. V úsecích, které byly betonovány při teplotách nad touto hodnotou, naproti tomu progresivně narůstá plocha otevření trhlin. Dva úseky (10-6 a 10-8), o nichž ještě bude řeč, z této korelace vypadávají, takže musíme vycházet z toho, že v těchto obou případech byly pro tvorbu trhlin dominující jiné příčiny.



Obr 6: Průměrná teplota při zhotovování a průměrná plocha otevření trhlin

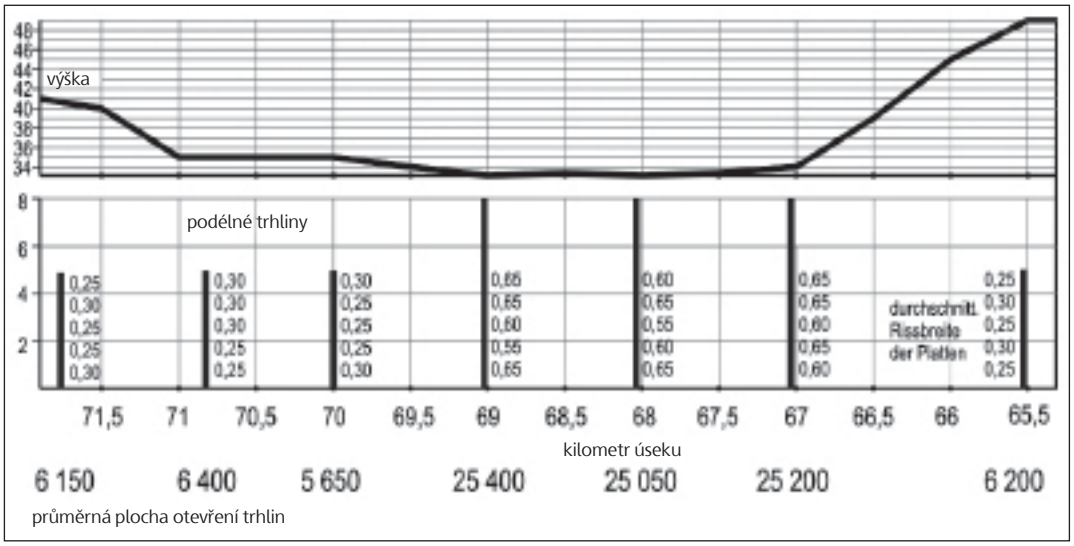
Na základě těchto vyhodnocení lze vysoké teplotě během pokládky cementobetonového krytu a vysokým nuceným pnutím, která tak vznikala již v prvních dnech, připsat rozhodující podíl na vzniku trhlin v betonových krytech vozovek. Jak ovšem již bylo uvedeno a jak je patrné z obr. 6, nelze teplotu při zhotovování posuzovat izolovaně jako jedinou příčinu vzniku trhlin.

Jak rovněž již bylo uvedeno, mohou vedle teplotních vlivů působit na vznik trhlin v betonových krytech vozovek také nepříznivé vlhkostní okrajové podmínky. Tak byl v úseku 10-6, který se vymyká korelacím teploty při zhotovení, znázorněným na obr. 6, v rámci pochůzky po úseku zjištěn porost rákosu, sahající až k okraji vozovky (obr. 7). V tomto úseku, který leží v údolí, bylo několik let předtím zastaveno snižování podzemní vody, následkem čehož výrazně stoupla hladina spodní vody až těsně pod horní hranu terénu.



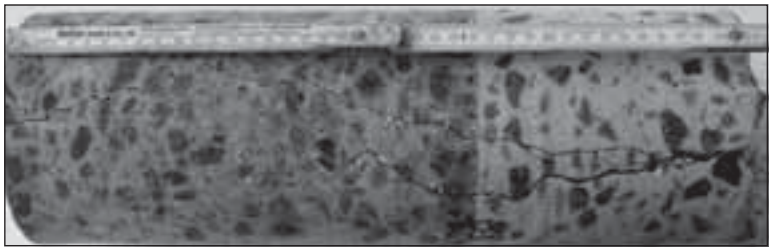
Obr. 7: Porost rákosu bezprostředně vedle silnice

Při dalším vyhodnocování tohoto úseku se ukázalo, že zjištěné plochy otevření trhlin v rámci tohoto úseku silně kolísají. V oblasti výše uvedeného údolí byly průměrné plochy otevření trhlin přibližně čtyřikrát větší než v sousedních výše položených oblastech (obr. 8).



Obr. 8: Výškový profil úseku dálnice A10-6 a odpovídající plochy otevření trhlin podle oblastí

V důsledku zvýšení hladiny spodní vody a s tím souvisejícího promáčení se musí vycházet z toho, že v údolní oblasti došlo ke snížení únosnosti podkladu. Tak mohla nepříznivě ovlivnit tvorbu trhlin již vozidla, která v posledních letech přejížděla přes tuto oblast. Tomu nasvědčuje i průběh trhlin do hloubky desky. U jádrových vývrtů byly trhliny na spodní straně desky krytu zpravidla širší (obr. 9), což ukazuje na ohybové trhliny s tahem na spodní straně. Kromě toho se přiváděním vlhkosti na spodní straně betonové desky může vytvořit nepříznivý gradient vlhkosti, který má dodatečně za následek ohybové trhliny, vycházející ze suché horní strany.



Obr. 9: Jádrový vývrt z úseku 10-6 s trhlinami, začínajícími na spodní straně

Dále lze z vyhodnocení dokumentace o průkazních zkouškách odvodit také souvislost mezi obsahem alkálií v betonu a zjištěným výskytem trhlin. Ve třech sousedících úsecích dálnice A40 byla složení betonu velmi podobná, rozdíly spočívaly pouze v obsahu cementu a v obsahu Na2Oekv příslušných cementů. Prostřednictvím cementů se tak do betonu také dostala rozdílná množství alkálií (tabulka 2).

V obou úsecích 40-6 a 40-7, které byly zhotoveny za použití cementů se srovnatelně nízkým Na_2O_{ekv}, nižším než 0,80 % hm., nebyly zjištěny žádné trhliny. Naproti tomu v úseku 40-5, v němž byl použit cement s Na_2O_{ekv} = 0,88 % hm., byl výskyt trhlin tak výrazný, že tam již před pochůzkou byl překryt celý povrch novou vrstvou. Především na základě tohoto poznatku byl již ve Všeobecném oběžníku pro silniční stavitelství ARS 15/2005 snížen maximální povolený obsah alkálií v cementu. Tak smí cementy CEM I, které se v současnosti musí používat do silničního betonu, mít Na_2O_{ekv} nejvýše 0,80 hmot. %.

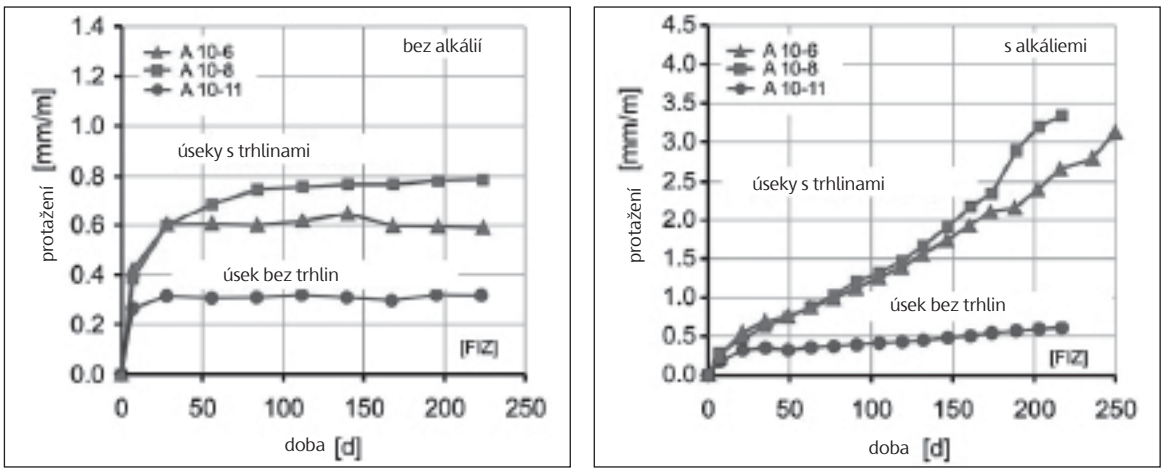
Úsek	Cement		Obsah alkálií Na_2O_{eq}	Reaktivní kamenivo
	Druh	Obsah		
	-	kg/m³	%	
40-5, výrazný výskyt trhlin, průběžně překryto novou vrstvou	PZ 35 F	360	0,88	droba
40-6, žádné trhliny	PZ 35 F	340	0,73	droba
40-7, žádné trhliny	CEM I 32,5 R	350	0,78	droba

Tabulka 2: Složení betonu na třech úsecích jedné dálnice

3.3 Laboratorní výzkumy AKR

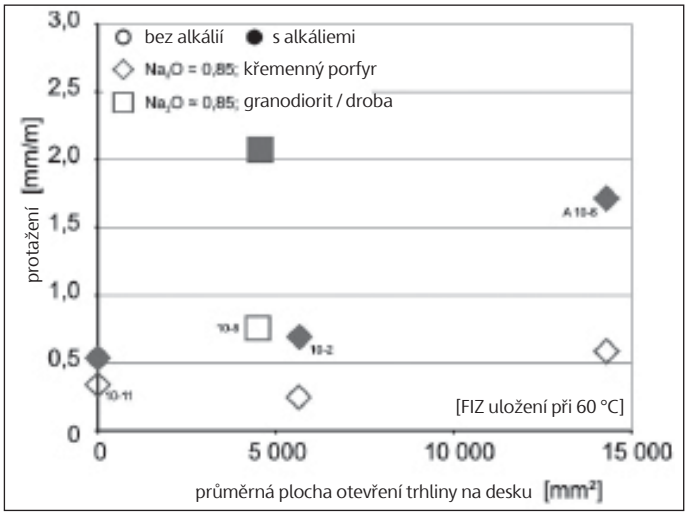
K získání doplňujících informací o potenciálu k alkalicko-křemičité reakci AKR u různých druhů betonu byly na různých úsecích odebrány jádrové vývrty a ve Výzkumném ústavu cementářského průmyslu v Düsseldorfu a ve Fingerově ústavu ve Výmaru byly provedeny příslušná zkoumání ohledně AKR. Samozřejmě u těchto betonů, které několik let stárly ve volné přírodě, lze zjistit pouze potenciál pro zbytkové prodloužení. Odebrané vzorky z jádrových vývrtů byly nejprve podélně rozpůleny. Jedna polovina byla uložena při 60°C nad vodou ke zkoušce ve smyslu směrnice DAfStb „Preventivní opatření proti škodlivým alkalickým reakcím v betonu“, část 3, (vydání 2006). Druhá polovina byla cyklicky podrobována následujícímu uložení: 6 dnů nad vodou při 60°C, 1 den při 20°C, 5 dnů při 60°C v sušárně a následně 2 dny v roztoku NaCl s koncentrací 0,6 mol/l. U posledně uvedeného tak bylo simulováno externí dodávání alkálií. Celkem proběhlo 16 takovýchto cyklů. Během obou uložení byly u všech zkušebních vzorků měřeny délkové změny. Při hodnocení naměřených prodloužení je třeba vzít v úvahu, že již v důsledku změn teploty a vlhkosti dochází k prodloužení o 0,3 až 0,4 mm/m, při externím dodání soli-(alkálií) - dokonce o 0,5 mm/m. Tyto délkové změny tudíž nijak nesouvisejí s alkalicko-křemičitou reakcí. Proto je třeba jako prodloužení v důsledku AKR hodnotit pouze prodloužení vyšší než jsou tyto mezní hodnoty.

Při těchto zkouškách jádrových vývrtů se u vývrtů, pocházejících z úseků poškozených trhlinami, ukázalo celkově větší prodloužení než u těch, odebraných z oblastí bez trhlin (obr. 10). Pokud na beton působila pouze vlhkost, nebylo zpravidla již po několika málo týdnech zjištěno další zvýšení prodloužení (obr. 10). Naproti tomu bylo možno pozorovat souvislé zvyšování délky, jestliže byly v rámci popsaných cyklů dodatečně přidávány alkálie zvenčí (obr. 10). V tomto případě bylo zvýšení délky vzorků z úseků s trhlinami výrazně větší než u vzorků z oblastí bez trhlin.



Obr. 10: Prodloužení jádrových vývrtů v důsledku uložení při 60°C
a) vlevo: bez externího přidávání alkálií
b) vpravo: s externím přidáváním alkálií

Může se tedy vycházet z toho, že jak vlhkost, tak i alkálie v ní rozpuštěné pronikají do již poškozené struktury betonu intenzivněji než do více či méně nepoškozené struktury. V důsledku toho lze dále předpokládat, že AKR rozvíjí škodlivé působení nejprve v již existujících trhlinách (také v mikrotrhlinách). Tím více přispívá k rozšíření poškození - což není méně nebezpečné - než k vlastní inicializaci trhlin. To se ukazuje také v tom, že prodloužení - pro srovnatelné betony - měla tendenci být tím větší, čím větší byla plocha otevření trhlin úseku, z nějž byly získány příslušné jádrové vývrty (obr. 11).



Obr.11: Prodloužení (průměrné hodnoty) a průměrné plochy otevření trhlin na vybraných úsecích

Na obr. 11 je vidět rovněž rozdílný potenciál k prodloužení, který může být vyvolán rozdílnými výchozími materiály do betonu. Podle záznamů z průkazních zkoušek jsou betony v úsecích 10-6 a 10-11 vyrobeny ze shodných výchozích složek betonu (drcené kamenivo: křemenný porfyr, cement: CEM I 32,5 s Na_2O_{ekv} = 0,85 %hm.) vždy od téhož dodavatele. Na úseku 10-2 byl položen v zásadě stejný beton, avšak drť křemenného porfyru pocházela od jiného dodavatele (lomu). Naproti tomu byl v úseku 10-8 beton vyroben jednak s nižším obsahem cementu (při srovnatelném obsahu alkálií v cementu), jednak s drceným kamenivem z granodioritu / droby. Na základě zjištěných prodloužení jádrových vývrtů se musí vycházet z toho, že drť granodiorit / droba, použitá v úseku 10-8, vykazuje zjevně větší potenciál k AKR než drť křemenného porfyru, použitá v ostatních úsecích. Při této příležitosti je třeba znovu výslovně upozornit na to, že takovýmto hodnocením nelze charakterizovat všechna kameniva určité mineralogické skupiny, nýbrž že se takovéto výpovědi vždy omezují na horninu jednoho zcela určitého původu.

4 Shrnutí

Trhliny v cementobetonových krytech vozovek mohou být způsobeny různými možnými příčinami. Ve vzácných případech může být vznik trhlin připsán jedné jediné příčině; ve většině případů je třeba vycházet ze souběhu různých zdrojů pnutí. Jeden z nich může představovat také alkalicko-křemičitá reakce v betonu.

Aby bylo možno přesněji specifikovat vliv takovéto AKR na vznik trhlin, bylo podrobněji analyzováno celkem 21 úseků. Jako rozhodující parametr pro výskyt trhlin, zjištěných v cementobetonových krytech vozovek, se ukázala teplota při zhotovování. Čím byla vyšší, s tím intenzivnější tvorbou trhlin po několika letech se musí počítat. Kromě toho vykázaly i nepříznivé vlhkostní poměry (vysoký stav spodní vody) nezanedbatelný vliv na trhliny, vyskytující se v příslušných úsecích. Z vyhodnocení projektové dokumentace a záznamů trhlin lze jako tendenci odvodit, že za inicializací tvorby trhlin v cementobetonových krytech vozovek je třeba vidět především nucená pnutí, podmíněná tepelně nebo vlhkostí, stejně jako případně také pnutí v důsledku dopravního zatížení. Je třeba vycházet z toho, že AKR hraje v tomto stádiu spíše podružnou roli.

Podle dosavadních studií se AKR projevuje v rozhodující míře především v návaznosti na to, jsou-li splněny potřebné předpoklady (kamenivo reagující s alkáliemi, příslušně vysoký obsah alkálií v betonu a vlhkost). Pokud může již existujícími trhlinami (přičemž zde stačí již jemné mikrotrhliny) pronikat vlhkost a časem i rozpuštěné alkálie do struktury betonu hlouběji než je tomu v případě betonu bez trhlin, zintenzivňuje se tím AKR znatelně. To bylo možno prokázat i v příslušných výzkumech AKR u jádrových vývrtů z úseků s trhlinami a bez trhlin.

Stejně tak se při těchto laboratorních výzkumech ukázala vyšší roztažnost betonu, jestliže do něj byly dodatečně externě dodávány alkálie. I zde byly přírůstky protažení tím větší, čím více byl beton již poškozen trhlinami. AKR tak - podle současného stavu znalostí - spíše vyvolává rozšíření poškození než inicializaci trhlin.

Literatura

1 Springenschmid, R., Fleischer, W.: Oberflächenrisse in älteren Betonfahrbahndecken (Povrchové trhliny ve starších cementobetonových krytech). Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau 1993, sv. 10, str. 724 – 732.

2 Sodeikat, C.: Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen (Namáhání betonových vozovek s velmi rozdílnými vlastnostmi vrchního a podkladního betonu se zvláštním zřetelem ke změnám vlhkosti a teplot). Dissertation – Schriftenreihe Baustoffe, Baustoffinstitut TU München, Heft 1/2001.

3 Breitenbücher, R., Ibuk, H.: Experimentally based investigations on the degradation-process of concrete under cyclic load (Experimentální zkoumání procesu degradace betonu cyklickým zatížením). Materials & Structures 2006

4 Stark, J., Wicht, B.: Dauerhaftigkeit von Beton (Trvanlivost betonu). Schriften der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, F.A. Finger-Institut, Heft 100, Weimar 1995.

4. blok:
Provádění, zkušenosti z výstavby a zajímavé realizace



Betonfahrbahnen – Eine Erfolgsgeschichte am Beispiel der BAB A11 in Brandenburg

Dr.-Ing. Randolf Anger
Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg
Vorstandsbereich Bau und Betrieb
Fachbereich Erhaltungsmanagement
Lindenallee 51, 15366 Hoppegarten
Tel.: 03342/355-422; Fax.: 03342/355-503
E-Mail: Randolf.Anger@LS.Brandenburg.de

Berlinka heißt heute die Vorkriegsautobahn, die die Reichshauptstadt mit Königsberg verbinden sollte. Die Idee kam vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen Dr.-Ing. Fritz Todt. Sein Vorhaben wurde sofort in der Tat umgesetzt. Der Bau begann in den Abschnitten Berlin-Stettin und Elbing-Königsberg. Den ersten Spatenstich machte Gauleiter Erich Koch am 12.Dezember 1933 bei Pomehrendorf (Pomorska Wieś).

Die BAB A11 wurde im Rahmen des Reichsautobahnbaus 1936 dem Verkehr übergeben. Ein Teil dieser Autobahn (9 km Richtungsfahrbahn) liegt noch heute unter Verkehr, was einmalig in Deutschland ist. In den Jahren 2010 bis 2011 erfolgt die Erneuerung, des mittlerweile arg strapazierten letzten Teils der Reichsautobahn. Mit der Erneuerung des A 11-Teilstücks zwischen Autobahndreieck „Kreuz Uckermark" und der Landesgrenze Brandenburg/Mecklenburg-Vorpommern (bei Anschlussstelle Schmölln) verschwindet damit der letzte noch in Deutschland existierende Original-Streckenabschnitt der ehemaligen „Reichsautobahn". Mehr als 73 Jahre steht somit die 1936 gebaute Beton-Fahrbahn inzwischen unter Verkehr.

Die Baulast der A11 im Bereich von Brandenburg umfasst 90,7 km (181,4 km Richtungsfahrbahn). Sie verläuft nordöstlich vom Berliner Ring – beginnend am heutigen „Dreieck Schwanebeck" (früher „Bernauer Schleife" genannt) in Richtung Mecklenburg-Vorpommern weiter bis zur polnischen Grenze und streift das Naturschutzgebiet der Schorfheide.

Der folgende Beitrag befasst sich mit der Geschichte der A11, der Ausgangssituation zum Anfang der 90er Jahre, mit der konstruktiven Ausbildung der Reichsautobahn und mit den Erfahrungen bei der Instandsetzung und der Erneuerung. Die Aufgabe des Landes Brandenburg zu Beginn der 90er Jahre bestand in der Wiederherstellung der Befahrbarkeit und in der Erneuerung des Autobahnnetzes, des Bundes- und des Landesstraßennetzes. Am Beispiel der A11 werden die verschiedenen Bauweisen aufgezeigt, die zur Anwendung kamen. So wird auf die Zwischenausbauvarianten in Asphaltbauweise und die grundhaften Erneuerungen in Asphalt- und Betonbauweise eingegangen. Speziell wird die Versuchsstrecke in Kompositbauweise angesprochen.

1 Geschichte der Reichsautobahn

1.1 Beginn des Projektes der „Reichsautobahnen" [1]; [2]

Bei der Eröffnung der „Internationalen Automobil- und Motorrad-Ausstellung" in Berlin am 11. Februar 1933 verkündete Hitler die „Inangriffnahme und Durchführung eines großzügigen Straßenbauplanes". Damit sollte ein modernes Verkehrssystem geschaffen und die Arbeitslosigkeit wirkungsvoll bekämpft werden. Es sollte das bestehende Reichsstraßennetz ausgebaut werden.

Im April 1933 wurden durch die „HAFRABA" Planungen unterbreitet. Daraufhin verkündete Hitler am 1. Mai 1933 offiziell den Bau eines Reichsautobahnnetzes. Das „Urnetz" der Reichsautobahn mit dem Stand 1934 ist auf dem Bild 1 ersichtlich.

Am 27. Juni 1933 wurde das „Gesetz über die Errichtung eines Unternehmens ‚Reichsautobahnen'„ verabschiedet. Dieses Gesetz sah vor, ein Tochterunternehmen der Reichsbahn zu gründen, und diesem den Bau und Betrieb der Autobahn zu übertragen. Der Generaldirektor der Reichsbahn Dorpmüller wurde Vorstandsvorsitzender der Gesellschaft „Reichsautobahnen" und war für eine rasche Umsetzung der Pläne verantwortlich.

