Sanace tunelů - technologie, materiály a metodické postupy

TA03030851

Vliv dodatečného zesílení sanačními směsmi a dodatečné spřažené vrstvy na vlastnosti a chování prvků

Technická příručka

Brno, 10.2016

AMBERG Engineering Brno, a.s.

VUT Brno, FAST

Zpracovali:

Ing. Vlastimil Horák

Ing. Jaroslav Lacina

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.

prof. Ing. Ivailo Terzijski, CSc.

Ing. Ivana Laníková, Ph.D.

Ing. Martin Zlámal, Ph.D.

Ing. Jaroslav Kadlec

Obsah:

1. Úvod ... 3
2. Všeobecně o zesilování ostění tunelů ... 3
3. Metody zesilování ostění ... 5
3.1 Spárování kamenného a cihelného zdiva ... 5
3.2 Zesilování betonových ostění ... 6
3.2.1 Dodatečné zvětšení tloušťky ostění ... 6
3.2.1.1 Vliv kvality betonu ... 10
3.2.1.2 Vliv typu a množství výztuže ... 16
3.2.1.3 Vliv požáru/zvýšené teploty ... 22
3.2.2 Optimalizace návrhu zesílení ostění ... 33
3.2.2.1 Účelová funkce ... 34
3.2.2.2 Omezující podmínky ... 36
3.2.2.3 Řešení ... 36
3.2.2.4 Výsledky ... 37
3.2.2.5 Závěry k optimalizaci návrhu ... 40
3.2.3 Dodatečné vyztužení ... 41
4. Materiály pro zesilování ostění tunelů ... 45
4.1 Spárovací materiály ... 45
4.1.1 Materiálové charakteristiky ... 45
4.1.1.1 Tlaková pevnost ... 45
4.1.1.2 Modul pružnosti ... 46
4.1.1.3 Mrazuvzdornost ... 47
4.1.1.4 Přídržnost spárovací hmoty k podkladu ... 49
4.1.1.5 Smyková pevnost spárovací hmoty ... 50
4.1.2 Odolnost vůči agresivnímu prostředí ... 52
4.1.2.1 Obecný pohled ... 52
4.1.2.2 Stanovení trvanlivosti konkrétní hmoty v konkrétním prostředí ... 54
4.1.2.3 Příklad koncepce a hodnocení rychlého ověření trvanlivosti spárovací hmoty. ... 55
4.1.2.4 Definice podmínek laboratorní zkoušky ... 55
4.1.2.5 Výsledky laboratorní zkoušky ... 56
4.1.2.6 Závěry z provedených měření ... 58
4.1.3 Vliv požáru/vysokých teplot ... 59
4.2 Materiály pro plošné zesilování ostění ... 66
4.3 Materiály pro spojení sanační vrstvy s ostěním ... 66
5. Technologie provádění sanací a pracovní postupy ... 67
6. Závěr ... 68

1. Úvod

Cílem předkládané Technické příručky je přehled doporučení popisujících vliv dodatečného zesílení sanačními směsmi na vlastnosti a chování prvků podzemních konstrukcí a zejména pak seznámení s hlavními výsledky projektu TA ČR TA03030851 - Sanace tunelů - technologie, materiály a metodické postupy.

Důraz je kladen na zvýšení únosnosti těchto konstrukcí, zvýšení jejich odolnosti vůči agresivním vlivům (podzemní voda, cizí proudová pole) a vůči extrémnímu namáhání (požár, dynamické namáhání, rázy, apod.), využití nových materiálů s výhodnými vlastnostmi (např. kompozitní nekovové materiály).

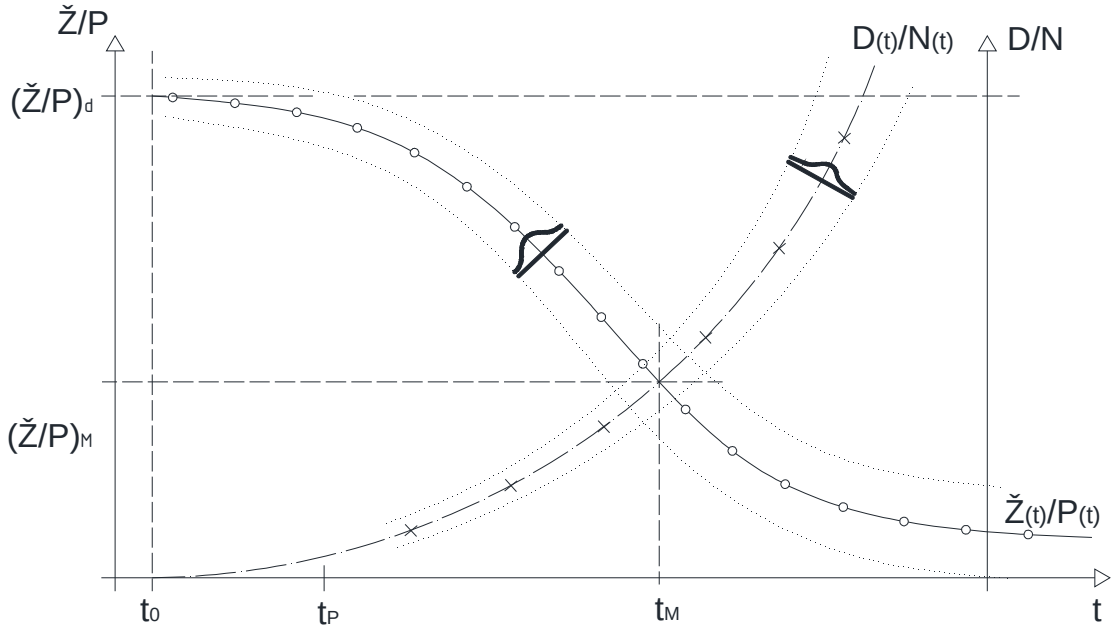
2. Všeobecně o zesilování ostění tunelů

Silniční nebo dálniční tunely se až na výjimky vesměs budují až v posledních několika desetiletích, v době, kdy jsou na vysokém stupni vývoje jak stavební materiály, tak technologie pro jejich aplikaci. I přes to existují silniční tunely, které vyžadují sanaci již dnes, tedy prakticky v první polovině své plánované životnosti.

Železniční tunely se budovaly již od poloviny 19. století a v té době byly možnosti stavitelů v porovnání s dneškem velice omezené, prakticky neexistovaly zejména materiály pro kvalitní a účinné hydroizolace tunelů.

Ostatní stavby tunelového typu, které slouží většinou pro vedení inženýrských sítí (kolektory) nebo médií (vodovodní štoly, kanalizace, apod.), mají sice výrazně menší příčné rozměry než dopravní tunely, nicméně problémy a typy poškození těchto konstrukcí jsou podobné nebo stejné a rozměr těchto staveb naopak způsobuje komplikace při realizaci sanačních prací. Také v těchto podzemních stavbách je nutné řešit údržbu, opravy a sanace, často vyvolané pokládkou nových inženýrských sítí nebo haváriemi. Specifikem sanace těchto staveb je obvykle nemožnost kompletního odstranění vystrojení nebo delších odstávek (např. vodovodní přivaděče u velkých měst). Sanace je pak potřeba řešit v krátkých intervalech, za provozu, ze špatně přístupných míst apod.

S tím, jak se postupně vyčerpává fyzická životnost tunelů (obecně podzemních liniových staveb), se současně výrazně zhoršuje i jejich stavebně - technický stav. K bezpečnému a bezproblémovému provozu je nutné nejen provádět běžnou údržbu tunelů, ale také jejich opravy a rekonstrukce včas a v dostatečném rozsahu, tak aby byla zvýšená jejich spolehlivost, životnost a trvanlivost. Podcenění aktuálního stavebně - technického stavu tunelů má za následek jejich rychlejší chátrání, které může v krajním případě vést až k vážným poruchám nebo dokonce k haváriím. Totéž je způsobeno také vyčerpáním životnosti konstrukce. Odklad sanačních zásahů vede rovněž k nadměrnému a zbytečnému navyšování následných nákladů na nezbytnou rekonstrukci. Závislost životnosti a „použitelnosti“ tunelového ostění na čase bez pravidelné údržby má totiž exponenciální charakter a se sanacemi souvisící náklady představují tutéž křivku s opačnou regresí (Obr. 1). Pravidelná údržba s menšími ale častěji prováděnými sanacemi mění tyto závislosti na lineární s relativně malým lineárním koeficientem.



Obr. 1 Průběh životnosti a použitelnosti konstrukce a degradace materiálů a s tím spojených nákladů na údržbu v čase

Ž/P … životnost/použitelnost konstrukce

D/N … degradace materiálů/náklady na údržbu

t … čas

$(Ž/P)_d$ … návrhová životnost/použitelnost

t_0 … čas výstavby (dokončení)

$(Ž/P)_M$ … minimální požadovaná spolehlivost/zatížitelnost z provozního hlediska

t_M … čas kdy se stává konstrukce nespolehlivou; nepoužitelnou pro minimální zatížení

t_P … čas vzniku prvních vizuálně zjistitelných poruch

Obecně je zesilování ostění tunelů nutné / potřebné z následujících důvodů:

a) Zvýšení zatížení ostění v průběhu provozu

– změna geologických a geotechnických parametrů horniny kolem tunelu v důsledku změn hladiny podzemní vody, svahových pohybů,

– lidská činnost v ochranném pásmu tunelu – např. nová zástavba,

– změna technické legislativy pro zatížení staveb.

b) Snížení fyzikálně mechanických parametrů ostění

– degradace ostění vlivem povětrnostních vlivů,

– degradace ostění vlivem prosakujících podzemních vod

– degradace ostění po požáru vlivem tepelného namáhání

– degradace ostění vlivem havárie a úniku nebezpečných chemických látek

c) Zvětšení krytí betonářské výztuže

– zvýšení požární odolnosti,

– prodloužení životnosti,

d) Zesílení z jiných důvodů

– estetické požadavky,

– protihlukové požadavky,

– úpravy ostění např. pro umístění či osazení technologie apod.

3. Metody zesilování ostění

3.1 Spárování kamenného a cihelného zdiva

Spáry ve zdivu mají zásadní vliv na tvarovou stálost a statické působení zděné obezdívky. Vzhledem k tomu, že pevnost zdiva v tahu je velmi nízká, tak je u zdiva obecně rozhodujícím prvkem vždy pevnost v tlaku. Teoreticky ideálním stavem tedy je, když má spárovací hmota identické vlastnosti jako zdící prvky (kámen, cihly apod.). V praxi je však tento požadavek nesplnitelný, proto je vhodnější, když má spárovací hmota vždy o něco nižší parametry pevnosti a smykové soudržnosti. Při zatížení ostění ohybovými momenty a smykovými silami pak při deformaci ostění nedochází k drcení a trhání (praskání) zdících prvků, ale tyto projevy deformací se odehrají právě ve spárách, které jsou pak snadněji a jednodušeji opravitelné. Ze statického hlediska se zděná klenba chová v příčném řezu tunelu jako soustava tuhých prvků (kámen, cihly) spojených vzájemně mezi sebou „mikroplastickými“ klouby. Zesílení ostění (zvýšení únosnosti) pouhým spárováním je tedy možné pouze do tzv. ideálního stavu (tento stav byl při bezchybné výstavbě), limitovaného nejmenší pevností v tlaku zdících prvků nebo spárovací hmoty v reálném čase.

Volba materiálu pro spárování je tedy velice důležitá. V dnešní době je na trhu řada hmot pro spárování. Jejich základní vlastnosti jsou vodonepropustnost, mrazuvzdornost a objemová roztažnost (při vytvrdnutí vyplní lépe spáry).

Volba materiálu pro spárování v zásadě koresponduje se základním materiálem obezdívky. Pokud je obezdívka z nasákavých materiálů jako je např. pískovec (dříve velmi často používaný materiál kvůli dobré opracovatelnosti) nebo cihly, je nutné použít maltu s podobnými, ale o něco málo horšími vlastnostmi po vytvrdnutí (částečná nasákavost). Vhodná je klasická vápenná malta s plnivem z písku, s příměsí hmoty zaručující dlouhou životnost a sníženou namrzavost.

Pro obezdívku z tvrdého kamene nebo z betonových tvárnic, kde je povrchová degradace v průběhu času pomalejší, lze použít malty na bázi cementu. Opět je důležité, aby spárovací hmota neměla vyšší pevnosti než zdící prvky, ale max. stejnou.

Pokud by byla použita například pevná kvalitní cementová malta s vyšší pevností v tlaku než zdivo z pískovce, dojde časem k tomu, že pískovec se bude na styku se spárou drtit, bude odpadávat, ale výplň spár zůstane. Bohužel jde o dosti častý jev u sanací prováděných v dřívějších dobách, kdy po několika letech spárovací hmota jakoby „leze ven“ ze spár.

3.2 Zesilování betonových ostění

Jednou z metod zesilování ostění je zvětšení tloušťky pomocí dodatečné vrstvy betonu. Pro správnou funkci nově vzniklé nosné konstrukce je ovšem nutné zajistit zejména spolupůsobení původní a nové dodatečné vrstvy betonu. Nevýhodou této metody ovšem může být zmenšení průjezdného profilu.

K dosažení tohoto spolupůsobení je nutné provést zejména důkladné očištění povrchu původní vrstvy betonu, optimálně opískováním, a odstranění všech uvolněných a zdegradovaných částí původního betonu. Další nedílnou součástí je pak spřažení obou vrstev betonu spřahovacími trny a adhezním můstkem.

3.2.1 Dodatečné zvětšení tloušťky ostění

Experimentální část projektu[1] se zaměřila právě na chování spřažení dvou vrstev „původního“ a „dodatečného“ betonu ve smyku. Zkoušky byly zaměřeny zejména na vliv kvality betonů jednotlivých vrstev a vliv typu a množství výztuže.

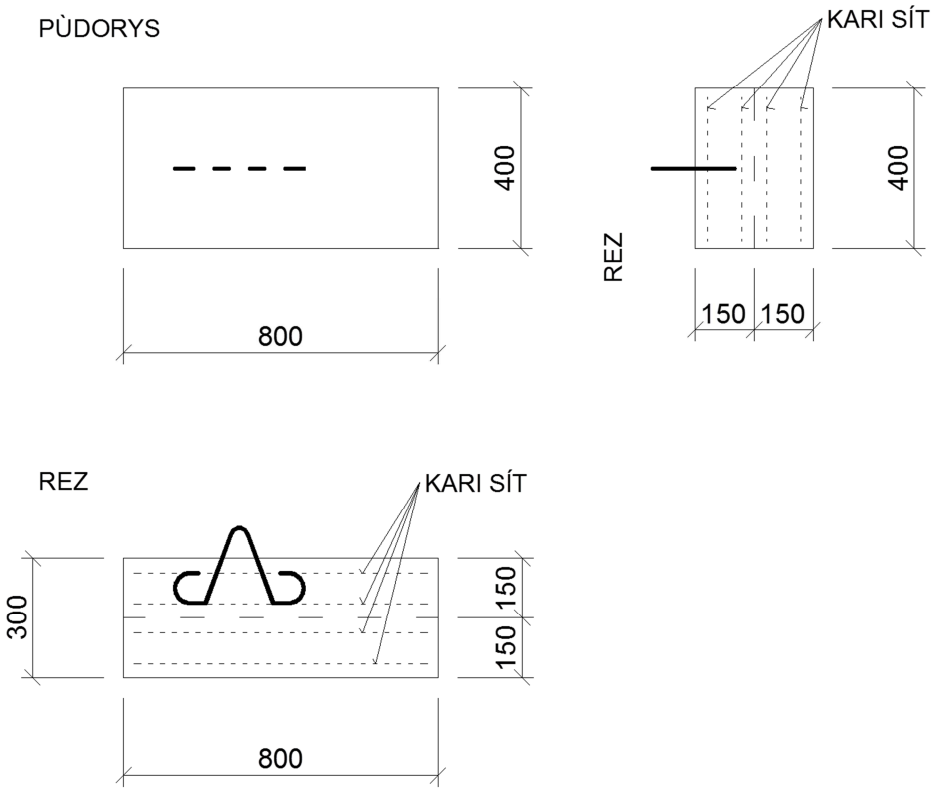
Betonové bloky simulující zesílené ostění bylo tvořeno ze dvou vrstev betonů různé kvality v tloušťka vrstvy 150 mm, které byly spřaženy dvěma různými typy spřahovacích trnů délky 200 mm. Byla použita klasická betonářská výztuž průměru 8 mm a kompozitní výztuž se skleněnými vlákny GFRP (Glass Fibre Reinforced Polymer) průměru 10 mm.

1. etapa bloků se zaměřila zejména na vliv kvality betonů (3 série bloků s různou kvalitou). Byly použity bloky s rozměry 800x400x300 mm (Obr. 2 a Obr. 3), se stejným množstvím výztuže u všech vzorků (4 spřahovací trny na blok). Materiálové charakteristiky betonů jsou shrnuty v následující tabulce (Tabulka 1). Označení jednotlivých sérií je řazeno vzestupně dle očekávané vzestupné únosnosti, tedy od kombinace dvou nekvalitních betonů ke kombinaci dvou kvalitních betonů.

Tabulka 1 Materiálové charakteristiky - bloky 800x400x300 mm – 1. etapa

Označení[2]	Popis	Síla	Pevnost v tlaku - průměr	Pevnost v tahu (dopočtená)
		[kN]	[MPa]	[Mpa]
1. série (nekvalitní-nekvalitní)	1. vrstva	1159,3	51,5	3,3
	2. vrstva	959,3	42,5	2,9
2. série (nekvalitní-kvalitní)	1. vrstva	439,3	19,5	1,7
	2. vrstva	1440,3	63,9	3,8
3. série (kvalitní-kvalitní)	1. vrstva	1162,1	51,3	3,3
	2. vrstva	1193,4	53,1	3,4

[1] Projekt TA03030851 – „Sanace tunelů - technologie, materiály a metodické postupy“, 3. veřejná soutěž Program na podporu aplikovaného výzkumu, experimentálního vývoje a inovací „ALFA“, poskytovatel TA ČR
[2] Označení je voleno v závislosti na „kvalitě“, tj. pevnosti spřahovaných betonů.



Obr. 2 Schéma zkušebního vzorku pro spřahovací trny

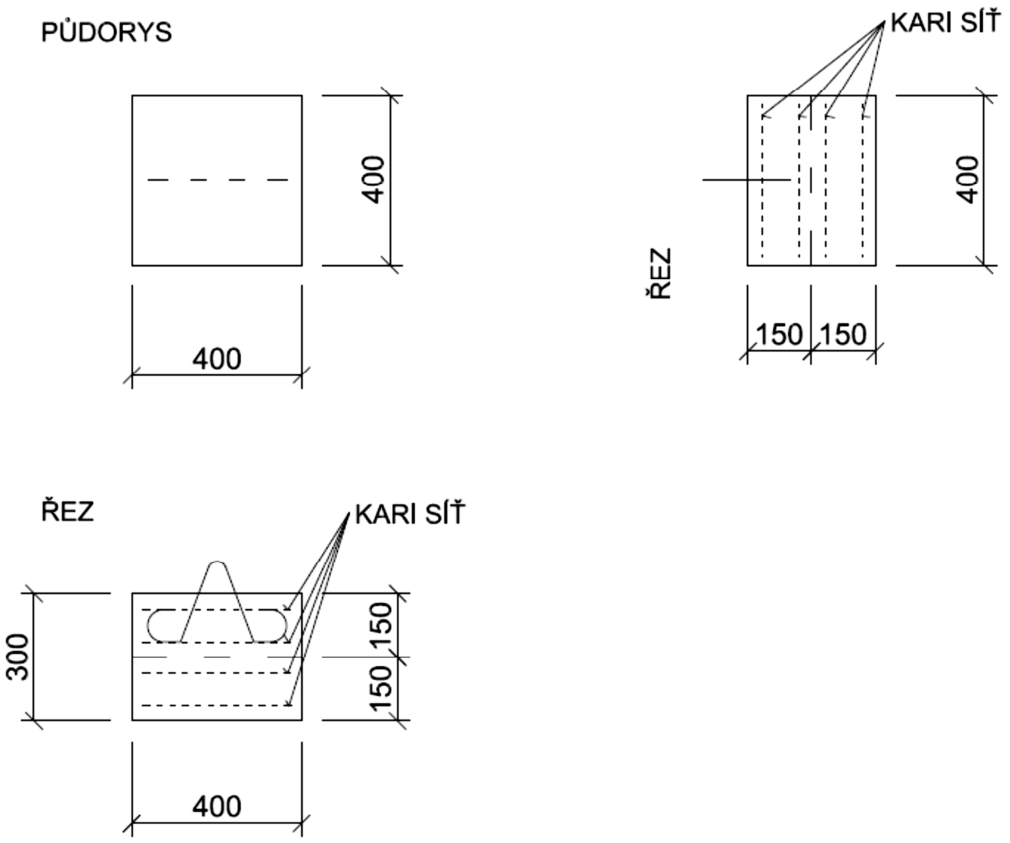
Obr. 3 Zatěžovací sestava pro zkoušky smykové odolnosti spřahovacích trnů

2. etapa bloků se zaměřila zejména na vliv množství a typu výztuže. Rozměry bloků byly upraveny na 400x400x300 mm (tloušťka vrstev byla opět zvolena jako 2x150 mm) – Obr. 4. Byl dodržen stejný technologický postup výroby vzorků odpovídající skutečnému provedení v praxi, tedy že v první fázi byla vybetonována samostatně vrstva betonu v tloušťce 150 mm, která simuluje původní vrstvu ostění. První vrstva nebyla záměrně uhlazena, aby povrch odpovídal zdrsnění před aplikací dobetonávky in-situ. Následně byly vyvrtány otvory hloubky 100 mm pro vlepení trnů, přičemž byly opět použity dvě varianty trnů v délce 200 mm – klasická betonářská výztuž průměru 8 mm a kompozitní výztuž se skleněnými vlákny GFRP průměru 10 mm (výrobce Prefa Kompozity). Trny byly vlepeny do otvorů pomocí dvousložkového tixotropního lepidla Sikadur® 30. Následně byla dobetonována druhá vrstva betonu v tl. 150 mm, která simuluje dobetonávku.

Na základě zjištění z 1. etapy byly vzorky 2. etapy vyrobeny ve variantě nekvalitního betonu pro „původní“ vrstvu betonu a kvalitního betonu pro „dodatečnou“ vrstvy betonu (dobetonávka). Vzorky byly rozděleny do čtyř sérií v závislosti na množství použité výztuže a to v počtu 2, 4, 8 a 16 spřahovacích trnů (Obr. 5 až Obr. 8). Pro každý typ výztuže (betonářská a GFRP – viz výše) a množství výztuže byly vyrobeny 3 spřažené bloky. Materiálové charakteristiky kvality betonů pro jednotlivé série jsou uvedeny v následujících tabulkách (Tabulka 2). V případě 2. etapy bloků se již ve všech případech podařilo dosáhnout výrazného rozdílu v kvalitě „původního“ a „dodatečného“ betonu. Na základě předchozího řešení byly provedení zkoušky stanovení pevnosti betonu v příčném tahu, což je důležitý parametr ovlivňující finální chování kontaktní vrstvy.

Tabulka 2 Materiálové charakteristiky - bloky 400x400x300 mm – 2. etapa

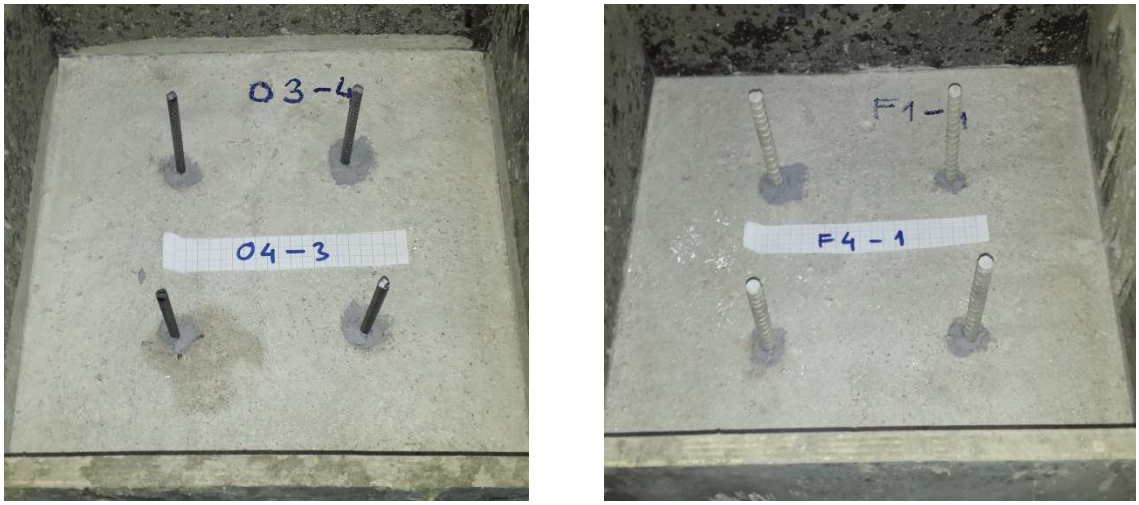
Označení	Popis	Síla	Pevnost v tlaku - průměr	Síla	Pevnost v příčném tahu - průměr
		[kN]	[MPa]	[kN]	[MPa]
1. série (2 trny)	1. vrstva	661,6	29,2	84,5	2,4
	2. vrstva	1814,2	80,7	134,9	3,8
2. série (4 trny)	1. vrstva	417,8	18,4	60,9	1,7
	2. vrstva	1624,8	72,3	105,7	3,0
3. série (8 trnů)	1. vrstva	554,2	24,5	76,1	2,2
	2. vrstva	1706,9	76,0	129,4	3,7
4. série (16 trnů)	1. vrstva	492,2	21,7	72,9	2,1
	2. vrstva	1828,2	81,4	143,1	4,0



Obr. 4 Schéma zkušebního vzorku pro stanovení vlivu počtu spřahovacích trnů

Obr. 5 Zkušební vzorky – 16 trnů (betonářská výztuž - GFRP)

Obr. 6 Zkušební vzorky – 8 trnů (betonářská výztuž - GFRP)



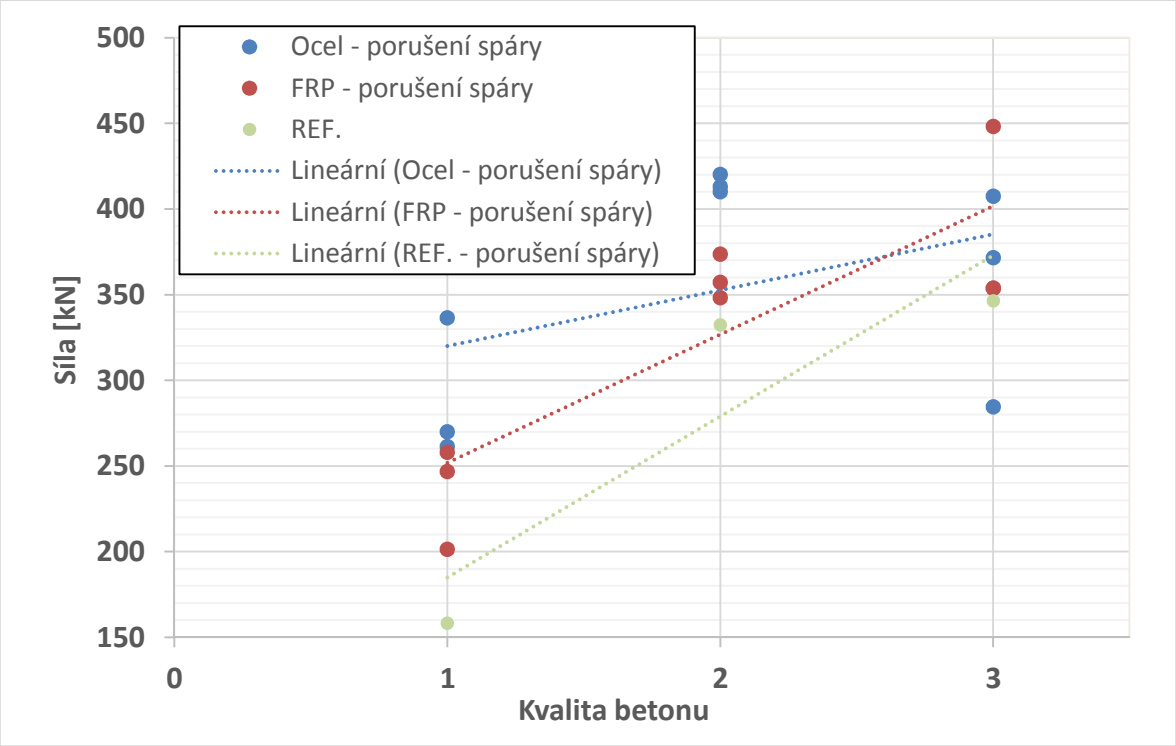
Obr. 7 Zkušební vzorky – 4 trny (betonářská výztuž - GFRP)

Obr. 8 Zkušební vzorky – 2 trny (betonářská výztuž - GFRP)

3.2.1.1 **Vliv kvality betonu**

Při vyhodnocení obou etap jsme se zaměřili zejména na vliv kvality betonu dodatečné vrstvy na dosažené únosnosti spřažených bloků.

