

CZECH TECHNICAL UNIVERSITY IN PRAGUE
Faculty of Civil Engineering

Proceedings of PhD Workshop

Department of Concrete and Masonry Structures

May 27, 2022
Prague

PhD Workshop

Department of Concrete and Masonry Structures

This book contains papers that were presented during the 11th PhD Workshop of the Department of Concrete and Masonry Structures that was held in Prague, CTU in Prague on 27 May 2022.

The papers of the present volume were peer reviewed by supervisors of PhD students.

PhD workshop was organized by Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University in Prague, Czech Republic.

Publication of this volume was prepared and carried out with support of the projekt SVK 09/22/F1.

Editors: Anna Horáková, Martin Petřík

Contact: Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering, CTU in Prague, Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice,
k133@fsv.cvut.cz, <https://concrete.fsv.cvut.cz/phdworkshop>

First edition

Published by: Czech Technical University in Prague

Number of pages: 203

ISBN 978-80-01-06989-9 (online)

ISBN 978-80-01-06988-2 (print)

©2022

Faculty of Civil Engineering

CTU in Prague

CONTENT

ZESILOVÁNÍ DESKOVÝCH KONSTRUKCÍ POMOCÍ UHPC	6
BOHÁČEK Lukáš	
MODEL Y PRO VÝPOČET PŘETVOŘENÍ BETONU ZA VYSOKÝCH TEPLOT	11
HOLAN Jakub	
IMPACT OF SETTING RETARDER INCORPORATION ON FOAM CONCRETE PROPERTIES	17
KAPICOVÁ Adéla	
APLIKACE MODERNÍCH TECHNOLOGIÍ PŘI VÝSTAVBĚ LÁVKY PŘES LABE V HRADCI KRÁLOVÉ	22
KECLÍK Jiří	
NÁVRH OBJEKTŮ NA LETIŠTI Z HLEDISKA BEZPEČNOSTI	28
KOŠŤÁLOVÁ Šárka	
POČÍTAČOVÉ VIDĚNÍ V KONTEXTU MĚŘENÍ MATERIÁLOVÝCH CHARAKTERISTIK BETONU	33
KUBÁT Jan	
PURE IN-PLANE SHEAR BEHAVIOUR OF A STEEL-CONCRETE-STEEL SANDWICH STRUCTURE DEPENDING ON THE REINFORCEMENT RATIO	38
KUBÁT Roman	
VARIANTNÍ POSOUZENÍ ÚNAVY BETONU MOSTNÍ KONSTRUKCE	44
MIKLAS Petr	
POTŘEBA VODY PŘI POUŽITÍ JEMNÝCH PŘÍMĚSÍ V CEMENTOVÝCH KOMPOZITECH	50
MUSIL Luboš	
VÝPOČETNÍ APLIKACE PRO NUMERICKOU ANALÝZU VÝVOJE TEPLoty V BETONOVÉM KONTEJNERU ÚLOŽIŠTĚ VYHOŘELÉHO JADERNÉHO PALIVA	55
NEDOMOVÁ Karolina	
MOST PŘES ÚDOLÍ ŘEKY BYSTRICE NA SILNICI I/13	59
NERADÍLEK Martin	
POROVNÁNÍ VÝPOČTŮ ŠÍŘKY TRHLIN PODLE RŮZNÝCH PŘÍSTUPŮ	65
POTREBUJEŠ Marek	
METODY URYCHLUJÍCÍ VÝSTAVBU ZDĚNÝCH OBJEKTŮ – NOVÁ ZJIŠTĚNÍ	70
RICHTEROVÁ Kristýna	

CEMENTO-PLETENÉ BEDNĚNÍ	76
SALÁK Martin	
OVĚŘENÍ ÚNOSNOSTI PŘÍPOJE PREFABRIKOVANÉ KONZOLY ŽELEZNIČNÍHO MOSTU	80
SAMEK Daniel	
SELF-HEALING BIO-BASED CONCRETE PERFORMANCE AT LOW TEMPERATURES	85
SCHREIBEROVÁ Hana	
DRÁTKOBETON JAKO BALISTICKÁ OCHRANA	91
SCHUTOVÁ Veronika	
VYUŽITÍ ZÓNOVÝCH MODELŮ POŽÁRU PŘI MODELOVÁNÍ POŽÁRU V TUNELECH	97
SVOBODOVÁ Nicole	
SAF – STRUCTURAL ANALYSIS FORMAT	102
ŠONKA Štěpán	
PROBLEMATIKA NÁVRHU MOSTU PŘES ÚDOLÍ ŘEKY GOTTLEUBA V PIRNĚ	107
ŠULC Vojtěch	
NUMERICAL SIMULATION OF SLAB STRIP MADE OF STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE	112
TOMAN Kryštof	
LINEÁRNÍ LOKÁLNÍ BOULENÍ TENKÝCH STĚN Z UHPC BEZ MEZILEHLÝCH VÝZTUH	117
VESECKÝ Jan	
AKTUÁLNÍ LEGISLATIVA ČR PRO NÁVRH MOSTŮ VYSOKORYCHLOSTNÍCH TRATÍ	128
VRBA Pavel	
SHRNUTÍ EXPERIMENTÁLNÍCH MĚŘENÍ BEZSTYKOVÉ KOLEJE	135
BLÁHA Filip	
VÝROBA BETONU S RECYKLOVANÝM KAMENIVEM V PRAXI	140
HLAVSA Zdeněk	
RYCHLOST ÚLOMKŮ CEMENTOVÝCH KOMPOZITŮ VYSTAVENÝCH VÝBUCHU	144
HORNÍKOVÁ Kateřina	
MĚŘENÍ PÓROVÉHO TLAKU V BETONU ZA VYSOKÝCH TEPLOT	150
CHYLÍK Roman	

DEBRIS VELOCITY ASSESMENT OF FIBER CONCRETE SPECIMENS LOADED BY BLAST LOAD	154
JANOŤA Ondřej	
METODY MĚŘENÍ PEVNOSTI BETONU RANĚHO STĀŘÍ	160
KASAL Pavel	
MONITORING BETONOVÝCH OBLOUKOVÝCH MOSTŮ BĚHEM VÝSTAVBY	166
NĚMČIC Vít	
UHPC JAKO MATERIÁL PRO BICÍ NĀSTROJE: REALIZACE A VLASTNOSTI	170
PRCHAL Jan	
VIZUĀLNÍ ANALÝZA PROCESU MIGRACE DVOU VRSTEV BETONU BĚHEM HUTNĚNÍ	176
TRŤÍK Tomáš	
VLIV PROJEKTILU NA ŪROVEŇ POŠKOZENÍ CEMENTOVĚHO KOMPOZITU VÝBUCEM	180
ZÍMA Jakub	
ZKOUŠENÍ CHOVÁNÍ ČERSTVĚ BETONOVĚ ZĀLIVKY PŘI STYKU S RŪZNÝMI POVRCHY MATERIĀLŮ BEDNĚNÍ	186
ŹĀK Jakub	

ZESILOVÁNÍ DESKOVÝCH KONSTRUKCÍ POMOCÍ UHPC

Lukáš Boháček, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
Lukas.bohacek@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Použití ultravysokohodnotných betonů je stále častější, a také možnosti využití jsou rozmanitější. Nejčastěji se používají pro nové, prefabrikované konstrukce, ale UHPC je možné použít i pro rekonstrukce. Často je UHPC vhodným materiálem a může být variantou, která významně prodlouží životnost konstrukce.