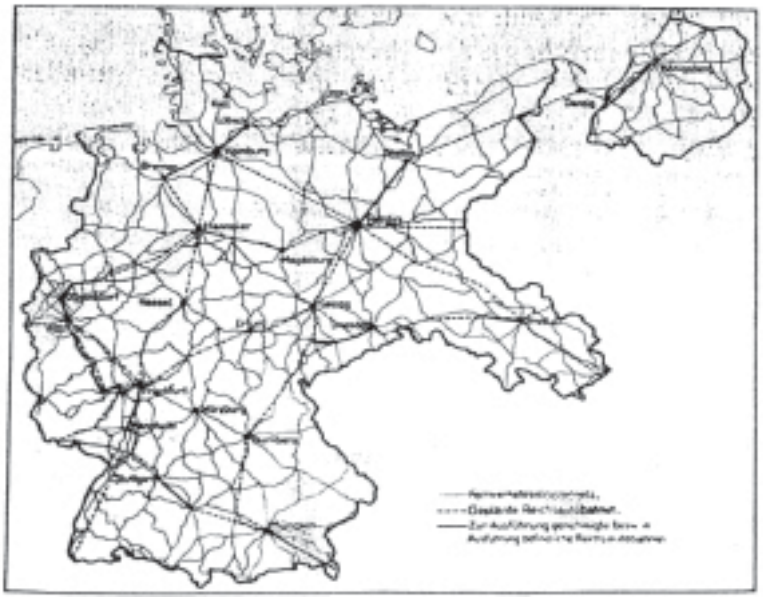


Bild 1: Das „Urnetz" der „Reichsautobahnen" mit Stand Januar 1934

Die Gründung der Gesellschaft „Reichsautobahnen" als Tochter der Deutschen Reichsbahn erfolgte am 25. August 1933, nachdem am 18. August 1933 der Hafraba-Verein in die „Gesellschaft zur Vorbereitung der Reichsautobahnen e.V." (GeZuVor) umgewandelt worden war.

Aufgabe der Gezuvor war es:

- Festlegung der Linienführung der Reichsautobahnen,
- alle Arbeiten technischer, wirtschaftlicher, verkehrspolitischer und propagandistischer Natur zu leisten,

die dazu dienten, den Bau der Reichsautobahnen vorzubereiten und zu fördern. Willy Hof wurde zum Vorsitzenden des Vorstandes der Gezuvor gewählt. Um mit Planung der Reichsautobahnen in allen Teilen des Reichsgebietes gleichzeitig beginnen zu können, unterteilte die Gezuvor Deutschland in 11 Sektionen.

Die Gesellschaft „Reichsautobahnen" unterstand der Aufsicht der Reichsregierung. Die Aufgaben wurden auf 15 Geschäftsstellen, die sogenannten „Obersten Bauleitungen der Kraftfahrbahnen" verteilt. Dr.-Ing. Fritz Todt wurde bereits am 28. Juni 1933 zum „Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen" ernannt.

Am 23. September 1933 erfolgte mit dem ersten Spatenstich (Bild 2) der Teilstrecke Frankfurt-Darmstadt der Anfang des Projektes der „Reichsautobahnen". In den letzten Monaten des Jahres 1933 war der Umfang der Bauaktivitäten noch zögerlich. Maximal 3.900 Arbeiter waren mit dem Bau beschäftigt. Die eigentliche Arbeit am Netz der Reichsautobahnen begann erst am 21. März 1934, nachdem Hitler durch einen weiteren feierlichen Spatenstich für die Strecke München-Salzburg in Unterhaching bei München die sogenannte „Arbeitsschlacht" eingeleitet hatte. Am gleichen Tag fanden an 22 Stellen Spatenstichfeiern zum Baubeginn von Reichsautobahnstrecken statt. Somit standen ca. 1100 km Autobahnen in Bau.



Bild 2: Anfang des Projektes der „Reichsautobahnen mit dem ersten Spatenstich der Teilstrecke Frankfurt-Darmstadt am 23. September 1933

1.2 Planung – Linienführung

Bei der Festlegung der Linienführung fanden landschaftliche Besonderheiten und Kulturdenkmäler besondere Berücksichtigung. Menschen, die die Reichsautobahnen benutzen, sollten die Schönheiten und Bauwerke ihres wieder erstarkten Vaterlandes „erfahren". Dieser Richtlinie entsprechend nahm man bei der Projektierung auch Umwege in Kauf. Ebenfalls fanden bei der Festlegung des Streckenverlaufs auch persönliche Interessen und Wünsche einflussreicher Persönlichkeiten durchaus Berücksichtigung. Beispielsweise teilte Todt am 1. März 1934 mit, dass den „...Wünschen der Frau von Bismarck, die Autobahnlinie näher an das Gut Wollig heranzurücken..." entsprochen worden ist. Auch die Wünsche von Regierungsmitgliedern bezüglich der Linienführung wurden erfüllt. Im Falle von Rudolf Heß wurde auf dessen Wunsch nicht nur die Strecke um einige hundert Meter verlegt, es wurde sogar eine inoffizielle Auf- und Abfahrtsmöglichkeit geplant. Die Linienführung der ersten Autobahnstrecken war unharmonisch. Lange Geraden wurden als Idealelement angesehen und Klothoiden zur fahrdynamischen Kurvenbemessung waren noch nicht üblich. Vorwiegend setzte man auf den Landschaftsbezug und Identität – die Autobahn wurde ein Teil der Landschaft und förderte die Akzeptanz der Anwohner und Nutzer. Diese waren stolz auf „ihre" Autobahn. Dies wurde auch gezielt für propagandistische Zwecke in „Szene" gesetzt, wie Bild 3 verdeutlicht.



Bild 3: Picknick an der neuen Autobahn

Neben den genannten Gründen spielten aber auch Raum erschließende und strategische Fragen eine Rolle, wenn es darum ging, den Streckenverlauf der Reichsautobahnen festzulegen, wobei dem militärischen Aspekt keine allzu große Bedeutung beigemessen werden sollte.

In Deutschland (1927) waren zuerst nur breite Fahrbahnen ohne Mittentrennung vorgesehen. Später wurde dieser Querschnitt für wenig frequentierte End- und Gebirgsstrecken der Reichsautobahnen vorgesehen. 1931 waren schon 2 getrennte Fahrbahnen mit je 2 Fahrstreifen geplant. Für die ersten verwirklichten Reichsautobahnen wurde die Fahrstreifenbreite auf 3,75 m vergrößert und schmale befestigte Seitenstreifen vorgesehen. 1939 wurden die befestigten Seitenstreifen an der Außenseite schon so breit geplant, dass darauf Fahrzeuge abgestellt werden konnten, ohne in die Fahrstreifen zu ragen. Die Entwicklung des Autobahnquerschnittes ist in Bild 4 ersichtlich.

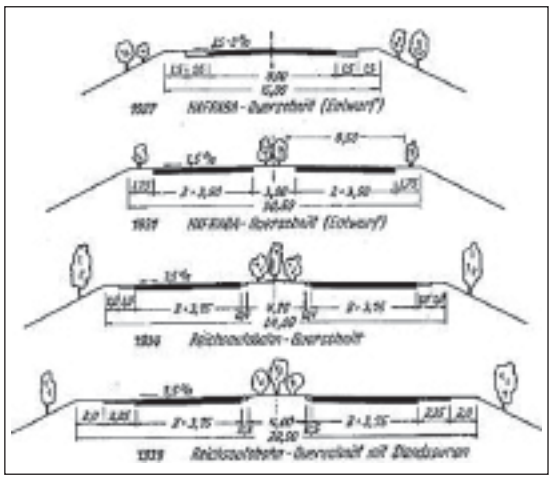


Bild 4: Entwicklung des Autobahnquerschnittes (1927 bis 1939)

1.3 Streckenentwicklung der Reichsautobahn

Nach dem eigentlichen Beginn am 21. März 1934 gingen die Arbeiten am Reichsautobahnnetz zügig voran. Am 19. Mai 1935 wurde das erste Teilstück zwischen Frankfurt und Darmstadt mit einer Länge von 22 km dem Verkehr übergeben. Im September 1936 konnte die Fertigstellung der ersten 1000 km gefeiert werden. Die Verkehrsfreigaben (Auszug) sind in Tabelle 1 aufgeführt. Pro Jahr sollte das „Autobahnnetz" um etwa 1000 km wachsen, was aber nur von 1936 bis 1938 gelang.

Durch das „Gesetz zur Neuregelung der Verhältnisse der Reichsautobahnen" und die „Dritte Durchführungsverordnung" im Juli 1938 wurde Todt zum Vorsitzenden des Vorstandes der „Reichsautobahnen" ernannt. Die Dienststellen der Gesellschaft waren nun unmittelbare Reichsbehörden und Todt hatte als „Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen" in dieser Organisation weitgehende Befugnisse. Aber dennoch konnte er nicht verhindern, dass 1939 infolge der Kriegsvorbereitungen wichtige Ressourcen vom Autobahnbau abgezogen wurden. Der Baubetrieb erfuhr dadurch einen raschen und nachhaltigen Rückgang. Bald nach Kriegsbeginn konnte selbst mit dem Einsatz von Fremdarbeitern und Kriegsgefangenen der geplante Umfang der Bauarbeiten nur mit Mühe erreicht werden. Weitaus mehr Arbeitskräfte wurden in der Rüstung benötigt und zunehmend vom Autobahnbau abkommandiert. Nach Kriegsausbruch 1939 verschärfte sich die Situation und brachte schließlich die Bauarbeiten zum Erliegen.

Als die Bauarbeiten infolge der Kriegsauswirkungen Ende 1941 bis auf wenige Ausnahmen eingestellt wurde, hatten die „Reichsautobahnen" eine Gesamtlänge von 3.896 km erreicht. Die Bauleistung der Jahre 1934 bis 1943 ist in Tabelle 2 aufgeführt. Das Bild 5 dokumentiert den Ausbauzustand 1941.

19.05.1935	Frankfurt – Darmstadt
04.04.1936	Berlin – Joachimsthal (45 km)
05.04.1936	Lehrte – Braunschweig (32 km)
25.04.1936	Halle – Leipzig (26 km)
21.05.1936	Köln – Düsseldorf (25 km)
21.05.1936	Dibbersen – Sittensen (27 km)
24.05.1936	Weyarn – Rosenheim (33 km)
19.06.1936	Sittensen – Oyten (44 km)
17.08.1936	Weißenfels – Eisenberg
17.08.1936	Rosenheim – Siegsdorf
17.08.1936	Berlin – Magdeburg
17.08.1936	Helmstedt – Braunschweig
27.09.1936	Breslau – Kreibau
27.09.1936	Gleiwitz – Beuthen
27.09.1936	Schleiz – Berneck
27.09.1936	Joachimsthal – Stettin
27.09.1936	Frankfurt (Main) – Gießen
27.09.1936	Heidelberg – Karlsruhe
27.09.1936	Dresden – Wilsdruff
27.09.1936	Oberlichtenau – Rainholzheim
27.09.1936	Stuttgart – Unterboihingen
27.09.1936	Elbing – Neumünsterberg
27.09.1936	Kobbelbude – Conradswalde
27.09.1936	Teilstrecken bei Leipzig, Düsseldorf und Ulm
21.11.1936	Schkeuditz – Weißenfels (15 km)
12.12.1936	Düsseldorf-Nord – Oberhausen (17 km)
19.12.1936	Eisenberg – Schleiz (38 km)

Tabelle 1: Verkehrsfreigaben (Auszug)

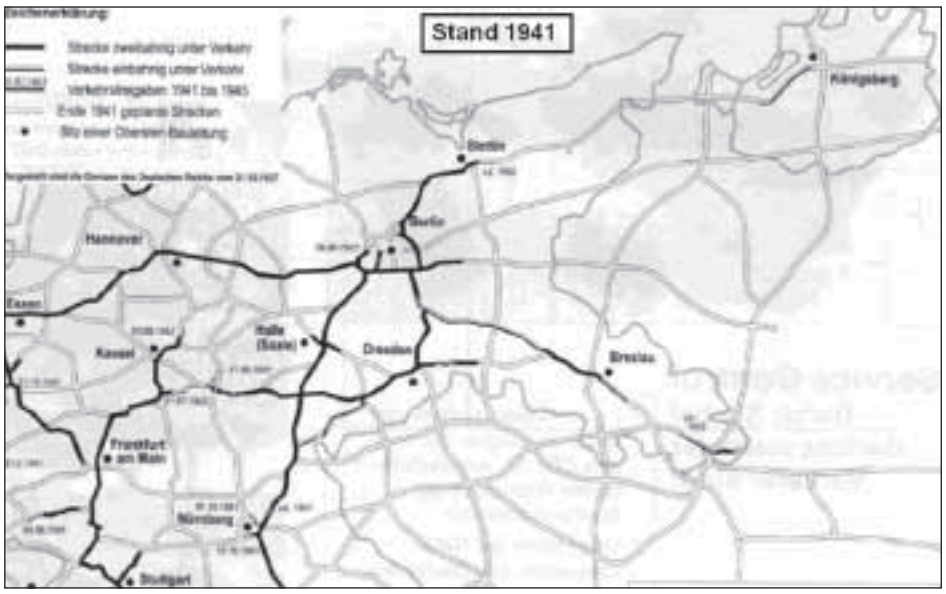


Bild 5: Das erweiterte Netz „Reichsautobahnen“ und der Ausbauzustand Ende 1941

Stand Ende	km	Netzentwicklung [km]
1935	108	108
1936	979	1.087
1937	923	2.010
1938	1.036	3.046
1939	255	3.301
1940	436	3.737
1941	90	3.827
1942	34	3.861
1943	35	3.896
Gesamt	3.896	

Tabelle 2: Streckenentwicklung der „Reichsautobahnen“

Wie abrupt die Arbeiten beendet wurden soll im Bild 6 verdeutlicht werden. Hier ist der Ausbauzustand im Bereich des Berliner Rings im Jahr 1940 dargestellt. Der Ring (A10) ist nur zu drei Viertel geschlossen und umfasst die Strecke vom Stettiner Abzweig (Dreieck Schwanebeck) – Ost-Abzweig (Dreieck Spreeau) – Lausitzer-Abzweig (Schönefelder Kreuz) – AVUS-Abzweig (Dreieck Nuthetal) – Leipziger-Abzweig (Dreieck Potsdam) – Brandenburger Dreieck (heute Dreieck Werder) – bis Marquardt (heute AS Potsdam Nord). Die geplante Bauleistungen sind rot gestrichelt dargestellt und wurden erst 1972 bis 1979 ausgeführt.

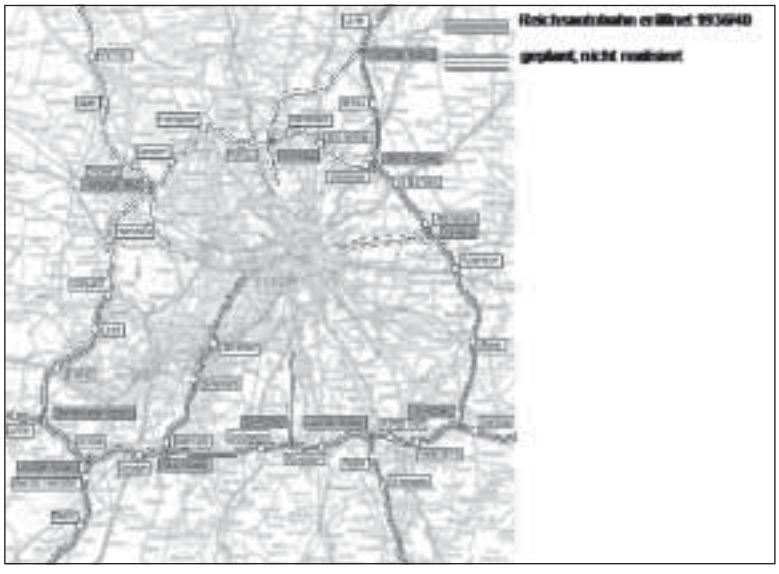


Bild 6: Ausbauzustand im Bereich des Berliner Rings im Jahr 19406

2 Ausgangssituation in Brandenburg

Die Ausgangssituation hinsichtlich der Altersstruktur des Autobahnnetzes in Brandenburg ist im Bild 7 dargestellt. Von den im Jahr 1990 vorhandenen 1.464 km Richtungsfahrbahn wurden ca. 75 % im Zeitraum bis 1940 erbaut. Die zwischen 1972 – 1979 erbauten ca. 300 km Richtungsfahrbahn unterliegen einem Strukturverfall (AKR-Beton) und alle Brückenbauwerke (mehr als 1000) müssen instandgesetzt bzw. erneuert werden. [3]

Die A 11 betreffend ist diese Anfang der 90er Jahre mit ihrer Verkehrsfreigabe vom Berliner Ring (Stettiner Abzweig) bis Joachimsthal am 04.04.1939 und von Joachimsthal bis Stettin am 27.09.1936 bereits 54 Jahre unter Verkehr. Die gesamte Strecke wurde mit damals modernster Technik (siehe Bild 8) in Betonbauweise hergestellt. Wie in [4] dargestellt, lassen sich die Bauperioden für Betonbauweisen und die zeitlich damit verbundenen Technischen Regelungen mit den typischen Verhaltensweisen für die bestimmten Zeiträumen zuordnen.

So sind die Betondecken der 30erJahre vorwiegend geprägt von:
- fehlenden Frostschutzschichten,
- zu großen Querfugenabständen,
- umlagerungsempfindlichen Unterlagen,
- Unterbemessung.

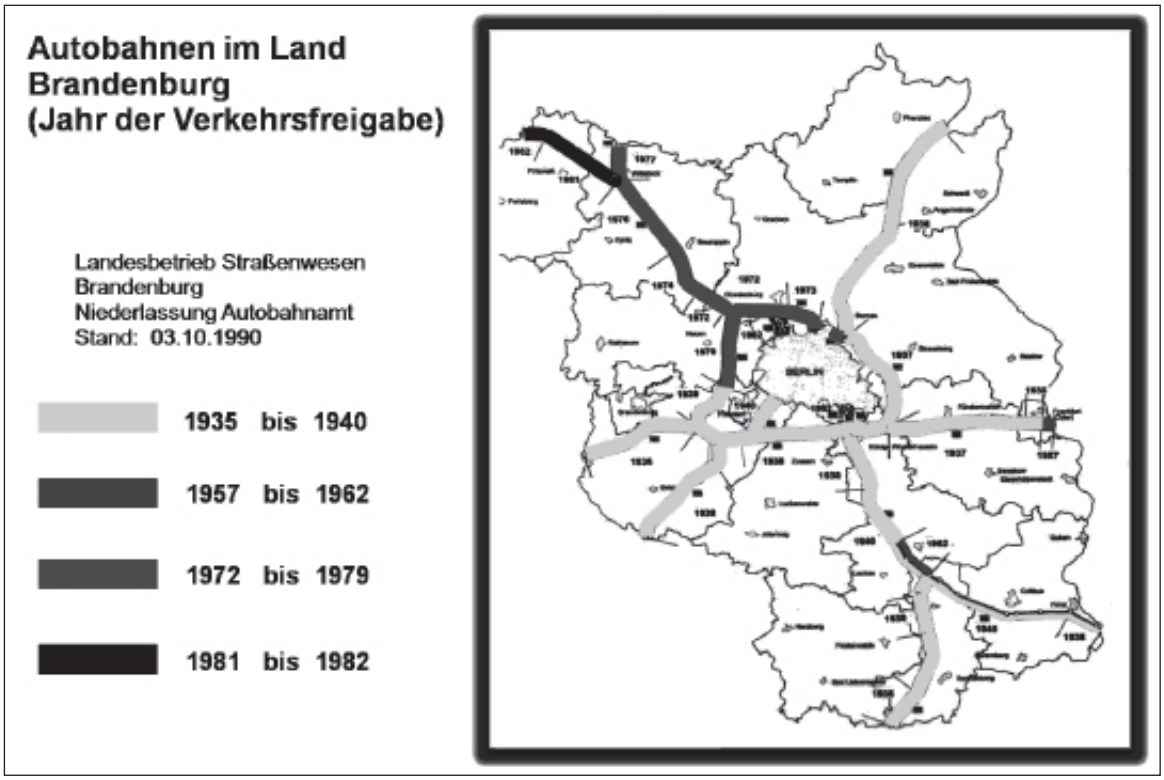


Bild 7: Ausgangssituation 1990



Bild 8: Herstellung von Betondecken durch Einsatz von Maschinen

Im Einzelnen kann die Bauperiode der 20-er bis 40-er Jahre folgendermaßen betrachtet werden:

- Die Bauweise ist überwiegend Betondecke auf dem anstehenden Untergrund/Unterbau, lediglich mit einer 10 bis 15 cm dicken „Sauberkeitsschicht“ (siehe Bild 9).

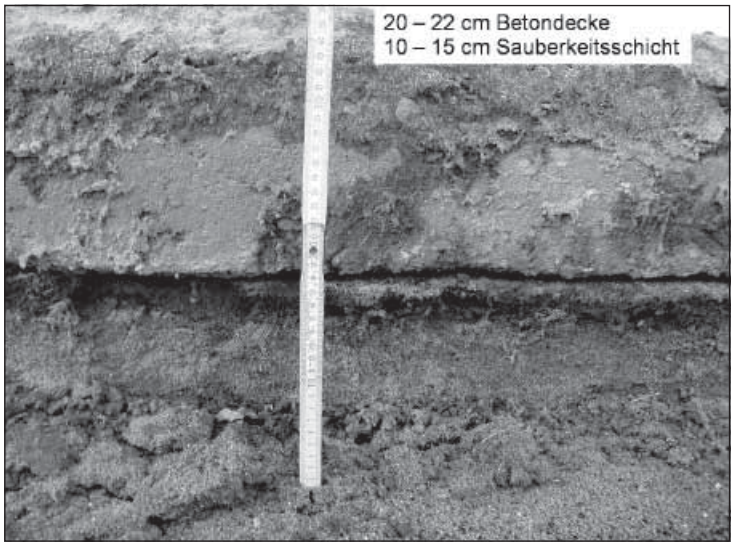


Bild 9: Betondecke (1936) auf Sauberkeitsschicht direkt auf dem anstehenden Untergrund

- An den in dieser Zeit entstandenen Fahrbahnen sind als dominierende Schäden Risse und an diesen wiederum Stufen (Versätze) aufgetreten (siehe Bild 10).



Bild 10: Betondecken (1936) mit Rissen und Stufen

Die Ursachen sind:

fehlende Frostschutzschichten

- Frosthebungen
- Tragfähigkeitsschäden in der Tauperiode
- Plattenbrüche, Stufen

zu großer Querfugenabstand

- Querrisse als Korrekturrisse
- da in den Rissen keine oder nur geringfügige Querkraftübertragung: Stufenbildung und „Pumpen“ unter Verkehr

umlagerungsempfindliche Unterlage , z.B. aus enggestuftem Sand

- Umlagerungen, Hohllagerungen unter dem Fugenbereich, vor allem an den Querrissen
- fortschreitende Querrissbildung, da „Kragarmbildung“
- Eckabbrüche im Dezimeter- bis Meterbereich

Unterdimensionierung für den späteren Verkehr (obwohl Überbemessung für den damaligen bzw. prognostizierbaren Verkehr)

- Risse, Stufen (Versätze)

Die temperaturbedingten Korrekturrisse begannen relativ frühzeitig, die übrigen Schäden erst mit dem in den 50-er Jahren zunehmenden Verkehr. Die Schäden sind schwerwiegend – trotzdem sehr differenziert im Umfang und Ausprägung. So liegen große Bereiche mit wenig ausgeprägten Schäden (siehe Bild 11).



Bild 11: A11 des Baujahres 1936 – Aufnahme 1995 – wenig ausgeprägte Schäden

Der Beton als Baustoff hat an Festigkeit zugenommen und ist – bis auf einigen Oberflächenabrieb – i.d.R. noch in gutem Zustand, was das Bild 12 eines Bohrkerns aus dem Jahre 2009 verdeutlicht.