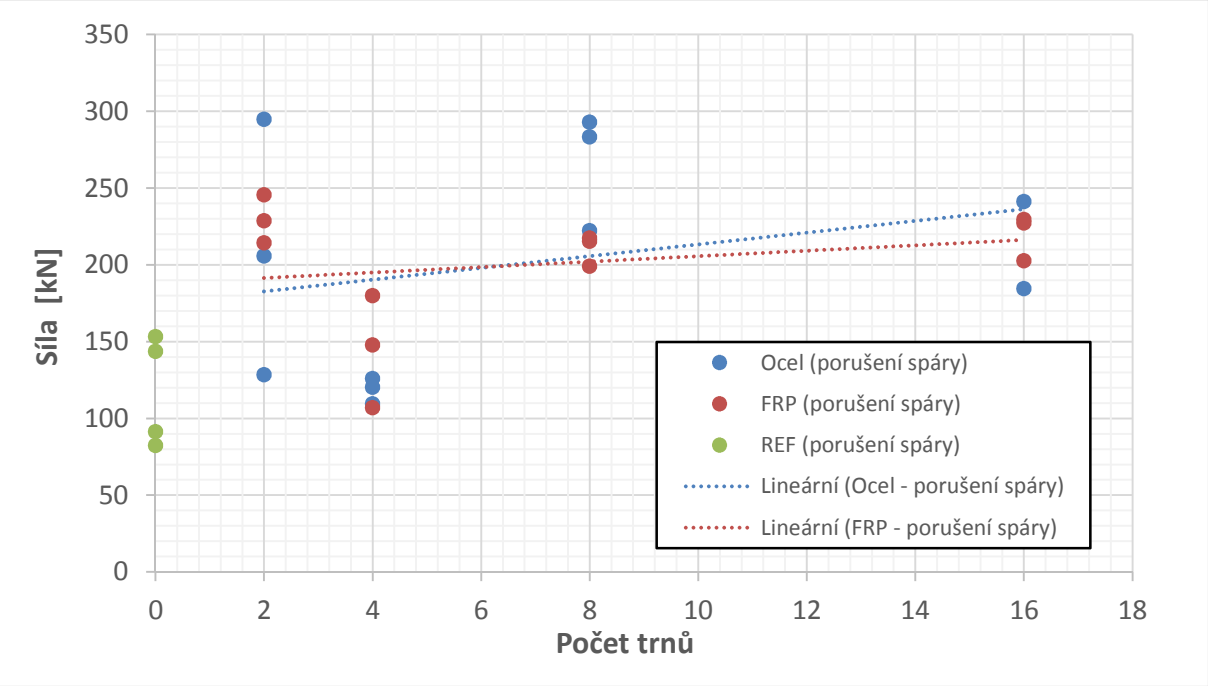
Pokud provedeme srovnání smykové únosnosti spáry mezi dvěma vrstvami betonů v 1. etapě (viz graf na Obr. 9) na základě předpokladu, že se stoupající kvalitou podkladové „původní“ vrstvy betonů poroste i únosnost vzorků, jsou výsledky lehce nekonzistentní a výsledky v případě 2. série (nekvalitní - kvalitní beton) poukazují na dosažení vyšší únosnosti ve smyku.



Obr. 9 Porovnání smykové únosnosti spáry na základě kvality betonů (značení kvality viz Tabulka 1)

Obdobně můžeme zavést předpoklad pro 2. etapu vzorků, kde bylo porovnáváno množství spřahovací výztuže. Tento parametr má ovšem výrazný vliv zejména na konečnou únosnost spřahovací výztuže po porušení kontaktní vrstvy mezi dvěma vrstvami betonů a vlastní únosnost při porušení kontaktu zásadně neovlivňuje.

Pokud tedy budeme předpokládat, že únosnost kontaktu bude narůstat s množstvím výztuže, tak opět zjistíme, že při tomto typu srovnání jsou výsledky rovněž nekonzistentní (viz graf na Obr. 10).



Obr. 10 Únosnost smykové spáry v závislosti na množství spřahovacích trnů – bloky 2. etapy

Zaměřili jsme se proto na faktory ovlivňující únosnost dle jednotlivých norem a provedli jsme další porovnání, ze kterého vyplynulo, že většina z přístupů nezohledňuje zejména kvalitu betonu (Tabulka 3). Pro další porovnání výsledků můžeme vycházet např. ze základního vztahu dle Model Code 2010 pro výpočet smykové pevnosti

$$\tau_u = c_a \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n$$

kde

c_a … součinitel adheze,
f_{ctd} … pevnost betonu v tahu,
μ … součinitel tření,
σ_n … normálové napětí.

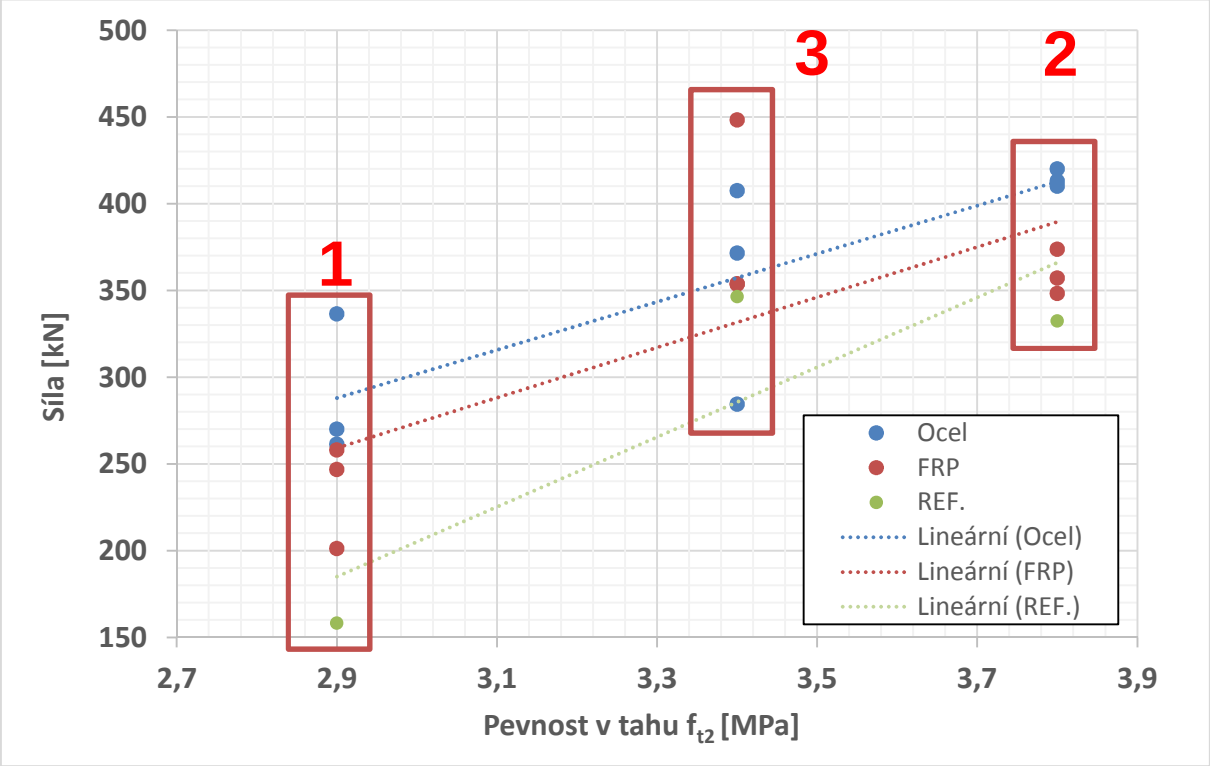
Vyjdeme-li z tohoto vztahu, a jestliže je dosažená únosnost vzorků různá, normálové napětí nulové a drsnost všech vzorků přibližně stejné, pak musí výsledná únosnost záviset rovněž na tahové pevnosti betonu. Provedeme-li porovnání dosažených výsledků na základě tahové pevnosti „dodatečné“ vrstvy betonu, pak již srovnání výsledků lépe vystihuje chování zkoušených vzorků (Obr. 11) a závislost je zřejmá.

Tabulka 3 Srovnání normativních přístupů

	Proměnné	MC2010	MC1990	EC 2	ACI 318-11	BS 8110	CAN A23.3	JSCE
Bez výztuže	c_a	✓	✓	✓	✓	✗	✗	✗
	f_{ct}	✓	✓	✓	✗	✗	✗	✗
	f_c	✓	✗	✗	✗	✓	✗	✓
	$f_{c,2}$	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	μ	✓	✗	✓	✗	✗	✗	✗
	σ_n	✓	✗	✓	✗	✗	✗	✓
	Drsnost povrchu	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✗
	$\tau_{R,min}$ [MPa]	-	-	-	0,55	0,4~0,8	0,7	-
S výztuží	c_a	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✗
	f_{ct}	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗
	f_c	✓	✗	✗	✗	✓	✗	✓
	$f_{c,2}$	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	μ	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✗
	σ_n	✓	✓	✓	✗	✗	✓	✓
	Drsnost povrchu	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✗
	ρ_{min} [%]	0.05	0.10	0.10	0.10	0.15	0.10	
	f_y	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	Θ	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓
	κ	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	$\tau_{R,max}$ MPa]	6,47	6,17	6,30	5,50	2,50	6,30	-

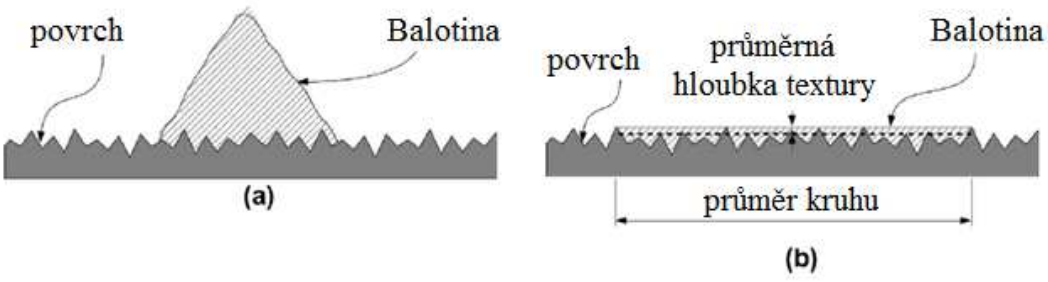
Pozn.:

✓ … norma zohledňuje,
✗ … norma nezohledňuje,
c_a … koeficient adheze,
f_{ct} … pevnost betonu v tahu,
f_c … pevnost betonu v tlaku,
$f_{c,2}$ … pevnost betonu v tlaku dodatečného betonu,
μ … koeficient tření,
σ_n … normálové napětí,
$\tau_{R,min}$ … minimální odolnost kontaktu ve smyku,
ρ_{min} … minimální stupeň vyztužení smykovou výztuží,
f_y … mez kluzu výztuže,
Θ … úhel odklonu mezi výztuží a rovinou smyku,
κ … vliv interakce,
$\tau_{R,max}$ … maximální přípustná odolnost kontaktu ve smyku.



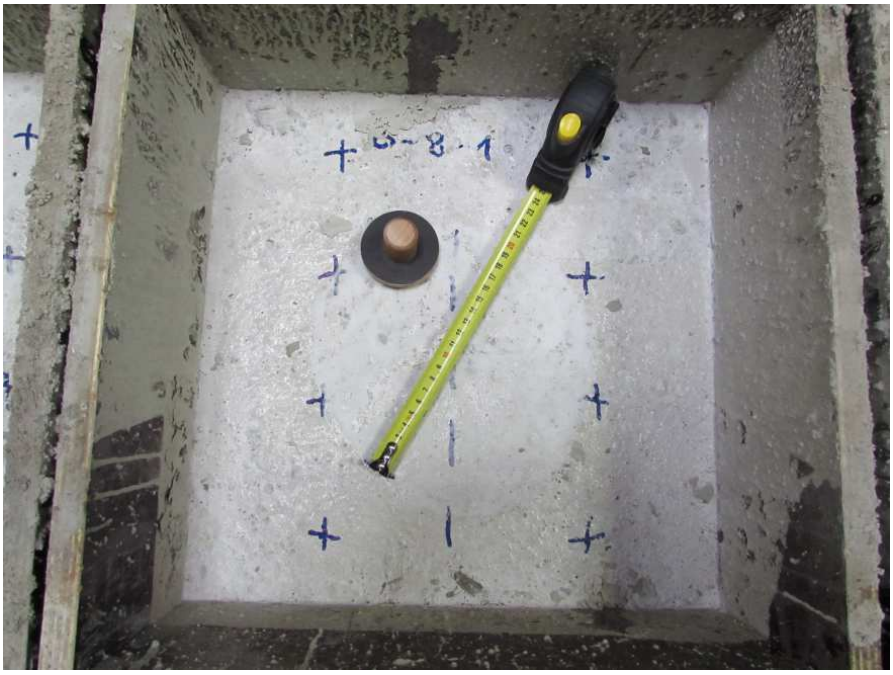
Obr. 11 Porovnání smykové únosnosti spáry na základě pevnosti betonu v tahu přidané/dodatečné vrstvy

Při výrobě bloků 2. etapy (bloky 400x400 mm) byla navíc sledována i drsnost povrchu a její vliv na výslednou smykovou únosnost. Vyjma klasifikace povrchu dle způsobu úpravy, byla drsnost povrchu stanovena i odměrnou metodou dle ČSN EN 13036-1. Touto metodou je možné stanovit průměrnou hloubku textury. Předem definované množství skleněných kuliček frakcí 150 - 250 µm Balotina TF-112 se rozvine ve tvaru kruhu. Průměrná hloubka textury se stanoví jako podíl dosažené plochy kruhu a objemu použitého materiálu (Obr. 12 a Obr. 13).



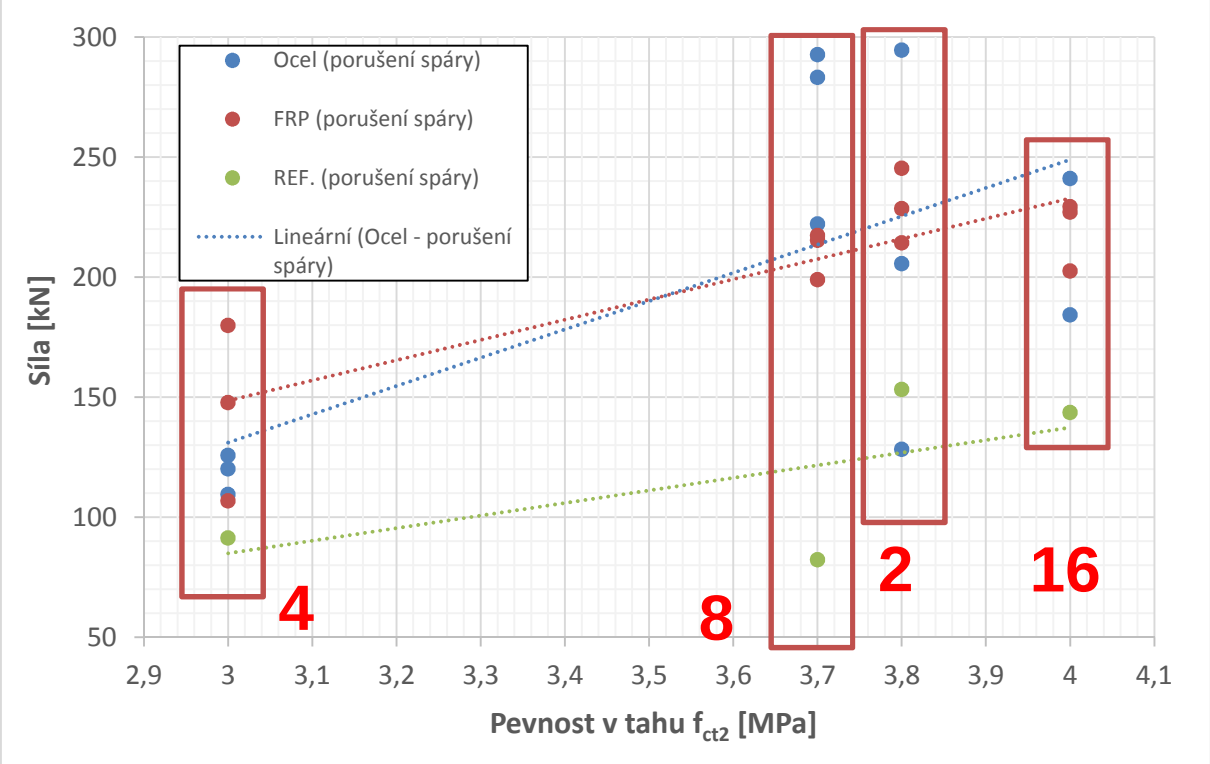
Obr. 12 Podstata odměrné metody

Táto velice jednoduchá a dostatečně přesná metoda je následně použitá pro kontrolu zatřídění povrchu do jednotlivých kategorií uvedených v MC2010, přičemž pro všechny povrchy byla zatříděna drsnost povrchu do kategorie povrch „hladký“ s průměrnou hloubkou textury 0,5 - 1 mm. Dle provedených měření tedy měly všechny vzorky přibližně stejnou drsnost.



Obr. 13 Použití odměrné metody na 1. vrstvě betonu před navrtáním spřahovacích trnů

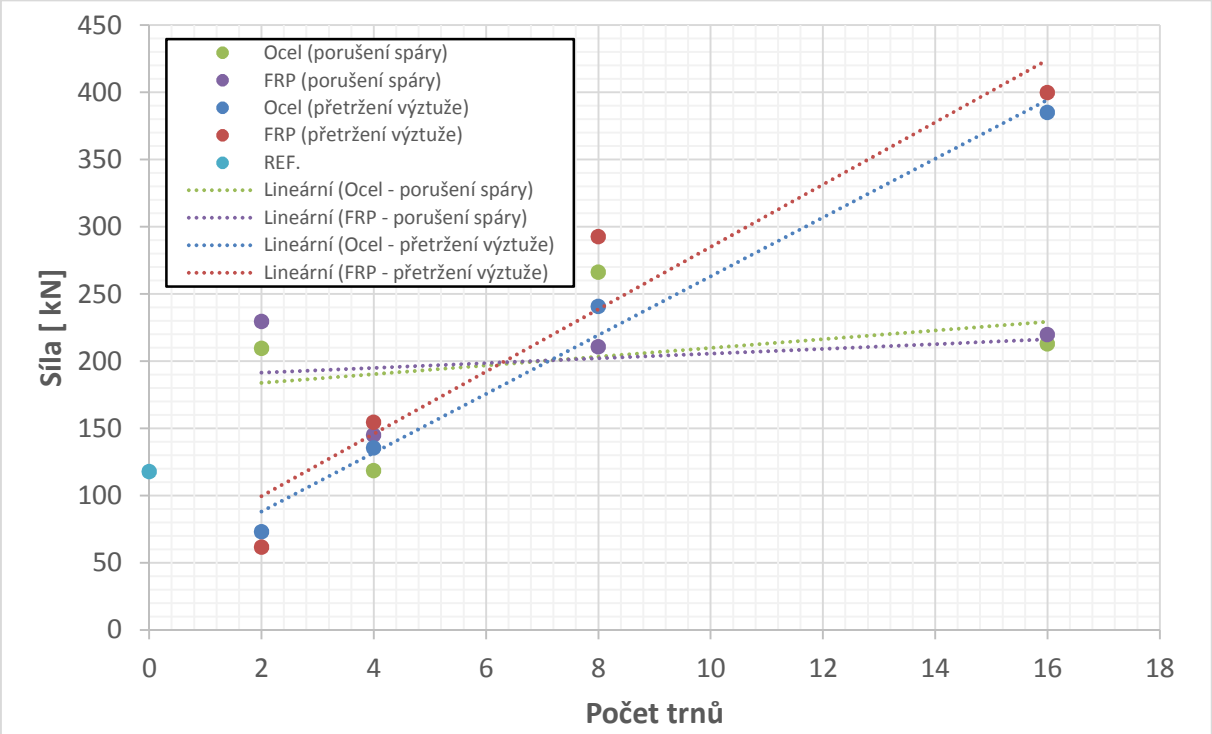
Pokud aplikujeme předchozí úvahu i na 2. etapu bloků a zaměříme-li se opět na vliv kvality dodatečné vrstvy betonu, opět získáme závislost mezi únosností kontaktní spáry bez ohledu na množství použitých spřahovacích trnů (Obr. 14).



Obr. 14 Únosnost smykové spáry v závislosti na tahové pevnosti dodatečného betonu fct,2 – bloky 2. etapy

3.2.1.2 **Vliv typu a množství výztuže**

Druhým způsobem porušení po porušení vlastního kontaktu mezi dvěma vrstvami betonu je porušení vlastní spřahovací výztuže. Na tento jev byla zaměřena zejména 2. etapa spřažených bloků. Zde jsou již výsledky a chování experimentálně ověřených vzorků očekávané, tedy zbytková únosnost trnů závisí na jejich počtu (viz graf na Obr. 15).



Obr. 15 Únosnost smykové spáry a spřahovacích trnů v závislosti na počtu trnů – bloky 2. etapy

Z dosažených výsledků můžeme odvodit následující

– únosnost smykové spáry je bez ohledu na použitý typ výztuže v dané sérii srovnatelná.

– smyková únosnost spáry významně nezávisí na množství použité výztuže, což dokumentuje graf na Obr. 10. Z grafu je patrné, že výsledky v jedné sérii jsou porovnatelné, ale v porovnání s množstvím použité výztuže jsou dosažené hodnoty nekonzistentní. Tento, zatím experimentálně zjištěný poznatek neodpovídá fyzikálním představám o chování spřažené konstrukce[3].

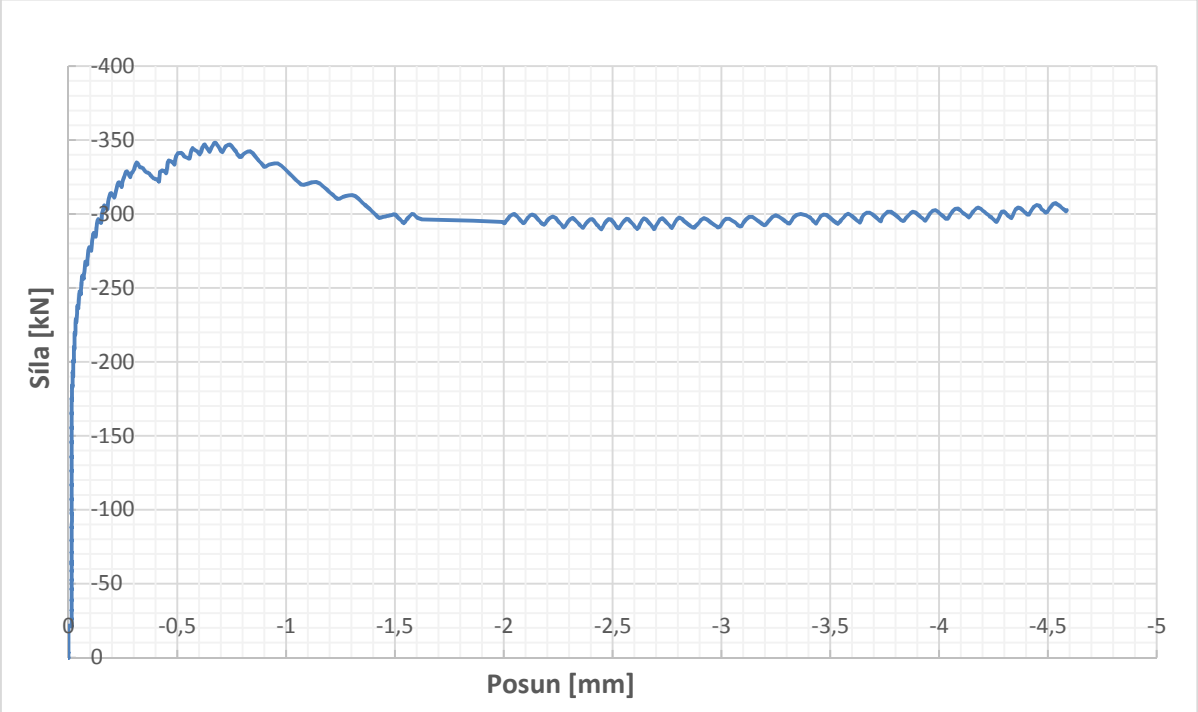
– porovnáním únosnosti spáry v závislosti na tahové pevnosti dodatečné vrstvy betonu, získáme závislost, která prokazuje vliv tahové pevnosti druhé vrstvy betonu na konečnou únosnost systému (viz Obr. 11 a Obr. 14 pro 1. a 2. etapu spřažených bloků) a která neodporuje fyzikálním představám. V případě 2. etapy (pouze kombinace „nekvalitní-kvalitní“ beton) bychom obdobnou závislost nalezli i u ostatních materiálových charakteristik (pevnost betonu v tlaku a tahu obou

[3] Důvodem může být malé množství testů, nehomogenita vzorků a velký rozptyl výsledků.