Tento článek se zabývá zejména experimenty, které analyzovaly vhodnost použití UHPC pro zesílení deskových konstrukcí v protlačení. Zároveň také shrnuje již dříve prezentované výsledky experimentů zaměřených na ohýbané konstrukce.

V článku jsou shrnuty základní poznatky a doporučení pro použití UHPC na zesílení zejména deskových konstrukcí. Na základě provedených experimentů se ukazuje, že UHPC je pro tento způsob zesílení vhodný materiál, ale je třeba jej používat jen v případech, kdy je skutečně přínosem.

KLÍČOVÁ SLOVA

UHPC • protlačení • beton • zesílení • ohyb

ABSTRACT

Using of ultra-high performance concretes is still growing with many variations of applications. The most often, UHPC is used for new precast structural elements. However, UHPC is also suitable for strengthening of existing structures. It can be frequently a suitable option for reconstructions and it can significantly extend a service life of a structure.

This paper mainly deals with experiments focused on punching of concrete element and suitability of UHPC for increasing bearing capacity of the elements. There are also summarized experiments on bending. These experiments were presented before.

The elementary findings and recommendations for strengthening of slab structures using UHPC are summarised. Based on the experiments, UHPC is suitable material for strengthening, but it should be used only there, where its advantages can be efficiently used.

KEYWORDS

UHPC • punching • concrete • strengthening • bending

1. ÚVOD

Protlačení je jeden ze základních způsobů porušení deskové konstrukce. Ve své podstatě se jedná o porušení smykovým namáháním v místě koncentrovaného zatížení. K protlačení tedy může dojít jak v místě podepření (zejména lokálního, např. sloup), tak například v blízkosti svislého lokálního břemene.

Níže prezentované experimenty jsou součástí rozsáhlého experimentálního programu na zesilování betonových konstrukcí pomocí UHPC. Způsob zesilování konstrukcí pomocí UHPC je v tomto případě vybetonování tenké vrstvy UHPC na stávající deskovou betonovou konstrukci v její ploše. Tato vrstva UHPC může být aplikována buď na úroveň stávajícího betonu (po opracování), nebo může být např. nahrazena odfrézovaná část původního betonu. Maximální nahrazení stávajícího betonu je z hlediska provádění výhodné k nejbližší vrstvě výztuže. Pro co nejsnazší provádění nebylo uvažováno se spřahujícími prvky, a vrstva UHPC byla vybetonována na opracovaný povrch stávajícího betonu. V dřívějších experimentech byl tento způsob dostačující.

UHPC má díky svým vlastnostem (pevnost v tahu, kamenivo s malým průměrem), velmi dobrou přilnavost a soudržnost s povrchem, ke kterému je přibetonováno. Soudržnost s běžným betonem bývá lepší, než tahová pevnost původního betonu a dochází k odtržení v původním betonu.

Zkoušeny byly prvky vyrobené přímo pro tyto experimenty. Tyto vzorky byly navrženy s ohledem na okrajové podmínky (možnosti laboratoře, komplikovanost výroby a zkoušení atd.)

Dále jsou v článku shrnuty již dříve provedené a prezentované experimenty prováděné na ohýbaných prvcích. Tím jsou prakticky shrnuty základní způsoby porušení deskových konstrukcí (ohyb a protlačení) a přínos UHPC pro zesílení deskových konstrukcí. Na základě všech těchto experimentů jsou tedy uvedeny základní zjištění a doporučení pro zesílení konstrukcí pomocí UHPC.

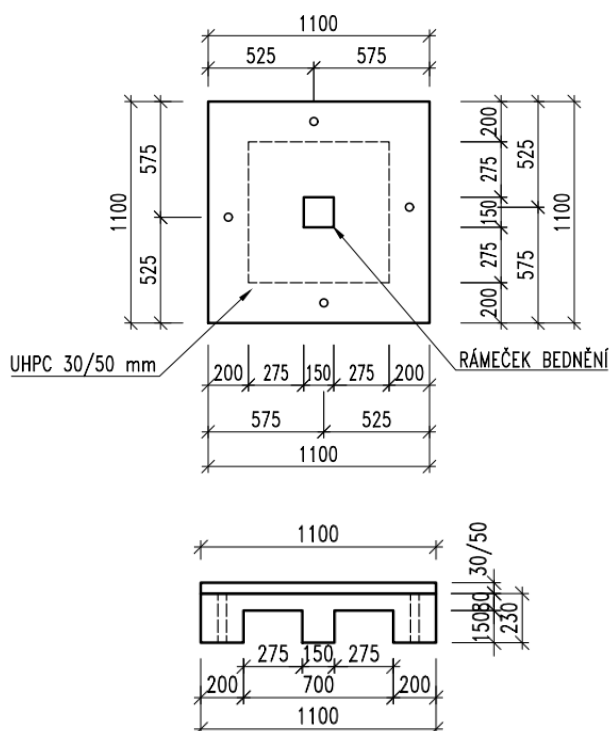
* Školitel: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng

2. EXPERIMENTY - PROTlačENÍ

2.1. Popis experimentů

Samotné experimenty byly poměrně limitovány laboratorními podmínkami. Únosnost běžné železobetonové desky v protlačení je poměrně vysoká, tudíž bylo nutné zvolit menší rozměry vzorků. Byly navrženy vzorky o tloušťce desky 80 mm s jednou úrovní výztuže (výztuž uložena ve dvou na sebe kolmých směrech). Světlé rozpětí této desky bylo 0.7 m a po jejích okrajích byl ztužující rám, aby byla nahrazena tuhost navazující desky ve skutečné konstrukci (Obrázek 1). Uprostřed desky byl vybetonovaný sloupek 150 x 150 mm, který reprezentuje sloup podpírající desku v konstrukci. U prvků zesílených UHPC byl ve vrstvě nabetonávky vynechaný prostor, jelikož by zde byl navazující sloup. Desková část vzorku byla vyztužená sítí 10/100 – 10/100. Ve středních částech byla doplněna prutová výztuž, aby nedošlo k porušení v ohybu.