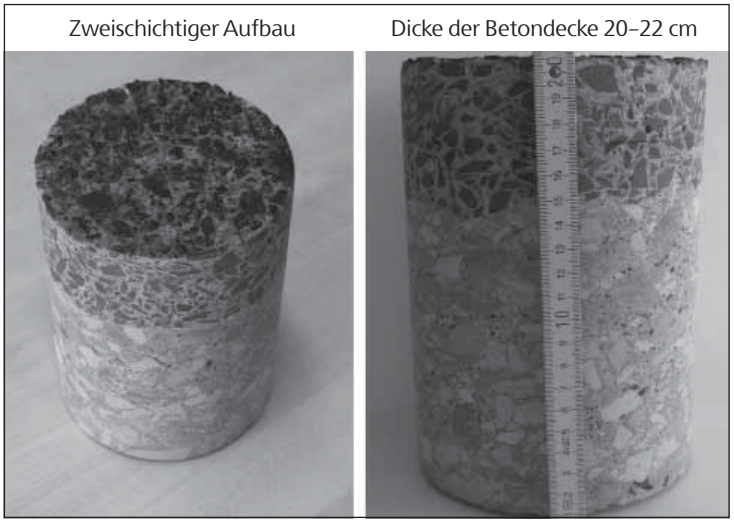


Bild 12: Bohrkern aus der Betondecken der A11 des Baujahres 1936 – entnommen 09/2009

Durchgeführte Festigkeitsuntersuchungen an Bohrkernen aus 1995 zeigen die enorme Festigkeitszunahme (siehe Bild 13). Die Druckfestigkeiten liegen heute zwischen 65–70 N/mm² und für die freie Dimensionierung ausschlaggebend, die Spaltzugfestigkeiten zwischen 4,5 bis 5,0 N/mm².

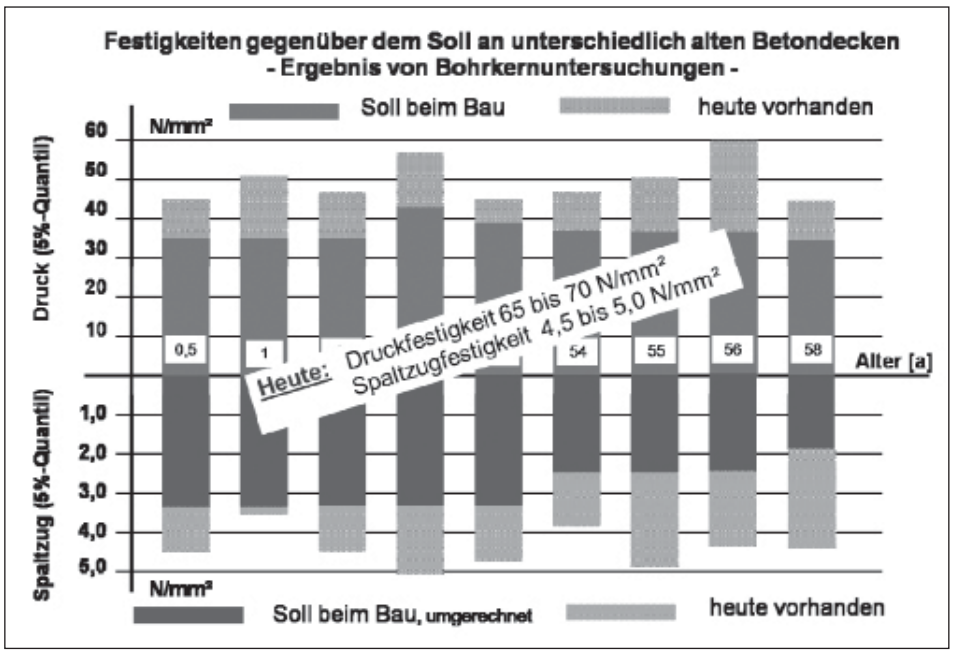


Bild 13: Festigkeitszunahme von Betondecken der 30er Jahre

Unter den genannten ungünstigen Konstruktionseinflüssen wirken sich die Merkmale „hohe Betonfestigkeit“ und „Wasserdurchlässigkeit der Unterlage“ positiv auf die Konstruktion aus.

3 Erfahrung bei der Erneuerung der A11

Seit 1990 ist es gelungen, einen beträchtlichen Teil der A11 zu erneuern. Hauptaufgabe des Landes Brandenburg war es die Verkehrssicherheit zu gewährleisten und die Befahrbarkeit mit einem entsprechenden Fahrkomfort zu realisieren. Aufgrund der oftmals unerwartet schnellen Verschlechterung der Fahrbahnzustände mussten Zwischenlösungen akzeptiert werden.

Somit sah die Ausbaustrategie den Neu- und Ausbau sowie den Zwischenausbau vor. Dabei musste in Kauf genommen werden, dass einem zukünftigen grundhaften Ausbau im Bedarfsfall ein weiterer Zwischenausbau vorgeschaltet wird. Es war klar, dass aufgrund der noch vorhandenen Plattenwirkung, eine 12 cm-Überbauungen nach einigen Jahren zur Ausbildung von Reflexionsrissen über Fugen und Rissen führen würden.

Zur zeitlichen Staffelung und Schaffung eines Zeitpuffers wurden zwei unterschiedliche Zwischenausbauvarianten mit unterschiedlichen Nutzungsdauern ausgeführt. Diese Varianten sind in Bild 14 dargestellt.

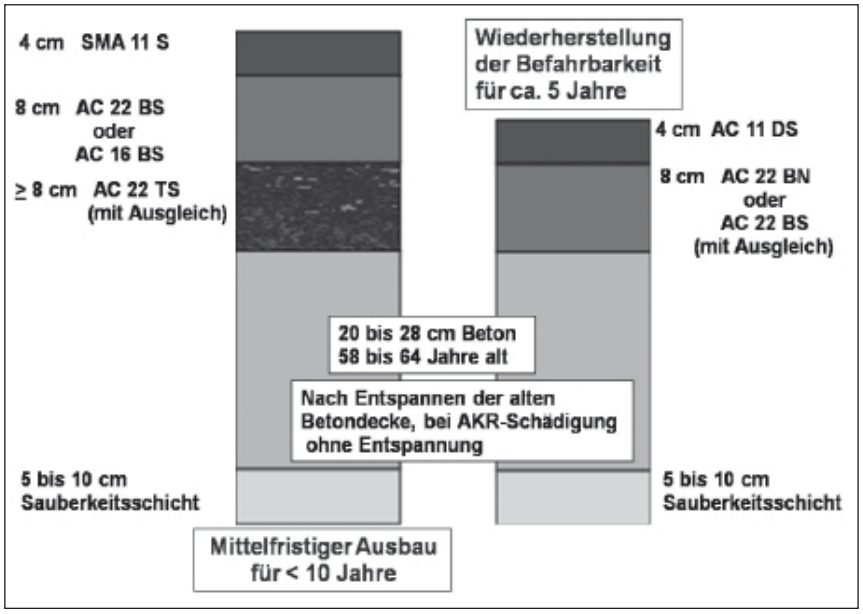


Bild 14: Asphaltbauweise als Zwischenausbau der A11 (Mitte der 90er Jahre)

Variante 1 als Zwischenausbau mit einer Nutzungsdauer von ca. 5 Jahren:

- 12 cm Asphaltdecke, bestehend aus:
  - 4 cm Asphaltdeckschicht AC 11 DS,
  - 8 cm Asphaltbinderschicht AC 22 BN oder BS auf,
  - alter Betondecke der 30er Jahre (entspannt).

Variante 2 als Zwischenausbau mit einer Nutzungsdauer von ca. 10 Jahren:

- 12 cm Asphaltdecke, bestehend aus:
  - 4 cm Asphaltdeckschicht SMA 11 S,
  - 8 cm Asphaltbinderschicht AC 22 BS oder AC 16 BS auf,
  - 8 bis 14 cm Asphalttragschicht AC 22 TS und
  - alter Betondecke der 30er (entspannt).

Als Erneuerung kamen sowohl die Asphalt-, als auch die Betonbauweise zu Einsatz.

Varianten als Erneuerung in Asphaltbauweise:

- Variante 1 (Erneuerung im Tiefeinbau):
  - 12 cm Asphaltdecke, bestehend aus:
  - 4 cm Asphaltdeckschicht SMA 11 S,
  - 8 cm Asphaltbinderschicht AC 16 BS auf,
  - Asphalttragschicht AC 22 TS und
  - Frostschutzschicht bzw. Verfestigung und/oder Verbesserung bei anstehendem oder als Frostschutzschicht verwendetem enggestuftem Sand.
- Variante 2 (Erneuerung im Hocheinbau):
  - 12 cm Asphaltdecke, bestehend aus:
  - 4 cm Asphaltdeckschicht SMA 11 S,
  - 8 cm Asphaltbinderschicht AC 16 BS auf,
  - 16 cm Asphalttragschicht AC 22 TS und
  - alter Betondecke der 30er (entspannt).

Varianten als grundhafte Erneuerung in Betonbauweise (siehe Bild 15):

- Variante 1:
  27 cm Betondecke auf 1 Lage Geotextil Vliesstoff und Verfestigung mit hydrauli-schem Bindemittel; (bei anstehendem oder als Frostschutzschicht verwendetem enggestuftem Sand und sehr hoher Belastung – zusätzlich vorherige mechanische Bodenverbesserung auf 30 cm Tiefe);
- Variante 2:
  30 cm Betondecke auf 30 cm Schottertragschicht auf frostsicherem Untergrund/Unterbau bzw. frostsicherem Material.

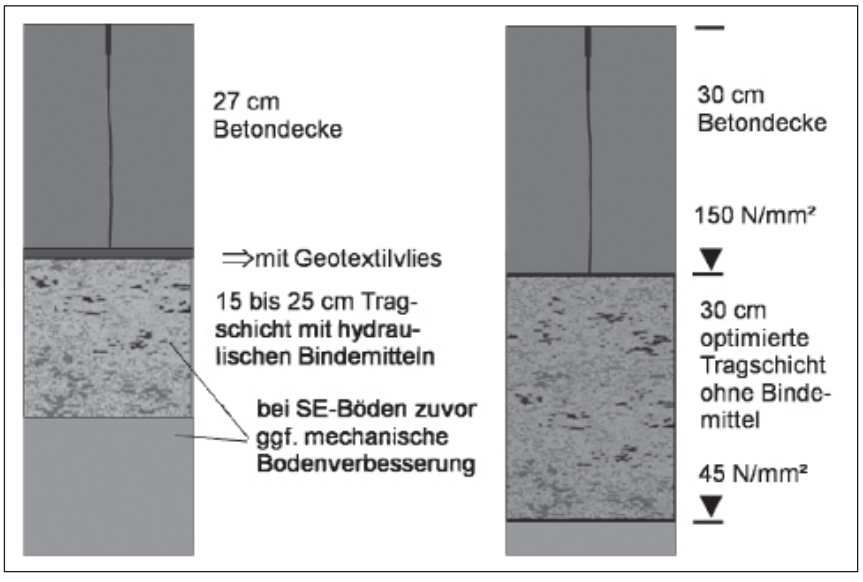


Bild 15: Grundhafte Erneuerung in Betonbauweise –- Vorzugsbauweisen

Die Gesamtstrecke von 90,7 km Autobahn (181,4 km Richtungsfahrbahn) wird seit den frühen 1990er Jahren erneuert. Der Ausbauzustand mit den zur Anwendung gekommenen Bauvarianten mit dem Stand von 12/2009 ist in Bild 16 ersichtlich. Es ist zu sehen, dass noch nicht alle Bereiche erneuert wurden. Nach wie vor sind Bereiche mit Zwischenausbauvarianten vorhanden, die als angedachte Zwischenlösung mit erforderlichen Erhaltungsmaßnahmen auf die Erneuerung warten. Bei der 1990 vorhandenen Altersstruktur des Autobahnnetzes, welche in Bild 6 verdeutlicht wurde, wartete ca. 75% des Netzes mit über 50 Jahre alten Betondecken auf eine Erneuerung. Eine große Aufgabe und zwei Drittel des Netzes wurden durch Baumaßnahmen bereits erneuert und damit qualitativ aufgewertet, aber manche Zwischenlösungen müssen länger funktionieren, als angedacht.

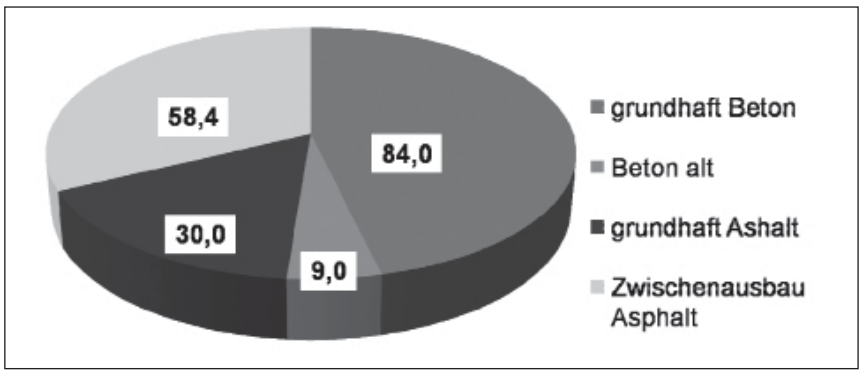


Bild 16: Bauvarianten A11 in km Richtungsfahrbahn mit Stand 12/2009

Zur Gewährleistung der Verkehrssicherheit erfolgte im Mittelstreifen und abschnittsweise an den Seiten die Montage von Schutzplanken. Dabei kam es zu manchen Widerständen, was Bild 17 verdeutlichen soll. Dort haben Truppen einen Panzerdrehturm im Mittelstreifen „vergessen", der beim Schlagen der Pfosten für die Schutzplanken Schwierigkeiten bereitete.



Bild 17: 1998 – Kurioser Fund auf der A11 bei der Montage von Schutzplanken im Mittelstreifen – Panzer-Drehturm aus dem 2. Weltkrieg

Da die Verkehrsbelastung und der Anteil an Schwerverkehr in den vergangen Jahren kontinuierlich gestiegen ist, kommt oft die Betonbauweise als besonders dauerhafte, unterhaltungsarme Bauweisen zum Einsatz. Der Verkehr wird nach deren Herstellung viele Jahre nur minimal durch Erhaltungsmaßnahmen eingeschränkt. Dies setzt voraus, dass die Oberflächeneigenschaften dauerhaft gewährleistet werden und keine strukturellen Störungen die Gebrauchseigenschaften beeinflussen. Eine Erneuerung eines Teils der Betondecke ist aufgrund baustoffimmanenter Eigenschaften nicht einfach auszuführen und ist mit längeren Bauzeiten verbunden. Das sieht bei der Erneuerung einer Asphaltdeckschicht anders aus, da diese mit kurzen Bauzeiten erneuert werden kann. Warum denn nicht die Vorteile beider Bauweisen miteinander kombinieren? Um neue Erkenntnisse in der Praxis zu erwerben, wurde durch die Bundesanstalt für Straßenwesen ein Konzept für eine Versuchsstrecke erstellt. Das Konzept sah vor, bereits beim Neubau die Betondecke mit einer 4 cm Asphaltdeckschicht aus SMA 11S zu überbauen. Im Fugenraster der Betondecke sollten die Längs- und Querscheinfugen auch in der Asphaltdeckschicht ausgebildet werden. Diese Versuchsstrecke wurde 1994 auf der A11 (km 0,5 bis km 4,0 – Richtungsfahrbahn Berlin), kurz vor dem Autobahndreieck Schwanebeck realisiert.

Mittlerweile liegt diese Erprobungsstrecken 15 Jahre unter Verkehr und die Kompositbauweise aus Beton und Asphaltdeckschicht aus SMA hat sich bewährt. Es gibt keine Verformungen oder sonstige Oberflächenschäden. Bild 18 stellt den Zustand der Strecke, speziell des SMA nach der Liegedauer von 15 Jahren dar. Der SMA ist verständlicherweise versprödet und es beginnt das Herausbrechen einzelner Gesteinskörnungen. Mit einer Instandsetzungsbauweise, wie z.B. Dünne Schichten in Kaltbauweise oder Dünne Schichten in Heißbauweise kann die Funktionsfähigkeit dieses SMA zielsicher mindestens noch 5 Jahre erhalten werden.

Mit diesen Ergebnissen scheint es sinnvoll, das neue Konzept der Bundesanstalt für Straßenwesen „Neubau einer Durchgehend Bewehrten Betonfahrbahndecke (DBBD) mit einer dünnen Asphaltdeckschicht" umzusetzen. Die Betondecke sorgt für ein ausreichendes und dauerhaftes Tragverhalten und die Asphaltdeckschicht aus SMA wird mit besonderen Eigenschaften hinsichtlich ausreichender Griffigkeit und erhöhte Lärmanforderungen realisiert.

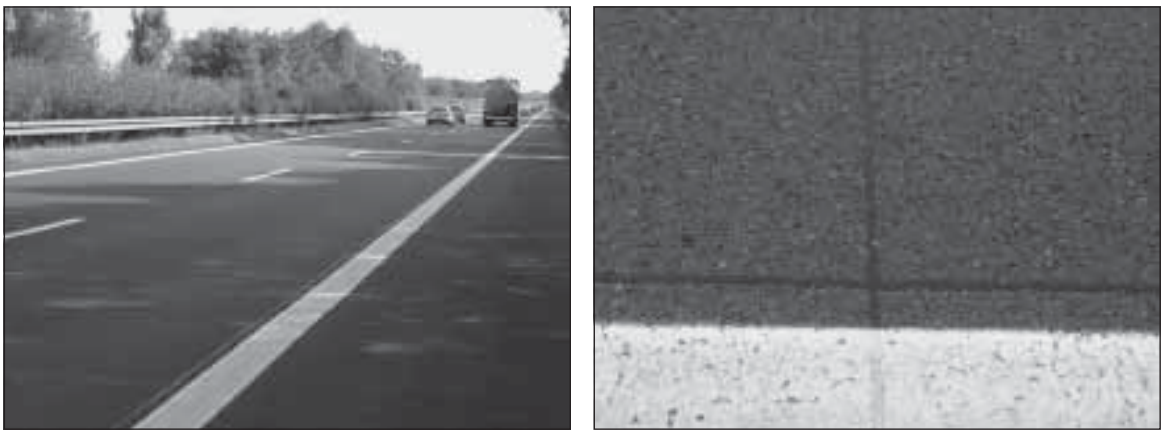


Bild 18: 2009 – Zustand der Versuchsstrecke „Kompositbauweise“ auf der A11 nach 15 Jahren Liegedauer – ein Erfolg

4 Schlussbemerkungen

Mit der Sanierung des A 11-Teilstücks zwischen Berlin und Landesgrenze Brandenburg zu Mecklenburg-Vorpommern verschwindet in Kürze der letzte noch existierende Original-Streckenabschnitt der ehemaligen „Reichsautobahn“. Mehr als 73 Jahre stand die 1936 gebaute Beton-Fahrbahn zwischen dem Autobahndreieck Kreuz Uckermark und Anschlussstelle Schmölln unter Verkehr – 2010 bis 2011 erfolgt die grundhafte Erneuerung der mittlerweile stark beeinträchtigten Fahrbahn.

Dass die damals eingesetzte Beton-Bauweise den heutigen Anforderungen hinsichtlich Beanspruchung durch den Verkehr nicht mehr standhalten konnte, liegt auf der Hand. Auch beim jetzt zur Erneuerung freigegebenen letzten Streckenabschnitt der A11 haben sich insbesondere in den vergangenen Jahren – durch den ständig ansteigenden Verkehr forciert – zahlreiche Schäden an der Fahrbahn herausgebildet. Die wesentlichen Ursachen liegen in fehlenden Frostschutzschichten, zu großen Querfugenabständen, fehlender frostsicherer Oberbau und Unterdimensionierung.

Das Befahrbarkeitsempfinden ist stark beeinträchtigt, aber dennoch kann man am Beispiel der A11 aufzeigt werden, dass sich die Betonbauweise bewährt hat. Auch zeigt der Baustoff Beton, dass er in der Lage ist, wenn die Randbedingungen stimmen, dauerhaft Beanspruchungen zu widerstehen. Besonders sind dabei die Festigkeiten und die funktionierende Konzeption eines zweischichtigen Aufbaus zu erwähnen.

Sicherlich konnten hier nicht alle Aspekte angesprochen werden, aber um einen besseren Eindruck zu bekommen wäre eine Fahrt über den „autobahnhistorischen Höhepunkt“ eindrucksvoll.

Vertiefende Informationen erhält man auch bei der „Arbeitsgemeinschaft für Autobahngeschichte (AGAB) e.V. unter www.autobahngeschichte.de, wo auch der verantwortliche Leiter der Autobahnmeisterei für diesen Streckenabschnitt, Hr. Lars Kähler, aktiv mitwirkt.

Ein Stück Geschichte sollte nicht vergessen werden, das zeigt in Bild 19 eine zeitgenössische Ansichtskarte der A11 aus dem Jahre 1936 sowie ein Entwurf einer Ansichtskarte zum 73. Bestehen.





Bild 18: Zeitgenössische Ansichtskarte 1936 und Vorschlag einer Ansichtskarte 2009

Literaturverzeichnis

[1] „Die Wahrnehmung von ‚Landschaft' und der Bau von Autobahnen in Deutschland, Frankreich und Italien vor 1933" von Ingrid Strohkark; Zeitschrift „Der Straßenbau", Jg. 1929-37.
[2] „HAFRABA e.V. Deutsche Autobahn-Planung 1926-1934" von Prof. Martin Kornrumpf.
[3] Anger, R.; Reuter, H.-R: „Erfahrungen beim Autobahnbau im Land Brandenburg"; Asphalt Heft 2/2003.
[4] Anger, R.; Villaret, S. „Verfahrensweise der rechtzeitigen Instandhaltung und Instandsetzung von Fahrbahnbefestigungen mit Betondecke als Prävention gegen vorzeitige Erneuerungen"; Straße und Autobahn 09/2003

Betonové vozovky – úspěšný příběh na příkladu spolkové dálnice A11 v Braniborsku

Dr.-Ing. Randolf Anger
Zemský podnik silničního stavitelství Braniborsko
Divize stavba a provoz
Oddělení správa údržby
Lindenallee 51, 15366 Hoppegarten
Tel.: 03342 / 355-422; Fax.: 03342 / 355-503
E-mail: Randolf.Anger@LS.Brandenburg.de

Berlinka se dnes nazývá předválečná dálnice, která měla spojovat říšské hlavní město s dnešním Kaliningradem. Nápad vzešel od generálního inspektora pro německé silniční stavitelství Dr.-Ing. Fritze Todta. Jeho záměr byl okamžitě proměněn v činy. Stavba začala v úsecích Berlín-Štětín a Elbląg-Kaliningrad. Stavbu slavnostně zahájil župní velitel Erich Koch dne 12. prosince 1933 u dnešní obce Pomorska Wieś.