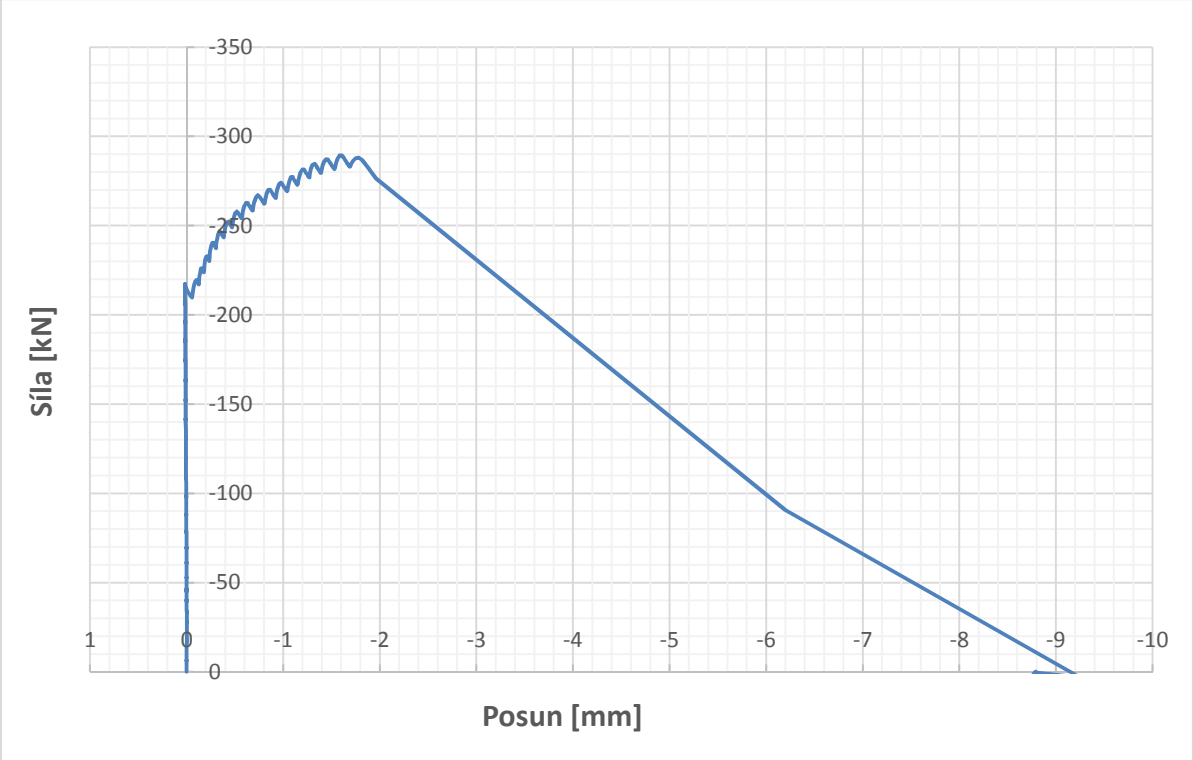
vrstev betonu), ovšem na základě porovnání výsledků 1. etapy (kombinace různých kvalit betonů) je pevnost v tahu dodatečné vrstvy betonu zásadní.

– výsledná únosnost spřahovací výztuže po porušení smykové spáry lineárně závisí na množství, druhu a materiálu použité výztuže (Obr. 15). Nárůst únosnosti oproti síle odpovídající porušení spáry byl zaznamenán zejména u bloků se 16-ti trny, s přibližně dvojnásobkem minimálního stupně vyztužení (Obr. 16), tedy u prvků, které obsahují „dostatečné“ množství spřahovací výztuže. U bloků spřažených 8-mi trny byl nárůst patrný zejména u bloků vyztužených GFRP výztuží, přičemž stupeň vyztužení smykovou výztuží byl přibližně na úrovni min. stupně vyztužení (Obr. 17). U bloků se 4-mi trny byla únosnost výztuže srovnatelná s únosností nevyztužené spáry (Obr. 18). U bloků se 2-mi trny pak docházelo po porušení spáry pouze k poklesu únosnosti do porušení výztuže (Obr. 19).
– Pro zajištění dostatečného spolupůsobení obou vrstev betonů i po případném porušení kontaktu na rozhraní obou vrstev je tedy vhodné splnit alespoň minimální stupeň vyztužení smykovou výztuží dle ČSN EN 1992-1-1.
– GFRP výztuž je možno použít jako adekvátní náhradu klasické betonářské výztuže. Funkčnost byla experimentálně ověřena v případě obou etap spřažených bloků.
– Způsob porušení GFRP výztuže po dosažení maximální únosnosti byl náhlý a došlo převážně k porušení výztuže střihem bez výraznější deformace okolního betonu, což je determinováno chováním FRP výztuže[4]. Nedocházelo k větším deformacím prutů po porušení smykové spáry.
– V případě betonářské výztuže docházelo po dosažení maximální únosnosti výztuže k další deformaci výztuže spojené s porušením okolního betonu (Obr. 21 a Obr. 22 a porovnání s matematickým modelem v programu ATENA Obr. 23). K porušení výztuže dochází kombinací střihu a tahu.

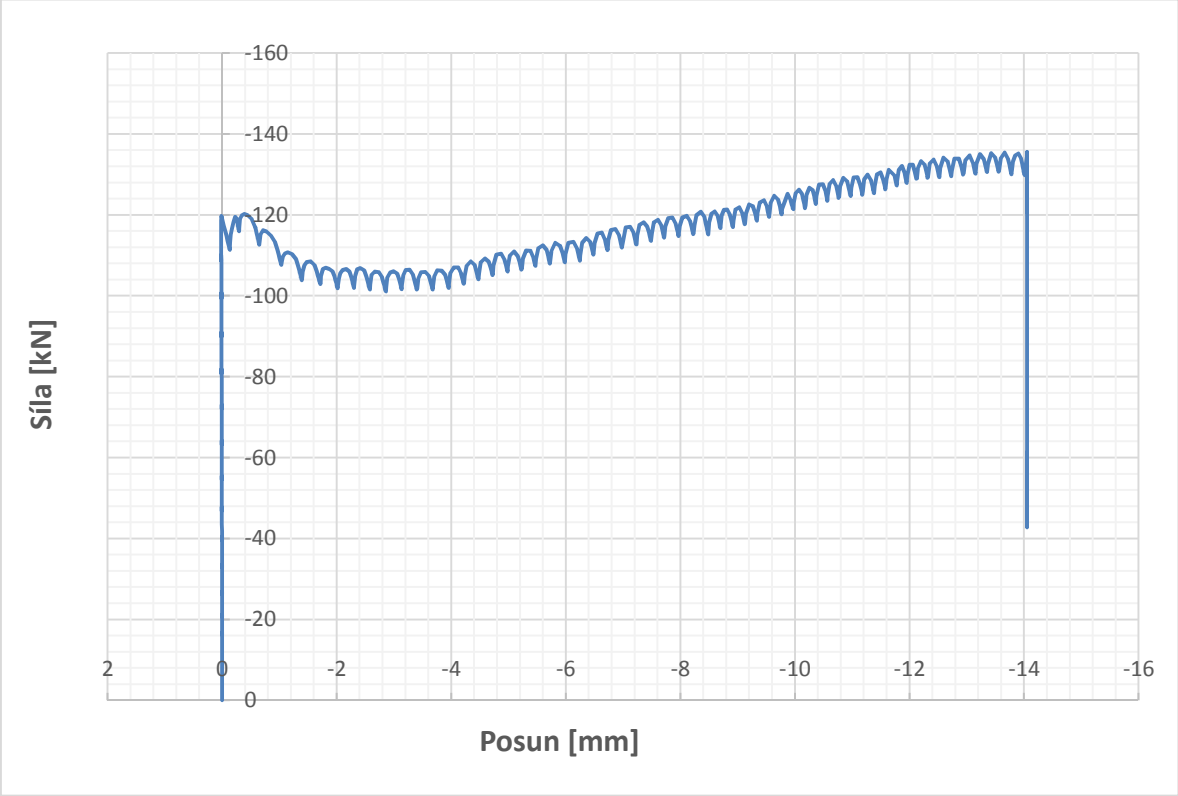
[4] Lineárně pružné chování až do porušení.



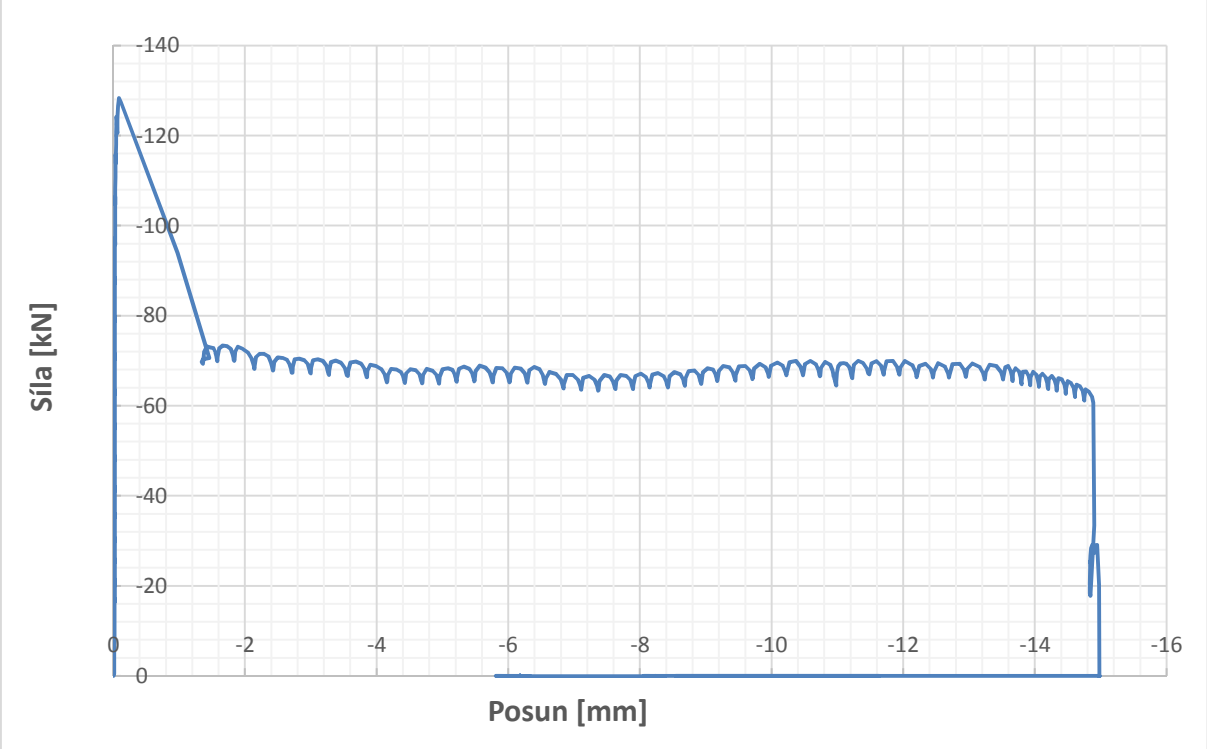
Obr. 16 Únosnost bloku spřaženého 16-ti trny z betonářské výztuže – bloky 2. etapy (porušení spáry je na úrovni 210 kN)



Obr. 17 Únosnost bloku spřaženého 8-mi (alt. 16-ti) trny z GFRP výztuže – bloky 2. etapy



Obr. 18 Únosnost bloku spřaženého 4-mi (alt. 8-mi) trny z betonářské výztuže – bloky 2. etapy

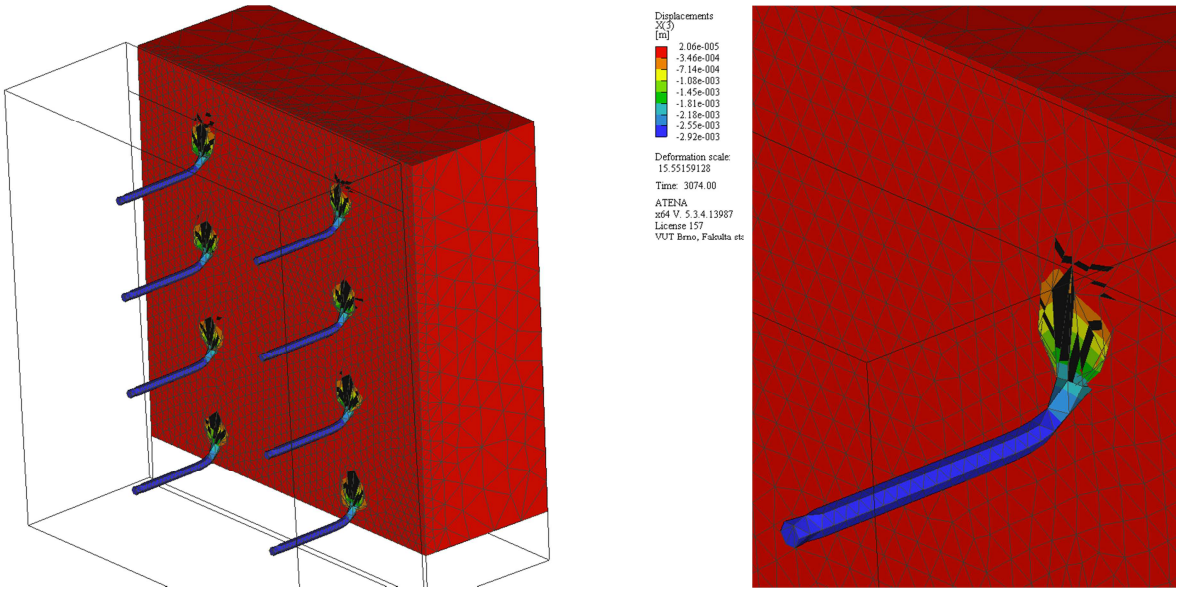


Obr. 19 Únosnost bloku spřaženého 2-mi trny z betonářské výztuže – bloky 2. etapy

Obr. 20 Porušení GFRP výztuže při dosažení maximální únosnosti – bloky 2. etapy

Obr. 21 Deformace betonářské výztuže po dosažení maximální únosnosti spřažení – bloky 2. etapy

Obr. 22 Deformace betonářské výztuže po dosažení maximální únosnosti spřažení – bloky 2. etapy – nepřetrhnutý prut po ukončení zkoušky



Obr. 23 Deformace betonářské výztuže – srovnání s matematickým modelem v programu ATENA

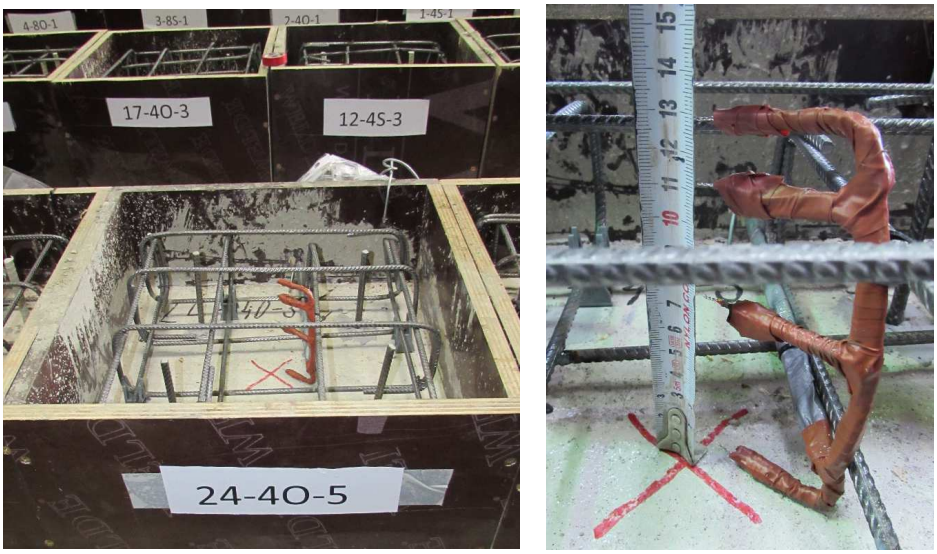
3.2.1.3 **Vliv požáru/zvýšené teploty**

V rámci ověření funkčnosti systému spřažení při extrémním namáhání byla v návaznosti na předchozí experimenty připravena 3. etapa vzorků. V případě tunelů se předpokládá především působení zvýšených teplot, tedy vliv požárního zatížení v případě havárie na ostění tunelu. V případě sanovaného tunelu dobetonávkou se vliv vysoké teploty může projevit nejen degradací betonu, ale i vlivem na zabudované spřahovací trny.

V rámci 3. etapy bylo vybetonováno najednou 27 bloků o rozměrech 400x400 mm s tloušťkou vrstev betonu 2x150 mm. Bloky byly spřaženy klasickou betonářskou výztuží a kompozitní GFRP výztuží ve variantě 4 a 8 ks spřahovacích trnů. Během betonáže byly do druhé vrstvy betonu (dobetonávka), která byla vystavena účinkům požáru, instalovány termočlánky pro sledování teploty uvnitř betonu. Termočlánky snímaly teplotu v hloubce 20, 40, 80 a 150 mm (

Obr. 24) od ohřívané strany betonu. Vzorky byly po dosažení dostatečné pevnosti uloženy do doby zkoušky tak, aby došlo k postupnému snížení vlhkosti betonu a vlastní požární zkouška a chování zkušebního tělesa tím nebylo ovlivněno. Materiálové charakteristiky obou vrstev betonu jsou uvedeny v následující tabulce (Tabulka 4).

Je nutné upozornit, že vložení termočlánků do betonu již v průběhu betonáže je zásadní pro správné měření průběhu teplot během celého experimentu. Dodatečné vlepování termočlánků do betonu, většinou v místě dodatečně provedených vrtů, má za následek zkreslení měřených hodnot. To je způsobeno hromaděním (vytlačováním) zbytkové vlhkosti do oblasti dodatečného vrtu v okolí termočlánku. Voda se pak při dosažení 100°C začíná odpařovat vrtem i přes použitou zálivku na povrch betonu a zkresluje celé měření udržováním teploty v okolí termočlánku přibližně na teplotě varu, a to v řádu i desítek minut. Správný průběh teploty (i když mírně nižší vzhledem k nižšímu výkonu pece) s drobnou časovou prodlevou (v řádu minut) na úrovni přibližně 100°C je zachycen na Obr. 28 a Obr. 30.



Obr. 24 Příprava vzorků – vložení termočlánků do armokoše „dodatečné“ vrstvy betonu; detail polohy výztuže vůči vrstvě „původního“ betonu

Tabulka 4 Materiálové charakteristiky betonu – vrstva „původního“ betonu (1-4), vrstva „dobetonávky“ (5-8)

Označení	Objemová hmotnost (průměr)	Síla	Pevnost v tlaku	Pevnost v tlaku (průměr)	Síla	Pevnost v příčném tahu	Pevnost v příčném tahu (průměr)
	[kg/m^3]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[MPa]	[MPa]
1	2040	335,6	14,9	14,9	59,5	1,7	1,7
2		331,0	14,7		55,5	1,6	
3		339,3	15,0		61,1	1,7	
4		339,3	15,1		63,7	1,8	
5	2311	1320,9	59,0	60,3	135,2	3,8	4,1
6		1369,5	60,9		155,0	4,4	
7		1422,2	63,2		142,1	4,0	
8		1309,1	58,2		145,5	4,1	

V rámci jedné požární zkoušky bylo odzkoušeno 12 bloků (5x ocelové trny, 5x GFRP trny, 2x referenční vzorek bez vyztužení). Vzhledem k možnostem měření a kapacitě ústředny byly během požární zkoušky snímány teploty vždy pouze u tří bloků rovnoměrně rozmístěných u tří stěn pece. Požární zkouška byla provedena samostatně pro bloky se 4-mi a 8-mi trny.

Obr. 25 Příprava experimentu – postupné kladení zkušebních bloku z bočních a zadní strany pece

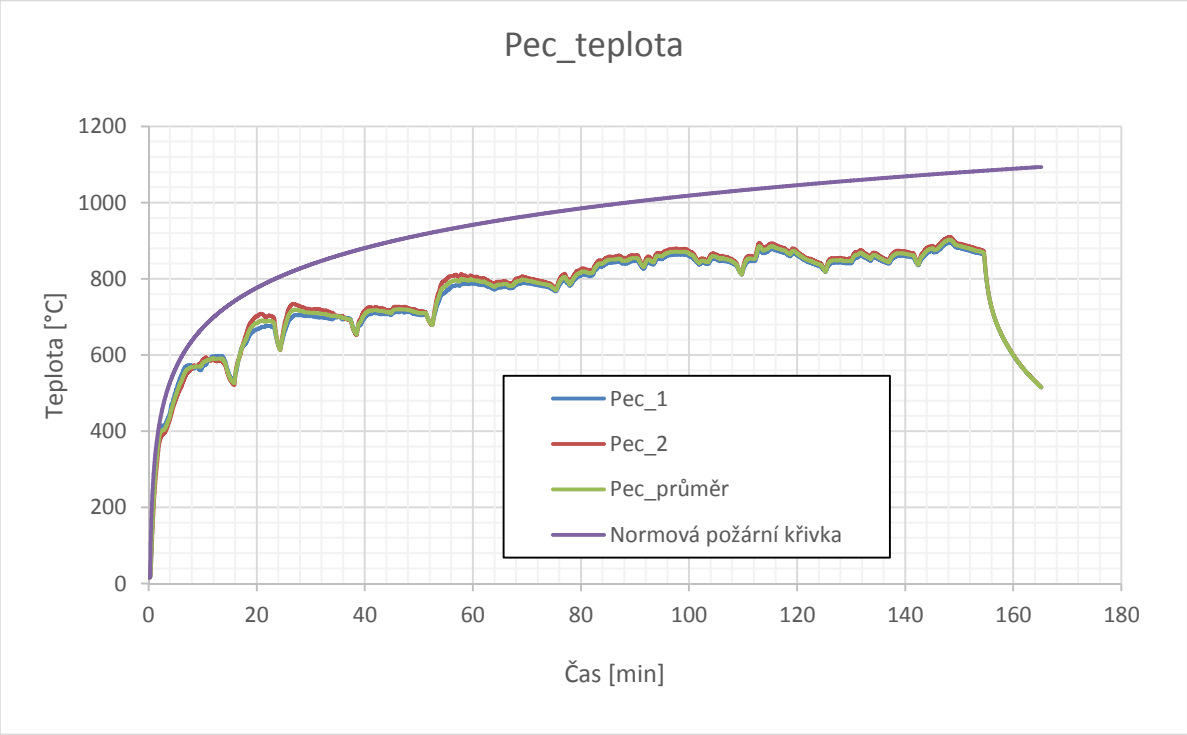
Obr. 26 Výsledná sestava experimentu požární zkoušky

Zkoušky vlivu zvýšených teplot účinkem požáru byly provedeny v experimentální zkušební požární peci, která umožnila teplotní namáhání vzorků ze strany dobetonávky a simulaci vlivu požáru v tunelu. Vzorky byly skládány postupně a všechny mezery byly utěsněny izolačním žáruvzdorným materiálem Sibral tak, aby bylo zajištěno namáhání požárem pouze ze strany dobetonávky (Obr. 25).

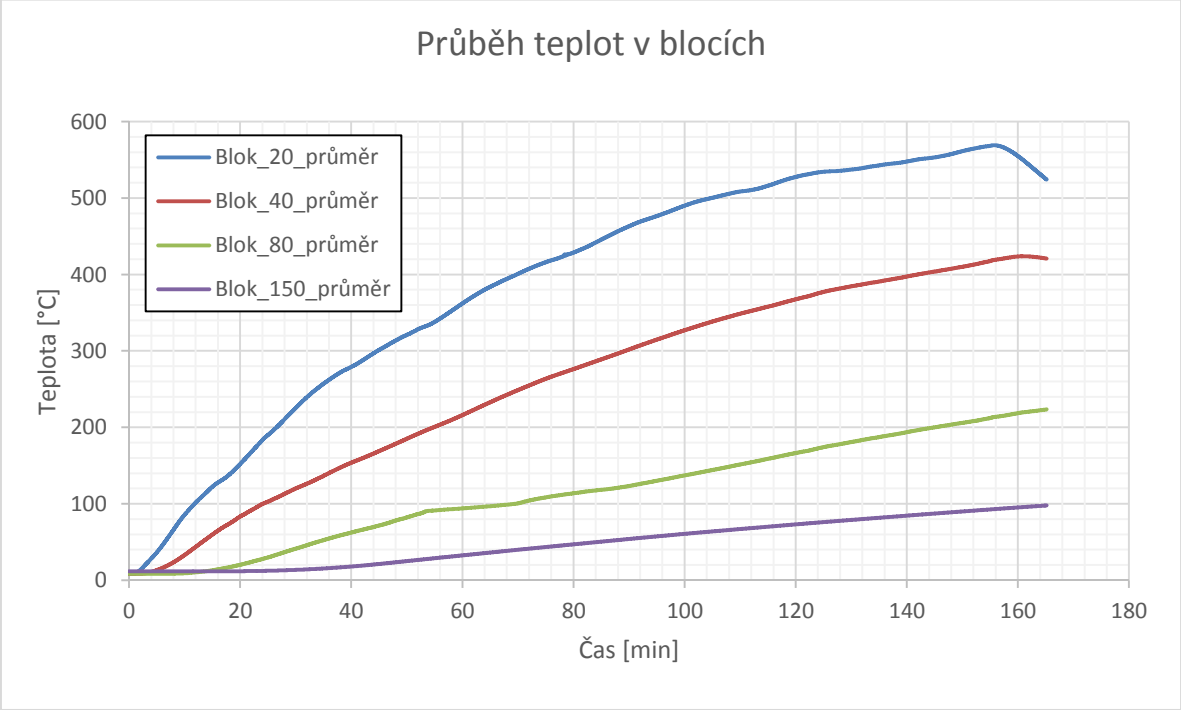
V čelní straně pece je umístěn hořák o výhonu 70 kW a měřící čidla pro snímání teploty v peci. Celá sestava experimentu včetně napojení na měřící ústředny je na Obr. 26.