Původní vzorky byly provedeny z betonu běžné pevnosti. Charakteristická krychelná pevnost byla 34.3 MPa, což splňuje požadavky pro třídu betonu C30/37. Použitá výztuž byla třídy B500B. Pevnost použitého UHPC v tlaku se pohybovala okolo 140 MPa, pevnost v prostém tahu byla přibližně 4.9 MPa. Bylo použito UHPC s ocelovou rozptýlenou výztuží.



Obrázek 1: Schéma zkušebního vzorku

Vzorek byl kotvený čtveřicí předpínacích tyčí ve středech hran, které vedly chráničkami připravenými ve ztužujícím rámu. Zatížení probíhalo pomocí hydraulického lisu, který tlačil na vybetonovaný sloupek (Obrázek 2). Experimenty byly řízeny deformací, tudíž je zřejmá i větev s poklesem zatížení. Byla měřena svislá deformace uprostřed rozpětí vzorku.

Byly vyzkoušeny tři typy vzorků – referenční vzorky bez zesílení, vzorky s 30 mm UHPC a vzorky s 50 mm UHPC a svařovanou sítí (10/100 – 10/100). Od každého typu vzorku byly vyzkoušeny tři vzorky.

Experimenty byly ukončeny až po poklesu z maximální únosnosti vzorků a při viditelných poškozeních. Po dokončení experimentů byly vzorky rozříznuty podélně, aby bylo názorně viditelné, k jakému došlo poškození.



Obrázek 2: Zkouška v laboratoři

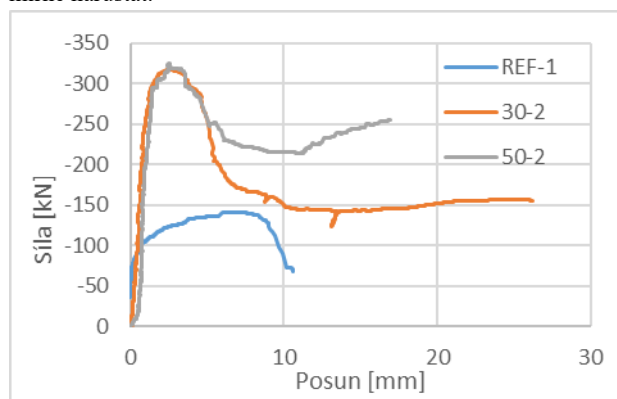
3. VÝSLEDKY EXPERIMENTŮ - PROTlačENÍ

V Tabulce 1 jsou uvedeny číselné výsledky experimentů. Je zřejmé, že maximální únosnost referenčních vzorků je menší, než u zesílených vzorků. Průměrná únosnost nezesílených vzorků je 146.5 kN a výsledky jsou velmi konzistentní, jelikož variační koeficient je velmi malý – 4.2 %. Vzorky zesílené 30 mm UHPC mají únosnost prakticky dvojnásobnou – 307.2 kN. Variační koeficient je 5.4 %, tudíž jsou výsledky také velmi konzistentní. U vzorků s 50 mm UHPC došlo k problému u vzorku 50-3. Vzorek byl chybě uchycen, jelikož byl moc sepnutý a nedošlo tedy k delaminaci jako u ostatních vzorků. Tento vzorek byl tedy vyřazený z dalších výsledků. Vzorky zesílené 50 mm UHPC mají průměrnou únosnost 327 kN. Z provedených experimentů se zdá, že zesílení zvýšilo únosnost prvků, nicméně není velký rozdíl mezi prvky s 30 mm UHPC a 50 mm UHPC.

Tabulka 1: Souhrn výsledků experimentů

Vzorek	max [kN]	max,prům [kN]	max,σ [kN]	Variační k [%]
REF-1	141.75			
REF-2	142.51	146.48	6.16	4.2
REF-3	155.19			
30-1	320.55			
30-2	317.24	307.17	16.63	5.4
30-3	283.72			
50-1	329.30	327.11	2.19	0.0
50-2	324.91			
50-3	473.44	-	-	-

Průběh experimentů je zobrazen na obrázku 3. U referenčního prvku je zřejmé, že má nejmenší únosnost a to necelých 150 kN. Zároveň je ale vidět, že tato únosnost je na poměrně velkém rozmezí deformace a dá se říct, že vzorek má poměrně dobré plastické chování. Zkoušky prvků zesílených pomocí UHPC (30-2 a 50-1) mají velmi podobný průběh. Dochází k poměrně velkému nárůstu síly při malé deformaci, ale poté poměrně rychle síla klesá, tedy prvek ztratil únosnost. Maximální síla pro oba zesílené prvky je cca 320-330 kN. U prvků s 30 mm UHPC dojde k poklesu síly na hodnotu cca 150 kN, a poté se síla zásadně nemění, což je důsledek delaminace a ztráty efektu zesílení. U prvků s 50 mm došlo k poklesu na hodnotu cca 200 kN, následně síla začala opět mírně narůstat.

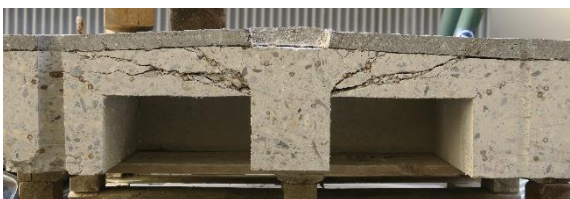


Obrázek 3: Průběh experimentů vybraných prvků

Na obrázcích 4, 5 a 6 jsou zobrazeny podélně rozříznuté prvky. U referenčního vzorku je názorná trhlinka, která odpovídá poškození v protlačení. Jedná se o smykovou trhlinku vedoucí od sloupku šikmo, směrem k hornímu povrchu. U prvků zesílených pomocí UHPC (v obou případech) je však zřejmé větší množství trhlin v různých sklonech. Zároveň je u prvků s UHPC zřejmá delaminace v úrovni rozhraní mezi původním betonem a UHPC.