Dálnice A11 byla v rámci stavby říšských dálnic předána do provozu v roce 1936. Část této dálnice (jednosměrný jízdní pás v délce 9 km) je v provozu ještě dnes, což je v Německu ojedinělé. V letech 2010 až 2011 proběhne rekonstrukce této v současnosti silně zatížené poslední části říšské dálnice. Rekonstrukcí úseku A 11 mezi dálničním trojúhelníkem „Kreuz Uckermark" a hranicí spolkových zemí Braniborsko / Meklenbursko - Přední Pomořansko (u dálniční přípojky Schmölln) tak zmizí poslední původní úsek někdejší „říšské dálnice", který dosud v Německu existuje. Betonová vozovka, postavená v roce 1936, je zatím v provozu více než 73 let.

Délka A11 je v oblasti Braniborska 90,7 km (181,4 km jednosměrného jízdního pásu). Prochází severovýchodně od Berlínského okruhu - se začátkem u dnešního „trojúhelníku Schwanebeck" (dříve zvaný „Bernauská smyčka") dále ve směru Meklenbursko - Přední Pomořansko k polské hranici a lehce se dotýká přírodní chráněné oblasti Schorfheide.

Tento příspěvek se zabývá historií A11, výchozí situací na začátku 90. let, konstrukčním řešením říšské dálnice a zkušenostmi při opravách a rekonstrukci. Úloha spolkové země Braniborsko na začátku 90. let spočívala v obnovení sjízdnosti a v rekonstrukci sítě dálnic, spolkových a zemských silnic. Na příkladu A11 budou představeny různé použité stavební technologie. Budeme se věnovat variantám prozatímní výstavby asfaltovou technologií a celkových rekonstrukcí asfaltovou a betonovou technologií. Zvlášť se zmíníme o pokusném úseku, provedeném kompozitní technologií.

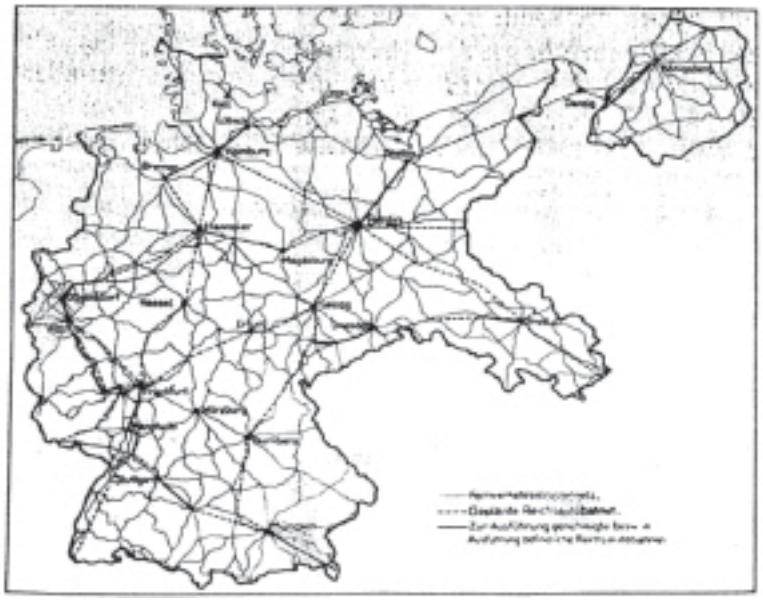
1. Historie říšské dálnice

1.1 Začátek projektu „říšských dálnic" [1]; [2]

Při zahájení „Mezinárodní výstavy automobilů a motocyklů" v Berlíně 11. února 1933 oznámil Hitler „zahájení a realizaci velkorysého plánu stavby silnic". Tím měl být vytvořen moderní dopravní systém a mělo se tak účinně bojovat proti nezaměstnanosti. Měla být vybudována stávající síť říšských silnic.

V dubnu 1933 předložil „HAFRABA" („Svaz pro stavbu silnice pro automobilovou rychlodopravu z Hamburku přes Frankfurt n/M do Basileje") projekty. Nato oznámil Hitler 1. května 1933 oficiálně stavbu sítě říšských dálnic. Stav „základní sítě" říšských dálnic z roku 1934 je na obr. 1.

27. června 1933 byl přijat „Zákon o zřízení podniku ‚Říšské dálnice'". Tento zákon zamýšlel založení dceřinné společnosti Říšských drah a převedení stavby a provozu dálnic na tuto společnost. Generální ředitel Říšských drah Dorpmüller se stal předsedou představenstva společnosti „Říšské dálnice" a zodpovídal za rychlou realizaci plánů.



Obr. 1: Stav „základní sítě říšských dálnic“ v lednu 1934

Společnost „Říšské dálnice“ jako dceřinná společnost Německých říšských drah byla založena 25. srpna 1933 poté, kdy byl 18. srpna 1933 svaz Hafraba přeměněn na „Společnost pro přípravu říšských dálnic“ (GeZuVor).

Úkoly společnosti Gezuvor byly:
- určit vedení trasy říšských dálnic,
- provádět všechny práce technické, hospodářské, dopravně-politické a propagandistické povahy,

a sloužily k přípravě a podpoře stavby říšských dálnic. Předsedou představenstva Gezuvor byl zvolen Willy Hof. Aby mohlo plánování říšských dálnic začít současně ve všech částech říše, rozdělila Gezuvor Německo na 11 oblastí.

Společnost „Říšské dálnice“ podléhala dozoru říšské vlády. Úkoly byly rozděleny mezi 15 jednatelství, tzv. „Nejvyšších vedení stavby dálnic“. Dr.-Ing. Fritz Todt byl již 28. června 1933 jmenován „generálním inspektorem německého silničního stavitelství“.

Projekt „říšských dálnic“ začal 23. září 1933 slavnostním zahájením stavby (obr. 2) úseku Frankfurt-Darmstadt.
V posledních měsících roku 1933 byl rozsah stavebních činností dosud skromný. Na stavbách pracovalo nejvýše 3 900 pracovníků. Vlastní práce na síti říšských dálnic začaly teprve 21. března 1934 poté, kdy Hitler spustil tzv. „pracovní bitvu“ dalším slavnostním zahájením stavby úseku Mnichov-Salzburg. Téhož dne proběhlo na 22 místech slavnostní zahájení staveb úseků říšských dálnic. Tak bylo rozestaveno cca 1100 km dálnic.



Obr. 2: Začátek projektu „říšských dálnic“ slavnostním zahájením stavby úseku Frankfurt-Darmstadt 23. září 1933

1.2 Plánování – vedení trasy

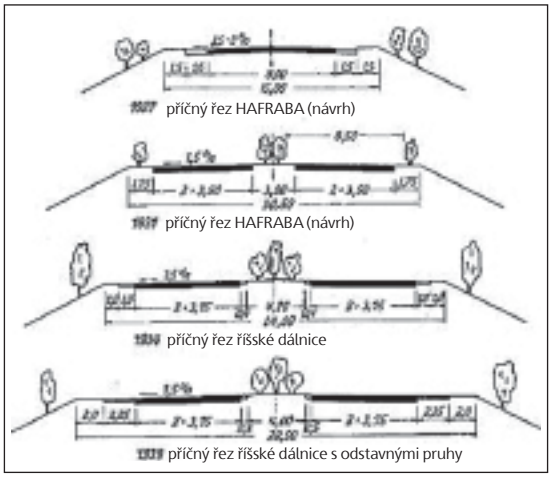
Při určování vedení trasy se věnovala zvláštní pozornost zvláštnostem krajiny a kulturním památkám. Lidé, využívající říšské dálnice, měli „prožít" krásy a stavby své opět posílené vlasti. V souladu s touto směrnicí byla při projektování akceptována také vybočení z plánované trasy (okliky). Stejně tak byly při určování průběhu trasy veskrze zohledňovány i osobní zájmy a přání vlivných osobností. Tak například sdělil Todt 1. března 1934, že „... bylo vyhověno přání paní von Bismarckové, aby se trasa dálnice více přiblížila panství Wollig ...". Byla splněna také přání členů vedení vlády ohledně vedení trasy. V případě Rudolfa Hesse byla na jeho přání trasa nejen přeložena o několik set metrů, nýbrž zde byla plánována také možnost neveřejného nájezdu a sjezdu. Vedení tras prvních dálničních úseků nebylo sladěno. Za ideální prvek se považovaly dlouhé přímky, klotoidy pro vyměřování zatáček podle dynamiky jízdy ještě nebyly obvyklé. Sázelo se převážně na vztah ke krajině a na splynutí s krajinou - dálnice se stala součástí krajiny a podporovala kladné vnímání ze strany obyvatel a uživatelů. Ti byli hrdí na „svou" dálnici. To také bylo pro účely propagandy cíleně stylizováno do „scén", jak ukazuje obr. 3.



Obr. 3: Piknik u nové dálnice

Vedle uvedených důvodů však hrály svou roli také otázky využívání prostoru a strategické otázky, když šlo o to, určit trasu říšských dálnic, přičemž vojenskému hledisku neměl být přikládán příliš velký význam.

V Německu (1927) se nejprve počítalo pouze se širokými vozovkami bez středového rozdělení. Později byl tento profil projektován jen pro méně frekventované koncové a horské úseky říšských dálnic. V roce 1931 se již projektovaly 2 oddělené jízdní pásy, každý se 2 jízdními pruhy. Pro první realizaci říšské dálnice byl jízdní pruh rozšířen na 3,75 m a počítalo se s úzkým zpevněným postranním pruhem. V roce 1939 byl již zpevněný postranní pruh na vnější straně plánován v takové šířce, aby tam mohla být odstavena vozidla, aniž by zasahovala do jízdního pruhu. Vývoj příčného řezu dálnice je znázorněn na obr. 4.



Obr. 4: Vývoj příčného řezu dálnice (1927 až 1939)

1.3 Rozvoj tras říšských dálnic

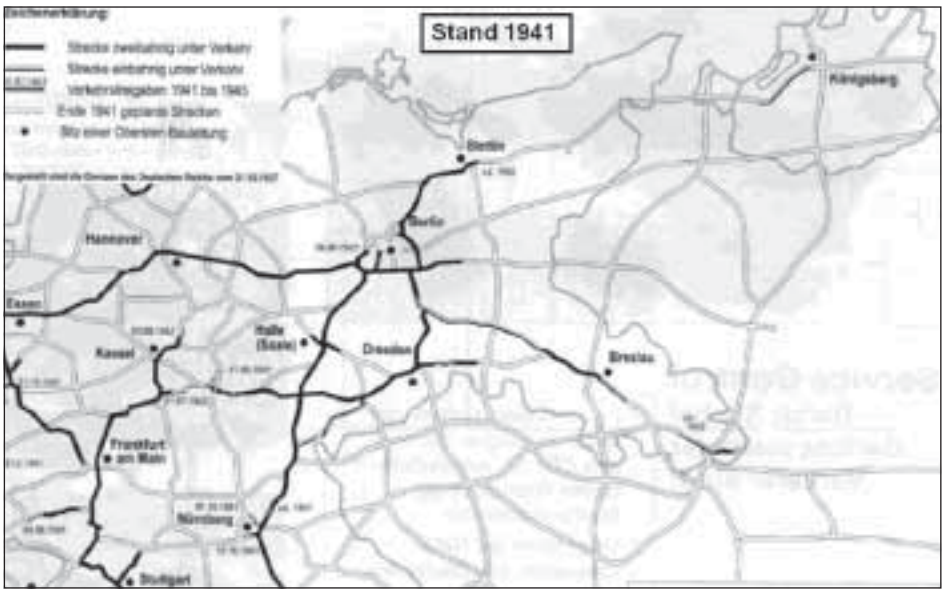
Po vlastním začátku 21. března 1934 postupovaly práce na síti říšských dálnic rychle kupředu. 19. května 1935 byl uveden do provozu první úsek mezi Frankfurtem a Darmstadtem o délce 22 km. V září 1936 mohlo být oslaveno dokončení prvních 1000 km. Přehled uvedení do provozu (výběr) je v tabulce 1. Ročně se měla „dálniční síť" rozrůst o zhruba 1000 km, což se však dařilo pouze od roku 1936 do roku 1938.

„Zákonem o nové úpravě poměrů říšských dálnic" a „Třetím prováděcím nařízením" v červenci 1938 byl Todt jmenován předsedou představenstva „říšských dálnic". Jednatelství společnosti nyní byla přímými říšskými úřady a Todt měl jako „generální inspektor německého silničního stavitelství" v této organizaci rozsáhlé pravomoci. Přesto však nemohl zabránit tomu, aby byly v roce 1939 v důsledku příprav na válku staženy důležité zdroje ze stavby dálnic. Stavební provoz tak zaznamenal rychlý a trvalý úbytek. Brzy po začátku války tak mohlo být i při nasazení cizích pracovníků a válečných zajatců jen s námahou dosaženo plánovaného objemu stavebních prací. Ve zbrojním průmyslu bylo zapotřebí mnohem více pracovních sil a ty byly stále více stahovány ze stavby dálnic. Po vypuknutí války v roce 1939 se situace přiostřila a nakonec došlo k ochromení stavebních prací.

Když byly stavební práce v důsledku války koncem roku 1941 až na několik výjimek zastaveny, dosahovaly „říšské dálnice" celkové délky 3 896 km. Stavební práce v letech 1934 až 1943 jsou uvedeny v tabulce 2. Na obr. 5 je stav výstavby v roce 1941.

19. 05. 1935	Frankfurt–Darmstadt
04. 04. 1936	Berlín–Joachimsthal (45 km)
05. 04. 1936	Lehrte–Braunschweig (32 km)
25. 04. 1936	Halle–Lipsko (26 km)
21. 05. 1936	Köln–Düsseldorf (25 km)
21. 05. 1936	Dibbersen–Sittensen (27 km)
24. 05. 1936	Weyarn–Rosenheim (33 km)
19. 06. 1936	Sittensen–Oyten (44 km)
17. 08. 1936	Weißenfels–Eisenberg
17. 08. 1936	Rosenheim–Siegsdorf
17. 08. 1936	Berlín–Magdeburg
17. 08. 1936	Helmstedt–Braunschweig
27. 09. 1936	Wroclaw–Kreibau
27. 09. 1936	Gliwice–Bytom
27. 09. 1936	Schleiz–Berneck
27. 09. 1936	Joachimsthal–Štětín
27. 09. 1936	Frankfurt (n. Mohanem)–Gießen
27. 09. 1936	Heidelberg–Karlsruhe
27. 09. 1936	Drážďany–Wilsdruff
27. 09. 1936	Oberlichtenau–Rainholzheim
27. 09. 1936	Stuttgart–Unterboihingen
27. 09. 1936	Elbląg–Neumünsterberg
27. 09. 1936	Kobbelbude–Conradswalde
27. 09. 1936	dílčí úseky u Lipska, Düsseldorfu a Ulmu
21. 11. 1936	Schkeuditz–Weißenfels (15 km)
12. 12. 1936	Düsseldorf-Nord–Oberhausen (17 km)
19. 12. 1936	Eisenberg–Schleiz (38 km)

Tabulka 1: Uvedení do provozu (výběr)



Obr. 5: Rozšířená síť „říšských dálnic" a stav výstavby na konci roku 1941

Stav na konci roku	km	Rozvoj sítě [km]
1935	108	108
1936	979	1087
1937	923	2010
1938	1036	3046
1939	255	3301
1940	436	3737
1941	90	3827
1942	34	3861
1943	35	3896
Celkem	3896	

Tabulka 2: Vývoj úseků „říšských dálnic"

Náhlost, s jakou byly práce ukončeny, je patrná z obr. 6. Zde je znázorněn stav výstavby v oblasti Berlínského okruhu v roce 1940. Okruh (A10) je uzavřen pouze ze tří čtvrtin a zahrnuje trasu od Štětínské odbočky (Stettiner Abzweig) (trojúhelník Schwanebeck) - Východní odbočka (Ost-Abzweig) (trojúhelník Spreeau) - Lužická odbočka (Lausitzer Abzweig) (Schönefeldský kříž) - Odbočka AVUS (Avus-Abzweig) (trojúhelník Nuthetal) - Lipská odbočka (Leipziger Abzweig) (trojúhelník Postupim/Potsdam) - Braniborský trojúhelník (Brandenburger Dreieck) (dnes Werderský trojúhelník) po Marquart (dnes AS Postupim-sever/Potsdam-Nord). Plánované stavební úseky jsou znázorněny červeně čárkovaně a byly realizovány teprve v letech 1972 až 1979.



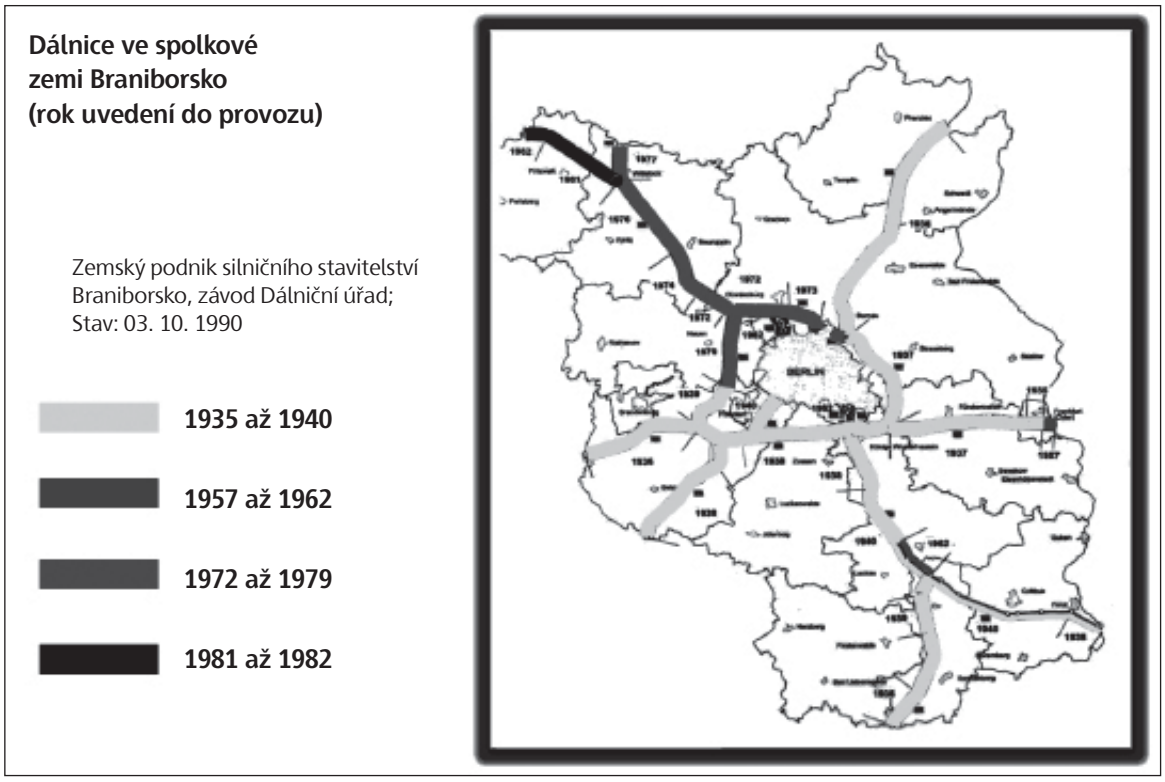
Obr. 6: Stav výstavby v oblasti Berlínského okruhu v roce 1940

2 Výchozí situace v Braniborsku

Výchozí situace ohledně struktury stáří dálniční sítě v Braniborsku je znázorněna na obr. 7. Z 1 464 km jednosměrného jízdního pásu, které byly k dispozici v roce 1990, bylo cca 75 % postaveno v období do roku 1940. Zhruba 300 km jednosměrného jízdního pásu, postavených v letech 1972 – 1979, podléhá rozpadu (alkalicko-křemičitá reakce v betonu) a všechny mostní stavby (více než 1000) musely být opraveny příp. zrekonstruovány. [3]

Pokud jde o A11, ta je na začátku 90. let při uvedení do provozu od Berlínského okruhu (Štětínská odbočka - Stettiner Abzweig) po Joachimsthal 04.04.1939 a od Joachimsthalu do Štětína 27. 9. 1936 v provozu již 54 let. Celý úsek byl postaven s využitím tehdy nejmodernější techniky (obr. 8) betonovou technologií. Jak je uvedeno v [4], pro různá časová období výstavby betonových vozovek jsou charakteristická určitá typická technická pravidla a pracovní postupy.

Pro betonové vozovky ze 30. let jsou charakteristické především:
- chybějící ochranné vrstvy proti mrazu
- příliš velké vzdálenosti příčných spár
- podklady náchylné k přemístění materiálu
- poddimenzování



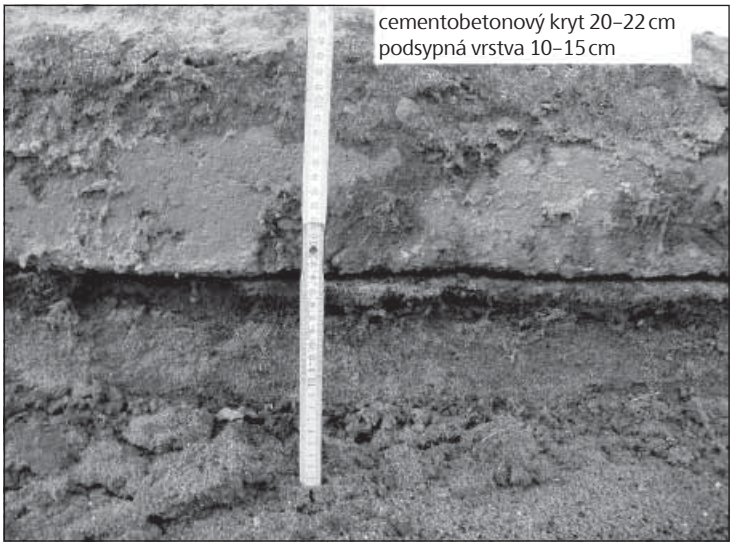
Obr. 7: Výchozí stav 1990



Obr. 8: Stavba betonových krytů vozovek za použití strojů

Podrobněji lze stavební období 20. až 40. let hodnotit takto:

- Technologie - převážně cementobetonový kryt na příslušném podloží/příslušné spodní stavbě, s podsypnou vrstvou tloušťky pouze 10 - 15 cm (viz obr. 9);



Obr. 9: Cementobetonový kryt (1936) na podsypné vrstvě na příslušném podloží

- Na vozovkách, postavených v této době, se jako dominující poškození vyskytly trhliny a na nich opět schůdky (výškový posun) (viz obr. 10).