Provedení požární zkoušky bylo plánováno se zatěžováním účinky požáru dle normové požární křivky dle ETK EN 1363-1, ISO 834 v délce trvání požáru 150 min. Ovšem v průběhu zkoušky bylo zjištěno, že výkon pece je pro udržení normové křivky nedostatečný, a to zejména vzhledem k velikosti ohřívané plochy betonu a s tím spojeného odběru tepla z prostoru hoření. Dosažené teploty v požární peci tak byly o cca 20% nižší než očekávané (Obr. 27 a Obr. 29). Tomu odpovídající teploty v betonu v hloubce termočlánků, tedy 20, 40, 80 a 150 mm od ohřívaného povrchu), jsou uvedeny v grafech na Obr. 28 pro bloky se 4-mi trny a na Obr. 30 pro bloky s 8-mi trny.

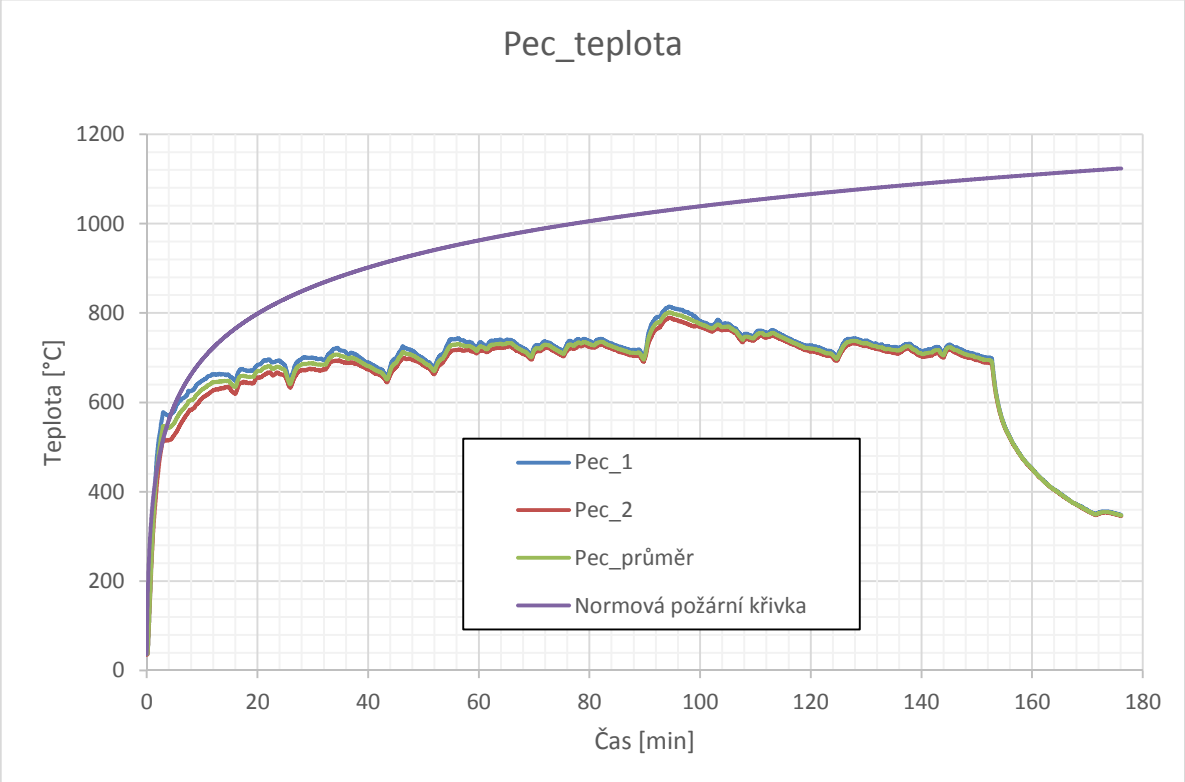
Pokud porovnáme průběhy teplot v betonu během experimentu (Obr. 31 a Obr. 32) s hodnotami teplotních profilů uváděnými v normě ČSN EN 1992-1-2 pro stěnu, tak můžeme vzhledem k nižší teplotě v požární peci uvažovat s ekvivalentním časem trvání zkoušky 120 minut, což je plně dostačující pro tento typ dodatečného zesílení vrstvou betonu se spřahovacími trny.



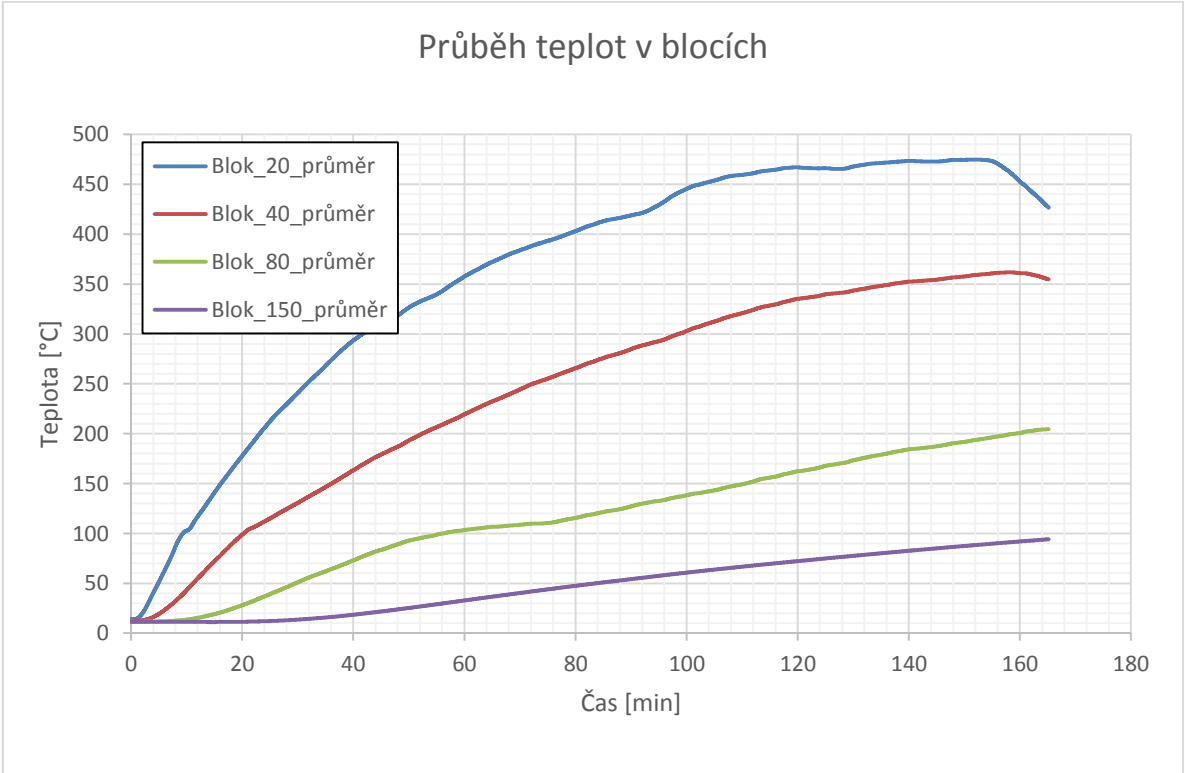
Obr. 27 Teplota v peci během požární zkoušky – bloky se 4-mi trny



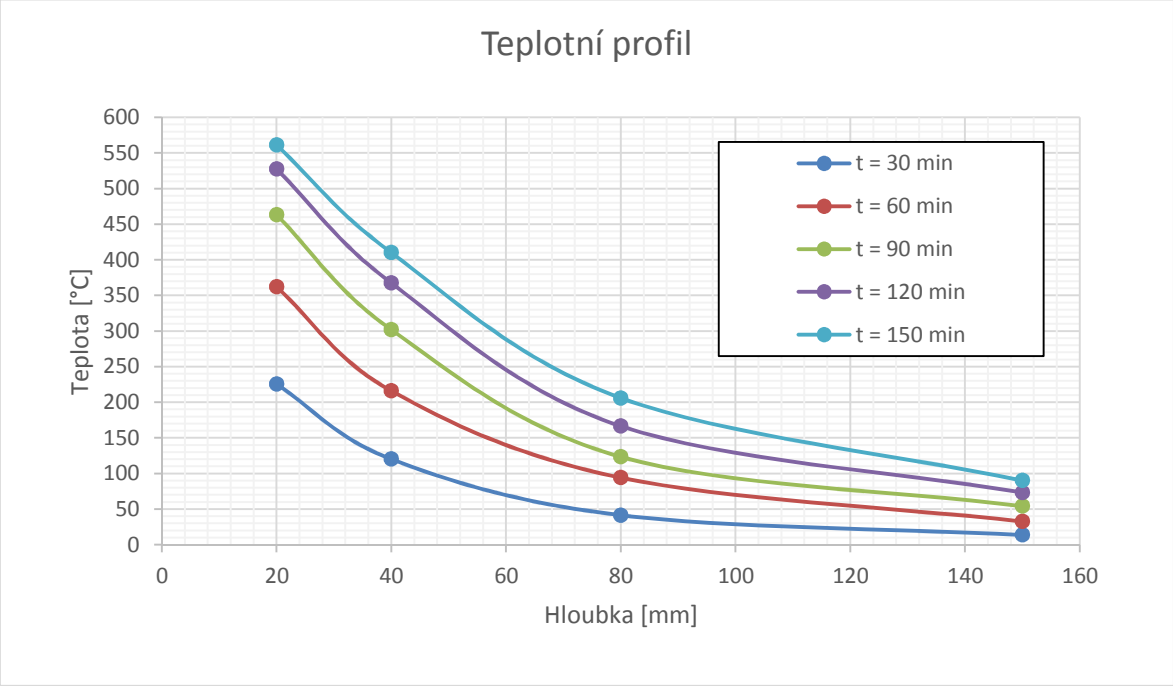
Obr. 28 Teplota v betonu během požární zkoušky – bloky se 4-mi trny



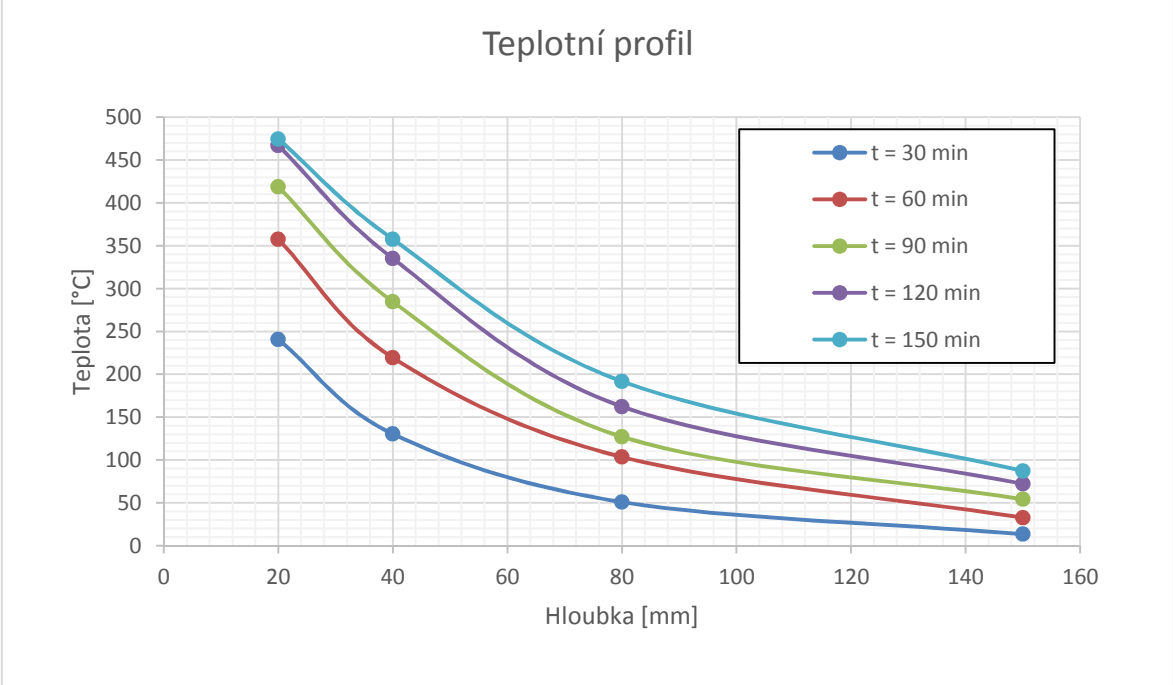
Obr. 29 Teplota v peci během požární zkoušky – bloky s 8-mi trny



Obr. 30 Teplota v betonu během požární zkoušky – bloky s 8-mi trny



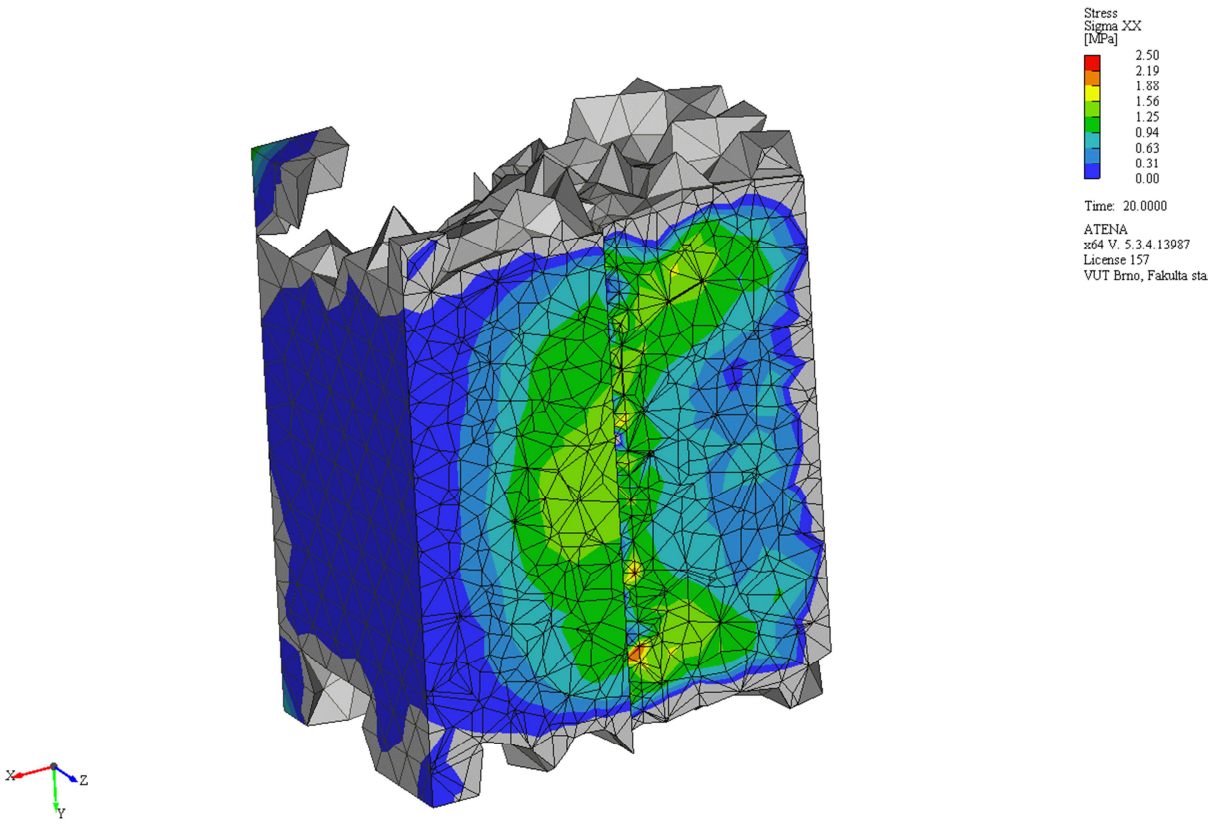
Obr. 31 Průběh teplot v zahřívané vrstvě betonu – bloky se 4-mi trny



Obr. 32 Průběh teplot v zahřívané vrstvě betonu – bloky s 8-mi trny

Zásadním poznatkem, který byl zjištěn při požární zkoušce, byl vznik trhliny na rozmezí dvou vrstev betonů již v průběhu zkoušky. K tomuto jevu došlo u všech bloků zatížených vlivem teploty (Obr. 33). Tím bylo zároveň znemožněno odzkoušet únosnost referenčních bloků bez spřahovací výztuže po působení požáru. Tento jev můžeme dokumentovat nárůstem tahových napětí na kontaktu v nelineárním matematickém modelu v programu ATENA (Obr. 34)

Obr. 33 Trhlina na rozmezí vrstev betonů po požární zkoušce



Obr. 34 Tahová napětí na rozhraní mezi dvěma vrstvami betonu při působení požáru – řez veden středem bloku

V návaznosti na požární zkoušku byly všechny bloky 3. etapy se spřahovacími trny podrobeny smykové zkoušce, obdobně jako bloky 1. a 2. etapy. Na odzkoušených blocích pak byly navíc metodou jádrových vývrtů odebrány vzorky betonu z vrstvy vystavené účinkům požáru. Z těchto vzorků byl stanoven pokles pevnosti betonu v tlaku. Vývrty byly odebrány jak ze strany vrstvy vystavené přímo požáru (hloubka 0-100 mm od povrchu), tak i ze strany přiléhající ke spáře mezi dvěma vrstvami betonů (hloubka 50-150 mm) od povrchu. Z výsledků vyplývá pokles pevnosti betonu v tlaku o cca 40% na ohřívaném povrchu, respektive 28% na straně kontaktu mezi betony (Tabulka 5).

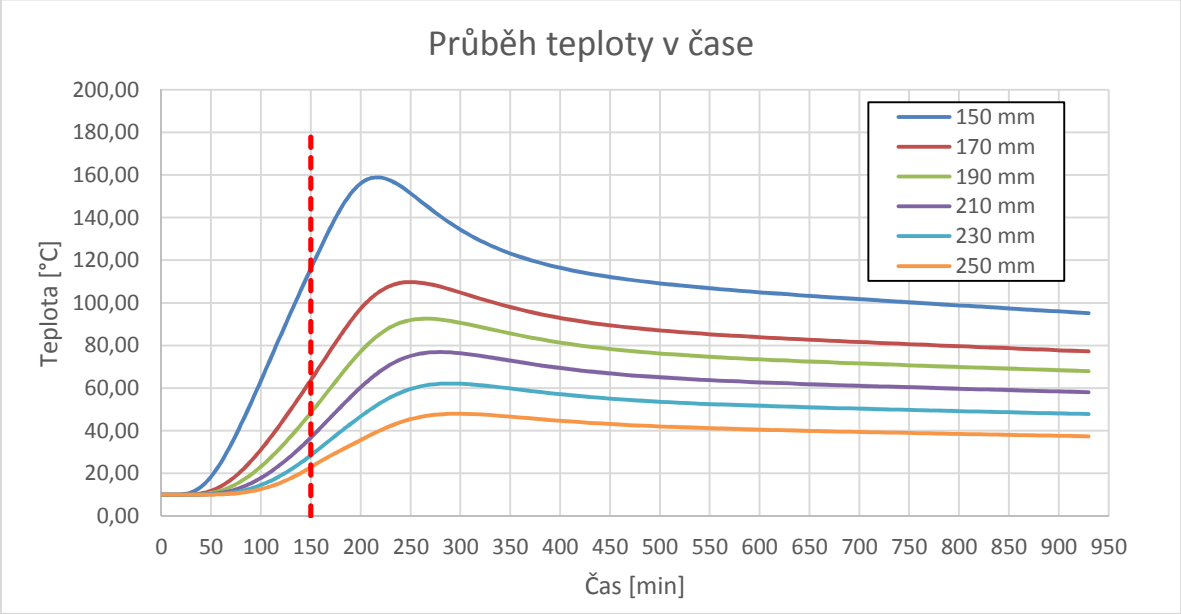
Tabulka 5 Porovnání pevnostních charakteristik vrstvy „dobetonávky“ po provedení požární zkoušky (1-3 – vývrt směrem ke spáře; 4-6 – vývrty směrem k povrchu namáhaného požárem)

Označení	Síla	Pevnost v tlaku	Pevnost v tlaku (průměr)	Pokles pevnosti v tlaku
	[kN]	[MPa]	[MPa]	[%]
1	337,1	43,9	43,4	-28,0
2	314,7	40,9		
3	350,6	45,6		
4	270,3	35,2	36,3	-39,8
5	284,6	37,1		
6	281,5	36,7		

V případě 3. etapy bloků zatížených požárem se mnohem více projevil vliv excentrického zatížení bloků, kdy k porušení nedocházelo pouze usmýknutím/přetržením výztuže, ale i celkovým roztržením „původní“ vrstvy betonu spolu se spřahovacími trny.

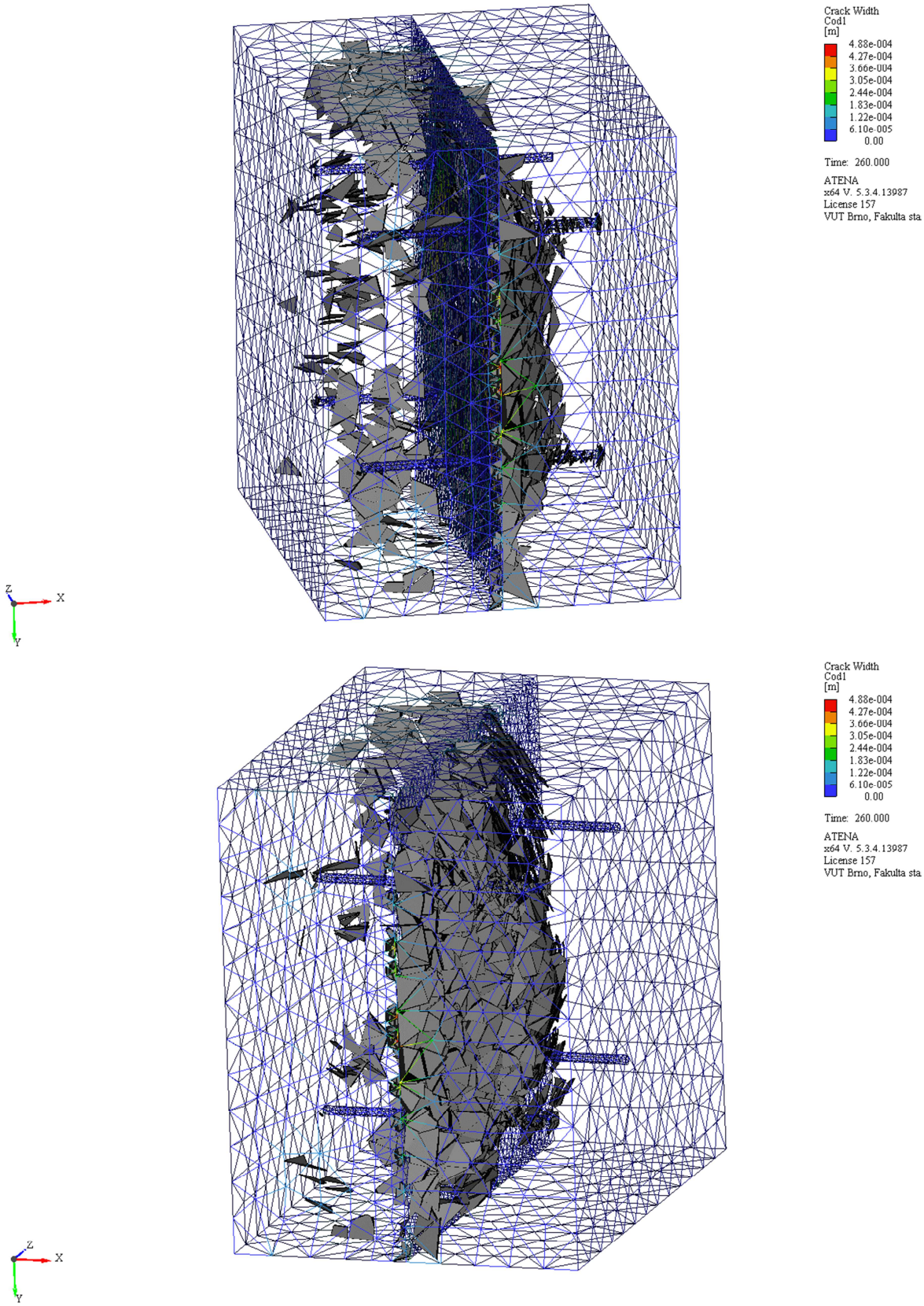
Důležitým faktorem ovlivňujícím chování je rozvoj sítě mikrotrhlin v „původní“ vrstvě betonu způsobené vznikem tahových namáhání v důsledku působení požáru. Na Obr. 37 je zobrazen rozvoj příčných trhlin vůči směru postupu tepla v „dodatečné“ vrstvě betonu vystavené požáru a zejména vznik trhlin ve směru působícího požáru v „původní“ vrstvě betonu, přičemž porušení vzorků včetně části „původní“ vrstvy betonu (Obr. 36) odpovídá rozvoji trhlin (Obr. 37).

Tento jev lze vysvětlit i dalším teplotním namáháním vrstvy „původního betonu“ z důvodu vedení tepla i po skončení požární zkoušky. Z matematického modelu v programu ATENA je patrné, že teplota v okamžiku ukončení zkoušky (t = 150 min) dále roste a může připívat k další degradaci betonu (Obr. 35).