Obrázek 4: Referenční vzorek po experimentu



Obrázek 5: Zesílený vzorek po exp. (30 mm UHPC)



Obrázek 6: Zesílený vzorek po exp. (50 mm UHPC)

4. DISKUZE VÝSLEDKŮ - PROTlačENÍ

Z obrázku 4 je vidět, že došlo k jednoznačnému porušení protlačení. Sklon trhliny se pohybuje mezi 1:3 a 1:1. Z obrázků 5 a 6 je evidentní, že došlo k delaminaci mezi původním betonem a UHPC. Je možné, že při větší kontaktní ploše (tedy větším prvku) by k delaminaci nedošlo, nicméně to nyní nelze jednoznačně říci a nelze na to spoléhat. Z porovnání poškození referenčního vzorku a původního betonu zesíleného vzorku je zřejmé, že u zesílených vzorků vzniklo více trhlin v různých sklonech. Dá se předpokládat, že to je dáno stavem, kdy původní beton je již poškozen, došlo k delaminaci a začíná se zatlačovat protlačena část do UHPC. UHPC se začíná prohýbat a dochází k postupnému odlamování krajních částí původního betonu.

Z výsledků (Tabulka 1) je patrné, že maximální únosnost zesílených prvků byla prakticky shodná bez ohledu na tloušťku vrstvy. Jelikož je zřejmé, že došlo k delaminaci stávajícího betonu a UHPC je pravděpodobné, že síla 300-330 kN je hodnota, při které právě dochází k delaminaci mezi materiály, a proto se shoduje u obou způsobů zesílení.

Obrázek 3 ukazuje rozdíly v chování mezi referenčním vzorkem a zesílenými vzorky. Referenční vzorek má poměrně rychlý nárůst síly, pak ale dojde k chování, kdy je porušen beton a začíná se plasticky přetvářet výztuž, a následně dochází k velmi malému nárůstu síly s rostoucí deformací.

Zesílené vzorky vykazují také velmi rychlý nárůst síly, nicméně po dosažení nejvyšší hodnoty zatížení dochází k rychlejšímu poklesu síly. To znamená, že zesílené prvky vykazují menší plastické chování. Pokles se sice zastaví na hodnotě 150 kN pro vzorky s 30 mm UHPC, resp. 215 kN pro vzorky s 50 mm UHPC, toto chování je ale dané zřejmě uspořádáním experimentů.

Z fotografií zničených prvků lze soudit, že po protlačení původního betonu došlo k namáhání pouze UHPC. V tomto případě již docházelo ke kombinaci protlačení a ohybu nabetonávky. UHPC bylo stále uchyceno na 4 místech, jeho únosnost na takto malé rozpětí je poměrně velká a kotevní tyče byly poměrně blízko na to, aby došlo ke skutečnému protlačení.

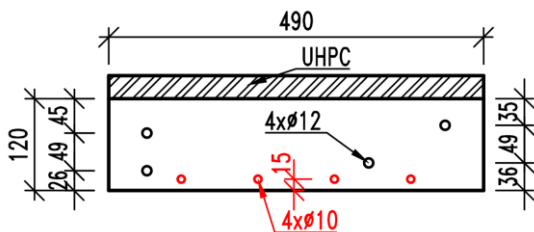
5. OHÝBANÉ PRVKY

V dřívějších letech byly již provedeny a zpracovány experimenty pro ověření zvýšené únosnosti ohýbaných prvků zesílených pomocí UHPC (Vítek et al, 2020). Bylo ověřeno zesílení v tlacené i tažené oblasti. Způsob zesílení byl shodný se vzorky zatíženými protlačení – nevyztužená vrstva 30 mm UHPC a vrstva UHPC tloušťky 50 mm se svařovanou sítí.

5.1. Zesílení pomocí UHPC v tlačené oblasti

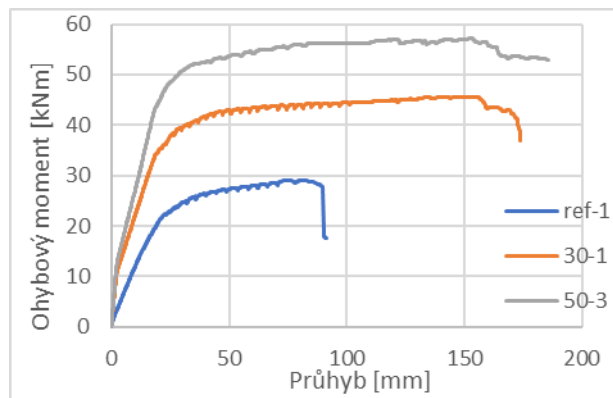
Zesílení použitím UHPC v tlačené oblasti je poměrně ideální způsob, jelikož UHPC má velmi vysokou pevnost v tlaku. Experimenty byly prováděny pomocí čtyřbodového ohybu.

Na obrázku 7 je schéma příčného řezu zkoušených prvků. Je zřejmé, že původní prvky byly poměrně nízké a procentuální zvýšení únosnosti panelu je dáno i značným navýšením výšky. Pro tyto experimenty byly provedeny výpočty, které prokázaly, že se průřez chová dle očekávání. Důležité také bylo, že nedošlo k delaminaci mezi betonem a UHPC i bez použitých sřahujících prvků.



Obrázek 7: Ohýbané prvky s UHPC v tlaku – schéma

Na obrázku 8 jsou zřejmé průběhy zkoušek, a to ohybový moment v závislosti na průhybu. Tvary křivek prakticky odpovídají běžnému ohýbanému železobetonovému prvku. Je zřejmé, že zvýšení únosnosti bylo výrazné, a to o cca 60 % v případě zesílení 30 mm UHPC a o 100 % v případě zesílení pomocí 50 mm UHPC a svařované sítě. V tomto případě však byla zásadní tlaková pevnost UHPC a přínos výztuže je zanedbatelný. Zesílené prvky byly dostatečně duktilní.



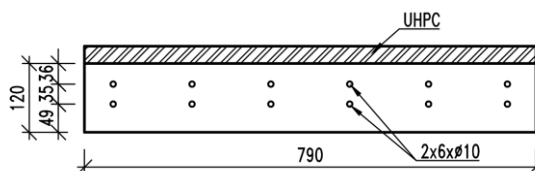
Obrázek 8: Ohýbané prvky s UHPC v tlaku – průběh

Zároveň byl proveden výpočet fiktivního průřezu zesíleného pomocí běžného betonu tloušťky 50 mm. Pro běžný beton je tloušťka 50 mm prakticky nepoužitelná, jelikož není možné použít běžnou betonářskou výztuž. V praxi by byla použita větší tloušťka, alespoň 70 mm. Pomocí výpočtu bylo zjištěno, že únosnost takového průřezu by byla cca 45.8 kNm. Hodnota při zesílení pomocí UHPC je 51.6 kNm, což je 13 % více. Avšak přetížení konstrukce při použití UHPC je menší.