Obr. 10: Cementobetonové kryty (1936) s trhlinami a schůdky

Příčiny jsou:

chybějící ochranné vrstvy proti mrazu

- narušení mrazem
- poškození únosnosti v obdobích tání
- trhliny v deskách, schůdky

příliš velká vzdálenost příčných spár

- příčné trhliny jako smršťovací trhliny
- protože v trhlinách nedochází k žádnému nebo jen k velmi malému přenosu příčných sil: vznik schůdků a „pumpování" za provozu

podkladní vrstva citlivá na přemístění materiálu, např. z písku s úzkou křivkou zrnitosti

- přemístění materiálu, dutiny pod oblastí spár, především u příčných trhlin
- pokračující tvorba příčných trhlin v důsledku vzniku dutin pod krytem
- odlamování rohů o velikostech decimetrů až metrů

Poddimenzování pro pozdější dopravu (i když předimenzování pro tehdejší příp. prognostikovanou dopravu)

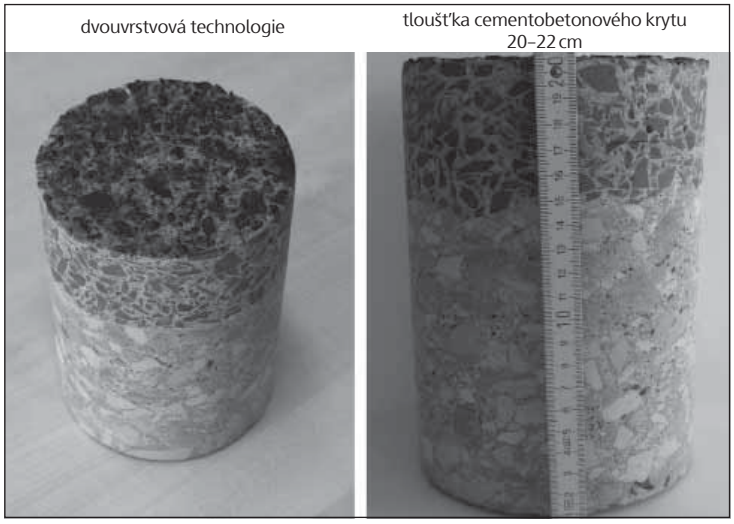
- trhliny, schůdky (výškové posuny)

Smršťovací trhliny způsobené teplotami se začaly projevovat poměrně brzy, ostatní poškození se začala projevovat teprve v 50. letech v důsledku narůstající dopravy. Poruchy jsou závažné a přesto značně různorodé co do rozsahu a intenzity, existují také dlouhé úseky s méně výraznými poruchami (viz obr. 11).



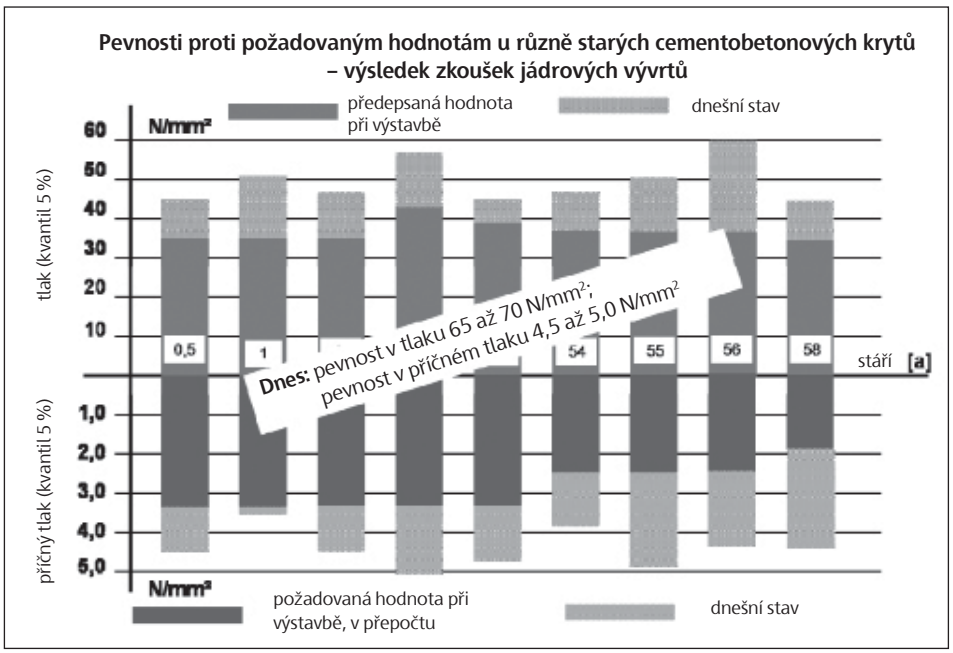
Obr. 11: A11 postavená v roce 1936 – snímek z roku 1995 – málo výrazné poruchy

U betonu jako stavebního materiálu se zvýšila jeho pevnost a beton je - až na určité obroušení povrchu - zpravidla ještě v dobrém stavu, což je patrno z jádrového vývrtu z roku 2009 na obr. 12.



Obr. 12: Jádrový vývrt z cementobetonového krytu A11 z roku výstavby 1936 - odebrán 09/2009

Provedené zkoušky pevnosti jádrových vývrtů z roku 1995 ukázaly enormní zvýšení pevnosti (viz obr. 13). Pevnost v tlaku dnes dosahuje hodnot 65-70 N/mm² a je rozhodující pro dimenzování, pevnost v příčném tahu dosahuje hodnot 4,5 až 5,0 N/mm².



Obr. 13: Nárůst pevnosti betonu cementobetonových krytů ze 30. let

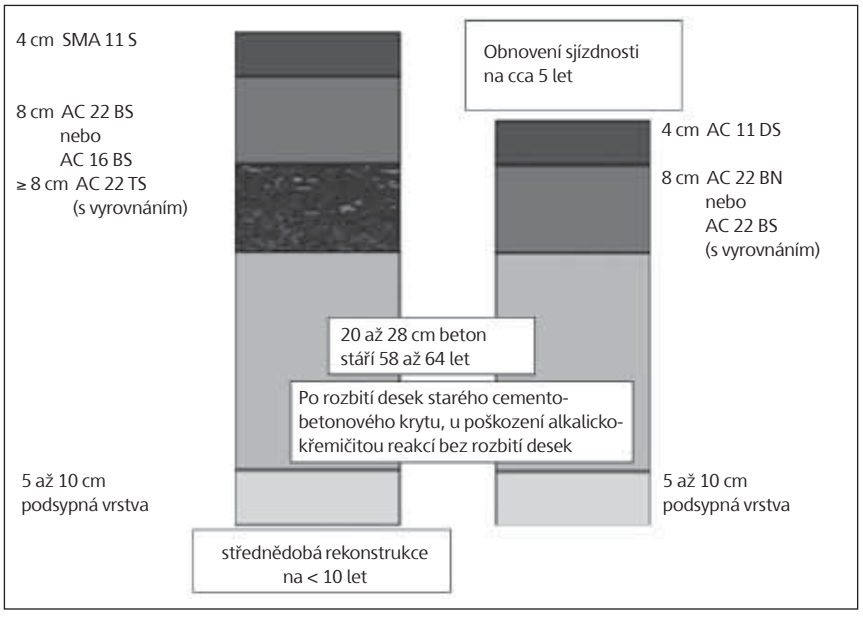
Za uvedených nepříznivých konstrukčních vlivů mají vlastnosti „vysoká pevnost betonu" a „vodopropustnost podloží" pozitivní vliv na konstrukci.

3 Zkušenosti z rekonstrukce A11

Od roku 1990 se podařilo zrekonstruovat značnou část A11. Hlavním úkolem spolkové země Braniborsko bylo zajistit bezpečnost provozu a realizovat sjízdnost s odpovídajícím jízdním komfortem. Vzhledem k často neočekávanému rychlému zhoršení stavu krytu musela být akceptována prozatímní řešení.

Strategie výstavby tak předpokládala novou výstavbu, rekonstrukce i prozatímní výstavbu. Při tom se muselo počítat s tím, že budoucí celkové výstavbě bude v případě potřeby předcházet prozatímní výstavba. Bylo jasné, že vzhledem k dosud funkčnímu spolupůsobení desek povede 12 cm překrytí horní stavby po několika letech k rozvoji reflekčních trhlin nad spárami a trhlinami.

Pro časové odstupňování a k vytvoření časové rezervy byly vypracovány dvě různé varianty prozatímní výstavby s různými dobami životnosti. Tyto varianty jsou znázorněny na obr. 14.



Obr. 14: Asfaltová technologie jako prozatímní výstavba A11 (polovina 90. let)

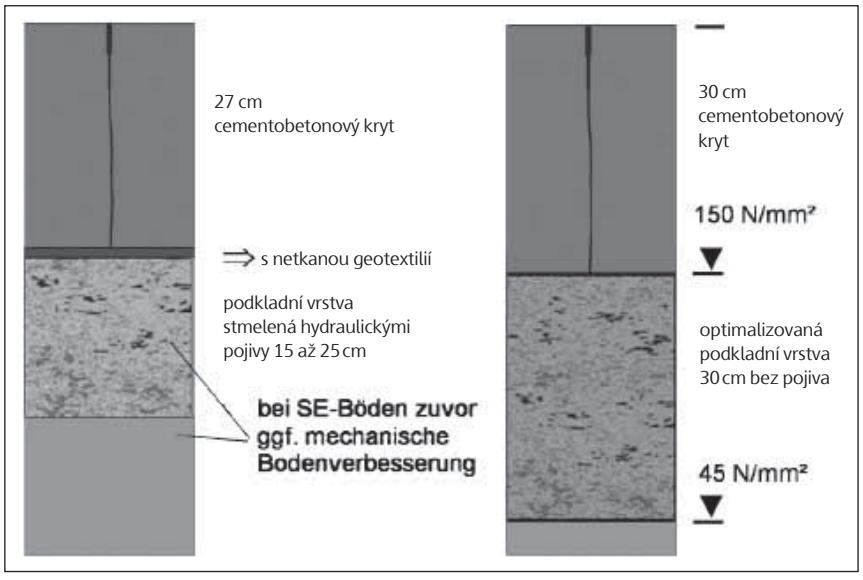
Varianta 1 jako prozatímní rekonstrukce s dobou životnosti cca 5 let:
- asfaltový kryt 12 cm, složení:
  - 4 cm asfaltový kryt vozovky AC 11 DS
  - 8 cm asfaltová ložní vrstva AC 22 BN nebo BS na
  - starém cementobetonovém krytu ze 30. let (s rozbitím desek)

Varianta 2 jako prozatímní rekonstrukce s dobou životnosti cca 10 let:
- asfaltový kryt 12 cm, složení:
  - 4 cm asfaltový kryt vozovky SMA 11 S
  - 8 cm asfaltová ložní vrstva AC 22 BS nebo AC 16 BS na
  - 8 až 14 cm asfaltové podkladní vrstvě AC 22 TS a
  - starém cementobetonovém krytu ze 30. let (s rozbitím desek)

Pro rekonstrukci byla použita jak asfaltová, tak betonová technologie.

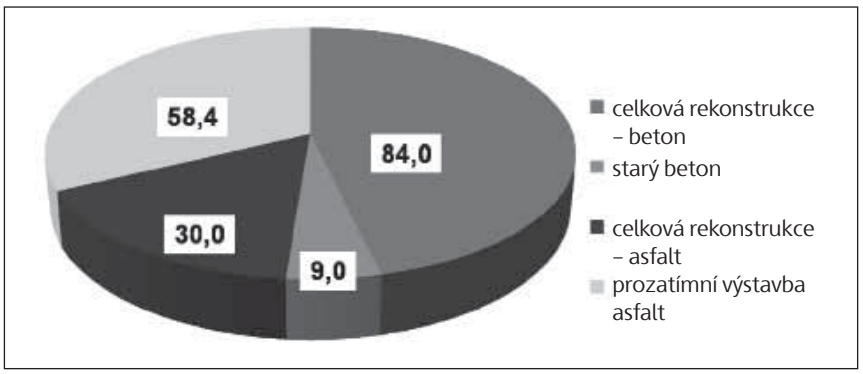
Varianty rekonstrukce asfaltovou technologií:
- Varianta 1 (rekonstrukce s výměnou krytu včetně podkladních vrstev):
  - asfaltový kryt 12 cm, složení:
  - 4 cm asfaltový kryt vozovky SMA 11 S
  - 8 cm asfaltová ložní vrstva AC 16 BS na
  - asfaltové podkladní vrstvě AC 22 TS a
  - ochranná vrstva proti mrazu příp. zpevnění a/nebo zlepšení stávající ochranné vrstvy z písku s úzkou křivkou zrnitosti
- Varianta 2 (rekonstrukce - pouze výměna krytu):
  - asfaltový kryt 12 cm, složení:
  - 4 cm asfaltový kryt vozovky SMA 11 S
  - 8 cm asfaltová ložní vrstva AC 16 BS na
  - 16 cm asfaltové podkladní vrstvě AC 22 TS a
  - starém cementobetonovém krytu ze 30. let (s rozbitím desek)

Varianty jako celková rekonstrukce betonovou technologií (viz obr. 15):
- Varianta 1:
  27 cm cementobetonový kryt na 1 vrstvě netkané geotextilie a zpevnění hydraulickým pojivem; (při stávající ochranné vrstvě proti mrazu z písku s úzkou křivkou zrnitosti a velmi vysokém zatížení - dodatečně předchozí mechanické zlepšení zeminy na hloubku 30 cm)
- Varianta 2:
  30 cm cementobetonový kryt na 30 cm nestmelené podkladní vrstvě (MZK) na mrazuvzdorném podkladu/spodní stavbě příp. na mrazuvzdorném materiálu



Obr. 15: Celková rekonstrukce betonovou technologií - upřednostňované technologie

Celkový úsek 90,7 km dálnice (181,4 km jednosměrného jízdního pásu) se rekonstruuje od začátku 90. let. Stav výstavby s použitými stavebními variantami, stav z 12/2009, je na obr. 16. Je vidět, že ještě nebyly zrekonstruovány všechny úseky. Stále jsou zde úseky s variantami prozatímní výstavby, které čekají na rekonstrukci jako prozatímní řešení s potřebnými udržovacími opatřeními. Při struktuře stáří dálniční sítě, znázorněné na obr. 6, čekalo na rekonstrukci cca 75 % sítě s cementobetonovými kryty, starými přes 50 let. To byl velký úkol. Dvě třetiny sítě již byly kvalitativně zhodnoceny pomocí stavebních opatření, avšak mnohá prozatímní řešení musí fungovat déle, než bylo zamýšleno.



Obr. 16: Stavební varianty A11 v km jednosměrného jízdního pásu, stav 12/2009

Pro zajištění bezpečnosti provozu byla ve středovém pásu a po stranách osazena svodidla. Při tom se projevily mnohé překážky, což je názorně vidět na obr. 17. Vojsko tam ve středovém pásu „zapomnělo" věž tanku, která způsobila potíže při zapouštění sloupků pro svodidla.



Obr. 17: 1998 – Kuriózní nález na A11 při osazování svodidel ve středovém pásu – věž tanku z 2 světové války

V důsledku k souvislého nárůstu dopravního zatížení a podílu těžké dopravy v posledních letech se pro rekonstrukce používá často betonová technologie, protože je to obzvláště trvanlivá technologie s nízkými nároky na údržbu. Řadu let po dokončení bude doprava omezována údržbou jen minimálně. Musí být však trvale zajištěny dobré vlastnosti povrchu a životnost vozovky nesmí být ovlivňována žádnými poruchami krytu. Rekonstrukci cementobetonového krytu nelze provést snadno a je spojena s delší dobou výstavby, asfaltový kryt lze rekonstruovat při kratších dobách výstavby. Proč tedy vzájemně nezkombinovat výhody obou technologií? K získání nových poznatků z praxe vypracoval Spolkový úřad pro silniční stavitelství koncepci pro pokusný úsek. Již při novostavbě předpokládala koncepce překrytí cementobetonového krytu asfaltovou vrstvou SMA 11S (asfaltový koberec mastixový) tloušťky 4 cm. V místě spár v cementobetonovém krytu měly být podélné a příčné spáry vytvořeny také v asfaltovém překrytí. Tento pokusný úsek byl realizován v roce 1994 na A11 (km 0,5 až km 4,0 – jednosměrný jízdní pás do Berlína), kousek před dálničním trojúhelníkem Schwanebeck.

V současné době je tento pokusný úsek v provozu 15 let a kompozitní technologie z betonu a asfaltového krytu ze SMA se osvědčila. Nedochází k deformacím ani jiným poškozením povrchu. Obrázek 18 ukazuje stav úseku, speciálně SMA, 15 let po pokládce. SMA je pochopitelně zkřehlý a začínají se vylamovat jednotlivá zrna kameniva. Funkčnost tohoto SMA může být udržována s jistým výhledem ještě nejméně 5 let udržovací technologií např. překrytím tenkou vrstvou za studena nebo za horka.

Na základě těchto zkušeností se zdá možné realizovat novou koncepci „Nová výstavba kontinuálně vyztuženého cementobetonového krytu vozovky (DBBD) s tenkou asfaltovou krycí vrstvou" Spolkového úřadu pro silniční stavitelství. Cementobetonový kryt zajišťuje dostatečnou a trvalou únosnost při zatížení a asfaltová krycí vrstva ze SMA zajišťuje dobré protismykové vlastnosti a splňuje zvýšené požadavky na hlučnost.



Obr. 18: 2009 – stav pokusného úseku „kompozitní technologie“ na A11 po 15 letech – úspěch

4 Poznámky na závěr

Sanací úseku A 11 mezi Berlínem a hranicí spolkových zemí Braniborsko a Meklenbursko – Přední Pomořansko brzy zmizí poslední dosud existující původní úsek někdejší „říšské dálnice“. Betonová vozovka, postavená v roce 1936 mezi dálničním trojúhelníkem Kreuz Uckermark a dálniční přípojkou Schmölln, byla v provozu přes 73 let. V letech 2010 až 2011 proběhne celková rekonstrukce této v současné době silně narušené vozovky.

Je zřejmé, že tehdy používaná betonová technologie již nemohla vyhovovat dnešním požadavkům na namáhání dopravou. V důsledku stále narůstající dopravy došlo v uplynulých letech také na tomto posledním úseku A11 k četným poškozením vozovky, rekonstrukce tohoto úseku byla již schválena. Podstatné příčiny vzniklých poruch jsou chybějící ochranná vrstva proti mrazu, příliš velké vzdálenosti příčných spár (délky desek), chybějící podkladní vrstva odolná proti mrazu a poddimenzování.

Vnímání komfortu jízdy po cementobetonovém krytu značně utrpělo, avšak přesto lze na příkladu A11 ukázat, že se betonová technologie osvědčila. Beton je schopen trvale odolávat vysokému zatížení pokud jsou splněny předepsané požadavky. Zejména je třeba připomenout nutnost dodržení předepsané pevnosti betonu a funkčnosti koncepce dvouvrstvové technologie výstavby cementobetonových krytů.

Jistě nebylo možno zmínit zde všechny aspekty, avšak k získání lepšího dojmu by byla působivá jízda po „vrcholu dálniční historie“.

Podrobnější informace lze získat také u „Pracovní skupiny pro dálniční historii (AGAB)“ na www.autobahngeschichte.de, v níž je aktivně činný také odpovědný vedoucí správy tohoto úseku dálnice, p. Lars Kähler.

Kus historie by neměl být zapomenut. To ukazuje na obr. 19 dobová pohlednice A11 z roku 1936 a návrh pohlednice při příležitosti 73 let existence.





Obr. 18: Dobová pohlednice z roku 1936 a návrh pohlednice 2009

Literatura

[1] „Die Wahrnehmung von ‚Landschaft' und der Bau von Autobahnen in Deutschland, Frankreich und Italien vor 1933" (Vnímání ´krajiny´ a stavba dálnic v Německu, ve Francii a v Itálii před rokem 1933) od Ingrid Strohkark; časopis „Der Straßenbau" (Stavba silnic), roč. 1929–37

[2] „HAFRABA e.V. Deutsche Autobahn-Planung 1926–1934" (HAFRABA, německé plánování dálnic 1926–1934) od Prof. Martina Kornrumpfa

[3] Anger, R.; Reuter, H.-R: „Erfahrungen beim Autobahnbau im Land Brandenburg" (Zkušenosti při stavbě dálnic ve spolkové zemi Braniborsko); Asphalt Heft 2/2003

[4] Anger, R.; Villaret, S. „Verfahrensweise der rechtzeitigen Instandhaltung und Instandsetzung von Fahrbahnbefestigungen mit Betondecke als Prävention gegen vorzeitige Erneuerungen" (Postup včasné údržby a oprav vozovek s cementobetonovým krytem jako předcházení předčasným rekonstrukcím); Straße und Autobahn (Silnice a dálnice) 09/2003

Dálnice D1 Praha – Brno, projekt generální rekonstrukce v úseku Mirošovice – Kývalka, od km 20,710 do 181,470

Ing. Pavel Doležal,
Ředitelství silnic a dálnic ČR, Závod Brno

Dálnice D1 mezi Prahou a Brnem je dnes nejvytíženější dálnicí v zemi a v celé své délce byla uvedena do provozu 7. listopadu 1980. V úseku mezi mimoúrovňovou křižovatkou (MÚK) Mirošovice a MÚK Kývalka je délka 160 kilometrů, v této trase se nachází 21 mimoúrovňových křižovatek se 104 dálničními mosty, dálnici kříží 43 nadjezdů a základní šířkové uspořádání je v kategorii D26,5/12, celková zpevněná plocha v uvedeném úseku je 5,2 mil m^2 z toho cca 2,0 mil m^2 s cementobetonovým krytem.

I. Historie přípravy a výstavby

Podíváme-li se do historie, tak výstavba dálnice D1 byla schválena již 4. listopadu 1938 a počítala s propojení Prahy a Podkarpatské Rusi. Výstavba byla zahájena v následujícím roce 1939 v úseku Praha – Jihlava a omezeně pokračovala až do roku 1942, kdy byly práce přerušeny 2. světovou válkou. I když byly stavební práce v omezeném rozsahu obnoveny v letech 1945 -1948, došlo v roce 1950 k definitivnímu zastavení prací. V roce 1963 byla schválena páteřní síť českých dálnic a samozřejmě se počítalo i se stavbou dálnice D1. Proti původním plánům z roku 1939 se trasa i parametry sice změnily, ale ne na tolik, aby nemohlo být využito některých stavebních objektů, které dodnes na trase najdeme a které jsou stále využívány. Stejně tak můžeme i dnes nalézt nevyužité a opuštěné mosty ze třicátých a čtyřicátých let minulého století zejména v okolí Želivky.

Výstavba dálnice D1, tak jak ji známe dnes, začala v roce 1967 a již 12. července 1971 byl otevřen vůbec první dálniční úsek v České republice, a to mezi Prahou a Mirošovicemi. Souvislý tah mezi Prahou a Brnem byl dokončen 8. listopadu 1980, kdy byl uveden do provozu poslední úsek u Humpolce. V letech 1996–1999 došlo k přestavbě prvních 21 km mezi Prahou a Mirošovice ze čtyř jízdních pruhů na šest.

II. Stávající stav

Historie dálnice, technologické možnosti doby a doba více než třicetiletého provozu se projevily na současném stavu dálnice. Růstem přepravního výkonu v posledních 20 letech došlo na dálniční síti k velkému růstu dopravního zatížení, které je následkem růstu počtu osobních i nákladních automobilů. Současně s růstem počtu automobilů došlo i ke změně poměru mezi množstvím osobních a nákladních vozidel, což se projevilo zejména na dálnici D1, kde se intenzity dopravy mezi Mirošovicemi a Kývalkou pohybují v rozmezí od 35 200 voz/den (sčítání 2005) do 43 400 voz/den, přičemž % pomalých (nákladních) vozidel se pohybuje od cca 33 % do 48 %.