Obr. 35 Vývoj teplot po ukončení požární zkoušky v hloubce 150 – 250 mm od ohřívaného povrchu

Obr. 36 Porušení bloku 3. etapy vytržením výztuže z „původní“ vrstvy betonu včetně části této betonové vrstvy



Obr. 37 Matematický model v programu ATENA – rozvoj trhli (požár působí zleva)

Z vyhodnocení smykové únosnosti spřažených bloků 3. etapy po vystavení účinkům požáru lze konstatovat následující (vzhledem k porušení kontaktu – styčné plochy mezi betony - během požární zkoušky jsou uváděny pouze únosnosti spřahovací výztuže):

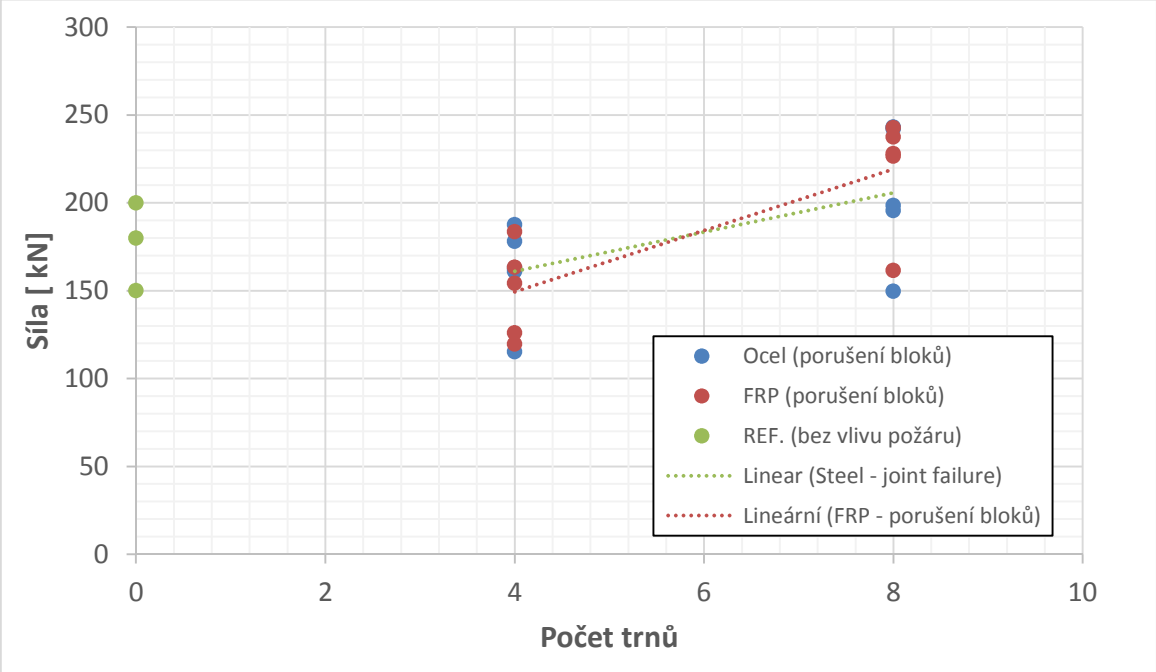
– průměrná únosnost bloků se 4-mi trny je 161 kN v případě užití spřahovací betonářské výztuže, respektive 150 kN v případě FRP výztuže. V porovnání s bloky 2. etapy bez vlivu požáru došlo v případě betonářské výztuže o nárůst o 19% (průměrná únosnost bez vlivu požáru 135 kN). V případě GFRP výztuže došlo k poklesu únosnosti o 3% (průměrná únosnost bez vlivu požáru 154 kN). Nárůst únosnosti v případě betonářské výztuže při zatížení teplotou samozřejmě není logický a může být způsoben zejména možným nerovnoměrným zatížením spřahovacích trnů, lokálními odchylkami v kvalitě kontaktu při 2. etapě, případně náhlým selháním jednoho z nejvíce namáhaných trnů, kdy následně dochází k poruše celého systému. V případě bloků 3. etapy tedy mohly být trny zatížené rovnoměrněji a přenášely zatížení vyšší hodnoty. Rovněž je nutno podotknout, že bloky se 4-mi trny nesplňují minimální stupeň vyztužení smykovou výztuží.

– průměrná únosnost bloků s 8-mi trny je 206 kN v případě betonářské výztuže, respektive 219 kN v případě FRP výztuže. V porovnání s bloky 2. etapy bez vlivu požáru došlo v případě betonářské výztuže o pokles únosnosti o 14% (průměrná únosnost bez vlivu požáru 240 kN). V případě GFRP výztuže došlo k poklesu únosnosti o 25% (průměrná únosnost bez vlivu požáru 292 kN). V případě 8-mi trnů je pokles únosnosti naprosto zřejmý a souvisí s degradací betonu vlivem teplotního namáhání; získané výsledky mají logiku a neodporují základním fyzikálním představám. Stupeň vyztužení je v případě 8-mi trnů přibližně roven minimálnímu stupni vyztužení smykovou výztuží.

– Na Obr. 38 je pak graficky vyhodnocen vliv počtu spřahovacích trnů na únosnost kontaktu mezi dvěma vrstvami betonu ve smyku. Únosnost opět závisí na množství spřahovacích trnů.

– Ze získaných výsledků můžeme konstatovat, že GFRP výztuž je adekvátní náhradou betonářské výztuže i v případě prvků namáhaných účinkem požáru.

– Pozn.: U žádného ze vzorků namáhaného účinkem požáru nedošlo k explozivnímu odstřelování betonu. V betonu nebyla použita vlákna pro snížení povrchového napětí.



Obr. 38 Únosnost spřahovacích trnů v závislosti na počtu trnů – bloky 3. etapy

(pozn.: v grafu vynesena i únosnost referenčních vzorků bez vlivu požáru)

3.2.2 Optimalizace návrhu zesílení ostění

Každá konstrukce, ať už nově budovaná, sanovaná či zesilovaná, musí splňovat základní požadavky, tedy účel, ke kterému byla určena, tedy musí být spolehlivá (hlediska únosnosti) a trvanlivá. O konečném návrhu konstrukce, způsobu sanace či zesílení často rozhoduje pořizovací cena, což může mít za následek růst nákladů na údržbu a případně další sanaci.

Konstrukci (stavební dílo) je vhodné posuzovat z více hledisek. Kromě již zmíněného požadavku se v současné době zohledňuje:

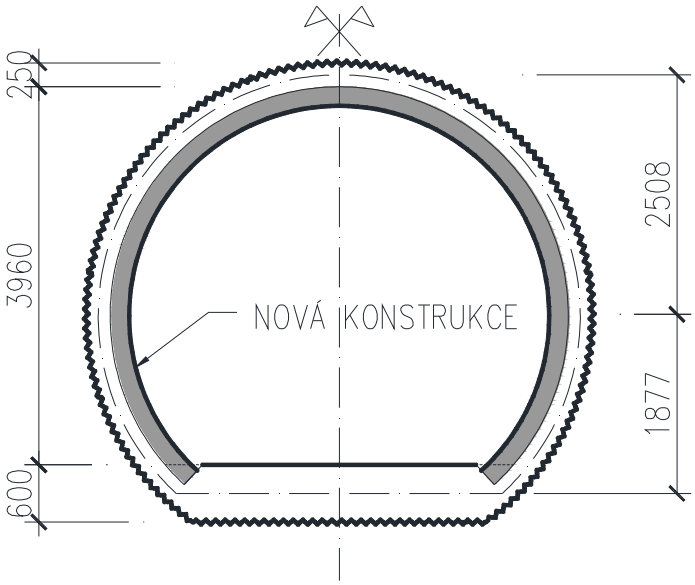
– ekonomická efektivita celého životního cyklu konstrukce - Life Cycle Cost (LCC),
– dopad stavebního díla na životní prostředí po celou dobu životnosti – Life Cycle Assessment (LCA),
– socio-kulturní dopad.

Tyto požadavky jsou vyjádřeny pomocí účelové funkce optimalizační úlohy (jedno nebo více kriteriální v závislosti na preferovaných hlediscích pro hodnocení konstrukce).

Další požadavky jako jsou podmínky spolehlivosti, konstrukční zásady a další omezení vyplývající technických, environmentálních nebo ekonomických požadavků tvoří omezující podmínky optimalizační úlohy.

V této kapitole je konkrétně představena optimalizace návrhu železobetonového zesilujícího ostění tunelu. Toto přídavné zesilující ostění má plně přenést veškeré zatížení od tlaků zeminy a podzemní vody působící na stávající ostění, které v současné době vykazuje značnou degradaci a ztrátu únosnosti způsobenou

oslabením výztuže na velké části plochy ostění (vysoká vlhkost, průsaky, rezavé výluhy). Od stávajícího ostění má být odděleno hydroizolační vrstvou a zakotveno do stávajícího dna ostění. Geometrie příčného řezu je na obrázku 39.



Obr. 39 Geometrie stávajícího tunelu a nové zesilující ostění

Ostění má být provedeno ze stříkaného betonu odpovídající pevnostní třídě betonu C25/30. Třída betonu C25/30 odpovídá indikativní třídě betonu pro stupeň vlivu prostředí XC3 dle NA ČR ČSN EN 1992 -1-1.

Jsou uvažovány dvě varianty vyztužení, a to:

– betonářskou výztuží B500B s krytím výztuže 35mm nebo
– kompozitní výztuží GFRP s krytím výztuže 20 mm.

Materiálové vlastnosti GFRP byly uvažovány: charakteristická hodnota pevnosti v tahu 609 MPa, střední hodnota modulu pružnosti 36 GPa, charakteristická hodnota mezního poměrného přetvoření 1,73%, objemová hmotnost 2100 kg/m3. Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu je 1,25, dlouhodobá pevnost je 40% pevnosti (krátkodobé). Materiálové vlastnosti v tlaku tohoto typu výztuže nejsou běžně zkoumány, vliv výztuže působící v tlaku na únosnost byl zanedbán.

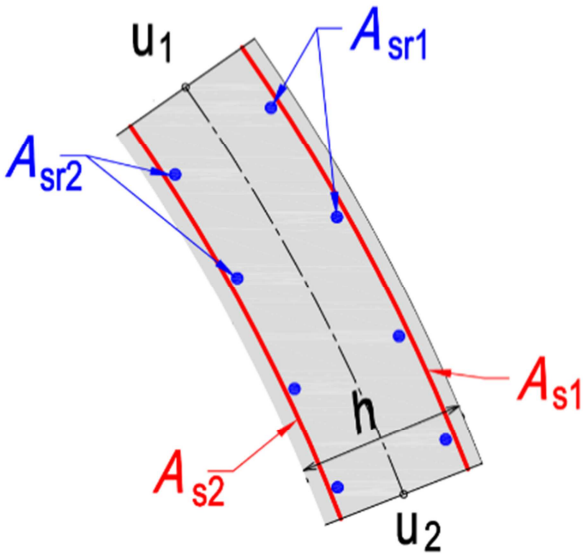
3.2.2.1 **Účelová funkce**

Účelová funkce v této studii vyjadřuje požadavek minimalizace nákladů (ceny) na pořízení armokoše a betonové části ostění ze stříkaného betonu. Optimalizované proměnné (viz obrázek 40) a jejich značení jsou:

– tloušťka ostění h,
– plocha nosné výztuže na rubové straně ostění A_{s1},
– plocha nosné výztuže na lícové straně ostění A_{s2}.

Kromě uvedených proměnných je v účelové funkci započítána i cena rozdělovací výztuže o ploše A_{sr1} a A_{sr2} příslušející hlavním výztužím. Plochy výztuží jsou vztaženy na 1 m šířky průřezu.

Do hmotnosti výztuže v účelové funkci jsou zahrnuty i kotevní a stykovací délky výztuží.



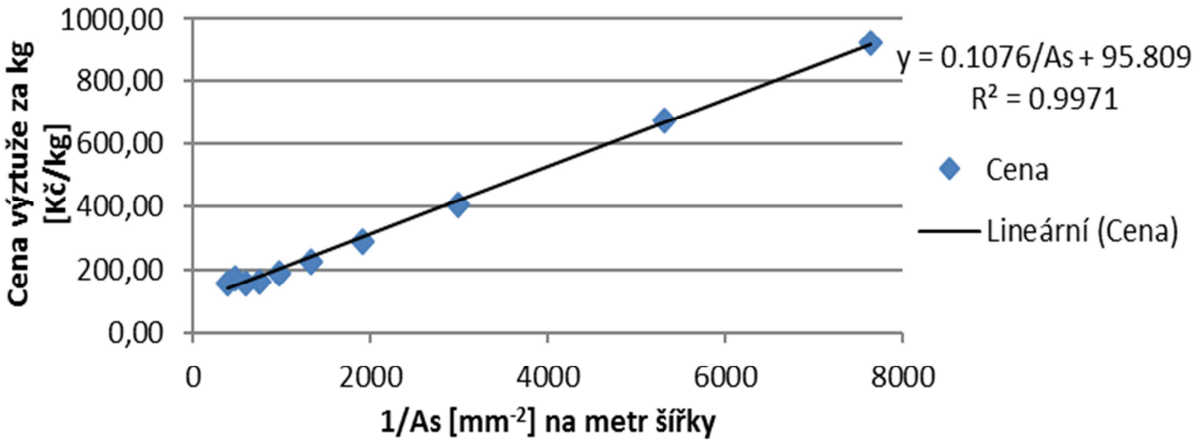
Obr. 40 Optimalizované proměnné

Ceny vstupující do výpočtu hodnoty účelové funkce jsou uvažovány následovně:

– stříkaný beton ve dvou cenových variantách a to standardní cena cca 10 000,- Kč/m^3 betonu a cena minimální cca 7 000,- Kč/m^3,

– ocelová výztuž 30,- Kč/kg výztuže (tj. 20,- Kč/kg za materiál, 5,- Kč/kg zhotovení armokoše, 5,- Kč/kg za osazení),

– u GFRP výztuže je cena závislá na profilu výztuže a ne na hmotnosti výztuže jako u ocelové výztuže. Pro výpočet byla tato závislost aproximována za předpokladu, že pruty budou od sebe vzdáleny po 150 mm, viz obrázek 41 (A_s je plocha výztuže v mm^2 vztažená na metr šířky průřezu). K ceně byla přidána částka 5,- Kč/kg za svázání a osazení armokoše (hmotnost GFRP výztuže je cca 3,7 krát nižší než betonářské výztuže).



Obr. 41 Aproximace ceny výztuže lineární funkcí

3.2.2.2 **Omezující podmínky**

Požadavky kladené na výsledný návrh jako je spolehlivost, únosnost a trvanlivost představují omezující podmínky, které definují prostor přípustných řešení. V představené úloze je požadováno:

– splnění podmínek spolehlivosti mezního stavu únosnosti (MSÚ) namáhání ohybovým momentem a normálovou silou při zachování rovnováhy konstrukce,

– omezení posunů (průhybu) vybraných uzlů, tj. podmínky mezního stavu použitelnosti (MSP) při zachování rovnováhy konstrukce (se zohledněním snížení tuhosti ostění vlivem trhlin),

– konstrukčních zásad pro maximální a minimální množství (plochu) hlavní výztuže a minimální plochu rozdělovací výztuže vyplývající z normy ČSN EN 1992 -1-1,

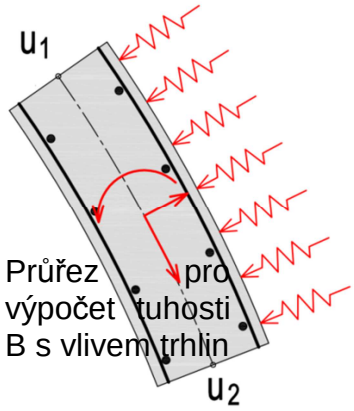
– konstrukčních omezení vyplývajících z uspořádání výztuže,

– případné další požadavky, jako je konstantní tloušťka ostění, stejné plochy výztuže na zadaném úseku (elementech) apod.

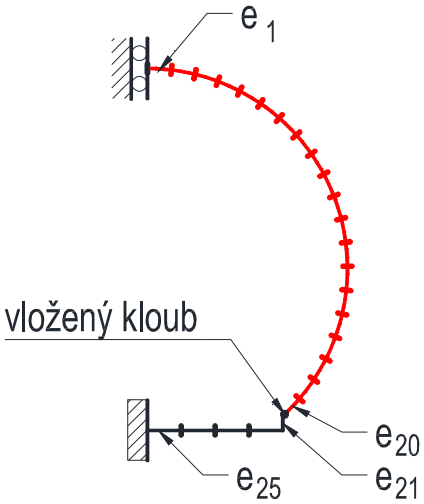
3.2.2.3 **Řešení**

Konstrukce ostění je diskretizována pomocí prutové metody konečných prvků (MKP). Interakce mezi konstrukcí a okolní zeminou, tj. tlaková odezva zeminy (reakce) na deformaci ostění je řešena pomocí modelu Winklerova podloží, viz obrázek 42.

Předpokládá se, že nová konstrukce ostění bude v patě uchycena do stávající počvy stykem, který nebude přenášet ohybové momenty a bude modelován jako kloubové připojení. Vzhledem k symetrii je řešena jen polovina konstrukce. Ostění je rozděleno na 20 elementů délky cca 275 mm (e_1 až e_{20}), ostění je ke stávající počvě (e_{22} až e_{25}) připojeno prostřednictvím tuhého prvku e_{21}, viz obrázek 43.



Obr. 42 Konečný prvek



Obr. 43 Diskretizace ostění tunelu

Optimalizační algoritmus je sestaven v algebraickém modelovacím systému GAMS, pro samotný proces optimalizace je používán nelineární řešič CONOPT3 (řeší spojitou úlohu nelineárního programování). Vzhledem k požadavku řešiče na

spojitost prvních derivací používaných funkcí (hladkost funkcí) a nutnosti použití numerické integrace je kód GAMSu propojen s dynamickou knihovnou (.dll) sestavenou k tomuto účelu v Delphi.

3.2.2.4 **Výsledky**

Jsou řešeny varianty pro standartní i minimální cenu betonu a oba druhy výztuže, značení variant řešení je zřejmé z tabulky 6.

Tabulka 6 Značení řešených variant

Cena betonu	**Druh výztuže**	
	Ocel	**GFRP**
10 000 Kč/m^3	‘Ocel_10‘	‘GFRP_10‘
7 000 Kč/m^3	‘Ocel_7‘	‘GFRP_7‘

3.2.2.4.1 Varianty s konstantní tloušťkou ostění a konstantní plochou výztuží po celé délce ostění

Výsledné optimální návrhy tloušťky ostění a vyztužení jsou shrnuty v tabulce 7. Porovnání cen segmentu ostění délky 1 m (bez počvy) je v tabulce 8. Optimální návrh ostění vyztuženého GFRP výztuží cca o 50% dražší oproti variantě s ocelovou výztuží (v případě uvažované ceny betonu 1000 Kč/m^3 o 49,3 % a v případě ceny betonu 7000 Kč/m^3 o 50,6 % dražší).

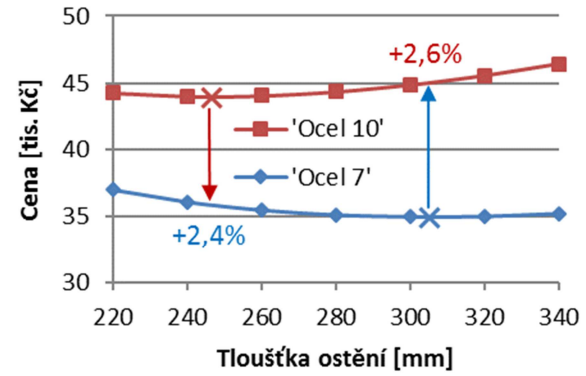
Tabulka 7 Výsledné návrhy

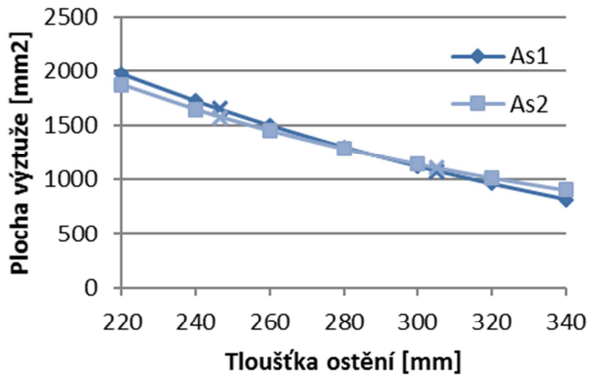
Varianta řešení	**‘Ocel_10‘**	**‘Ocel_7‘**	**‘GFRP_10‘**	**‘GFRP_7‘**
Tloušťka ostění [mm]	246	305	367	426
A_{s1} [mm^2]	1656	1084	1553	857
A_{s2} [mm^2]	1584	1111	1700	1234

Tabulka 8 Porovnání cen

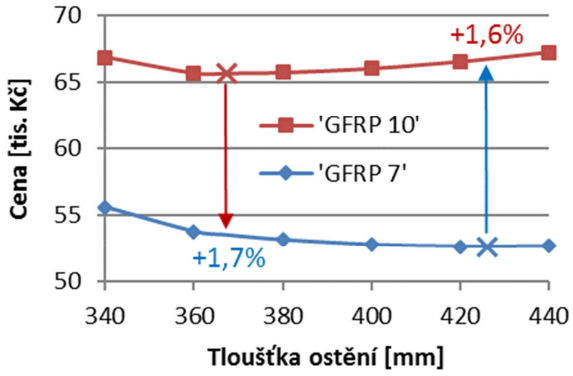
Varianta řešení	**‘Ocel_10‘**	**‘Ocel_7‘**	**‘GFRP_10‘**	**‘GFRP_7‘**
Cena za beton	27 153 Kč	23 538 Kč	40 507 Kč	32 890 Kč
Cena za výztuž	16 831 Kč	11 399 Kč	25 154 Kč	19 732 Kč
Cena celkem	43 984 Kč	34 938 Kč	65 661 Kč	52 623 Kč

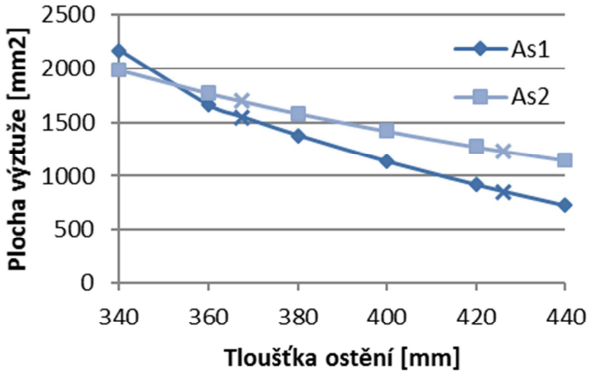
Ačkoliv jsou dle nastavené ceny betonu navržené optimální tloušťky ostění a vyztužení různé, cena se výrazně mění. Například v případě ocelové výztuže, pokud by se použilo optimalizované řešení (tj. tloušťka ostění a vyztužení) vypočítané pro beton s cenou 10 000 Kč/m^3, ale beton by ve skutečnosti stál 7 000 Kč/m^3, byla by cena jen o 2,58% větší, než kdyby se použilo optimalizované řešení pro beton s cenou 7 000 Kč/m^3. Dokladem tohoto jsou grafy na obrázcích 44 a 45 (v grafech jsou křížkem označena optimální řešení), které byly získány optimalizací ploch výztuží pro konstantní tloušťku ostění postupně zadávanou v krocích po 20 mm.





Obr. 44 Průběh účelové funkce ceny ostění a vyztužení v závislosti na tloušťce ostění (varianta s ocelovou výztuží)





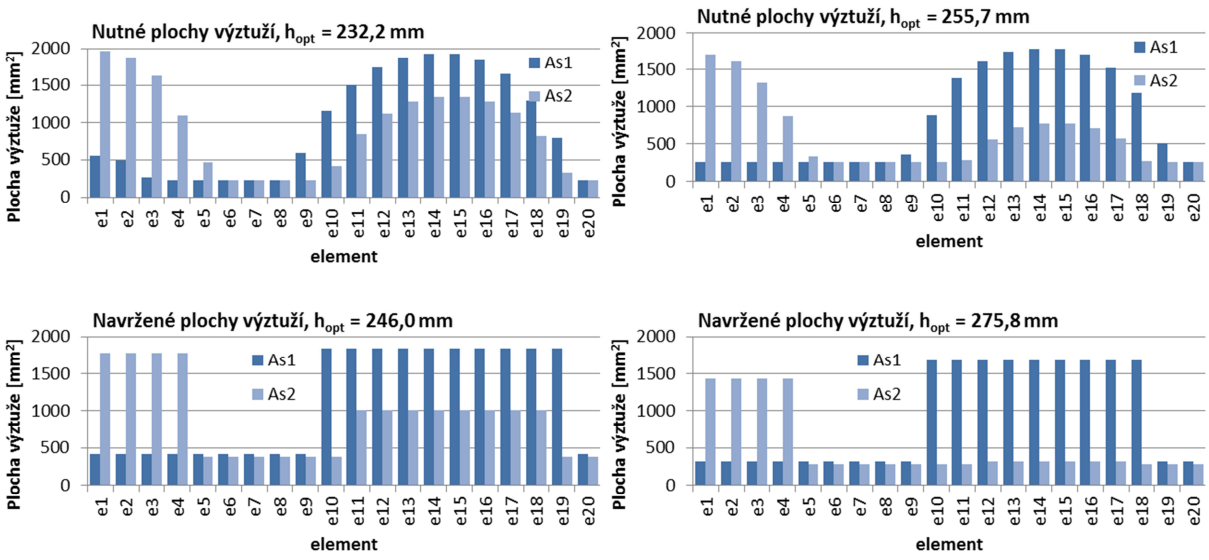
Obr. 45 Průběh účelové funkce ceny ostění a vyztužení v závislosti na tloušťce ostění (varianta s GFRP výztuží)

3.2.2.4.2 Varianty s konstantní tloušťkou ostění a výztuží konstantní po úsecích

V těchto variantách je výztuž po obvodě ostění navržená tak, aby základní vyztužení tvořila konstantní síť zesílená přídavnými pruty v místech s většími ohybovými momenty (zavedení tzv. výztužných typů). Opět jsou řešeny čtyři varianty uvedené výše.

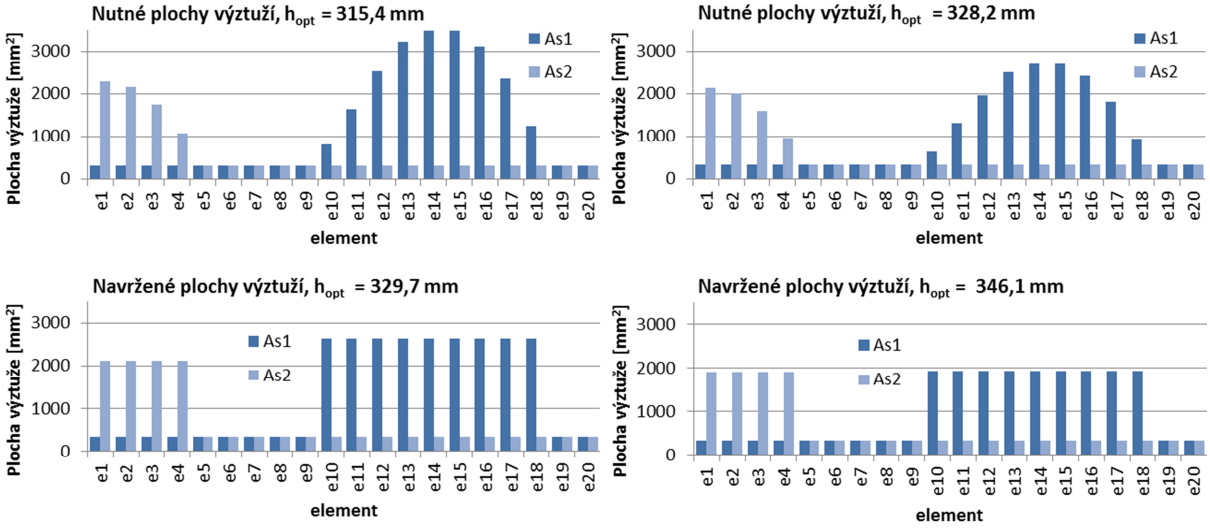
Pro odhad délky přídavných výztuží je použitý výsledek optimalizace, ve které byla zadaná pouze podmínka konstantní tloušťky ostění a výztuž byla ponechána variabilní (tj. různá na každém z elementů), jak je zřejmé z grafů s názvem Nutné plochy výztuží na obrázcích 46 a 47. Výsledné návrhy, ve kterých kromě požadavku konstantní tloušťky ostění jsou zavedeny i podmínky stejných ploch přídavných výztuží na vybraných elementech, jsou v těchto obrázcích uvedeny pod názvem Navržené plochy výztuží. Ve všech řešených variantách došlo jednak ke změně ploch výztuží, jednak ke zvýšení tloušťky ostění, tzn., že pouhé prodloužení výztuží podle grafů Nutných ploch výztuží není optimálním řešením.