5.2. Zesílení pomocí UHPC v tažené oblasti

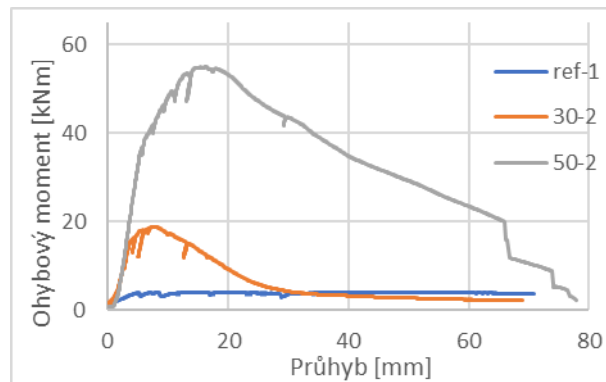
UHPC v tažené oblasti je možné použít, díky tahové pevnosti tohoto materiálu, i bez betonářské výztuže. To je významná výhoda oproti běžnému betonu. Na obrázku 9 je schématický příčný řez zesíleného panelu. Jak je zřejmé, tak výška původního panelu byla 120 mm, tudíž vliv výšky průřezu na zesílení je opět významný.

Původní zesílené prvky nebyly původně navrženy na ohybové namáhání, čemuž odpovídalo i množství výztuže. Navíc, skutečné polohy betonářské výztuže byly různé. Tudíž, jak je zřejmé na obrázku 10, únosnost nezesílených vzorků se pohybovala okolo hodnoty 5 kNm. Zesílením pomocí 30 mm UHPC byla průměrná únosnost zvýšena na 20 kNm, což je únosnost prakticky čtyřnásobná oproti referenčním vzorkům. Při použití 50 mm UHPC s výztuží byla únosnost zvýšena až na hodnotu 57 kNm.



Obrázek 9: Ohýbané prvky s UHPC v tahu – schéma

Nevýhodou zesílení pomocí 30 mm UHPC je poměrně malá duktilita prvku, tudíž poměrně rychlý pokles na hodnotu únosnosti nezesíleného panelu. U prvku s 50 mm UHPC, díky výztužné síti, byla únosnost i po dosažení maximální hodnoty stále velmi vysoká a pokles byl pomalejší.



Obrázek 10: Ohýbané prvky s UHPC v tahu – průběh

6. SHRNUTÍ A DOPORUČENÍ

Na základě provedených experimentů se dá poměrně jednoznačně říci, že zesílení deskové konstrukce pomocí UHPC je proveditelné. Toto zesílení zvyšuje únosnost v nejběžnějších způsobech porušení deskové konstrukce – ohyb a protlačení. Výhodou tohoto zesílení je také poměrně jednoduchá aplikace – vybetonování vrstvy UHPC na původní beton se základním opracováním (např. tryskání vodním paprskem). Například není nutné žádné plošné přidávání betonářské výztuže. V určitých případech se aplikace obejde kompletně bez betonářské výztuže.

Oproti podobnému způsobu zesílení běžným betonem má UHPC jednoznačnou výhodu v malé tloušťce přibetonávky. UHPC může být vybetonováno i v tenké vrstvě, například 30 mm. Již takto tenká vrstva zvýší únosnost ve všech případech porušení. Při použití běžného betonu by bylo nutné přibetonávku vyztužit. S uvažováním krycí vrstvy alespoň 35 mm při horním povrchu by tloušťka přibetonávky byla minimálně 70 mm. Tato vrstva znamená výrazné přetížení konstrukce a také zmenšení volného prostoru místnosti.

Z hlediska praktického použití technologie zesílení je důležité znát rozhodující způsoby namáhání konstrukce. V případě, že rozhodují kladné ohybové momenty uprostřed rozpětí, nabízí se jednoznačně varianta provedení tenké nabetonávky 30 mm UHPC. V případě, že rozhodují záporné momenty nad podporami, záleží jak velké zvýšení únosnosti je nutné.

V případě nutnosti menšího zvýšení únosnosti je možné použít také pouze tenkou vrstvu UHPC. V případě vyšších požadavků na zvýšení únosnosti je vhodné použít vrstvu UHPC větší tloušťky a betonářskou výztuž. Nejjednodušší je provést v celé ploše vrstvu 50 mm UHPC s výztuží, ale ne vždy je to nejefektivnější varianta. Je totiž také možné provést ve většině plochy pouze 30 mm UHPC a v potřebných místech 50 mm UHPC s výztuží. To je možné provést například frézováním části krycí vrstvy původního betonu a nahradit tento prostor UHPC. Případně, při provádění skladby podlahy, provést více úrovní UHPC a rozdíl vyrovnat například v izolaci.

V případě staticky neurčitých konstrukcí je také možné uvažovat s redistribucí sil v konstrukci. Pokud je nedostačující únosnost nad podporou, je možné počítat se vznikem plastického kloubu a přerozdělením ohybových momentů do středu rozpětí, které jsou zesílené pomocí UHPC.

Nejsložitější je situace v případě, kdy rozhoduje protlačení. Jak bylo ověřeno, zesílení pomocí UHPC zvyšuje i únosnost v protlačení, ale může zde být problém s delaminací materiálu. Do určité míry je možné počítat se soudržností mezi UHPC a stávajícím betonem, pro větší navýšení únosnosti v protlačení je však lepší provést spřažení stávajícího betonu a UHPC. Toto lze provést například betonářskou výztuží, kotevnými trny, nebo kotvami. Použití je závislé zejména na tloušťce stávající desky. V případě malé tloušťky by bylo vhodné provést vrty skrz celou tloušťku desky a použít například závitové tyče s rozšířením pomocí matic na jejich koncích. V případě dostatečné tloušťky a množství výztuže na protlačení původního prvku by bylo možné použít chemické kotvení. Provést tedy vrty pouze do potřebné hloubky a použít kotevní prvky s rozšířením na konci kotveném v UHPC. V případě použití takových prvků by však bylo pravděpodobně nutné provést vrstvu UHPC větší tloušťky, s použitím výztuže. Tato vrstva však nemusí být aplikovaná v celé ploše, viz předešlé odstavce.

V případě zesílení za použití kotevních prvků je tato výztuž potřebná uvnitř tzv. základního kontrolovaného obvodu, ale také za tímto obvodem. Prvky uvnitř tohoto obvodu zvyšují únosnost v protlačení. Prvky, které jsou za tímto obvodem, jsou důležité pro zamezení delamanice mezi stávajícím betonem a UHPC. Je tedy nutné, aby tyto prvky přenesly sílu shodnou s reakcí desky do podpory.

7. ZÁVĚR

Zesilování deskových konstrukcí pomocí UHPC se ukazuje jako velmi vhodná možnost, která skýtá mnoho výhod (významný nárůst pevnosti při malé spotřebě materiálu), ale zároveň má i své nevýhody (vyšší cena, technologická náročnost) a nároky na provádění (opracování povrchu, případné kotvení). Při použití tenkých vrstev UHPC je možné dosáhnout významného zvýšení únosnosti při poměrně malém přetížení konstrukce. Zásadní vlastnosti UHPC pro toto využití jsou; možnost aplikace v tenkých vrstvách, vysoká pevnost v tlaku, pevnost v tahu a soudržnost k materiálu.