Vzhledem k vývoji legislativy a požadavků na bezpečný provoz jsou například již dnes nevyhovující délky připojovacích a odbočovacích pruhů, změnil se pohled na pruhy pro pomalá vozidla tzv. stoupací pruhy, přístup a umístění SOS hlásek, mnohde je i nevyhovující umístění a stav svodidel, případě jejich úroveň zadržení atd. Stav vozovky v případech cementobetonového (CB) krytu se radikálně zhoršuje, a to vzhledem ke stáří (např. v úseku Brno–Kývalka 38 let), kdy v důsledku použité technologie (nekotvené spáry CB krytu), změn podloží, technologické nekázně při výstavbě, dopravního zatížení či vysokých intenzit těžké nákladní dopravy dochází k poruchám desek (trhliny) a k vysokému výškovému posunu mezi betonovými deskami.

Dalším velkým problémem ve většině úseků je nemožnost převést bezpečně dopravu při opravách a údržbě do jednoho jízdního pásu tak, aby byl zachován počet jízdních pruhů pro každý směr (2 + 2 jízdní pruhy), které je dáno šířkou zpevnění (pokrytí) 10,5 metru pro kategorii D26,5/120.

Tyto skutečnosti a zejména hranice předpokládané životnosti dálnice se promítají do stavebně technického stavu dálnice a vyžadují okamžité opravy pro zachování bezpečnosti a sjízdnosti. Bezodkladné havarijní opravy mají většinou dočasný charakter, vyžadují omezení plynulého provozu a pro řidiče jsou velmi stresující.

Dlouhodobě se projevuje i nedostatečnost generálních oprav mostů a povrchů způsobená nedostatkem financí. V nemalé míře lze hledat i příčiny v nedostatečné údržbě způsobené taktéž nedostatkem financí a nemožností omezovat průjezdnost dálnice omezováním počtu jízdních pruhů, které je někdy nezbytné.

III. Návrh řešení

Z výše uvedeného dopravního zatížení je zřejmé, že dálnice D1 je na hranici své kapacity při zachování požadovaného komfortu jízdy, při jakékoliv opravě dochází na dálnici ke kolapsům a bezpečnost na dálnici je snížena. Potřeba oprav dálnice s ohledem na její stáří, kdy řada konstrukcí je na konci své životnosti, poroste.

S ohledem na další vývoj dopravy lze předpokládat, že intenzita dopravy na dálnici ve výhledovém roce 2040 dosáhne 53 000 voz/den až 65 100 voz/den s poměrem pomalých vozidel v rozmezí cca 29 % do 41 %.

Pro řešení uvedené problematiky lze dnes uvažovat se dvěma krajními možnostmi. Rekonstrukce dálnice a převedení do kategorie D34/120, což představuje základní 3 jízdní pruhy v každém směru. Druhým krajním řešením je rekonstrukce vozovky a převedení do kategorie D28/120, což představuje víceméně zachování stávajícího stavu a znamená základní 2 jízdní pásy v každém směru.

Pro případ plnohodnotného „šestipruhu", tedy kategorie D34/120, nechalo ŘSD ČR v roce 2007 zpracovat studii "Dálnice D1 Mirošovice – Kývalka, zkapacitnění". Odhad stavebních nákladů při všech úsporných opatřeních (např. znovupoužití vytěžených materiálů) v cenové úrovni roku 2009 představuje cca 31,4 mld. Kč vč. DPH. Z hlediska časového harmonogramu přípravy se nacházíme ve stavu po dokončeném procesu EIA (posuzování vlivů na životní prostředí), dále by mělo následovat zpracování dokumentace pro územní rozhodnutí, vydání územního rozhodnutí, výkupy pozemků, dokumentace pro stavební povolení, získání stavebního povolení a výstavba s lhůtou realizace 5 let (cca 35 km v obou směrech ročně), to vše v minimálních časových lhůtách, je možný rok uvedení šestipruhu do provozu rok 2020. Uvážíme-li veškerá úskalí platné legislativy pro přípravu liniových staveb za předpokladu dostatku finančních prostředků, je rok 2020 velmi optimistický.

Druhé krajní řešení je přistoupení k rozsáhlejším opravám stávajícího stavu s rozšířením na normovou kategorii dálnice D28/120 a provedením nezbytných, respektive možných úprav, tak aby byly splněny současné požadavky norem a předpisů na bezpečný provoz. Pro tento případ zadalo ŘSD ČR v roce 2009 zpracování „Studie komplexních opatření ke zlepšení stavebně technického stavu dálnice D1". Předpokládané náklady v cenové úrovni roku 2009 byly vyčísleny na cca 18 mld. Kč. Příprava rekonstrukce dále předpokládá „zjednodušený" proces přípravy zejména spočívající ve využití stávajících pozemků tedy bez nutnosti získávat nové pozemky. Z časového hlediska je reálné přistoupit k realizaci rekonstrukce prakticky ihned, budou-li finanční prostředky k dispozici v ročním objemu cca 4 mld. Kč pro příštích pět let.

IV. Komplexní opatření

V souladu s programem úspor při výstavbě liniových staveb bylo přistoupeno k hledání možného řešení vzrůstající intenzity vozidel, klesající kvality povrchu vozovky a nedostatku finančních prostředků. Vzhledem k výše uvedeným problémům je cílem rekonstrukce D1 navrhnout komplexní opatření ke zvýšení bezpečnosti, kapacity a zlepšení stavebně technického stavu dálnice D1 v úseku Mirošovice–Kývalka. Za tímto účelem je trasa rozdělena na dílčí úseky s ohledem na dopravní zatížení a opotřebení, resp. technický stav. Rozdělení na úseky se řídí následujícími kritérii:

- současný stavebně technický stav vozovky dálnice,
- nehodovost,
- intenzita dopravy,
- možnost rozšíření jízdních pásů dálnice (rozšíření má umožnit provizorní provoz ve čtyřpruhovém režimu po jednom jízdním pásu dálnice),
- vedení dopravy při opravách.

Trasa dálnice D1 Mirošovice–Kývalka, km 20,710 až 181,470 (160,760 km), je rozdělena na dvacet dílčích mezikřižovatkových úseků. Rozhraní jednotlivých úseků je voleno tak, aby bylo vždy umístěno do přejezdu středního dělícího pásu, který umožní připojení větví křižovatky. Součástí stavebního úseku je vždy s ohledem na omezení provozu jedna mimoúrovňová křižovatka. Z toho plynou začátky a konce stavby jednotlivých úseků.

číslo úseku	název	staničení	kryt	délka	počet mostů dálničních	nadjezdy
				km	ks	ks
1	Mirošovice–Hvězdonice	20,710–29,020	CB/AB	8,31	7	5
2	Hvězdonice–Ostředek	29,02–34,280	CB/AB	5,26	3	1
3	Ostředek–Šternov	34,280–41,870	CB/AB	7,59	3	2
4	Šternov–Psáře	41,870–49,310	CB/AB	7,44	5	3
5	Psáře–Soutice	49,310–56,420	CB/AB	7,11	7	1

číslo úseku	název	staničení	kryt	délka	počet mostů dálničních	nadjezdy
				km	ks	ks
6	Soutice–Loket	56,420–66,450	AB	10,03	6	0
7	Loket–Hořice	66,450–75,820	AB	9,37	5	4
8	Hořice–Koberovice	75,820–82,050	AB	6,23	4	2
9	Koberovice–Humpolec	82,050–91,100	AB	9,05	2	4
10	Humpolec–Větrný Jeníkov	91,100–105,010	CB/AB	13,91	5	2
11	Větrný Jeníkov–Jihlava	105,010–113,495	CB/AB	8,485	9	2
12	Jihlava–Velký Beranov	113,495–120,565	CB/AB	7,07	4	2
13	Velký Beranov–Měřín	120,565–134,320	CB/AB	13,755	10	1
14	Měřín–Velké Meziříčí západ	134,320–141,525	CB/AB	7,205	8	0
15	Velké Meziříčí západ–Velké Meziříčí východ	141,525–147,440	CB/AB	5,915	5	1
16	Velké Meziříčí východ–Lhotka	147,440–154,090	CB/AB	6,65	8	2
17	Lhotka–Velká Bíteš	154,090–163,590	CB/AB	9,5	8	3
18	Velká Bíteš–Devět křížů	163,590–168,640	CB/AB	5,05	0	3
19	Devět křížů–Ostrovačice	168,640–179,440	CB/AB	10,8	3	5
20	Ostrovačice–Kývalka	179,440–181,470	CB/AB	2,03	2	0
	Délka celkem			160,76		

Stavební úpravy jsou navrženy se zásadou maximálního respektování hranice pozemku v majetku státu.

Základem návrhu komplexních opatření je:
- rozšíření obou jízdních pásů dálnice na šířku 11,5 m, což umožní vedení dopravy provizorně po jedné polovině dálnice s omezenou šířkou za omezené rychlosti, ale ve čtyřpruhovém režimu, tj. pro každý směr jízdy dva jízdní pruhy při provádění cyklických oprav. Rozšíření znamená rozšířit v základním uspořádání oba jízdní pásy dálnice o 0,75 m (příp. o 1,00 m) na vnější stranu. Výsledná kategorie dálnice je potom D28 (resp. D28,5),
- v úsecích, kde není možné rozšíření na vnější stranu (u některých protihlukových stěn a některých dálničních mostů nebo nadjezdů), je rozšíření navrženo na úkor středního dělícího pásu dálnice,
- součástí opatření je i doplnění a prodloužení přejezdů středního dělícího pásu dálnice,
- v úsecích s přídatnými pruhy pro pomalá vozidla a v úsecích s připojovacími a odbočovacími pruhy nebudou jízdní pásy rozšířeny (šířkové uspořádání vyhovuje pro vedení dopravy ve čtyřpruhovém režimu),
- bude provedeno standardní vodorovné dopravní značení směrem od osy dálnice jako u kategorie D26,5,
- úseky s netuhou konstrukcí vozovky (A kryt) budou rekonstruovány ve stejné konstrukci,
- úseky s tuhou konstrukcí vozovky (CB kryt) budou rekonstruovány ve stejné konstrukci, změna typu konstrukce, resp. překrytí CB krytu A krytem za použití segmentace, má za následek zvýšení konstrukce o cca 160 mm a následné ovlivnění podjezdných výšek, svodidla, odvodnění atd.,
- mosty budou rozšířeny a opraveny podle aktuálního stavu konstrukce,
- velké dálniční mosty budou opraveny bez rozšíření,
- odvodnění v celé délce bude rekonstruováno (kanalizace, DUN, příčný sklon),
- úpravy ZPI, SOS, portálů a dalšího vybavení.

V některých úsecích není možno provést rozšíření povrchu vozovky bez výrazně vysokých nákladů, například v místech stávajících protihlukových stěn podél vozovky a rozšíření nelze provést ani na úkor středního dělícího pásu. Stejná situace nastává i u některých mostních objektů (např. most Šmejkalka, most Vysočina), kdy je rozšíření možné jen za cenu nákladné výměny nosné konstrukce. Z celkového rozsahu 160 km délky rekonstrukce dálnice zůstane nerozšířeno v levém jízdním pásu cca 17 km v jedenácti úsecích a v pravém jízdním pásu cca 10 km v sedmi úsecích.

Rekonstrukce dálnice bude probíhat za plného provozu na dálnici a vzhledem k tomu je potřeba zvolit také optimální počet současně rekonstruovaných úseků s ohledem na celkovou dobu trvání generální rekonstrukce na straně jedné a jízdním komfortem a dobou průjezdu po dálnici na straně druhé. Stavební práce budou zahájeny vždy na mezikřižovatkových úsecích, které jsou v nejhorším stavebním stavu.

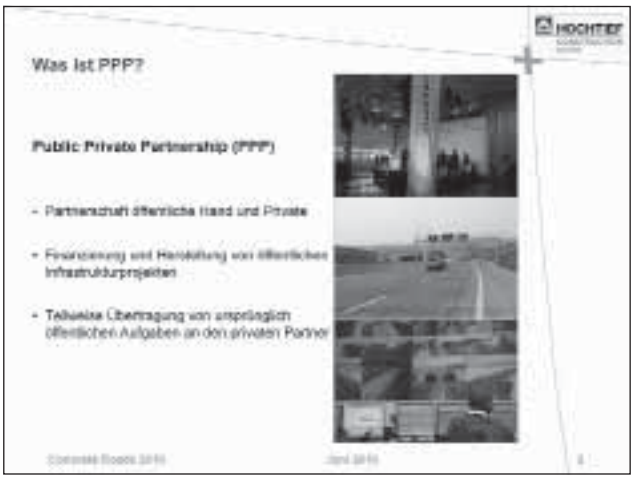
V uplynulé době proběhlo stanovení pořadí nutnosti opravy sloučených úseků a to na základě zvolených kritérií, mezi něž patří nejhorší stav povrchu vozovky, intenzity dopravy, nehodovost, menší náročnost na rozšíření či bez rozšíření v případech přídatných pruhů pro pomalá vozidla. Nadále u jednotlivých úseků bude postupně probíhat vyhodnocení jednotlivých variant technického řešení rekonstrukce, výše investičních nákladů a délka času potřebného k realizaci. Na základě podrobného vyhodnocení bude dokončena projektová příprava a může být zahájena realizace.

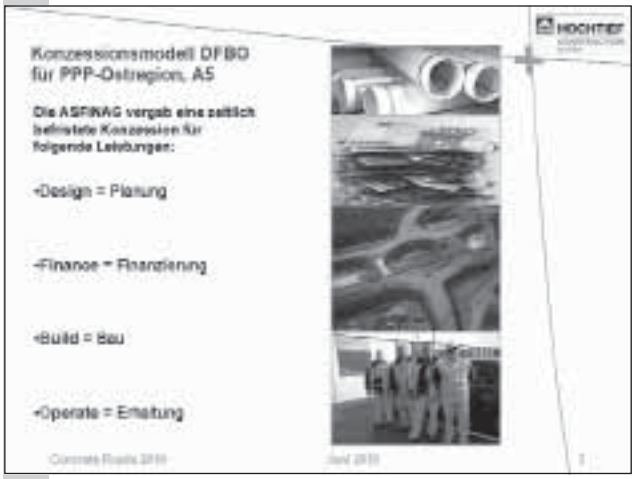
Výše uvedeným postupem je možné zajistit optimální vyřešení komplexního opatření ke zvýšení bezpečnosti, kapacity a zlepšení stavebně technického stavu dálnice D1 v úseku Mirošovice–Kývalka.

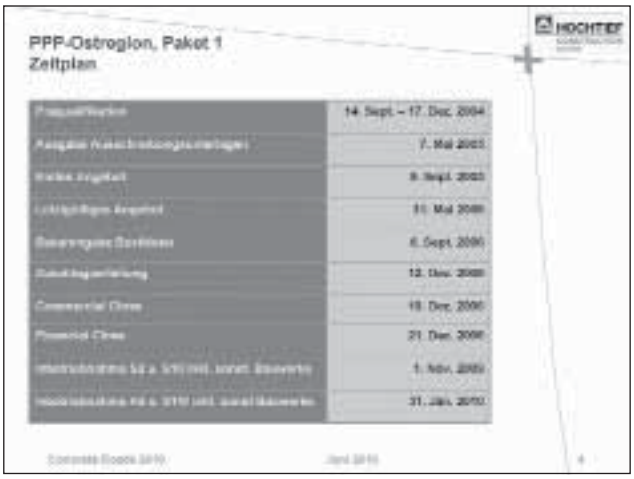
Experience from Cement-Concrete Pavement on A5 PPP Project in Austria

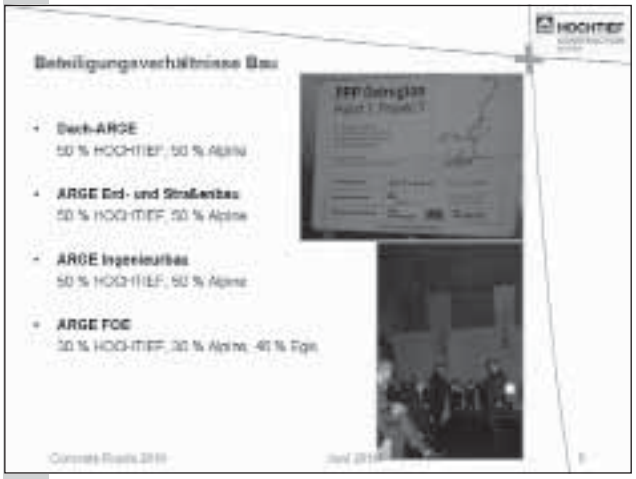
Ing. Peter Wagenhofer
HOCHTIEF Construction AG Österreich

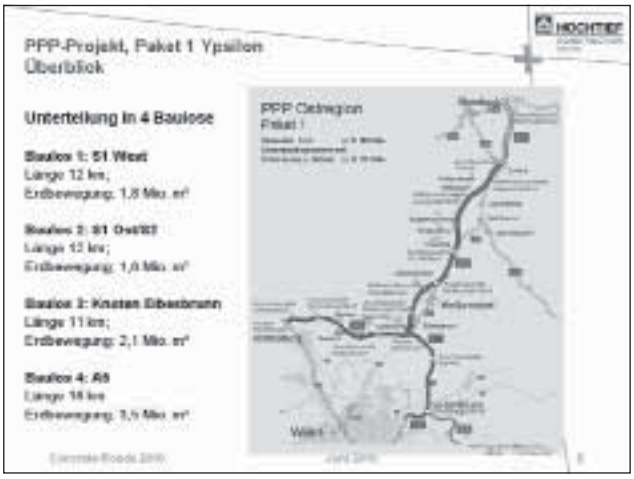












Projektdaten – Überblick





Ökologische Begleitmaßnahmen

Pflanzen:	600 000
– Bäume:	1 200
– Kletterpflanzen:	10 000
– Wasserbiotope:	30 000
– Obstbäume:	250

Technische Projektdetails

- **76 Bauwerksbauwerke**
  - 23 neue Anschlussbrücken
  - 20 neue Überführungen
  - 10 neue Landwirtschaftsbrücken bzw. Überwegbrücken
  - 9 neue Durchlässe
  - 4 Umbauten bestehender Brücken
- **7,4 km Tunnelstrecken (4 Tunnelbauwerke) mit moderner Tunnelausrüstung**
  - 4,6 km zweiröhriger Umweltschutztunnel Steten und Kreuzenen
  - 2,4 km Tunnel Tradelberg, davon 1,4 km bergmännischer Vortrieb
  - 0,5 km Überschüttetunnel Ellenbrunn



Technische Projektdetails

- Über 100 Videokameras im Freifeld
- Mehrere Lüftungsanlagen
- Ca. 10 Verkehrszählquerschnitte
- Verkehrsbeeinflussungsanlage
- Betriebsgebäude mit Ausbildungsräume, komplettem Fuhrpark und eigener Überwachungszentrale für Tunnelbetrieb
- 2 Radiokliniken mit integriertem
  - 400 FM/Mk-Netz,
  - 380 LKW-Parkplätzen,
  - Hotel, Sanitätsräumen und LKW-Lenker-Aufenthaltsräume
- Brandschutz
  - 2 000 betroffene Grundstücke
- Umfangreiche Entwässerungsmaßnahmen
  - 20 Sedimentanlagen, 40 Pumpwerke

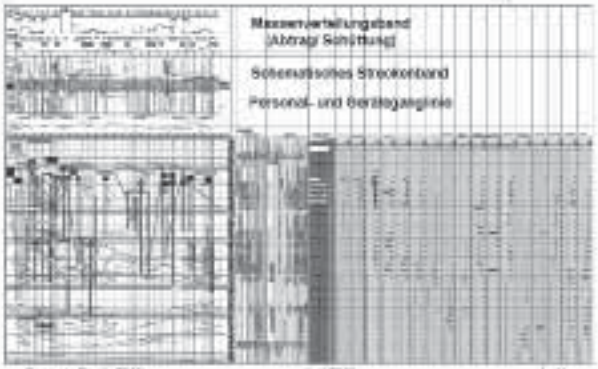


Ökologische Begleitmaßnahmen

- **Ökologische Bauaufsicht und Umweltbaubegleitung kontrollieren die Ausführung des Projektes**
- **Landschaftsökologisches Ausgleichskonzept**
  - Landschaftsgerechte Einbindung der Dammbauwerke durch Bepflanzung
  - Gezielte Rekultivierung von ca. 70 000 LKW-Fuhren Aushub und Ausbruch
  - Wiederverwendung von Beton, Asphalt wurde recycelt und bei der Autobahnerweiterung
  - Einbau von Lärmschutzwänden – einer ansprechenden Weiterführung und einfacheren optischen Führung der ansteigenden Achse
  - Intensive Böschungsbepflanzung
  - Grasaussaatflächen in Ausmaß von 70 Hektar
- **Einheitliche Architektur für alle Bauwerke – Begleitung durch ein Architektenteam (Corporate Design)**
- **Lärmschutzmaßnahmen 81 km**
  - Der bergmännische Tunnel Tradelberg wurde aufgrund des langen in offener Bauweise verlängert, um einen besseren Lärmschutz zu erreichen. Nach Fertigstellung wurden die verbliebenen Rohre mit Erde bedeckt und begrünt.



Bauzeitplanung – Zeitwegdiagramm (TILOS)



Erdarbeiten

Die Ausführung der Erdarbeiten war bedingt durch Topografie, Untergrundverhältnisse und streckenbezogene Parameter im Wesentlichen in folgende Gewerke und Mengen (in m³) unterteilt:

Gewerk	Oberboden-abtrag	Offener Abtrag	Baugruben-aushub	Damm-körper einbau	Über-schüttung
[illegible]	1 800 000	4 000 000		5 700 000	
[illegible]	30 000	000 000	-	-	400 000
[illegible]	210 000	2 000 000	100 000	-	1 410 000
[illegible]	1 840 000	6 000 000	100 000	5 100 000	1 800 000

Erdarbeiten



Geräteeinsatz Erdbau

- Tagesleistung Erdbau: 60 000 m³
- Treibstoffverbrauch / Tag: 50 000 l
- Gerätewechsel pro J: 300 Stk.