Ceny navržených optimalizovaných variant jsou uvedeny v tabulce 9.



Varianta ‘Ocel_10‘ Varianta ‘Ocel_7‘

Obr. 46 Návrh ploch výztuže pro varianty s ocelovou výztuží



Varianta ‘GFRP_10‘ Varianta ‘GFRP_7‘

Obr. 47 Návrh ploch výztuže pro varianty s GFRP výztuží

Tabulka 9 Porovnání cen variant s výztužnými typy

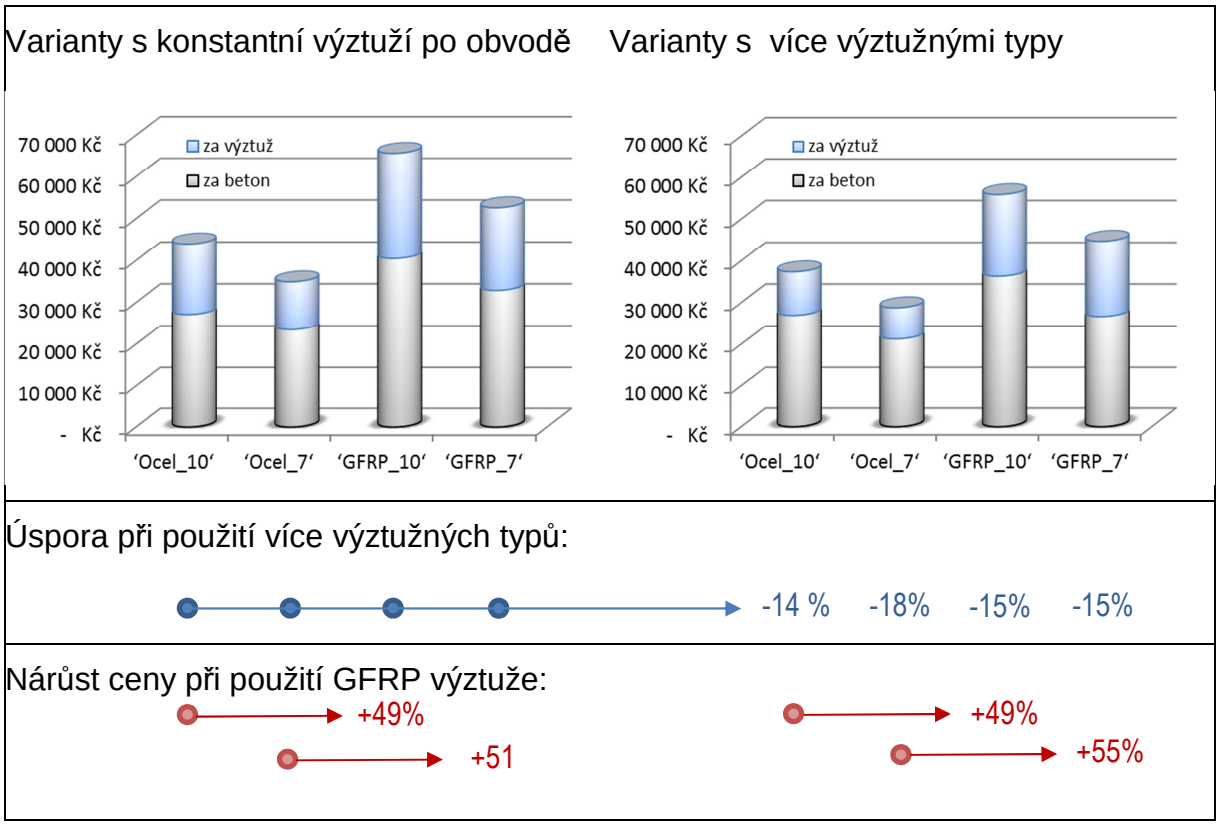
Varianta řešení	‘Ocel_10‘	‘Ocel_7‘	‘GFRP_10‘	‘GFRP_7‘
Cena za beton	27 135 Kč	21 290 Kč	36 354 Kč	26 714 Kč
Cena za výztuž	10 569 Kč	7 501 Kč	19 536 Kč	18 019 Kč
Cena celkem	37 704 Kč	28 792 Kč	55 890 Kč	44 733 Kč

3.2.2.5 **Závěry k optimalizaci návrhu**

Ze závěrečného porovnání, které je znázorněno na obrázku 48, vyplývá že:

– použití výztužných typů znamená úsporu mezi 14% až 18% z ceny ostění s konstantní výztuží,

– použití GFRP výztuže znamená nárůst ceny o 49% až 55% oproti odpovídající variantě ostění s ocelovou výztuží.



Obr. 48 Výsledné ceny řešených variant a jejich porovnání

Pokud by se do účelové funkce, tj. ceny zahrnuly i náklady na následné další sanace a opravy, výsledné návrhy by se jednak lišily od uvedených návrhů a výsledky by byly příznivější pro GFRP výztuž. Použití této výztuže je právě vhodné do prostředí řešeného tunelu, protože tato výztuž nekoroduje vlivem vlhkosti. Pro provedení takovéto optimalizace je potřeba znát odhad degradačních procesů pro oba typy výztuží včetně ceny jejich sanace.

Uvedenou metodu lze použit i pro návrh konstrukce ostění a nejen pro zesílení stávajícího ostění, jak je zde uvedeno.

3.2.3 Dodatečné vyztužení

Dodatečné vyztužení železového nebo i prostého betonu, výjimečně též zděného ostění tunelů s cílem zvýšit únosnost stávajícího ostění je možné několika způsoby:

a) Bez zvětšení tloušťky ostění

Vlepení výztužných prvků do předem vyfrézovaných drážek, kdy tato dodatečná výztuž přenáší tahová napětí soudržností s původním ostěním v celé délce vlepeného prvku (prutu). Nejčastěji se používá pro tzv. „sešití“ trhlin jak v příčném směru (např. odtržení portálové stěny) nebo trhlin v podélném směru (přetížené ostění nebo ztráta tvarové stability vinou degradace výplně spár).

Nalepení výztužných prvků na líc ostění – ocelové nebo nekovové lamely (sklolaminát, uhlíkové lamely apod.)

Vhodné přikotvení výztužných prvků k ostění – pruty nebo sítě. Přenos sil do přídatné výztuže je pak bodový lokální a plně závislý pouze na způsobu a kvalitě tohoto přikotvení. Tento způsob se obvykle používá pouze jako pomocný prvek proti vyjíždění/vypadávání zdících prvků zdiva. U tohoto způsobu dovyztužení je podstatná kvalita použitých materiálů a jejich odolnost proti atmosférickým vlivům, resp. agresivnímu prostředí v tunelu. Velmi často se proto používají sklolaminátové, karbonové a jim podobné materiály. Ohledně materiálů viz kap. 3.2.1.2, kap. 4.2 a kap 4.3.

b) Včetně zvětšení tloušťky ostění

Tento systém lze použít pouze v případě, že není na závadu zmenšení světlého profilu tunelu. Dodatečná výztuž (prutová nebo sítě) se přikotví ke stávajícímu ostění s určitým odstupem od jeho líce a následně se překryje vrstvou stříkaného betonu a vytvoří tak vnitřní lícovou skořepinu, která může významně zvýšit statickou únosnost původního ostění.

Extrémním případem zesílení ostění včetně zvětšení jeho tloušťky je vybetonování nového nosného ostění do starého, včetně vložení mezilehlé izolace. Původní ostění pak nemá prakticky žádnou nosnou funkci a funguje pouze jako ztracené rubové bednění[5] (viz Obr. 49).

[5] Samozřejmě při ryze mechanickém přístupu – za předpokladu nestlačitelné izolace - se zatížení na obě ostění rozděluje v poměru jejich tuhostí.

Obr. 49 Vybetonování nového ostění ze stříkaného betonu uvnitř starého (tunel Velký Prštický)

c) Provizorní dodatečné vyztužení

Nejčastěji používané prvky tohoto způsobu jsou ohýbané skružované prvky:

- běžné válcované profily U, I, T,
- důlní korýtkové profily,
- kolejnice,
- svařované příhradoviny,
- dřevěné profily skládané do skruží.

Tyto provizorní příložné vyztužující skruže nelze obvykle vyrobit jako jeden kus a musí být proto po obvodu líce ostění stykovány. Styky jednotlivých dílců mohou být tzv. „natvrdo“ (pomocí čelních šroubovaných přírub) nebo kluzně (třmeny). U kluzných spojů, používaných nejčastěji u důlní korýtkové výztuže, lze pak pomocí dotažení třmenů regulovat celkovou tuhost vložené skruže. Využívá se zejména tam, kde je potřebné a možné povolit jisté deformace, čímž lze získat výrazné snížení namáhání pomocné skruže.

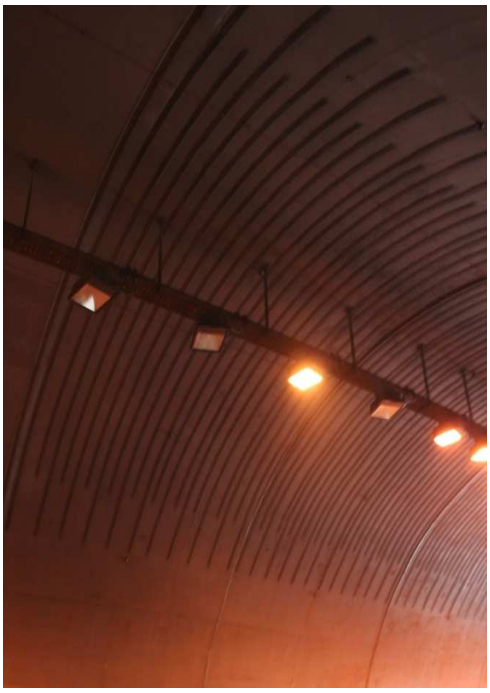
Velmi důležitým prvkem u provizorně podskružovaných tunelových kleneb je aktivace skruže na kontaktu provizorní skruže a původního ostění a rovněž průběžná

pravidelná kontrola funkce těchto aktivačních prvků. Používají se následující systémy:

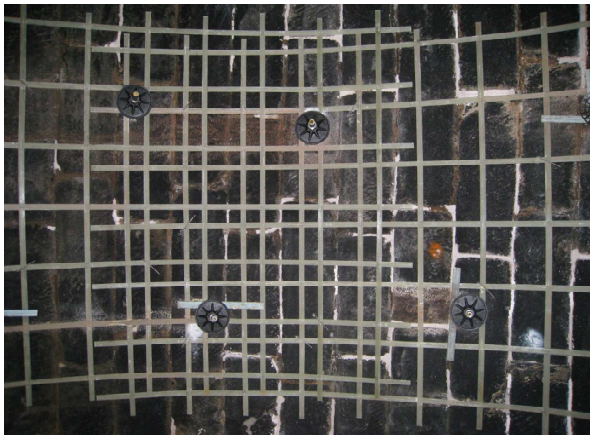
- dřevěné nebo ocelové klíny,
- pytlíky s rozpínavou cementovou maltou vkládané do prostoru mezi skruž a ostění,
- šroubové / závitové rektifikační prvky.

Příklady dodatečného vyztužení jsou na následujících snímcích (Obr. 50 až Obr. 56).

Obr. 50 Výztuž HELIFIX vlepovaná do drážek (podélná a příčná v klenbě tunelu Velký Prštický)



Obr. 51 Nalepované příčné uhlíkové lamely CARBODUR (tunel Hřebeč)



Obr. 52 Detaily přikotvení příložné sklo-laminátové sítě (Bohuslavický tunel)

Obr. 53 Příložné sítě ze sklolamináto-vých pásků (Bohuslavický tunel)

Obr. 54 Skružené válcované profily I (Bohuslavický tunel)

Obr. 55 Skružené válcované profily I – detail vyklínování dřevěnými klíny (Bohuslavický tunel)

Obr. 56 Provizorní podskružení dřevěnými profily (cihelná klenba hrobky v kostele sv. Josefa v Brně)

4. Materiály pro zesilování ostění tunelů

4.1 Spárovací materiály

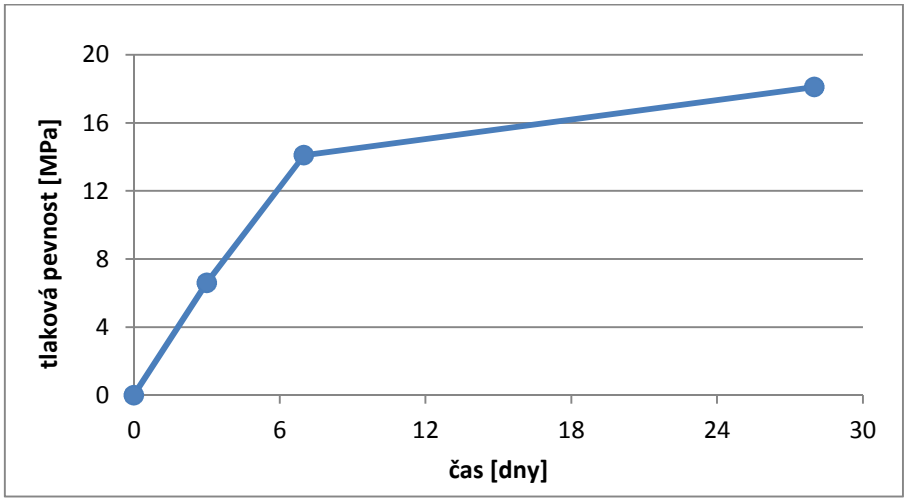
4.1.1 Materiálové charakteristiky

4.1.1.1 Tlaková pevnost

Tlaková pevnost spárovací hmoty je důležitý parametr pro celkovou pevnost zděné konstrukce. Ve výpočtu pevnosti zděné konstrukce $f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3}$ se zdící malta vyskytuje v mocnině 0,3.

Jiná situace je ovšem při sanacích zděných konstrukcí, kde se spárovací hmota aplikuje na minimální hloubku (maximálně 5 cm). Spárovací hmota se tak v podstatě na únosnosti zděné konstrukce nepodílí. Ovšem tlaková pevnost spárovacích hmot i v tomto případě musí být v určitém vztahu ke spárovanému zdivu. Při spárování pískovců je vhodné, aby pevnost spárovací hmoty korespondovala s tlakovou pevností pískovce (případně byla nižší než pevnost pískovce). Optimální pevnost spárovací hmoty se pohybuje kolem 20 MPa. Při aplikaci spárovacích hmot s velmi vysokými pevnostmi oproti spárovanému zdivu dochází k větší degradaci spárovaného zdiva a následná sanace zdiva je komplikovanější než sanace spárovací hmoty.

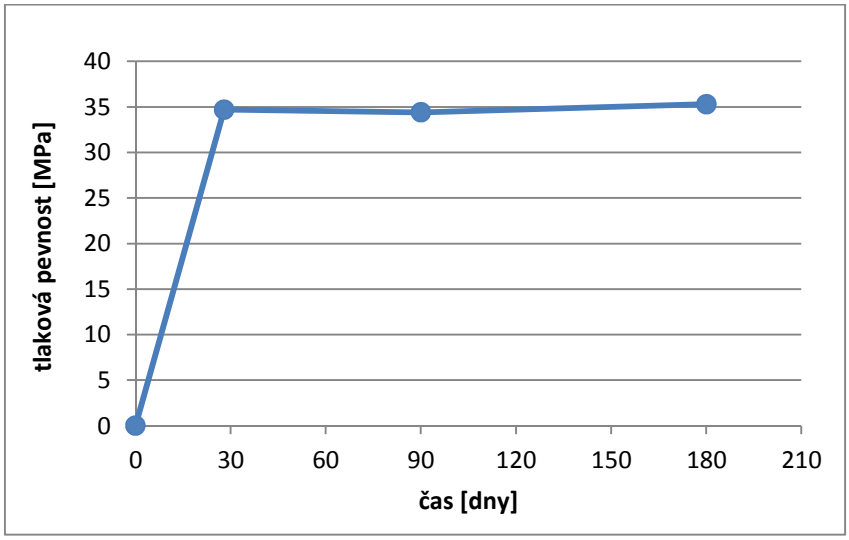
Naměřená tlaková pevnost vyvinuté spárovací hmoty dosahovala po 28 dnech 18,1 MPa se směrodatnou odchylkou 1,8 MPa. Pevnost byla stanovena na 4 vzorcích. Pro stanovení tlakové pevnosti byly použity zlomky trámečků 160x40x40 mm vzniklých při zkoušení pevnosti v tahu za ohybu. Vývoj Tlakové pevnosti v časových bodech 3, 14 a 28 dní zobrazuje Obr. 57.



Obr. 57: Tlaková pevnost vyvinuté spárovací hmoty

Ve stavebnictví se za výpočtovou, a tedy pro návrh konečnou hodnotou tlakové pevnosti považuje pevnost ve stáři vzorků 28 dní. Hodnota pevnosti v časovém bodě 28 dní nemusí být ovšem konečná. U spárovacích hmot převážně s necementovým

silikátovým pojivem se pevnost (a související parametry) ustalují velmi dlouho. U vyvinuté spárovací hmoty byla tlaková pevnost sledována po dobu až 180 dní a jak ukazuje Obr. 58, tlaková pevnost se s časem delším jak 28 dní příliš neliší a lze tedy 28-denní mechanické charakteristiky vyvinuté spárovací hmoty považovat za konečné.



Obr. 58: Vývoj dlouhodobé pevnosti spárovací hmoty

4.1.1.2 **Modul pružnosti**

Dalším mechanickým parametrem spárovací hmoty, který by měl být v relaci se spárovaným zdivem je modul pružnosti. Hodnota modulu pružnosti by měla být v optimálním případě nižší než hodnota modulu pružnosti spárovaného zdiva.

Měření modu pružnosti vyvinuté spárovací hmoty bylo prováděno na válcích s průměrem 55 mm a výškou 160 mm. Horní hrany byly před zkouškou upraveny seříznutím a zabroušením. Modul pružnosti byl měřen dynamickou a statickou metodou. Výsledkem obou měření je převodní koeficient κ_{cu}. Naměřené výsledky jsou uvedeny Tabulka 10. Statický modul pružnosti je označován $E_{c,s}$, dynamický modul pružnosti E_{cu}. Průměrná hodnota modulu pružnosti vyvinuté spárovací hmoty je 15,9 GPa. Modul pružnosti pískovcového zdiva se uvádí v rozmezí 20 až 70 GPa. Modul pružnosti spárovací hmoty je tedy nižší než modul pružnosti spárovaného zdiva, což bylo jedním z požadavků na spárovací hmotu.

Tabulka 10 Modul pružnosti spárovací hmoty

Stáří [dny]	Válec č.	E_{cu} [MPa]	$E_{c,s}$ [MPa]	$f_{c,cyl}$ [MPa]	κ_{cu}
28 dní	**1**	18 940	-	18,2	-
	2	19 160	-	17,1	-
	3	18 460	-	18,1	-
	4	19 350	15 210	16,4	0,79
	5	18 380	15 360	19,9	0,84
	6	18 460	17 140	17,5	0,93
	průměr	**18 800**	**15 900**	**17,9**	**0,85**
	sm.odch.	410	1 080	1,20	0,07

4.1.1.3 **Mrazuvzdornost**

Mrazuvzdornost je parametr spárovací hmoty přímo související s její trvanlivostí a použitelností v exteriéru. Mrazuvzdornost je zkoušena podle normy ČSN 73 1322. Ověření mrazuvzdornosti vyvinuté spárovací hmoty bylo provedeno pomocí 18 zkušebních těles o jmenovitých rozměrech 40 × 40 × 160 mm.

Za referenční trámečky bylo vybráno 6 zkušebních těles, u kterých byla stanovena pevnost v tahu za ohybu dle ČSN EN 196-1. Na zlomcích trámečků byla poté stanovena pevnost v tlaku dle stejné normy. Vyhodnocení mrazuvzdornosti probíhalo vždy po 25 cyklech zmrazování a rozmrazování na třech trámečcích.

Před destruktivním měřením byl také u vybraných těles určován dynamický modul pružnosti v tlaku dle normy ČSN 73 1371. Ze změny dynamického modulu pružnosti byl stanoven pokles této veličiny RDM (U) dle normy ČSN 73 1380, který může také sloužit k určení mrazuvzdornosti. Zkouška byla ukončena při dosažení 100 cyklů zmrazování a rozmrazování.

Tabulka 11 Měření mrazuvzdornosti u vyvinuté spárovací hmoty

Zkušební těleso	**E_{bu} [MPa]**	**$f_{cf,m}$ [MPa]**	**f_c [MPa]**	**m [g]**	**úbytek hmotnosti**
před zmrazováním					
F7	23 389	3,9	26,9	507,8	
25 zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů					
F7	23 850	3,4	27,9	508,7	-0,11%
50 zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů					
F7	24 317	3,7	24,9	505,7	0,43%
75 zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů					
F7	24 933	3,8	26,8	509,0	-0,10%
100 zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů					
F7	24 567	4,1	26,8	507,6	-0,10%

Tabulka 12 Mechanické parametry vyvinuté spárovací hmoty při měření mrazuvzdornosti

Počet cyklů	Zkušební těleso	Pevnost v tahu za ohybu				Pevnost v tlaku na zlomcích		
		F_{max} [N]	$f_{cf,m}$ [MPa]	průměr [MPa]	sm.odch. [MPa]	f_c [MPa]	průměr [MPa]	sm.odch. [MPa]
0	F7 1.1	1 605	3,77	**3,9**	0,28	23,9	**26,9**	3,39
	F7 2.1	1 690	3,99			26,6		
	F7 3.1	1 680	3,94			25,8		
	F7 4.1	1 870	4,32			32,6		
	F7 5.1	1 485	3,49			23,7		
	F7 6.1	1 595	3,72			29,0		
25	F7 1.3	1 285	3,03	**3,4**	0,37	24,7	**27,8**	2,82
	F7 4.2	1 435	3,37			30,1		
	F7 6.2	1 595	3,77			28,8		
50	F7 2.2	1 605	3,75	**3,7**	0,10	24,0	**24,9**	0,95
	F7 3.2	1 565	3,67			25,9		
	F7 5.3	1 555	3,55			24,7		
75	F7 2.3	1 680	3,97	**3,8**	0,46	25,6	**24,8**	1,48
	F7 3.3	1 410	3,24			25,7		
	F7 5.2	1 790	4,08			23,1		
100	F7 1.2	1 465	3,48	**4,1**	0,50	24,3	**26,8**	2,19
	F7 4.3	1 865	4,36			27,8		
	F7 6.3	1 856	4,34			28,3		

Tabulka 13 Procentuální poklesy sledovaných charakteristik spárovací hmoty

Sledovaná veličina	Zmrazovací a rozmrazovací cykly				
	0	25	50	75	100
RDM (U)	100 %	102 %	104 %	104 %	103 %
součinitel mrazuvzdornosti ($f_{cf,m}$)	100 %	88 %	94 %	97 %	105 %
f_c	100 %	103 %	92 %	99 %	99 %

Dle normy ČSN 73 1322 je možné mrazuvzdornost určit také pomocí poklesu pevnosti v tlaku nebo pomocí úbytku hmotnosti.

Na základě dřívějších zkušeností se ukazuje sledování poklesu hmotnosti jako neprůkazné. Jako málo průkazné se jeví také sledování procentuálního poklesu pevnosti v tlaku, neboť tlaková pevnost je na porušení vnitřní struktury materiálu při zmrazování a rozmrazování málo citlivá. Nejvhodnějším ukazatelem je tak procentuální pokles pevnosti v tahu za ohybu, který je dle normy ČSN 73 1322 po 100 zmrazovacích a rozmrazovacích cyklech u vyvinuté spárovací hmoty 105 %, přičemž minimální hodnoty 88 % dosáhl po 25 zatěžovacích cyklech. Beton (malta) je mrazuvzdorná, pokud součinitel mrazuvzdornosti neklesne pod hodnotu 75 %. Stejně

tak relativní dynamický modul pružnosti zjištěný pomocí ultrazvukové impulzové metody pod 75 % neklesl (jeho hodnota se pohybovala stále nad 100 %).

Spárovací hmota F7 je dle ČSN 73 1322 mrazuvzdorná na 100 cyklů.

4.1.1.4 **Přídržnost spárovací hmoty k podkladu**

Mimo pevnosti v tlaku a v tahu za ohybu je vhodné znát i velikost soudržnosti spárovací hmoty s podkladem. Tu lze stanovit například zkouškou „odtrhu“ zkušebních těles od podkladu. Přídržnost byla zkoušena na třech typech pískovce. U každého typu pískovce bylo zhotoveno 5 terčíků z vyvinuté spárovací hmoty. Konzistence spárovací hmoty dosahovala hodnoty dle Hägermanna 120 mm po 15 setřeseních. Před výrobou terčíků byl pískovec navlhčen vodou a spárovací hmota byla následně zhutněna ve dvou vrstvách hutnicí tyčí. Vzorky byly po dobu 4 dní udržovány ve vlhku a poté byly uloženy na vzduchu. Průběh a výsledky zkoušky jsou zobrazeny na Obr. 59, Obr. 60 a Tabulka 14.