S uvažováním narůstajících nároků na ekologii veškerého průmyslu, tedy i stavebnictví, je velmi pravděpodobné, že zesilování a rekonstrukce konstrukcí bude stále častější. A při návrhu rekonstrukce je vhodné zvážit možnost použití UHPC.

PODĚKOVÁNÍ

Experimenty byly provedeny za podpory Ministerstva průmyslu a obchodu v rámci projektu ev. č. FV20472 „Aplikace vysokohodnotných cementových kompozitů na rekonstrukce betonových staveb. Zkušební vzorky byly vyrobeny za spolupráce společností Metrostav a.s. a TBG Metrostav s.r.o. Experimenty byly provedeny v Kloknerově ústavu ČVUT.

Reference

Vítek, J. L., Boháček, L., Coufal, R. & Čítek D. (2020), Zesilování betonových konstrukcí pomocí UHPC – experimentální ověřování, in ‘Sborník 27. Betonářské dny’, pp. 231-239

Zohrevand, P. et al. (2015), Punching Shear Enhancement of Flat Slabs with Partial Use of Ultrahigh-Performance Concrete, in ‘Journal of Materials in Civil Engineering’, 27(9)

De Sousa, A.M.D et al. (2021). Behavior and punching capacity of flat slabs with the rational use of UHPFRC: LNFEA and analytical predictions in ‘Engineering Structures’, 244

MODELY PRO VÝPOČET PŘETVOŘENÍ BETONU ZA VYSOKÝCH TEPLOT

Jakub Holan, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
marketa.sedlackova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek je věnován tématu přetvoření betonu za vysokých teplot se zaměřením na modely pro výpočet tohoto přetvoření. V rámci článku je nejprve představena složitost problematiky numerického modelování železobetonových konstrukcí za vysokých teplot. Následně je v hlavní části článku popsáno přetvoření betonu při zahřívání na vysoké teploty. V článku jsou popsány všechny složky přetvoření betonu za vysokých teplot, a u jednotlivých složek je uvedeno, jak lze tato přetvoření vypočítat dle různých modelů od různých autorů. V závěru článku je představen souhrnný model, který sdružuje všechny složky přetvoření betonu a uvádí, jak tyto složky určit.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton • Přetvoření • Vysoké teploty • Výpočetní model

ABSTRACT

The paper is devoted to the topic of concrete strain at high temperatures with a focus on models for calculating this strain. The complexity of numerical modelling of reinforced concrete structures at high temperatures is first introduced. Subsequently, the main part of the paper describes the strain induced in concrete when heated to high temperatures. All components of the heat-induced concrete strain are described, and for each component, numerical models given by various authors are presented. At the end of the paper, a comprehensive model for the calculation of the heat-induced concrete strain containing all of the components is presented.

KEYWORDS

Concrete • Strain • High temperatures • Numerical model

1. ÚVOD

Problematika přetvoření a napětí v betonu při zvýšených teplotách je velmi složitá, jelikož v betonu dochází k velkému množství různých přetvoření, které závisí na mnoha faktorech. Typy a velikosti jednotlivých přetvoření betonu závisí zejména na tom, zda je beton zahříván poprvé nebo opakovaně, zda se teplota betonu mění nebo je konstantní, a zda je beton silově zatížen nebo nezatížen. Pro popis přetvoření a napětí v betonu existuje mnoho modelů, avšak

většina těchto modelů je nevhodná pro analýzu konstrukcí, jelikož neuvažují silové zatížení betonu při zahřívání betonu. Cílem tohoto článku je popsat tuto problematiku a představit existující modely použitelné pro nelineární analýzu konstrukce za zvýšené teploty.

2. VLIV VYSOKÝCH TEPLOT NA ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE

Chování železobetonových konstrukcí za vysokých teplot je výrazně odlišné od chování za běžných teplot. Specifika železobetonových konstrukcí za vysokých teplot lze rozdělit do následujících kategorií (Guo a Shi 2011).

- 1) **Nerovnoměrné rozdělení teploty v průřezech a konstrukci.** Za zvýšených teplot se povrch betonu ohřívá velmi rychle. Vlivem nízké teplotní vodivosti betonu se však vnitřní část průřezu ohřívá mnohem pomaleji. Z toho důvodu vzniká nerovnoměrné rozdělení teploty v průřezu, kde největší gradient teploty je v blízkosti krajních vláken. Průběh teplot rovněž závisí na době trvání teplotního zatížení. Hlavní faktory ovlivňující rozložení teploty v konstrukci jsou tvar a velikost průřezu, teplotní chování betonu a velikost teplotního zatížení. Rozložení teploty v konstrukci výrazně ovlivňuje vnitřní síly v konstrukci, deformace konstrukce a únosnost konstrukce. Rozložení teploty však naopak není ovlivněno vnitřními silami a deformacemi konstrukce, a proto může být analýza teplotního rozdělení prováděna nezávisle a dříve než analýza vnitřních sil a deformace konstrukce.
- 2) **Degradace materiálových vlastností.** Pevnost a modul pružnosti betonu i výtuzě výrazně klesá s rostoucí teplotou, zatímco přetvoření obou materiálů s rostoucí teplotou roste. Velikost mechanického porušení betonu, tj. například vznik a šíření trhlin a odštěpování betonu, roste se zvyšující

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D., FEng.

se teplotou. Tyto procesy způsobují výrazné snížení únosnosti konstrukcí za zvýšených teplot.

- 3) **Efekt sdruženého působení přetvoření, napětí, teploty a času.** Za zvýšených teplot je nutné kromě vztahu mezi mechanickým přetvoření a napětím rovněž řešit vliv teploty, která ovlivňuje jak pevnost, tak přetvoření. Mimo to, různé historie teplotního zatížení různě ovlivňují pevnost a přetvoření materiálů. Při analýze konstrukcí je tedy nutné uvažovat čtyři faktory, kterými jsou přetvoření, napětí, teplota a čas. Po analýze za zvýšených teplot je tedy nutné sestavit odpovídající konstitutivní termomechanický vztah, což výrazně zvyšuje složitost analýzy.
- 4) **Redistribuce napětí a vnitřních sil.** Nerovnoměrné rozložení teploty po průřezu a konstrukci způsobuje nerovnoměrné teplotní přetvoření, které způsobuje redistribuci napětí a vnitřních sil. V případě staticky neurčitých konstrukcí, ve kterých je teplotním přetvořením bráněno, může být redistribuce vnitřních sil značná a závažná. Vzhledem k tomu, že rozložení teplot se mění s časem, je i redistribuce vnitřních sil procesem závislým na čase. Vzhledem k redistribuci vnitřních sil může být mechanismus porušení konstrukce za zvýšených teplot rozdílný od mechanismu porušení konstrukce za běžné teploty, čímž je ovlivněna únosnost konstrukce.
- 5) **Rychlost selhání konstrukce.** Za běžné teploty je obecně porušení konstrukce pomalým procesem s velkým množstvím varovných signálů. Za zvýšených teplot je však porušení konstrukce mnohem rychlejším procesem s menším množstvím varovných signálů.