Gerätetyp	Stückzahl
Hydraulikbagger Raupenfahrwerk	28
Hydraulikbagger mobil	22
Planierraupen + Steingreifer	24
Radlader	14
Vibrationswalzenzüge	22
Muldenkipper / Dumper	24
Bodenstabilisierungsfräse	3
LKW [illegible]	100
Tankwagen	3
Kehrmaschinen, Wasserwagen	17



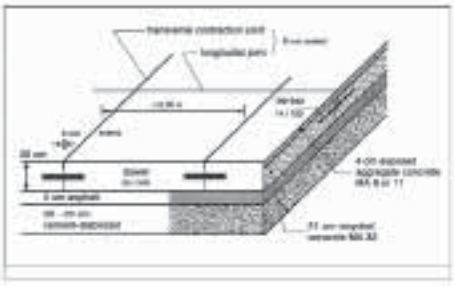
Entwässerung

Leistung	Menge (in lfdm / m²)
Kompaktwasserrohr	110.000
Rinnen	11.000
Rohr-/Kastenkanäle DN 300 – 2.000 mm	15.200
Einzeleinleitungen DN 40 – 400 mm	45.000
Kanäle in Rohr DN 300 – 600 mm	33.000
Mulden/Gräben DN 150 – 600 mm	37.000
Summe Rohrlänge	183.200
Sickerschlitzgräben (lfdm)	20
Pump-/Rückhaltewerke (Stk)	42



Betondeckenfahrbahn

1 400 000 m²



Betondeckenfahrbahn

- Ingenieure: 1 Oberbauleiter, 4 Bauleiter, 2 Techniker
- Gewerbliche Mitarbeiter: 50 (im Zwei-Schicht-Betrieb 100)
- Bodenstabilisierung:
  - Umstechgeräte: 1.040.000 m²
  - HDT: 1.140.000 m²
- Fahrbahnbeton:
  - Maschinenbeton: 1.333.300 m²
  - Hand Flächen: 67.000 m²
  - Betonstahlmatt: 82.000 lfm
  - Fugenverschnitte und Fugen-Versatz: 600.000 lfm



Betondeckenfahrbahn
Geräte-Einsatz

- Stabilisierung:
- Betonbau:
- Fugenschnitt:



Betondeckenfahrbahn



Mischanlagen



Lärmschutzmaßnahmen und sonstige Gewerke

Lärmschutzmaßnahmen

- Lärmschutzelemente Freiland (Holzbeton) 140.000 m²
- Einzelfundamente 11.000 Stk.
- Stahlrohre für Fundierung 22.000 m
- Verzinken Stahlprofilrohre 85.000 m
- Lärmschutzpaneele auf Objekten 11.000 m²

Sonstige Gewerke

- Wildschutzzaun 81.000 m
- Amphibienschutz 32.000 m
- Steinfangbecken 75.500 m
- Betonstahlmatt 41.000 m
- Bäume und Sträucher 352.000 Stk.
- Steilwände 35.000 m²



Aufbau der Steilwand



Aufbau der Stellwand

Wochenleistung: 400 - 560 m²



Highlights

Modernste GPS-Technologie im Einsatz

- Einsatz von 6 GPS-Basisstationen
- Abdeckung der gesamten Baustelle durch fünf Antennen
- Durch Korrekturverfahren max. Abweichung von 2 bis 5 cm
- Sechs Vermessungsgeräte und die nachfolgenden Baumaschinen sind in das System eingebunden

Die Größe des Baufeldes und die kurze Bauzeit erfordern dieses innovative System.



Highlights

Modernste GPS-Technologie im Einsatz



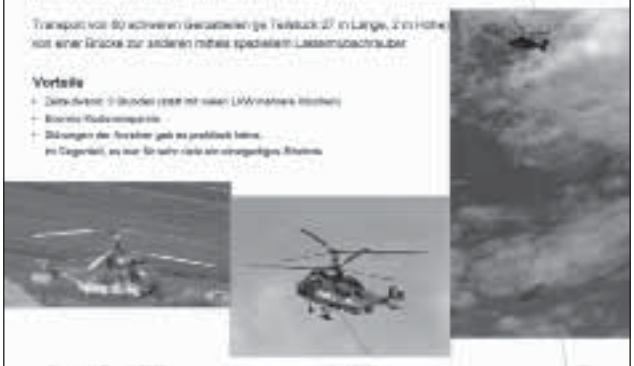
Highlights

Brückengerüst-Transport per Lastenhubschrauber

Transport von 60 schweren Gerüstteilen (je Teilstück 27 m Länge, 2 m Höhe) von einer Brücke zur anderen mittels spezieller Lastenhubschrauber

Vorteile

- Zeitaufwand: 3 Stunden (statt mit vielen LKW mehrere Wochen)
- Enorme Kostenersparnis
- Störungen der Anrainer gab es praktisch keine, im Gegenteil, es war für sehr viele ein einzigartiges Ereignis



Highlights

Brückengerüst-Transport per Lastenhubschrauber



Highlights

Taucher auf der Baustelle

- Einsatzort: Uferbereich auf der G1 Ost
- G1 Ost unterfährt die Eisenbahn-Unterführung liegt 5 m unter dem Grundwasserspiegel
- Taucher betonieren eine Wanne unter Wasser, um die Baustelle trocken zu legen
- Einsatz von Spezialbeton



Ablauf

- Einsatzdauer aus Sicherheitsgründen nie länger als 2 Std.
- Versorgung der Taucher mit Proviant
- Ständige Verbindung nach oben über ein Mikrofon
- Kollegen dirigieren von oben die Taucher





Taucherarbeiten haben eine spezielle Ausbildung, die sie in nötiger Dunkelheit (durch Schwebstoffe im Wasser verursacht), schwierigen Bedingungen, Enge und Stahl schneiden sowie betonieren.

HOCHTIEF Construction Austria

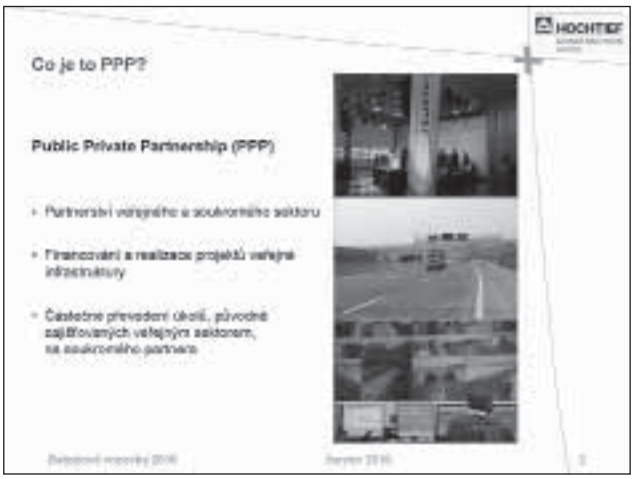
Wir bauen die Welt von morgen.

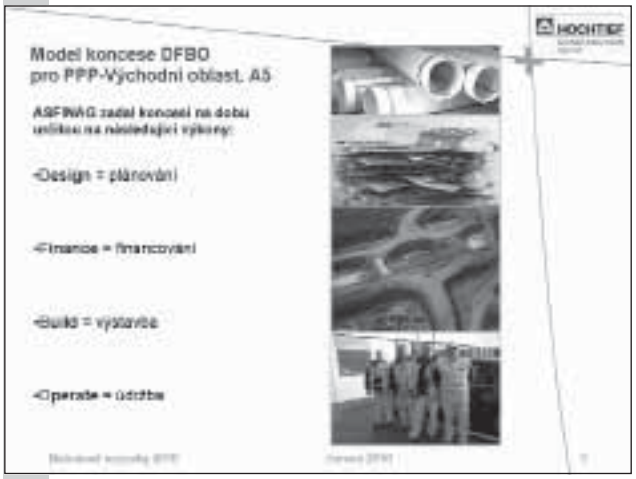
Danke für Ihre Aufmerksamkeit!

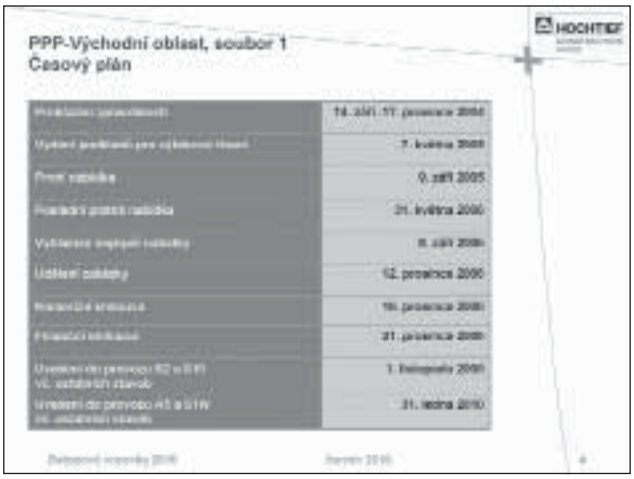
Zkušenosti z výstavby cementobetonových krytů na dálnici A5 v Rakousku formou PPP projektu

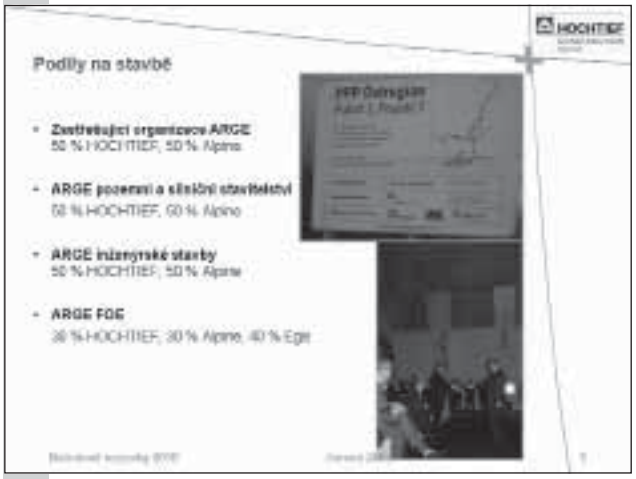
Ing. Peter Wagenhofer
HOCHTIEF Construction AG Österreich

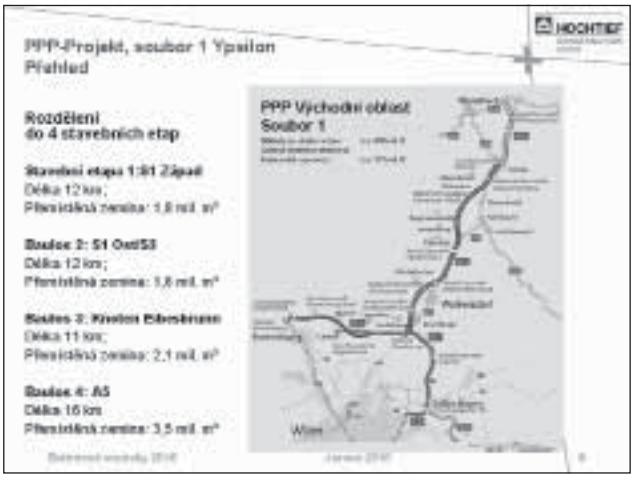












Údaje o projektu - přehled





Doprovodná ekologická opatření

Rostlin: 880 608

- Stromy 1 200
- Popínavé rostliny 10 000
- Vodní rostliny 30 000
- Ovocné stromy 250

Technické podrobnosti projektu

- **1K mostních staveb**
  - 19 nových železničních mostů
  - 20 nových silničních mostů
  - 12 nových mostů pro místní silnice příp. pro účelové komunikace
  - 6 nových ekologických mostů
  - 4 přestavby stávajících mostů
- **7,4 km tunelových úseků (4 tunelové stavby) s nejmodernějším vybavením tunelů**
  - 0,6 km jižní části ekologicky šetrného tunelu Strážov s 45 m umělým (zakrytým) úsekem (hrubé a jemné dělení)
  - 2,4 km tunel Tradetberg, z toho 1,4 km ražené
  - 0,5 km protitlakový tunel Elbestrom



Technické podrobnosti projektu

- Přes 5,6 kilometrů ve volném profilu
- Několik křížení silnic
- Cca 30 mil pro oddělení opěrných
- Zařízení pro řízení dopravy
- Provozní budova na středním úseku dálnice, kompletní vybavení pohonem a napětí zařízením pro elektrická tunelových úseků
- Odpočívky a odpočívky
  - 800 parkovacích místů pro osobní automobily příp.
  - 280 parkovacích místů pro nákladní automobily
  - hotelem, sály pro seminářů a odpočívkou místností pro řidiče nákladních automobilů
- Výkupy pozemků
  - 2 800 dotčených pozemků
- Rozsáhlá ochranná opatření
  - 28 mostů, 42 čerpacích stanic

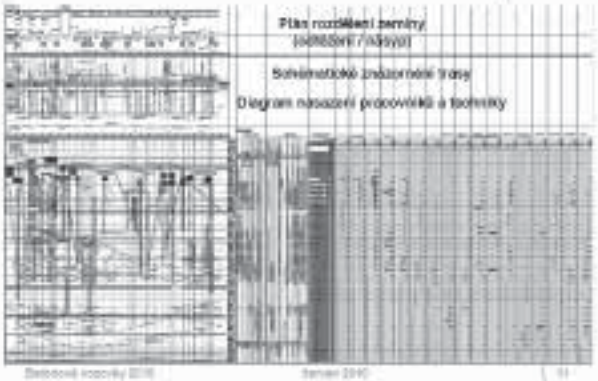


Doprovodná ekologická opatření

- **Provádění projektu kontrolovali ekologický stavební dozor a ekologické vedení stavby**
- **Koncepce ekologické kompenzace krajiny**
  - Vyšlechtění materiál byl bezprostředně použit jako materiál pro ochranné stěnky (bez mezideponijního uložení na skládce)
  - Tím se ušetřilo cca 75 000 jízd nákladních vozidel na staveniště a ze staveniště
  - Odstranění dálnice ST. Ashall, z ST. byl recyklován a split použitý na A3.
  - Odlehčení ST. Kdo to vyšlo mužné, vyly stěny stěnové konstrukce
  - Stěnka ekologických úseků – vnější vrstvy pohyb (ekologické vrstvě: snadné využívání přístupná zemědělských pozemků)
  - Inovační opevnění svahů
  - Náhradní zalesnění v rozsahu 70 ha
- **Jednotná architektura všech staveb – doprovod týmu architektů (Corporate Design)**
- **Protihluková opatření 61 km**
  - Ražený tunel Tradetberg byl v úseku za hranicí jeskyňních objektů technologií k dosažení lepší protihlukové ochrany. Po dokončení byly prostředí tunely zkrytý železnicí a svislými zemi



Harmonogram výstavby –provozní diagram (TILOS)



Zemní práce

Provádění zemních prací bylo ovlivněn topografie, poměru podloží a povrchové hrany s podílem založeno na následující práce a množství (v m3)

Práce	Množství zeminy	Celkem m3	Vyžitelné zeminy na stavebním (m3)	Zbytek přebytku zeminy	Odvoz
Zemní práce	1 440 000	6 000 000		5 130 000	
Zemní tunel	30 000	600 000			480 000
[illegible]	310 000	3 000 000	180 000		1 410 000
Celkem	1 800 000	9 600 000	180 000	5 130 000	1 890 000

Zemní práce



Nasazení techniky při zemních pracích

- Denní výkon zemních prací 60 000 m³
- Spotřeba PHM / den: 60 000 l
- Počet tech. Zařízení max. ks 300 Ks

Typ zařízení	Počet ks
[illegible]	36
[illegible]	22
[illegible]	24
[illegible]	14
[illegible]	32
[illegible]	24
[illegible]	3
[illegible]	150
[illegible]	1
[illegible]	17

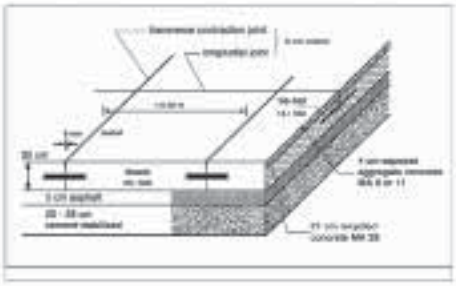


Odvodňování



Vozovka s cementobetonovým krytem

1 400 000 m²



Vozovka s cementobetonovým krytem

- Řídicí pracovníci: 1 hlavní stavbyvedoucí, 4 stavbyvedoucí, 2 technici
- Řídicí pracovníci: 50 (ve dvousměnném provozu 100)
- Zřízení a strhnutí zařízení:
  - Třídě podkladů: 1 048 000 m²
  - Hydraulicky stmelené podkladní vrstvy: 1 140 000 m²
- Beton krytu:
  - Beton položený finišerem: 1 333 280 m²
  - Beton položený ručně: 67 000 m²
  - Ocelová vložka: 40 400 tun
  - Řezání a těsnění spár: 600 000 bm



Vozovka s cementobetonovým krytem
Nasazení techniky

- Zřízení a strhnutí zařízení:
  - až 3 hlavní stavební jeřáby, skládání z nákl. Liebherr, demontáž, provoz s ručením OPR, 2 vibrační pro betonování podkladu, 2 stavební výtahy
- Betonové kryty:
  - Finišovací stroj Wirtgen TCM 1600, pro stavbu délky 2 km
  - Finišer s posuvným čelním tvarovým dílcem Wirtgen SF 1000 a SF 1500
  - Finišer na položku cementobetonových krytů Wirtgen pro vložení betonu SF 1500-2D a SF 1600
  - Kartáčová zametací stroje na vymývání betonu 2 ks
- Technika pro řezání a zalévání spár:
  - v počtu dle nasazení 4–7 řezaček, 2 zalévací automaty





Vozovka s cementobetonovým krytem



Výrobny



Protihluková ochrana a ostatní stavby

Protihluková ochrana

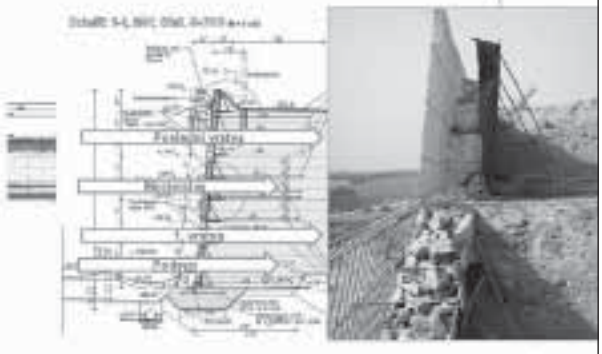
- Protihlukové prvky na volné krajině (dřevěné/beton): 160 000 m²
- Jednotlivé základy: 11 000 ks
- Ocelová trubky pro zakládání: 20 000 m
- Stěnka z podélně vsazených ocelových profilů: 22 000 m
- Protihlukové panely na mostech: 11 000 m²

Ostatní stavby

- Ochranný plot proti zvěři: 61 000 m
- Ochranná obruba/svodidlo: 32 000 m
- Ocelová svodidla: 70 000 m
- Betonová svodidla: 47 000 m
- Stěny u tunelů: 660 000 ks
- Zvukové stěny: 35 000 m²



Složení svislé stěny



Stavba svislé stěny



Vrcholné okamžiky

Nejmodernější technologie GPS v akci

- K základům GPS + prvotní
- Dělající celé základ stavby pomocí vyvážených sítí
- Díky nanášení měřením max. odchylka 2 až 3 cm
- K systému je připojeno 6 vymšlených skupin a nejdůležitější stavební stroje

Tento inovační systém si vyžádala velikost stavebního záměru a krátká doba výstavby.



Vrcholné okamžiky

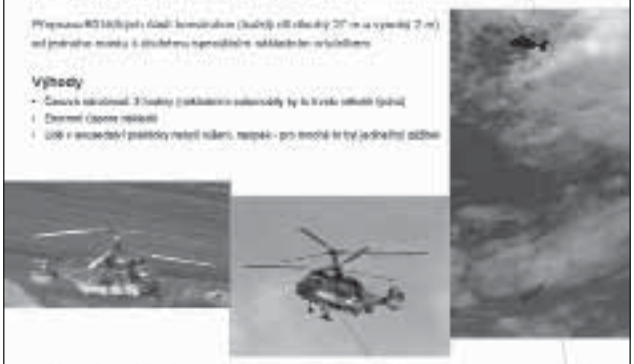
Nejmodernější technologie GPS v akci



Vrcholné okamžiky

Přípravná montáž konzolového nákladním vrtulníkem

Výhody



Vrcholné okamžiky

Přípravná montáž konzolového nákladním vrtulníkem



Vrcholné okamžiky

Postupů na staveništi

Postup









Rekonstrukce letiště Sliač

Bc. Petr Škoda
ředitel závodu
Skanska a.s., Silniční stavitelství, Betonové a speciální technologie

Ing. Jaroslav Bartoš
vedoucí střediska
Skanska a.s., Silniční stavitelství, Betonové a speciální technologie

Ing. Michal David
AGA-letiště s.r.o.

Stavba „2AF 36001 – Rekonštrukcia vzletovej a pristávacej dráhy" proběhla na stávajícím letišti Sliač, historickém letišti Tri duby známém hlavně ze Slovenského národního povstání. Letiště Sliač je vojenské letiště se smíšeným provozem, na letišti je situován i civilní provozovatel „Letisko Sliač, a.s.". Letiště je určeno jako základna pro taktická bojová letadla. Z hlediska civilního provozu je to mezinárodní veřejné letiště, kategorie 4D, RWY 36 je vybavena pro přesné přístrojové přiblížení I. kategorie ICAO.

Území se nachází ve Zvolenské kotlině v prostoru mezi městy Banská Bystrica a Zvolen, v pásu vymezeném trasami komunikací I/66 a I/69. Leží na terase vytvořené řekou Hron ohraničené na západě Kremnickými vrchy, na východě Bystrickou vrchovinou.

Vlastní rekonstrukce byla provedena na zpevněných plochách RWY a na navazujících nezpevněných travnatých plochách. Terén v areálu letiště je rovinatý bez převýšení a porostů s nadmořskou výškou 307 až 320 m n.m.

Diagnostika RWY

V roce 2003 byla zhotovena diagnostika vzletové a přistávací dráhy Žilinskou univerzitou – Stavební fakultou.
Z hodnocení jednotlivých sledovaných parametrů vyplynulo, že:

a) RWY vyhovuje požadavku na sklonové poměry v podélném i příčném směru, zvýšenou pozornost je třeba věnovat přechodu na jednostranný sklon v druhé části RWY,
b) RWY vyhovuje požadavku na provozní způsobilost, protože parametr ISV vykazuje dostatečné hodnoty,
c) RWY nevyhovuje požadavku na drsnost, protože s výjimkou frézovaných desek byla zaznamenána nízká hodnota makrotextury,
d) RWY vyhovuje požadavku na rovinatost v podélném směru, při uplatnění kritérií je však na hranici povolených hodnot,
e) RWY nevyhovuje požadavku na únosnost, protože parametr PCN vykazuje nedostatečné hodnoty.



Obr. 1–2 Stávající RWY

Z uvedeného bylo zřejmé, že RWY nesplňovala základní požadavky kvality. Nedostatečná únosnost byla jednoznačným požadavkem na komplexní opravu RWY, i když některé ostatní parametry vyhovovaly.

Inženýrsko-geologický průzkum

V rámci předprojektové přípravy byl v dubnu 2005 zpracován inženýrsko-geologický průzkum firmou INGEO, který stanovil geologické podmínky RWY a zároveň upřesnil konstrukční uspořádání RWY.

Kvartérní pokryvy zastupují jílovité štěrky až štěrky s příměsí jemnozrnné zeminy. Štěrky jsou překryté jemnozrnými zeminami charakteru jílu s nízkou, střední až vysokou plasticitou s proplástkami jílu písčitého až písku jílovitého, které tvoří podklad konstrukce vozovky.