Obr. 59: Příprava vzorků pro zkoušku přídržnosti

Obr. 60: Měřicí přístroj a vzorky po provedení zkoušky

Tabulka 14 Výsledky zkoušky přídržnosti spárovací hmoty s podkladem

číslo vzorku	vzorek 1		vzorek 2		vzorek 3	
	červený pískovec		černý (kámen)		šedý pískovec	
	hodnota odtrhu [MPa]	typ poruchy	hodnota odtrhu [MPa]	typ poruchy	hodnota odtrhu [MPa]	typ poruchy
1	1.802	A / B	0.726	A / B	1.916	B
2	1.521	A / B	0.828	A / B	0.656	A / B
3	2.928	B	0.694	A / B	1.961	B
4	1.827	A / B	0.132	A	0.821	A / B
5	1.191	A / B	0.376	A	1.047	A / B

Vysvětlivky k tabulce:

A … kohezní porucha v podkladu (odtrh v kameni)

A / B … adhezní porucha na rozhraní podkladu a naneseného materiálu

B … kohezní porucha v naneseném materiálu

Průměrná hodnota velikosti odtrhu je značně závislá na zkoušeném podkladu. V případě pískovce s označením 1 dosahovala průměrná hodnota odtrhu hodnoty 1,59 MPa při uvažování pouze porušení A/B. U druhého pískovce byla průměrná pevnost při tomto typu porušení 0,75 MPa. Poslední zkoušený typ pískovce dosahoval průměrné pevnosti při typu porušení A/B hodnoty 0,84 MPa.

4.1.1.5 **Smyková pevnost spárovací hmoty**

Další možností, jak kvantifikovat velikost soudržnosti spárovací hmoty s podkladem je vyjádření odolnosti materiálu proti protlačení smykové odolnosti spárovací hmoty. Při zkoušce je měřena síla potřebná k protlačení spárovací hmoty otvorem. V pískovcových blocích byly vytvořeny otvory o průměru 6 cm (viz Obr. 61), které byly následně vyplněny spárovací hmotou o výšce cca 3 cm.

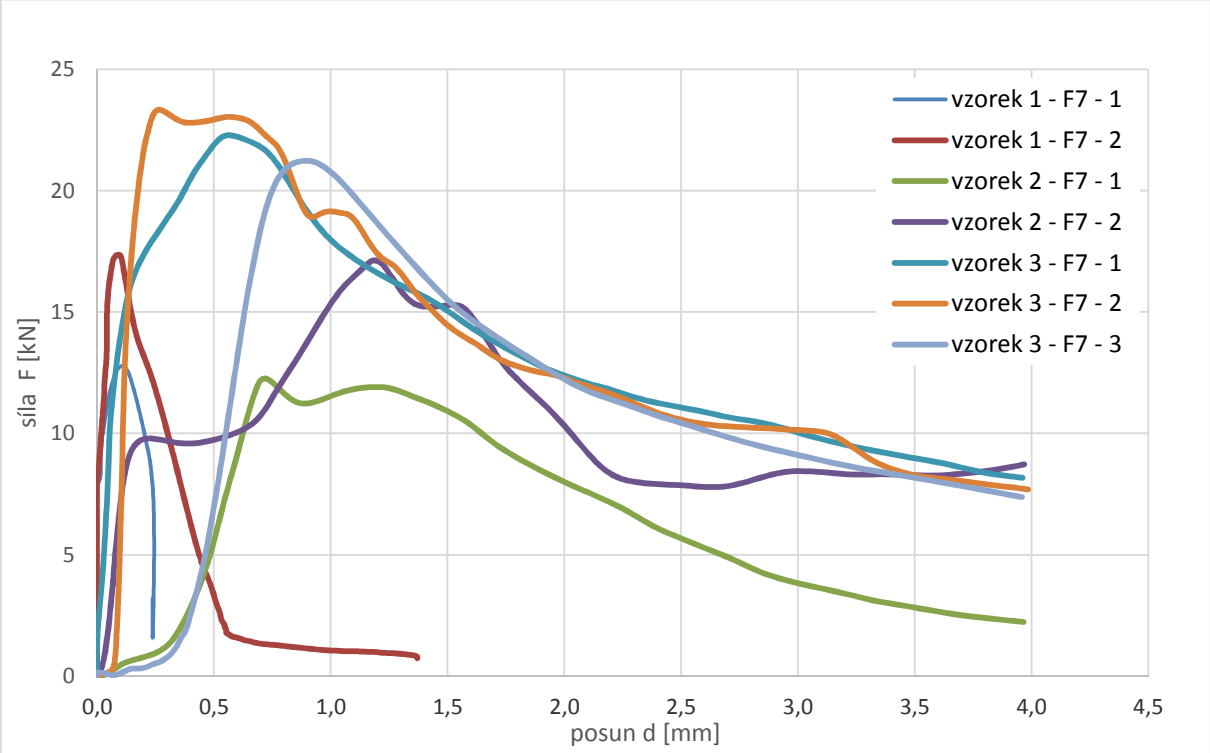
Naměřené hodnoty shrnuje Tabulka 15 a Obr. 63. Z naměřených výsledků je opět patrné, že i při této zkoušce docházelo k značnému rozptylu hodnot.

Tabulka 15 Naměřené hodnoty velikosti síly a odpovídajícího posunu

	vzorek 1		vzorek 2		vzorek 3		
	F7-1	F7-2	F7-1	F7-2	F7-1	F7-2	F7-3
max. velikost síly [kN]	12,78	17,36	12,26	17,13	22,28	23,33	21,23
posun při max. síle [mm]	0,12	0,098	0,725	1,183	0,563	0,279	0,898

Obr. 61: Tělesa pro zkoušku protlačení spárovací hmoty

Obr. 62: Průběh zkoušky protlačení spárovací hmoty



Obr. 63: Průběh velikosti síly v závislosti na posunu při protlačení spárovací hmoty

4.1.2 Odolnost vůči agresivnímu prostředí

4.1.2.1 Obecný pohled

Má-li být aplikovaná spárovací hmota plnohodnotně použitelná, musí vykazovat i odpovídající trvanlivost. Trvanlivost lze přitom obecně definovat jako schopnost věci (konstrukce, hmoty apod.) plnit svoji funkci po požadovanou dobu – dobu trvanlivosti. Základní otázkou pak samozřejmě je, jak dlouhá má tato doba být, případně jak její dosažení ověřit.

V ideálním případě by trvanlivost spárovací hmoty měla odpovídat trvanlivosti celé konstrukce, v níž se hmota uplatňuje, zde tedy obezdívky tunelů. Je zřejmé, že obezdívka je kompozitní konstrukcí (sestávající ze zdících prvků, zde obvykle kamenných, a vlastní spárovací hmoty), která spolupůsobí s okolním prostředím. V onom ideálním případě by tedy trvanlivost spárovací hmoty měla odpovídat trvanlivosti kamenných prvků, které spojuje. To je však obecně obtížně dosažitelné, už jen proto, že kámen je přírodní materiál, jehož vlastnosti se liší podle druhu (horniny) i lokality, z níž byl vytěžen. Bude samozřejmě záležet též na tom, v jakém prostředí se má požadované trvanlivosti dosáhnout, respektive jaké je na zájmové lokalitě vnější působení.

V případě použití žulových zdících prvků nebude pravděpodobně možné dosáhnout shodné trvanlivosti spárovací hmoty, která bude vždy nižší, než je trvanlivost hlubinné vyvřelé horniny - žuly. Naproti tomu v případě užití pískovcových zdících prvků může být naopak kritickou trvanlivost horniny - pískovce. Pískovec je sediment vzniklý spojením klastického materiálu s rozměrem zrn do 2 mm (nejčastěji křemičitého písku) pomocí pojivového tmele. Pojivový tmel, v geologické terminologii

„cement“ (nezaměňovat s běžně používaným Portlandským cementem) je obvykle tvořen Ca a Mg uhličitany či jejich směsí (kalcit, dolomit, siderit). Právě tento cement - tmel je obvykle tou částí pískovce, která nejčastěji ovlivňuje jeho trvanlivost.

Zda, a do jaké míry bude trvanlivost rozhodujících komponent obezdívky tunelu ohrožena, ovšem závisí na mnoha dalších parametrech. Jsou to především:

a) zdroj agresivního působení,

b) nositel agresivního působení,

c) druh agresivního působení

d) chemické a fyzikální dopady agresivního působení na sledovanou konstrukci.

ad a) Zdroj agresivního působení může být **přirozený**, když například sírany SO_4^{2-} se v přírodě mohou uvolňovat zvětráváním a rozkladem některých hornin (např. pyrit). Podobně oxid uhličitý CO_2 vznikající při geotermálních procesech může pronikat puklinami v horninách z podložních vrstev země. Původ ale také může být **antropogenní,** kdy činností člověka vznikly nejrůznější látky, které následně s větší či menší mírou tolerance původce pronikají do okolního životního prostředí. Sírany tak můžeme nalézt v okolí chemických závodů apod. Jde např. o skládky zelené skalice. Oxid uhličitý může zase vznikat při biodegradaci organických odpadů. Typické je, že antropogenní původ přináší obvykle komplexnější media s vyšší koncentrací agresivních látek.

ad b) Nositele agresivního působení uvažujeme obvykle podle skupenství, v němž se agresivní medium nachází. Vynecháme-li exotickou „plasmu“, může jít reálně o prostředí kapalné, pevné a plynné. Nejčastějším nositelem agresivního působení je prostředí kapalné, ve většině případů je to voda a vodné roztoky medií, což je logické vzhledem k zastoupení tohoto media na zemském povrchu. V řadě norem a doporučení sice najdeme limity agresivních látek i pro prostředí pevné – obvykle zeminu, ovšem transport většiny agresivních látek v ní je bez přítomnosti kapalného nosiče jen těžko možný. Naopak častým nositelem je prostředí plynné. Známé je agresivní působení plynného CO_2 (obsaženého ve vzduchu) na silikátové kompozity s pojivem na bázi portlandského cementu. Je ovšem nutno podotknout, že i aby ke korozní reakci mohlo dojít, musí být přítomna voda, byť jen ve formě chemicky nevázané vody v kapilárách atakovaného kompozitu. Voda (obecně prostředí kapalné) se navíc obvykle intenzivně podílí na odstraňování produktů korozní reakce z procesní zóny koroze. To je důležitý faktor, pokud totiž nejsou produkty korozní reakce odstraňovány z procesní zóny koroze, ta se obvykle zpomaluje a někdy i zastavuje.

ad c) Druhem agresivního působení obvykle rozumíme jeho chemickou či fyzikální podstatu. Obecně existuje velké množství chemických individuí, jejichž působení na sledované materiály můžeme označit za agresivní. Mezi nejfrekventovanější patří již zmíněný oxid uhličitý (v plynné formě i jako rozpuštěný ve vodě), dále sírany (ionty SO_4^{2-}), chloridy či ionty hořčíku, různé kyseliny ale i nízce mineralizovaná (tzv. „hladová“) voda. Vedle chemické podstaty korozní reakce způsobené příslušným agresivním mediem je velmi důležité, jak intenzivní tato reakce je nebo může být v důsledku parametrů prostředí i atakované hmoty. Velmi důležitým ukazatelem je proto koncentrace agresivního media v nositeli (obvykle vodě), většinou udávaná

v mg/l. O tom jak intenzivní je určitá korozní reakce rozhodují nejen chemické vlastnosti atakované hmoty (tj. jak chemicky reaktivní je s aktuální agresivní látkou) ale i její fyzikální vlastnosti a celková situace na zájmové lokalitě. Záleží tedy i na permeabilitě (propustnosti) vlastní atakované hmoty, a hydraulickém (obecně tlakovém) gradientu jeho působení na zájmové lokalitě.

Jak je snad z výše uvedeného zřejmé, je problematika koroze stavebních látek (zde primárně obezdívky tunelů) velice komplexní a dosti náročnou disciplínou. Situaci ještě dále komplikují chemické a fyzikální dopady agresivního působení na sledovanou konstrukci či hmotu (ad d)). Vzhledem ke složení obvyklých spárovacích hmot (silikátový kompozit s pojivem na bázi Portlandského cementu či latentně hydraulických látek) lze uvažovat v zásadě se stejnými typy korozního působení, jaké jsou již známy vzhledem ke klasickému betonu. Podle projevu v korodované hmotě lze pak korozivní působení rozdělit na:

a) Působení, při kterém vznikají v betonu (spárovací hmotě) expanzivní novotvary, které postupně vyplňují strukturu hmoty, do které vnáší tahová napětí. Po dosažení kritického množství novotvarů způsobí tyto rozpad (roztrhání) betonu. (Typické pro síranovou korozi, částečně i pro účinky chloridů.)

b) Působení, při kterém vznikají v betonu (spárovací hmotě) novotvary nemající vazné vlastnosti, takže po dosažení jejich kritické koncentrace způsobí ztrátu mechanické pevnosti a někdy i rozpad betonu. (Jde především o ionty hořčíku, lze sem zařadit i působení CO_2.a některých kyselin)

c) Působení, při kterém je pojivo rozkládáno a následně odstraňováno z matrice betonu. Typické pro toto působení je, že se koncentruje přednostně do oslabených oblastí (s nejvyšší propustností), kde dochází k rychlé místní destrukci hmoty. Jako příklad lze uvést působení hladových vod.

4.1.2.2 **Stanovení trvanlivosti konkrétní hmoty v konkrétním prostředí**

Stále častějším požadavkem provázející aplikaci zejména nových hmot je průkaz jejich trvanlivosti obecně nebo jen v určitých konkrétních podmínkách. Základní, ovšem experimentálně, finančně i časově velmi náročnou možností je metoda vícenásobné regresní analýzy. Při ní se stanoví jako základní regresní závislost degradace sledované hmoty v čase. Vedle této základní závislosti je ještě třeba zjistit (znát) regresní závislost rychlosti degradace na koncentraci uvažované agresivní látky a závislost rychlosti degradace na velikosti atakovaného tělesa (vzorku), případně na charakteristice vyjadřující podíl atakované plochy prvku (vzorku) k jeho vlastnímu objemu. Tuto velmi náročnou metodu rozpracovali během desítek let experimentálních a teoretických prací v minulém století na SAV-ÚSTARCH Bratislava Jambor, Živica i další nejen na uvedeném pracovišti, ale i ve spolupracujících organizacích. I při znalosti některých publikovaných výsledků jejich práce (ty ovšem nejsou kompletně veřejně dostupné) by samotné nutné doplňující experimenty trvaly 1 až 2 roky. Proto této metody lze využít jedině tam, kde je k tomu dostatečný prostor.

Druhou, námi při testování trvanlivosti vyvinuté hmoty použitou metodou je metoda komparativní (porovnávací). Porovnávat obecně lze samozřejmě velké množství entit

a parametrů. V našem případě jsme se rozhodli porovnat korozní odolnost námi nově navržené spárovací hmoty (pracovní označení F7) s korozní odolností v praxi dlouhodobě používané a osvědčené hmoty MA[6]. Bude-li za stejných podmínek odolnost nově vyvinuté hmoty stejná nebo lepší, lze to považovat za průkaz její dostatečné odolnosti (trvanlivosti) v podmínkách při nichž proběhlo testování.

4.1.2.3 **Příklad koncepce a hodnocení rychlého ověření trvanlivosti spárovací hmoty.**

Při rozboru výše uvedených mechanizmů koroze a funkce obezdívky tunelů jsme dospěli k názoru, že obecně nejnebezpečnější pro spárovací hmotu bude kombinace působení b) a c), což v praxi bude obvykle hladová (nízce mineralizovaná) voda obsahující rozpuštěný oxid uhličitý (CO_2). Vzhledem k limitovaným podmínkám (čas, náklady) projektu jsme se rozhodli experimentálně ověřit odolnost vyvinuté spárovací hmoty jen v podmínkách odpovídajících tomuto korozivnímu působení.

4.1.2.4 **Definice podmínek laboratorní zkoušky**

Základními atributy laboratorní zkoušky byly:

– **Korozní (agresivní) prostředí**, kterým byla de-ionizovaná voda s obsahem oxidu uhličitého ve formě agresivní na vápenec, a tedy i na kalcium-hydro-silikáty pojiva spárovací hmoty. V průběhu zkoušky bylo korozní prostředí pravidelně obnovováno (výměna vody s rozpuštěnými produkty koroze za čerstvou de-ionizovanou vodu a její dosycování CO_2) a sledováno.

– **Urychlení procesu koroze** oproti možným reálným podmínkám spočívalo v již zmíněném využití často obnovovaného korozního prostředí a dále zkušebních vzorků s relativně vysokým aktivním povrchovým modulem (poměr atakované plochy vzorku k jeho objemu).

– **Hlavními sledovanými parametry byly:**

  Změna hmotnosti vzorků, vzhled vzorků a lokální pevnost hmoty vzorků stanovaná mikro penetrací do řezu vzorku a na povrchu. Klasickou pevnost v tlaku celého vzorku nelze přesně stanovit, neboť koroze tohoto typu probíhá obvykle nerovnoměrně směrem od povrchu dovnitř vzorků. V průřezu vzorků lze proto identifikovat několik procesních zón s různými vlastnostmi.

– **Posouzení trvanlivosti** vyvinuté spárovací hmoty bylo provedeno porovnáním (komparací) jejích parametrů s výsledky dlouhodobě ověřené spárovací hmoty MA zkoušené souběžně za stejných podmínek. Dále bylo provedeno porovnání parametrů obou hmot uložených v agresivní lázni s parametry dosaženými při uložení v běžné pitné vodě z brněnské vodovodní sítě (referenční prostředí). Šlo tedy o dvojnásobně komparativní test.

[6] Při většině vývojových prací prováděných na VUT Brno bylo požadováno, aby vyvíjená spárovací hmota měla při nižší ceně vlastnosti srovnatelné s jistou, na trhu etablovanou, komerční spárovací hmotou. Z důvodů všeobecné korektnosti neuvádíme ve veřejně dostupných dokumentech přesné označení ani výrobce této hmoty, jen obecné označení „referenční hmota“ nebo „hmota MA“.

4.1.2.5 **Výsledky laboratorní zkoušky**

Při uložení vzorků v agresivní i běžné neagresivní vodě probíhá v jejich hmotě řada fyzikálních, fyzikálně-chemických i čistě chemických pochodů. Při chemických (korozních) pochodech dochází zejména k hydrolytickému rozkladu kalcium-hydrosilikátů pojiva, dále k reakci pojiva s CO_2 za vzniku ve vodě rozpustných hydrouhličitanů a k jejich postupnému vyluhování ze hmoty vzorků. Čistě fyzikálním (a nekorozním) procesem je dosycování kapilární struktury hmoty vodou.

a) Sledování změn hmotnosti v čase

Při sledování změn hmotnosti v čase jsme se snažili u naměřených změn hmotnosti testovaných hmot „odfiltrovat“ změny hmotnosti vzniknuvší v důsledku výše zmíněného dosycování vzorků zkoušených hmot vodou, případně obdobných primárně nekorozivních procesů. Proto se jednou z hlavních sledovaných veličin stal **hmotnostní diferenciál Δm** definovaný podle následujícího vztahu:

$$\Delta m = m_{V(i)} - m_{CO2(i)}$$

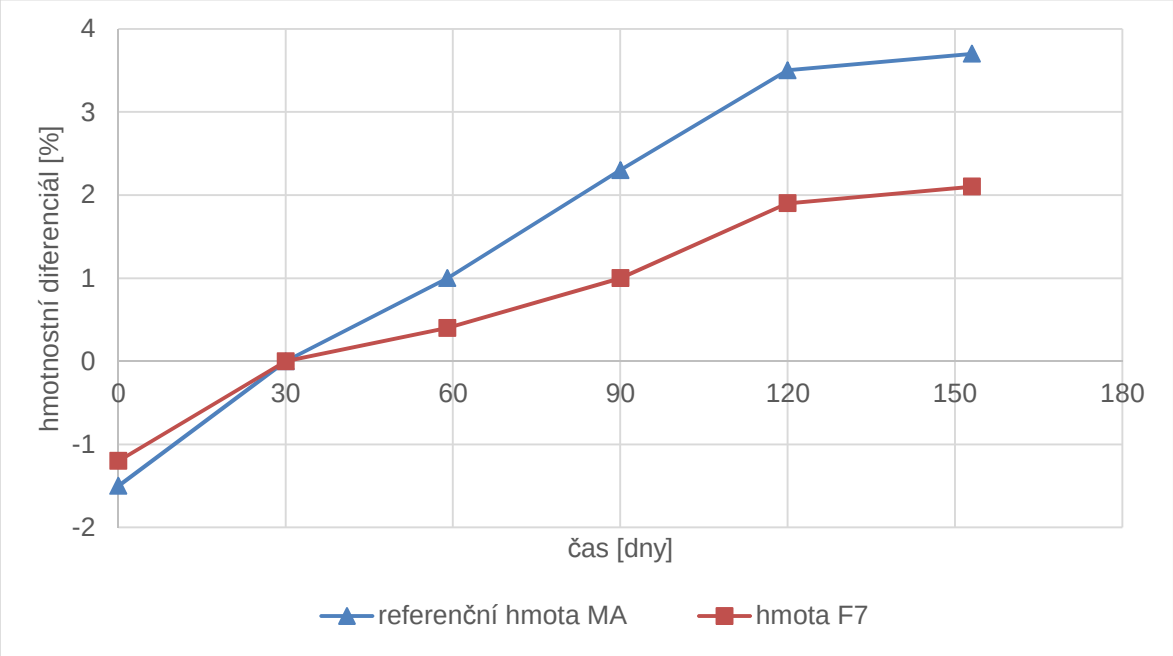
kde

i	je čas od počátku měření koroze (30 dní od vyrobení vzorků)	[dny]
$m_{V(i)}$	je relativní hmotnost vzorku uloženého ve vodovodní vodě v čase (i) vztažená k hmotnosti téhož vzorku naměřené v čase i=30 dní	[%]
$m_{CO2(i)}$	je relativní hmotnost vzorku uloženého v de-ionizované vodě s CO_2 v čase (i) vztažená k hmotnosti téhož vzorku naměřené v čase i=30 dní	[%]

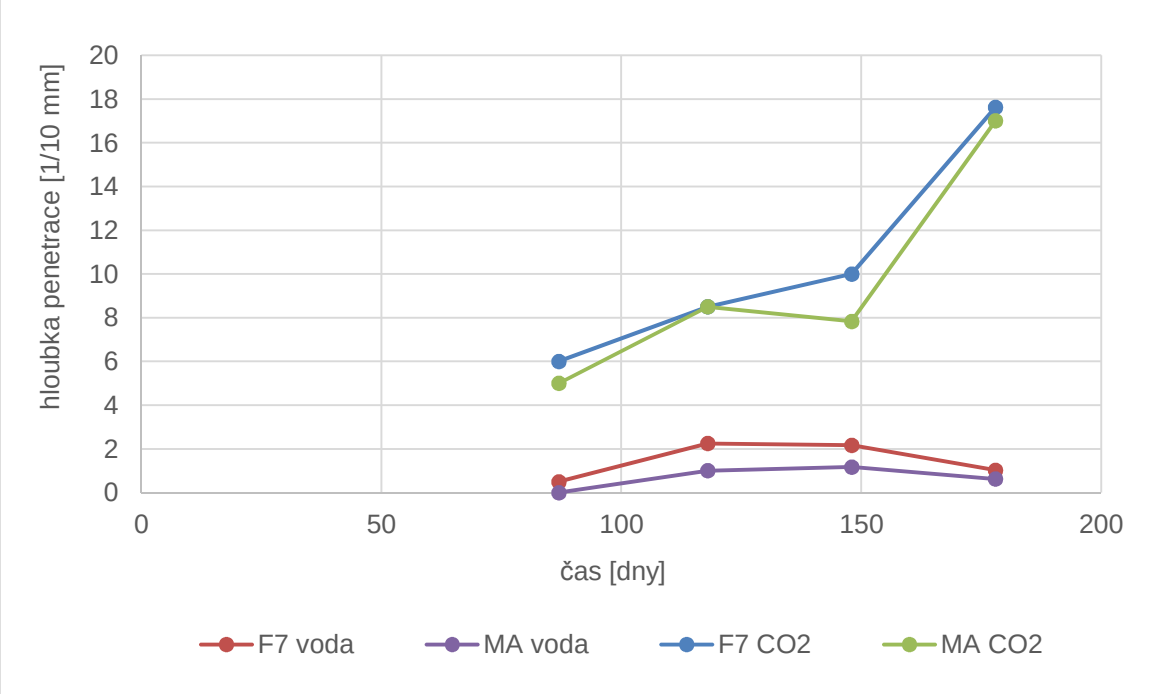
Změny hmotnostního diferenciálu obou testovaných hmot, tj. referenční (MA) a nově vyvinuté hmoty (F7) jsou znázorněny na připojeném Obr. 64.

b) Sledování pevnosti hmoty mikro-penetrací

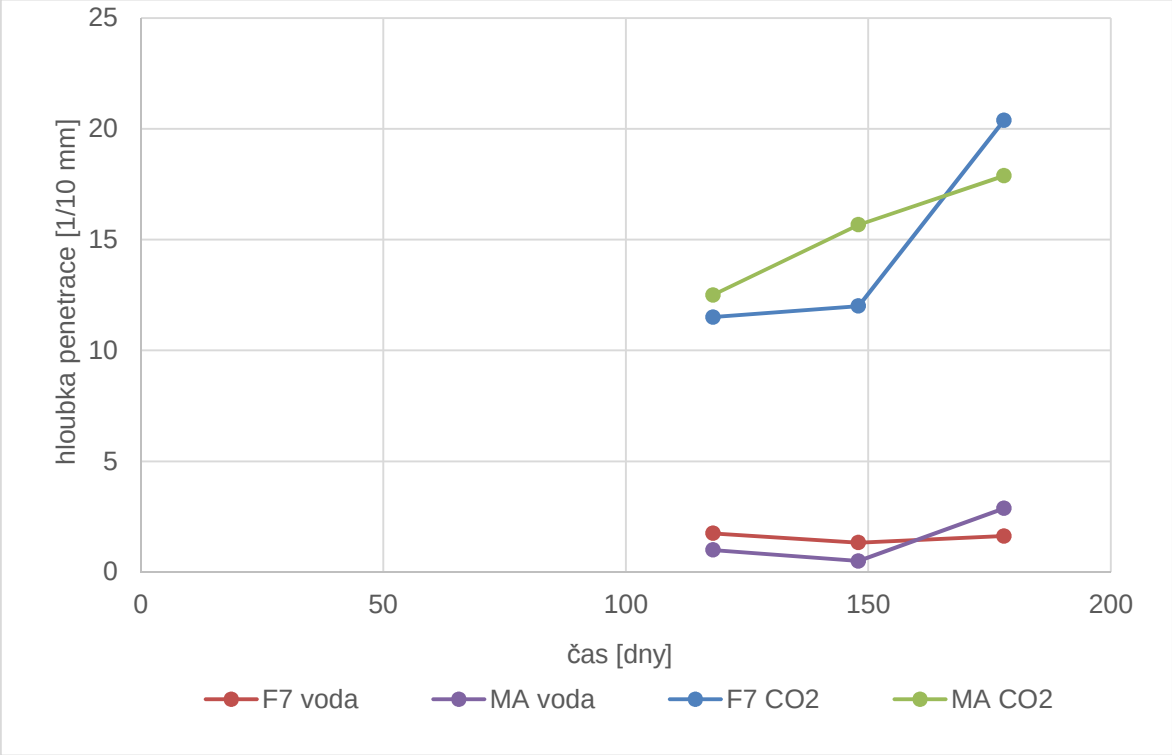
Koroze obou testovaných a porovnávaných hmot probíhala především od povrchových vrstev směrem dovnitř vzorků, tj. z hlediska objemu vzorků nerovnoměrně. Za takové situace nelze sledovat pevnost, jako základní mechanickou vlastnost příslušné hmoty, běžnými postupy. Naopak se osvědčilo sledování mechanické soudržnosti testovaných hmot penetrací či mikro-penetrací. Toto měření je založeno na měření hloubky ponoru „penetrační jehly“ do vzorků testovaných hmot. V našem případě šlo o vzorky o rozměrech 100x22x22 mm. Penetrační jehla byla vtlačována při všech měřeních konstantní silou, danou konstantní hmotností penetrující soustavy 834,5 g. Před každým měřením mikro-penetrací byl ze vzorku testované hmoty odříznut z jedné strany diamantovou pilou plátek o tloušťce cca 5 mm. Vlastní měření pak probíhalo tak, že byly provedeny dva až tři vpichy do střední části obnaženého „čela“ vzorku (tj. rovnoběžně s delším rozměrem vzorku) a dva až tři vpichy do jeho vnějšího povrchu (kolmo k delšímu rozměru vzorku). Vpichy do čela charakterizovaly spíše pevnost centrální části vzorku, kdežto vpichy do vnějšího povrchu spíše pevnost a hloubku napadené vrstvičky vzorků. Byly testovány jak vzorky ponořené do de-ionizované vody sycené CO_2, tak vzorky ponořené do běžné vodovodní vody. Naměřené hodnoty penetrace jsou vyneseny na Obr. 65 a Obr. 66.