Obecně lze říci, že při zatížení betonu zvýšenou teplotou v betonu probíhá mnoho procesů vyvolávajících mikroskopické a makroskopické změny, které způsobují dva hlavní problémy – dodatečná přetvoření a změnu mechanických vlastností.

3. PŘETVOŘENÍ BETONU PŘI ZAHŘÍVÁNÍ NA VYSOKÉ TEPLoty

Při zatížení betonu vysokou teplotou dochází ke vzniku dodatečných přetvoření. Největší část těchto přetvoření vzniká při samotném procesu zahřívání. K dalším přetvořením pak dochází i při udržování konstantní vysoké teploty (Khoury 2006c). Vzhledem k běžné době trvání teplotního zatížení a nízké tepelné vodivosti betonu je však většinou doba trvání konstantní vysoké teploty, a tedy i přetvoření tím vyvozená,

menší. Přetvoření za konstantní zvýšené teploty jsou rovněž menší, jelikož většina teplotních přetvoření probíhá již právě při samotném procesu zahřívání. U přetvoření, ke kterým dochází vlivem vysoké teploty, rovněž záleží na tom, zda je materiál zahříván prvně, či zda již byl vystaven vysoké teplotě v minulosti. Ke většímu množství různých druhů přetvoření dochází, je-li materiál zahříván prvně. Z těchto důvodů je tato kapitola zaměřena zejména na přetvoření vznikající při prvním procesu zahřívání. V cizojazyčné literatuře se tento proces nazývá *first thermal transient* (tj. *první teplotní přechod*) a pro přetvoření odpovídající tomuto procesu se používá pojem *transient strains* (tj. *přechodná přetvoření*). Pojem přechodná přetvoření souvisí s tím, že dochází k přechodu mezi různými teplotami. Pojem nemá implikovat to, že by se jednalo pouze o dočasná přetvoření. Ba naopak, většina přechodných přetvoření je trvalá a nevratná. Pojem přechodná přetvoření by neměl být zaměňován s pojmem *transitional thermal creep* (tj. *přechodové teplotní dotvarování*), který označuje jeden z druhů přechodných přetvoření.

Problematika přetvoření betonu při zahřívání na vysoké teploty je dobře popsána v (Anderberg a Thelandersson 1976, Li a Purkiss 2005, Khoury 2006c, Youssef a Moftah 2007, Law a Gillie 2008, Gernay a Franssen 2012, Lange a Jansson 2014, Štefan et al. 2019, fib 2007, fib 2008). Přístupy různých autorů k přetvořením v betonu při zahřívání na vysoké teploty jsou podrobně popsány v (Law 2010, Lange a Jansson 2014, Gernay a Franssen 2012). Pro vztah popisující celkové přetvoření betonu při zahřívání pomocí různých složek přetvoření se většinou používá pojem *model*. Modely pro popis celkového přetvoření betonu při zahřívání se dělí na *implicitní modely* a *explicitní modely* (Gernay 2011).

Implicitní modely, např. (ČSN EN 1992-1-2 2006), jsou takové modely, ve kterých je *zatížením vyvolané teplotní přetvoření* uvaženo implicitně v *celkovém mechanickém přetvoření*. Implicitní modely jsou často používané, jelikož jsou jednodušší a při jejich použití jsou výsledky analýzy dostatečně přesné.

Explicitní modely, např. (Anderberg a Thelandersson 1976, Terro 1998, Khoury 2006c), jsou takové modely, ve kterých je *zatížením vyvolané teplotní přetvoření* uvedeno explicitně jako samostatný člen přetvoření. Explicitní modely obsahují jednotlivé složky přetvoření betonu, a tudíž lépe popisují celkové přetvoření betonu. Jelikož jsou však složitější, a při jejich použití musí často být specifikováno více vstupních hodnot, nejsou tyto modely tak často používány při analýze konstrukcí.

Nejdetailejší explicitní model, který zavádí a popisuje nejvíce dílčích částí přetvoření od různých procesů, je navržen Khourym (2006c) a tento model je uveden i v (fib 2007). Tento model je detailnější než ostatní modely, se kterými však většinou není v rozporu. Je-li s některým modelem v rozporu, pak Khoury uvádí přesvědčivé argumenty pro podporu svého modelu. Z těchto důvodů je dále v této kapitole popsán podrobný tento model uvedený v (Khoury 2006c, fib 2007).

Přetvoření, ke kterým dochází v betonu při prvním procesu zahřívání, závisí zejména na tom, zda je beton při zahřívání silově zatížen či nezatížen a zda je bráněno nebo dovoleno vysychání (fib 2007, Khoury 2006c). Vzhledem ke zaměření této práce bude tato kapitola zaměřena na přetvoření,

ke kterým dochází v případě zahřátí zatíženého vysychajícího betonu, což nejlépe odpovídá skutečným konstrukcím vystaveným požáru.

Celkové přetvoření zatíženého vysychajícího betonu lze dle (Khoury 2006c, fib 2007) popsat vztahem

$$\varepsilon_{tot}^{T,\sigma} = \varepsilon_{elpl}^{20,\sigma} + \varepsilon_{th}^T + \varepsilon_{sh}^T + \varepsilon_{LITS}^{T,\sigma} + \varepsilon_{crack}^{T,\sigma},$$

kde horní indexy σ a T značí závislost daného přetvoření na napětí a teplotě a $\varepsilon_{tot}^{T,\sigma}$ je celkové přetvoření, $\varepsilon_{elpl}^{T,\sigma}$ je elastické a plastické přetvoření od zatížení způsobené před zahřátím, ε_{th}^T je teplotní přetvoření nevysychajícího nezatíženého betonu, ε_{sh}^T je přetvoření od smršťování vysycháním, $\varepsilon_{LITS}^{T,\sigma}$ je zatížením vyvolané teplotní přetvoření a $\varepsilon_{crack}^{T,\sigma}$ je přetvoření způsobené trhlinami.