Hydrogeologické poměry zájmového území jsou předurčené geologickotektonickou stavbou a ovlivněné hlavním povrchovým tokem území – Hronem. Kvarterní štěrkovité sedimenty vytvářejí příznivé podmínky pro cirkulaci podzemních vod - jsou propustné.

Původní konstrukce RWY

Byly zjištěné podle archivních materiálů:

km 0,000 00 až km 0,300 00	
220 mm	betónová doska medzivrstva
200 mm	betónová doska
100 mm	cementová stabilizácia
100 mm	hlinitá stabilizácia
100 mm	hlinitá stabilizácia
150 mm	štrkopiesok

km 0,300 00 až km 2,000 00	
220 mm	betónová doska medzivrstva
200 mm	betónová doska
100 mm	cementová stabilizácia
100 mm	hlinitá stabilizácia
100 mm	hlinitá stabilizácia
150 mm	štrkopiesok

km 2,000 00 až km 2,100 00	
220 mm	betónová doska
90 mm	asfaltový betón
60 mm	asfaltový koberec otvorený
150 mm	štrkodrvina obaľovaná asfaltom
150 mm	štrk s výplňovým kamenivom
100 mm	štrkodrvina propylénová sieťovina + Mikrotern

km 2,100 00 až km 2,400 00	
220 mm	betónová doska
90 mm	asfaltový betón
60 mm	asfaltový koberec otvorený
150 mm	štrkodrvina obaľovaná asfaltom
150 mm	štrk s výplňovým kamenivom
100 mm	štrkodrvina propylénová sieťovina + Mikrotern

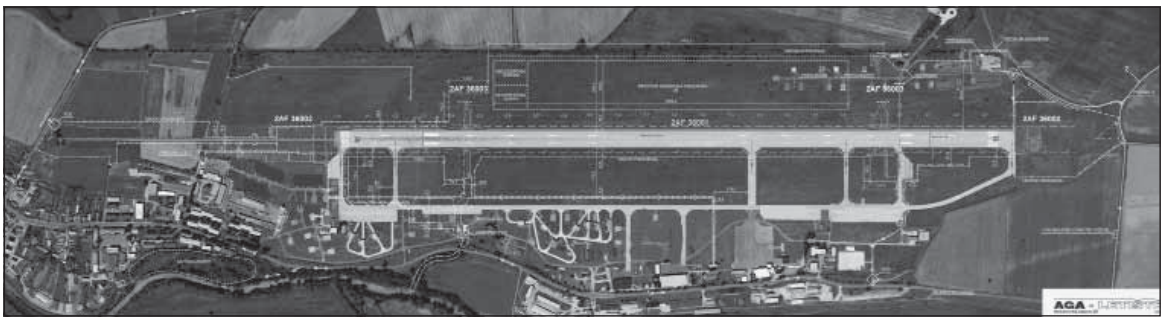
Veškeré dešťové vody z povrchu vozovky RWY odtékaly do přilehlého terénu a zhoršovaly tak podmínky v nejbližším okolí RWY. Zároveň bylo potřebné počítat s tím, že i když byla v roce 2003 provedena velká oprava poruch povrchu RWY, byla stávající konstrukce RWY na konci svojí životnosti. To se projevovalo stále rychlejším nárůstem poruch.



Obr. 3–4 Poruchy stávající RWY

2AF 36001 – Rekonstrukce vzletové a přistávací dráhy

Stavba „2AF 36001 – Rekonštrukcia vzletovej a pristávacej dráhy" měla za úkol vyřešit nevyhovující stavebně technický stav provozních ploch letiště – RWY a travnatých ploch navazujících na boční hrany RWY. Zároveň s tím se řešila i otázka světelného vybavení a nová koncepce odvodnění RWY.



Obr. 5 Situace POV

Rekonstrukce zachovala stávající délku RWY (2400 m). deklarovaná šířka RWY se z původních 60 m zredukovala na 57 m, na každé straně byl navržen 1,5 m široký zpevněný postranní pás (shoulder) se stejnou únosností jako má RWY. Z důvodu úspory finančních prostředků bylo navrženo vybourání prvních, nejzatíženějších, 300 m původní konstrukce vozovky RWY v celé tloušťce – v prostřední části se vybourala pouze vrchní betonová deska.

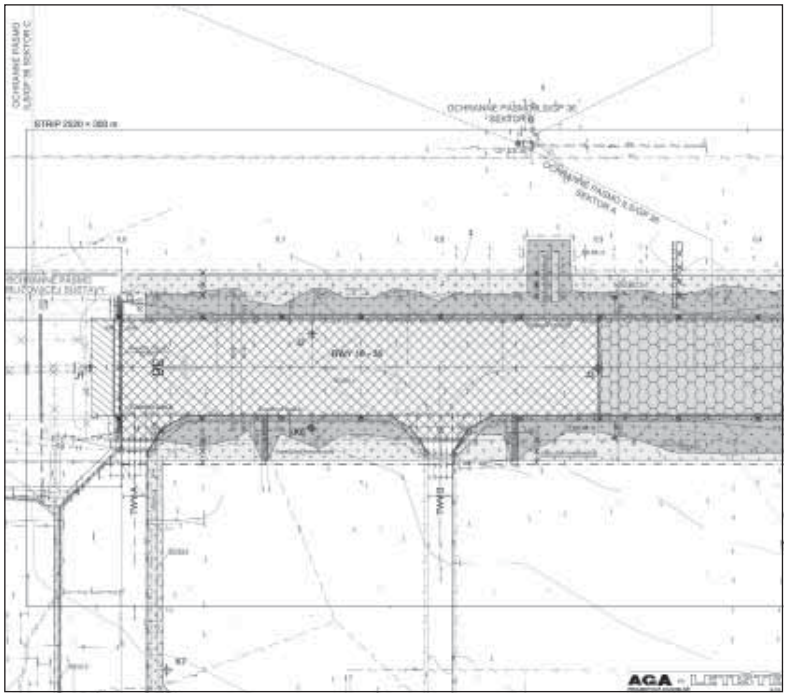
Podél hran zpevněného postranního pásu RWY byly osazeny betonové štěrbinové žlaby od firmy CS-beton, typ I s přerušovanou štěrbinou pro zatížení F 900. Na odvedení dešťových vod, které proniknou betonovou vozovkou a odvodnění zemní pláně vozovky byla navržena podélná drenáž.

Podélné sklony RWY zůstaly zachovány (0,35 – 0,51%). Příčný sklon RWY byl ve střední části RWY navržen zvýšit v šířce 20 m od osy RWY na 1,5% z důvodu rychlejšího odtoku dešťových vod z povrchu RWY, tím se niveleta v ose RWY zvýšila průměrně o 0,32 m oproti původnímu stavu, hrany zpevněného postranního pásu se v průměru navýšily o 0,14 m.

Příčné sklony RWY v km 0,000 00 až km 0,300 10 byly navrženy střechovité 1,5%, ve střední části v km 0,400 00 až km 2,000 00 byly navrženy střechovité 1,0 až 1,5%. Příčné sklony v km 2,000 00 až km 2,100 00 byly navrženy střechovité, poté se příčné sklony mění ze střechovitého na jednostranný 1,5% v km 2,400 00.

Rekonstrukce RWY s využitím původní konstrukce jako podkladních vrstev byla zrealizována s povrchem betonovým na živičnou mezivrstvu (km 0,300 10 až km 2,100 00), části RWY při obou prazích v délce 300 m byly navrženy jako celá nová konstrukce vozovky. Požadovaná únosnost vozovky RWY byla PCN R/A/W/T = 38.

RWY ve staničení km 0,000 00–km 0,300 10 a km 2,100 00–km 2,400 00



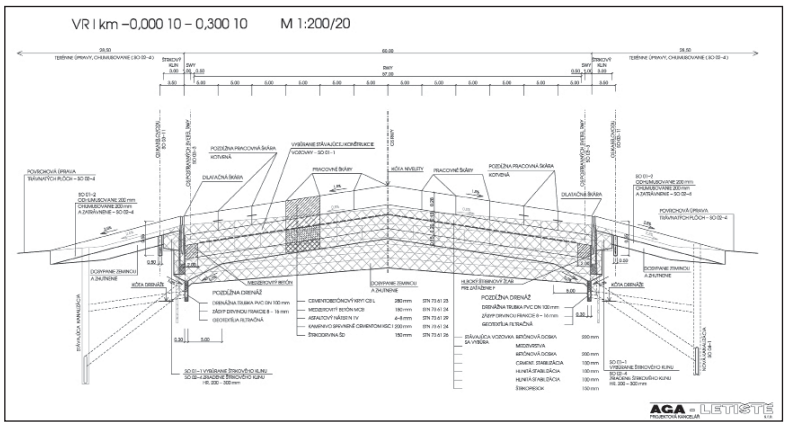
Obr. 6 Část situace RWY

Obě části nové betonové vozovky (při prahu 18 i 36) byly zrealizovány ve stejné konstrukci:

280 mm	cementobetónový kryt CB L	STN 73 6123/ Z1, Z2, Z2/O1
150 mm	medzerovitý betón MCB	STN 73 6124
4–8 mm	asfaltový náter N 1V	STN 73 6129
200 mm	kamenivo spevnené cementom KSC I	STN 73 6124
150 mm	štrkodrvina ŠD	STN 73 6126
784–788 mm	spolu	

Vrstva KSC byla na vzdálenost 2,0 m od hrany štěrbinového žlabu vybourána a nahrazena vrstvou MCB, která zajistí odvod vody k podélným drenážím.

V aktivní zóně (km 2,100 00 až km 2,400 00, do hloubky 500 mm pod zemní pláň vozovky) se zrealizoval podklad z místní zeminy stabilizované vápnem systémem ROAD-MIX (stávající zemina v podloží byla zatříděná jako F6, F4 / jemnozrnné zeminy/, je málo vhodná až nevhodná do násypů).



Obr. 7 Vzorový příčný řez ve staničení km 0,000 10 – 0,300 10

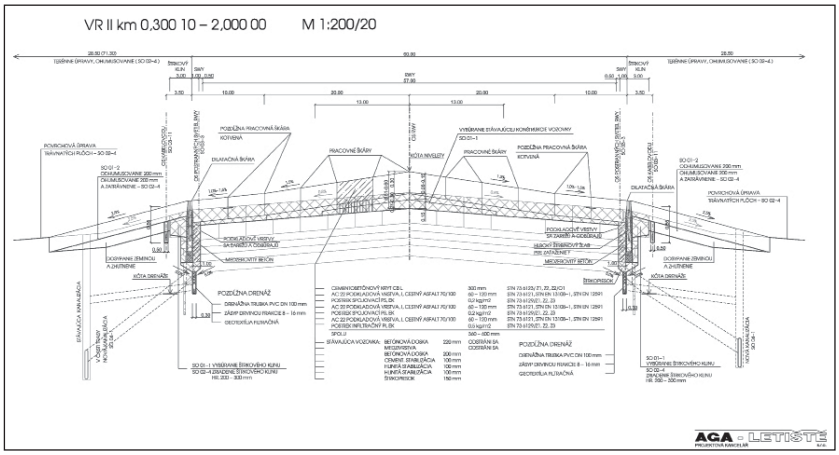
RWY ve staničení km 0,300 10–km 2,100 00

Ve střední části RWY v délce cca 1800 m byla vybourána horní betonová deska v tloušťce cca 220 mm včetně původní mezivrstvy. Ze spodní betonové desky byly odstraněny původní asfaltové zálivky a spáry se dosypaly jemným pískem. Pochůzkou na místě se stanovil rozsah opravy původních betonových desek: porušené desky byly vybourány v celé tloušťce a dobetonovaly se podkladovým betonem C8/10 v tl. cca 200 mm). Původní betonové desky byly nasegmentovány a na řádně očištěný povrch byla zrealizována následující konstrukce:

300 mm	cementobetónový kryt CB L	STN 73 6123/ Z1, Z2, Z2/O1
60–120 mm	AC 22 podkladová vrstva, I, cestný asfalt	STN 73 6121, STN EN 13108-1, 70/100 STN EN 12591
0,2 kg/m²	postrek spojovací PS, EK	STN 73 6129/Z1, Z2, Z3
60–120 mm	AC 22 podkladová vrstva, I, cestný asfalt 70/100	STN 73 6121, STN EN 13108-1, STN EN 12591
0,2 kg/m²	postrek spojovací PS, EK	STN 73 6129/Z1, Z2, Z3
60–120 mm	AC 22 podkladová vrstva, I, cestný asfalt 70/100	STN 73 6121, STN EN 13108-1, STN EN 12591
0,5 kg/m²	postrek infiltračný PI, EK	STN 73 6129/Z1, Z2, Z3
360–600 mm	spolu	

Počet podkladových vrstev AC 22 byl stanoven v rozmezí 1 až 3 vrstvy (od kraje RWY ke středu).

Stávající podkladní vrstvy byly na vzdálenost 1,0 m od hrany štěrbinového žlabu odřezané a nahradily se vrstvou MCB, která zajistí odvod vody k podélným drenážím.



Obr. 8 Vzorový příčný řez ve staničení km 0300 10 – 2,000 00



Obr. 9 Bourání horní betonové desky ve km 0,300 10 - km 2,100 00 – Skanska a.s.

Veškeré vybourané betony na stavbě byly předrceny , přetříděny a zpětně využity v rámci rekonstrukce RWY na Sliači (např. do podkladních vrstev, obsypů kanalizace, drenáží, štěrkových klínů, provizorních komunikací)



Obr. 10 Drcení betonů z horní betonové desky – Skanska a.s.



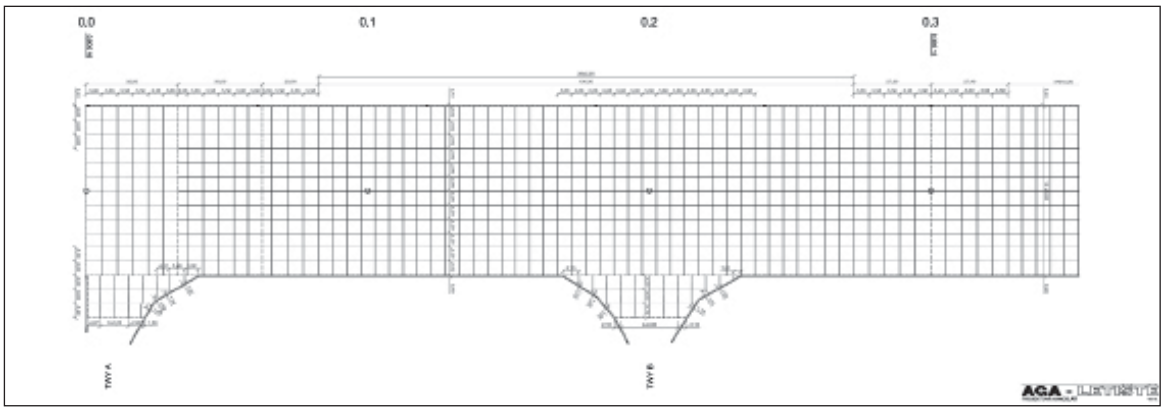
Obr. 11 Drcení betonů z horní betonové desky – Skanska a.s.



Obr. 12 Segmentace betonové desky pomocí gilotiny Davon RB 6500 – Skanska a.s.

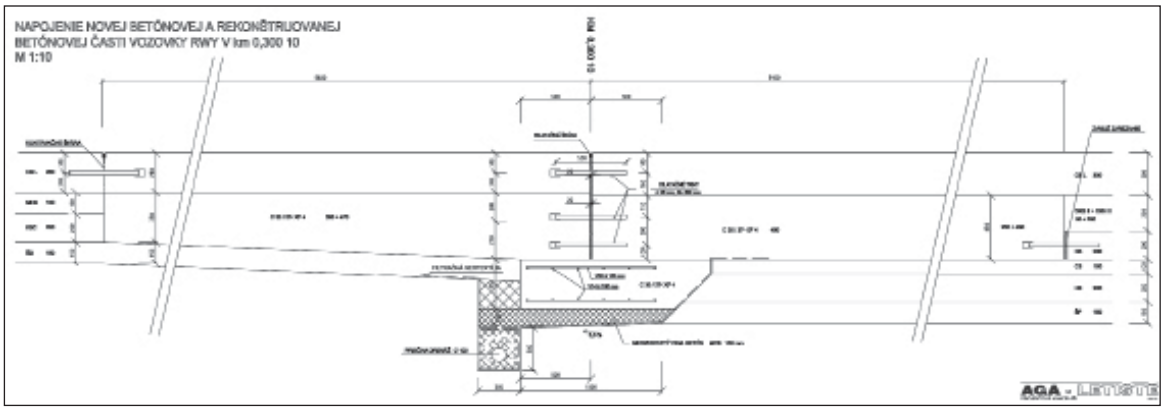
Vzletová a přistávací dráha

Základní rozměr cementobetonových desek byl navržen 5,0 x 5,0 m. Dle potřeby byl tento základní sparořez modifikován při dodržení normových požadavků. Na prazích RWY je oddilatováno prahové těleso od konstrukce RWY. Ve vzdálenosti cca 30 a 60 m od obou prahů RWY byly navrženy příčné dilatační spáry, další příčné dilatační spáry byly navrženy v km 0,300 10 a km 2,100 00 – tedy v místech styku rekonstruované a nové betonové vozovky. V podélném směru byly dilatační spáry navrženy na styku CB desky a štěrbinového žlabu, resp. na rozhraní konstrukcí RWY a TWY.



Obr. 13 Sparořez RWY

V podélném směru byly kotveny 2 krajní spáry při obou krajích RWY, v krajním dilatačním úseku RWY při obou prazích jsou kotveny všechny podélné spáry. Do všech příčných kontrakčních i dilatačních spar byly vloženy kluzné trny.
Styk nové betonové a rekonstruované betonové vozovky v km 0,300 10 a 2,100 00 byl opatřen podpůrným příčným železobetonovým (C30/37-XF4) prahem 1,0 x 0,35 m uloženým na vrstvě z mezerovitého betonu min. tl. 100 mm. Vody z pláně jsou odvedené příčnou drenáží.

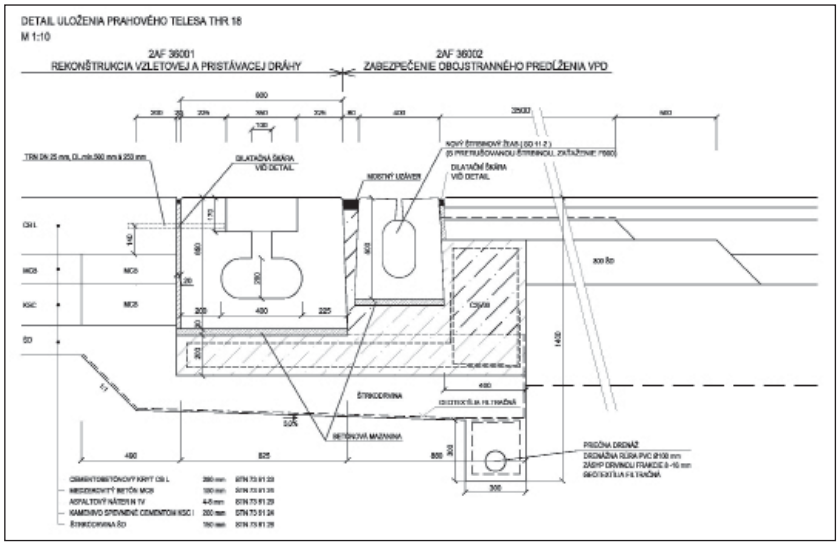


Obr. 14 Napojení nové a rekonstruované části RWY

Všechny styky cementobetonového krytu, podkladových desek a napojení na původní CB desku byly opatřeny dilatačními trny ve stejném uspořádání jako v dilatačních spárách. Spára v km 0,300 10 a 2,100 00 byla provedena jako spára dilatační. Zvláštní důraz byl dán na provedení všech styků svisle, aby nedocházelo k vysouvání některé části krytu.

Prahové tělesa

Na obou prazích RWY byla osazena prahová tělesa, do kterých byla osazena světla prahových příček a vnějších prahových polopříček. Prahová tělesa byla navržena jako prefabrikát a byla dodána firmou CS-beton. Zvláštní důraz byl kladen na důkladné osazení prahových těles na železobetonový pás s boční oporou, aby tento detail byl schopen odolat silám vznikajícím teplotní roztažností CB krytu (aby tento detail odolal vysouvání krajních desekRWY).



Obr. 15 Detail uložení prahového tělesa

Výroba a pokládka CBL

Výroba betonové směsi byla prováděna na stavbě na mobilní betonárně SBM.



Obr. 16 mobilní betonárna SBM euromix 4000 – Skanska a.s.



Obr. 17 pokládka cementobetonového krytu finišerem Gomaco GP 4000 – Skanska a.s.

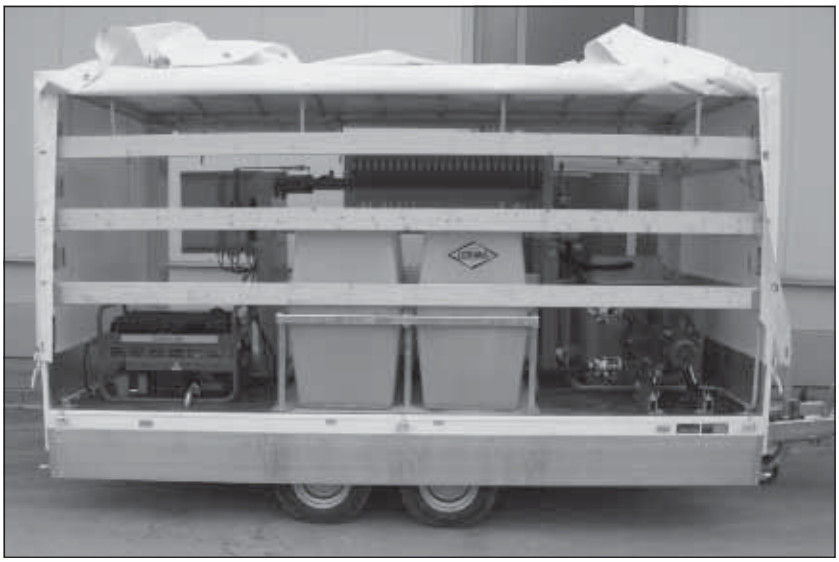


Obr. 18 pokládka cementobetonového krytu finišerem Gomaco GP 4000 – Skanska a.s.

Na stavbě bylo využíváno pří řezání s odsáváním separátor kalů Cedima CBS 1500, díky kterému se předcházelo znečištění spar a přilehlého okolí a tím se výrazně zvýšila bezpečnost pohybujících se osob a vozidel na stavbě.



Obr. 19 Řezání CBL – Skanska a.s.



Obr. 20 Separátor kalů Cedima CBS 1500 – Skanska a.s.



Obr. 21 Zrekonstruovaná RWY – Skanska a.s.



Obr. 22 Zrekonstruovaná RWY – Skanska a.s.

Veškerá řešení byla zpracována dle STN a STN EN.