Obr. 64 Změny hmotnostního diferenciálu testovaných hmot



Obr. 65 Hloubka penetrace do příčného řezu vzorků



Obr. 66 Hloubka penetrace do vnějšího povrchu vzorků

4.1.2.6 **Závěry z provedených měření**

Provedená měření ukázala, že zvolená metoda modelování korozních procesů je dostatečně účinná, když během několika měsíců vyvolala zřetelnou degradaci referenční i nově vyvinuté spárovací hmoty. Z hlediska sledovaných parametrů lze konstatovat, že oba sledované ukazatele, tj. diferenční úbytek hmotnosti i hloubka penetrace dokáží dobře vystihnout míru korozního napadení jemnozrnných silikátových kompozitních materiálů.

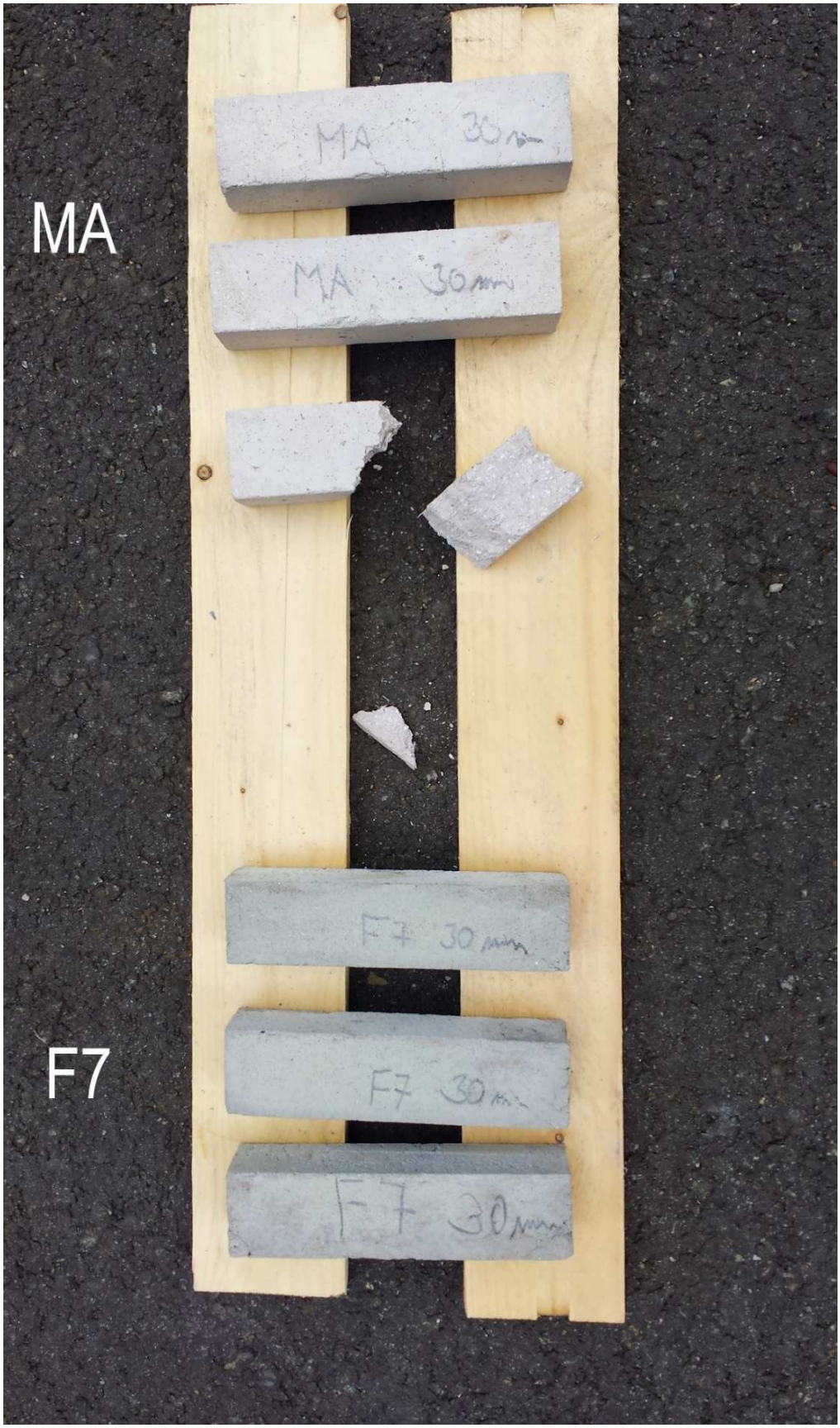
Současně lze konstatovat, že nově vyvinutá spárovací hmota označovaná pracovně jako F7 vykazuje za stejných podmínek zřetelně menší diferenční úbytek hmotnosti než hmota referenční. Současně měření mikro-penetrací ukázala, že degradace mechanických vlastností obou hmot probíhá (v rámci uvažované přesnosti měření) přibližně stejně rychle. Nově vyvinutou spárovací hmotu F7 lze tedy považovat za minimálně stejně odolnou vůči zvolenému typu agresivního působení jako je referenční hmota MA.

Souhrnně lze konstatovat, zvolená komparativní metoda je vhodná pro relativně rychlé stanovení vhodnosti aplikace nových hmot do definovaného agresivního prostředí. Záleží samozřejmě i na vhodně zvolené referenční hmotě a způsobu modelování agresivního prostředí.

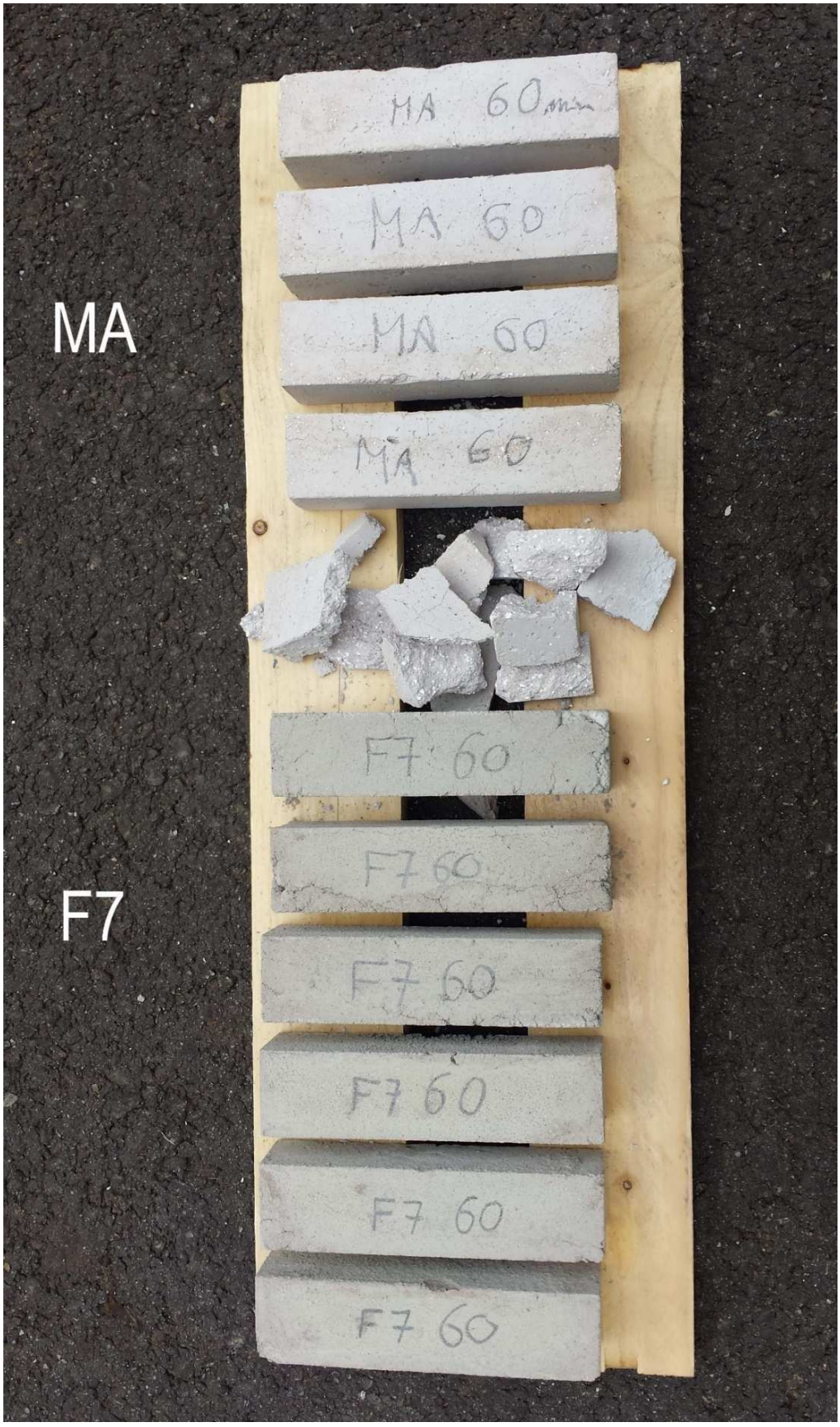
4.1.3 Vliv požáru/vysokých teplot

Vyvinutá spárovací hmota byla zkoušena i na účinky požáru. Pro zkoušku byly vyrobeny trámečky o rozměru 40×40×160 mm. Materiál byl zkoušen na požární celistvost. Porovnání vyvinuté spárovací hmoty bylo provedeno s komerční spárovací hmotou MA.

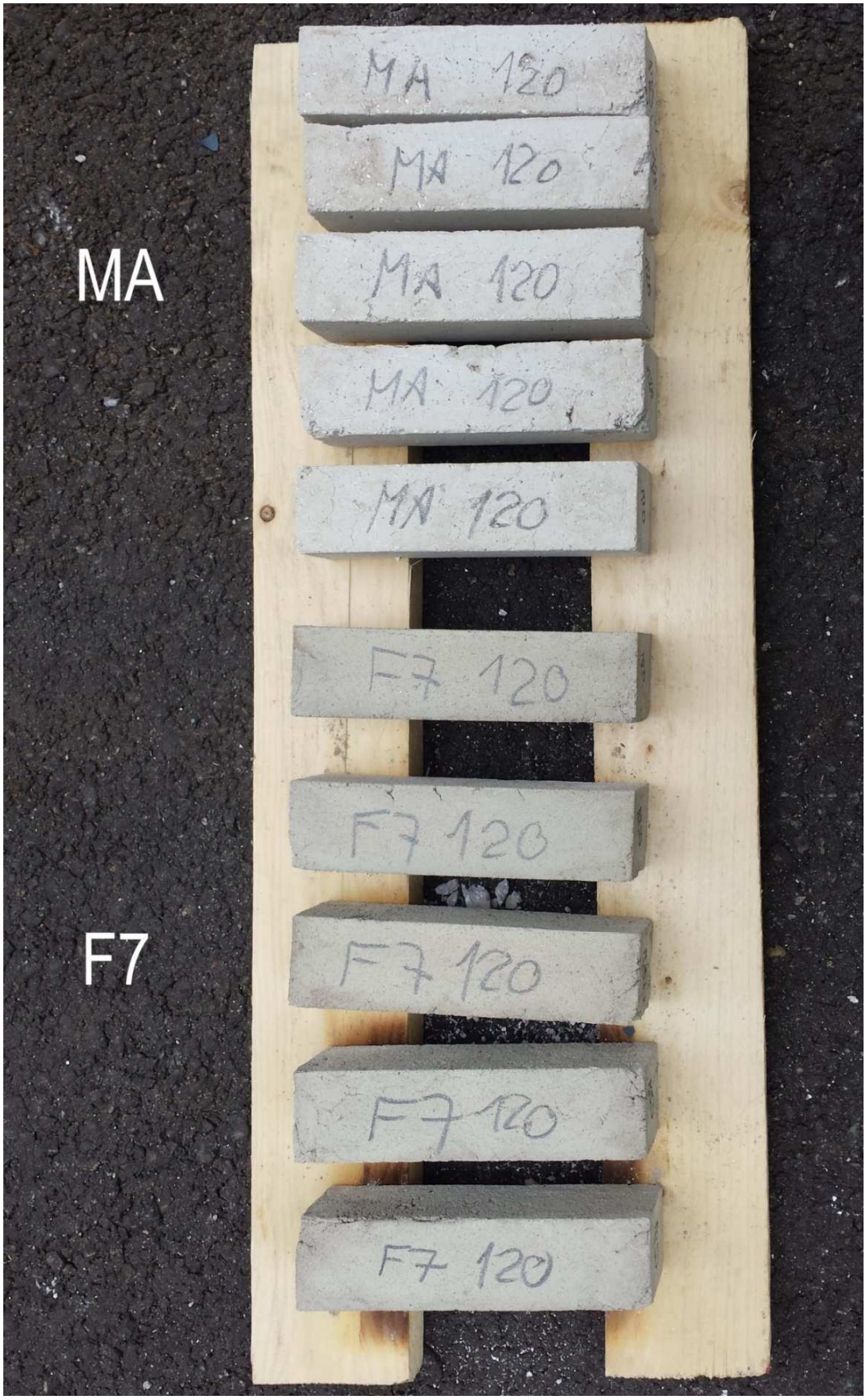
Obr. 67 Umístění vzorků v peci



Obr. 68 Vzorky po působení teplotního namáhání 30 min.



Obr. 69 Vzorky po působení teplotního namáhání 60 min.



Obr. 70 Vzorky po působení teplotního namáhání 120 min.

Tabulka 16 Pevnost v ohybu na trámcích po požární zkoušce

ozn. vzorku	číslo vzorku	působení požáru	stáří	m	r [kg*m^{-3}]		σ_{ohyb} [MPa]	
			[dny]	[g]	jedn.	průměr	jedn.	průměr
F7	1	0	162	468,0	1805,3	**1843**	5,9	**6,8**
	2			472,7	1847,9		7,6	
	3			482,4	1875,0		6,9	
F7	1	60	162	-		**-**	-	**0,1**
	2			-			0,1	
	3			-			0,1	
	4			-			0,1	
F7	1	120	162	-		-	0,1	**0,1**
MA	1	0	162	481,1	1853,8	**1852**	6,0	**5,1**
	2			491,7	1849,0		4,7	
	3			492,4	1852,1		4,4	
MA	1	30	162	424,9	1614,6	**1557**	0,2	**0,2**
	2			401,4	1498,5		0,2	
MA	1	60	0	-		-	0,1	**0,1**
MA	1	120	0	-		-	0,1	**0,1**

Tabulka 17 Pevnost v tlaku na zlomcích trámečků po požární zkoušce

ozn. vzorku	číslo vzorku	působení požáru	a	l	σ_{tlak} [MPa]		$s_{(n-1)}$
			[mm]	[mm]	jedn.	průměr	
F7	1L	0	39,8	40,0	24,6	**27,4**	**1,8**
	1P		39,8	40,0	26,1		
	2L		39,8	40,0	27,8		
	2P		39,8	40,0	27,7		
	3L		40,0	40,0	28,8		
	3P		40,0	40,0	29,5		
F7	1L	60	39,9	40,0	2,3	**2,7**	**0,5**
	1P		39,9	40,0	2,6		
	2L		40,0	40,0	2,2		
	2P		40,0	40,0	2,5		
	3L		40,1	40,0	3,4		
	3P		40,1	40,0	3,2		
F7	1L	120	39,8	40,0	2,1	2,1	-
	1P		39,7	40,0	2,1		
MA	1L	0	40,0	40,0	32,8	**31,8**	**0,8**
	1P		40,0	40,0	32,3		
	2L		39,9	40,0	30,4		
	2P		39,9	40,0	31,5		
	3L		40,0	40,0	32,0		
	3P		40,0	40,0	31,8		
MA	1L	30	40,1	40,0	2,4	**2,8**	**0,3**
	1P		40,1	40,0	2,9		
	2L		40,3	40,0	2,9		
	2P		40,3	40,0	3,0		
MA	1L	60	39,7	40,0	3,7	3,3	-
	1P		39,7	40,0	3,0		
MA	1L	120	39,4	40,0	1,5	1,6	-
	1P		39,4	40,0	1,6		

Z provedených experimentů, při kterých byly spárovací hmoty zatěžovány teplotou dle normové požární křivky v délce trvání 30, 60 a 120 minut, lze konstatovat, že vyvinutá spárovací hmota s označením F7 vyhověla na celistvost ve všech zkoušených časových intervalech. U srovnávací, komerčně vyráběné hmoty s označením MA bylo při zkoušce požární odolnosti zaznamenáno porušení některých vzorků v časových intervalech 30 a 60 minut.

Hlavní rozdíl mezi spárovacími hmotami byl v reakci zkušebních vzorků na vodu po provedení požární zkoušky. U vyvinuté spárovací hmoty došlo po zalití vodou k rozpadnutí vzorku, jak zobrazuje Obr. 71. U spárovací hmoty s označením MA došlo k úplné degradaci vzorku, viz Obr. 72. Rapidní snížení pevnosti po provedení požární zkoušky je patrné též z uvedených tabulek (Tabulka 16 a Tabulka 17). Pokles tlakové pevnosti byl více než desetinásobný. Z uvedeného vyplývá, že u konstrukcí vystavených účinkům požáru je následně nutné důkladné zhodnocení stavu a vlastností spárovacích hmot a ve většině případů bude nutná jejich hloubková sanace.

Obr. 71: Zkušební vzorek F7 po požární zkoušce a po aplikaci vody

Obr. 72: Zkušební vzorek MA po požární zkoušce a po aplikaci vody

4.2 Materiály pro plošné zesilování ostění

Beton je bezesporu nejčastěji používaným materiálem pro plošné zesílení ostění, a to buďto jako stříkaný nebo litý do bednění. Podrobněji je popsáno v kap. 3.2.

Stěrkové hmoty a sanační omítky lze považovat za zesilující materiály pouze částečně a pouze v případech, kdy tyto tvoří krycí vrstvu dodatečné výztuže (jejich podíl na zesílení ostění je ale v podstatě zanedbatelný, protože zde plní jinou funkci – ochranu dodatečné povrchové výztuže).

Přizdívky z cihel nebo kamene jsou alternativními materiály v případě zvláštních nároků na vzhled sanované konstrukce (zejména historického rázu) a z hlediska statického je nelze ve většině případů prakticky považovat za zesílení konstrukce, ale spíše jako obklad či povrchovou estetickou úpravu. Přizdívky ale mohou tvořit i zcela novou nosnou konstrukci, pokud je stávající klenba v takovém stavu, kdy s její statickou nosnou funkcí nelze reálně uvažovat vůbec, nebo jen ve velmi omezeném rozsahu. V takových případech jde ale o novou nosnou konstrukci a nikoliv o zesílení konstrukce původní.

4.3 Materiály pro spojení sanační vrstvy s ostěním

Až na zvláštní případy nucené separace starých a nových vrstev ostění podzemních děl je podstatnou součástí úspěšné sanace soudržnost těchto dvou relativně nesourodých vrstev. A to i v případech, kdy je pro spřažení obou vrstev využíváno mechanické kotvení pomocí trnů, kotviček apod. (viz též kap. 3.2.1 a násl.). Běžně se materiály pro spojení dvou vrstev materiálu nazývají „adhezní můstek“.

Princip dokonalého spojení pevné hmoty (kamenné zdivo, cihelné zdivo, beton) s nově nanesenou nevytvrzenou hmotou (čerstvý beton, malta apod.) spočívá v prolnutí sanační vrstvy do povrchu sanovaného ostění a zabránění odtržení sanační vrstvy při jejím tvrdnutí (smršťování) a následném statickém či dynamickém namáhání. Cílem je, aby pevnost v tahu a ve smyku na styku dvou různých materiálů byla vyšší nebo minimálně srovnatelná s pevností v tahu „slabšího“ z obou materiálů, obvykle původního ostění. Toto spojení starého a nového materiálu je důležité zejména z následujících důvodů:

– smyková únosnost na kontaktu obou materiálů,
– ochrana případných kotevních prvků mezi starým a novým materiálem před účinky vody prolínající „netěsnou pracovní spárou.

Historicky nejstarším používaným adhezním můstkem pro spojení dvou hydraulicky vytvrzujících materiálů v různém stupni vytvrzení je obyčejná voda. Moderní materiály adhezních můstků jsou většinou na bázi epoxidových, akrylátových nebo jiných polymerních pryskyřic či roztoků. Existuje celá škála těchto materiálů od různých výrobců se speciálním určením podle vlastností materiálu původní a nové sanační vrstvy. Není účelem této příručky materiály adhezních můstků a jejich vhodnost pro ten či onen účel vyjmenovávat, kategorizovat a katalogizovat. Příslušné informace lze nalézt v jiné odborné literatuře či technických listech výrobců těchto materiálů.

5. Technologie provádění sanací a pracovní postupy

Pracovní postup jako součást technologického předpisu činností zhotovitele při sanacích (též sanační technologie) je jednou z nejdůležitějších součástí sanačního projektu a jeho dodržení při vlastní realizaci zásadní podmínkou efektivního a správného provedení sanace, tedy úspěchu. Bohužel, ne vždy je sanace 100% úspěšná a v drtivé většině případů se pak na dílčím nebo celkovém „neúspěchu“ sanace podílí právě špatně definovaný pracovní postup nebo nedodržení byť správně navržené sanační technologie. Obecně lze každou sanaci podzemních děl a jejich ostění označit za originální a jedinečnou, i když se některé sanační technologie více či méně opakují. Nelze tedy jednoznačně stanovit obecné a pro všechny druhy sanací platné postupy. Podstatou každého sanačního návrhu a adekvátního technologického a pracovního postupu jsou:

a) **Definice cílového stavu** – co se od sanované konstrukce (ostění) očekává, jaké má mít vlastnosti, únosnost, vodotěsnost, vzhled, povrchovou úpravu, životnost apod. Základem jsou požadavky vlastníka či provozovatele podzemního díla, tedy investora a požadavky technické legislativy. Tyto požadavky jsou obvykle konfrontovány s názorem a představou projektanta, který musí vyhodnotit výchozí stav stavební konstrukce na základě provedených průzkumů a navrhnout technicky možné a proveditelné řešení sanace, které splňuje tyto požadavky, nebo se jim alespoň co nejvíce blíží. Významnou roli zde hraje ekonomika, zjednodušeně řečeno, při definici cílového stavu je nutné zvážit, co se ještě vyplatí a co už nikoliv. Ekonomiku návrhu je nutné posuzovat z hlediska jak investičních, tak i budoucích provozních nákladů.

b) **Materiálové řešení sanace** – optimalizovaný návrh sanačních materiálů, které lze efektivně použít z hlediska statiky sanované konstrukce, proveditelnosti a životnosti.

c) **Technologický postup sanace,** obsahující podmínky a způsoby aplikace sanačních materiálů. Tento technologický postup je pak dopracován zhotovitelem do konkrétního technologického předpisu, obsahujícího konkrétní pracovní postupy pro konkrétní materiály, strojní a jiná technologická zařízení konkrétního zhotovitele, podmínky vlastní realizace z hlediska nutných, možných a potřebných časů, povětrnostních podmínek apod.

d) **Kontrolní činnosti** jak zhotovitele, tak i investora nebo jeho technického dozoru se zaměřením na:

   – stav a vlastnosti sanované stavební konstrukce v reálném čase, v konkrétních podmínkách a na konkrétním místě sanované konstrukce,

   – stav bezprostředního okolí sanované konstrukce – např. zamezení pronikání podzemní vody (injektáže, svodnice), zpevnění rozvolněné horniny za rubem ostění apod.,

   – provedení potřebných úprav sanované konstrukce před vlastní sanací (ošetření povrchu, stav a ošetření případně odhalené původní výztuže, výplň případných trhlin v sanované konstrukci, apod.),

- kvalita a návrhu odpovídající konkrétní sanační materiály, jejich příprava, výroba na místě, aplikační technologie apod.,
- vlastní aplikace sanačních materiálů a správné provádění ze strany zhotovitele sanace,
- průkazní a kontrolní zkoušky aplikovaných materiálů - laboratorní i přímo na místě,
- ošetřování aplikovaných sanačních materiálů dle požadavků technických listů a technické legislativy obecně,
- kontrola veškeré předepsané dokumentace z důvodu dodržení garancí,
- kontrola a vyhodnocení dosažení nebo nedosažení požadovaného cílového stavu.

6. Závěr

Předložená technická příručka shrnuje veškeré poznatky zpracovatelů získané během realizace projektu TA03030851 s cílem zefektivnit celý složitý proces přípravy, návrhu a realizace sanací podzemních děl pro všechny jeho účastníky – investory, projektanty, zhotovitele a provozovatele podzemních děl.

Brno, 10.2016 Kolektiv autorů