3.1. Elastoplastické přetvoření

Elasto-plastické přetvoření $\varepsilon_{elpl}^{20,\sigma}$ (z angl. *Elasto-plastic Strain*) je přetvoření způsobené silovým zatížením před zahřátím betonu. Toto přetvoření je možné stanovit pomocí standardního pracovního diagramu materiálu pro běžnou teplotu (20 °C), například pomocí vztahů v ČSN EN 1992-1-1 (2011).

3.2. Přetvoření závislá pouze na teplotě

3.2.1. Teplotní přetvoření

Teplotní přetvoření ε_{th}^T (z angl. *Thermal Strain*) je přetvoření nezatíženého nevysychajícího betonu způsobené změnou teploty. Z fyzikálního hlediska se jedná například o přetvoření způsobené teplotní roztažností materiálu. Hodnota tohoto přetvoření může být stanovena právě zkouškou zahřátí nezatíženého betonu při zajištění nevysychání betonu.

3.2.2. Přetvoření od smršťování vysycháním

Přetvoření od smršťování vysycháním ε_{sh}^T (z angl. *Drying Shrinkage Strain*) je přetvoření způsobené

- ztrátou fyzikálně vázané vody (vypařování), která závisí na počáteční vlhkosti, rychlosti zahřívání a tvaru a velikosti průřezu,
- ztrátou chemicky vázané vody (dehydratace cementové matrice a dekarbonatace), která závisí na rychlosti zahřívání a teplotě.

Hodnota tohoto přetvoření může být dle (Khoury 2006c) stanovena pomocí zkoušky zahřátí nezatíženého vysychajícího betonu jako rozdíl hodnoty přetvoření naměřené při zvýšené teplotě a hodnoty přetvoření naměřené po vychladnutí vzorku.

3.2.3. Teplotní přetvoření vysychajícího betonu

Při zahřívání betonu běžně není zajištěno jeho nevysychání, což znamená, že beton běžně při zahřátí vysychá, a teplotní přetvoření a smršťování vysycháním se tedy běžně uvažují jako neoddelitelné procesy a jejich hodnota a vliv se stanovuje společně. Z toho důvodu je ve většině publikací teplotním přetvořením betonu nepřesně označováno celkové přetvoření nezatíženého vysychajícího betonu způsobené změnou teploty, obsahující jak skutečné teplotní přetvoření, tak přetvoření od smršťování vysycháním (fib 2007). Celková

hodnota teplotního přetvoření a přetvoření od vysychání může být stanovena zkouškou zahřátí nezatíženého vysychajícího betonu. Pro tuto celkovou hodnotu je zavedeno značení $\varepsilon_{tot}^{T,0}$ a platí vztah $\varepsilon_{tot}^{T,0} = \varepsilon_{th}^T + \varepsilon_{sh}^T$.

Teplotní přetvoření vysychajícího betonu je nelineárně závislé na teplotě, kde největší vliv má obsah a druh kameniva. Vápencové kamenivo má větší roztažnost než kamenivo čedičové. Křemičité kamenivo má velkou teplotní roztažnost při teplotě 573 °C, kdy dochází k přeměně α fáze na β fázi. Menší, avšak nezanedbatelný, vliv má také počáteční vlhkost, typ cementu a rychlost zahřívání (Khoury 2006a).

Pro výpočet teplotního přetvoření vysychajícího betonu $\varepsilon_{tot}^{T,0}$ lze použít různé modely – například model navržený Terrem (1998), který tento druh přetvoření nazývá *volné teplotní přetvoření včetně smrštění* (z angl. *Free thermal strain, including shrinkage*), model uvedený v (ČSN EN 1992-1-2 2006), nebo model uvedený v (Guo a Shi 2011).

3.3. Zatížením vyvolané teplotní přetvoření

Zatížením vyvolané teplotní přetvoření LITS nebo $\varepsilon_{LITS}^{T,\sigma}$ (z angl. *Load-Induced Thermal Strain*) je dodatečné přetvoření způsobené teplotou v případě, že je materiál zatížen silovým zatížením. LITS je nelineárně závislé na teplotě, kde druh kameniva a druh cementu mají nevýrazný vliv na jeho hodnotu. Naopak je LITS závislé na velikosti zatížení, teplotě a objemu kameniva. Na velikosti zatížení je LITS lineárně závislé při velikosti zatížení do přibližně 30 % počáteční pevnosti materiálu (Khoury et al. 1985). Hodnota LITS může být dle (Khoury 2006c) po odečtení počátečního elasto-plastického přetvoření stanovena pomocí zkoušky zahřátí vysychajícího betonu jako rozdíl hodnoty přetvoření naměřené na zatíženém vzorku a hodnoty přetvoření naměřené na nezatíženém vzorku. Pro výpočet tedy platí vztah $\varepsilon_{LITS}^{T,\sigma} = \varepsilon_{tot}^{T,\sigma} - \varepsilon_{tot}^{T,0} - \varepsilon_{elpl}^{20,\sigma}$.

Khoury (2006c), fib (2007), Terro (1998), Gernay a Franssen (2012) a další vyjadřují LITS jako součet čtyř druhů přetvoření, které Khoury (2006c) a fib (2007) popisují jako

$$\varepsilon_{LITS}^{T,\sigma} = \varepsilon_{cr}^{T,0} + \varepsilon_{cr,t}^{T,0} + \varepsilon_{\Delta el}^{T,\sigma},$$

kde

$$\varepsilon_{cr}^{T,0} = \varepsilon_{ttc}^{T,0} + \varepsilon_{cr,d}^{T,0}.$$

Pro výpočet LITS lze použít model navržený Terrem (1998), kdy je nutno zmínit, že Terro uvažuje elasto-plastické přetvoření způsobené silovým zatížením před zahřátím betonu $\varepsilon_{elpl}^{20,\sigma}$ jako součást LITS. Guo a Shi (2011), kteří LITS nazývají jako *transient thermal strain*, rovněž uvádějí model pro výpočet hodnoty LITS.

3.3.1. Přechodové teplotní dotvarování $\varepsilon_{ttc}^{T,0}$

První složkou LITS je *přechodové teplotní dotvarování* $\varepsilon_{ttc}^{T,0}$ (z angl. *Transitional thermal creep*), které je přetvořením, ke kterému dochází u nevysychajícího betonu, který je prvně zahřát při současném silovém zatížení. Toto přetvoření, které je největší složkou LITS, je nevratné a dochází k němu pouze při prvním zahřátí zatíženého betonu (Illston a Saunders 1973). Při teplotách do 100 °C dochází k nárůstu přechodového

teplotního dotvarování až do limitní hodnoty po dobu přibližně jednoho měsíce po zahřátí (fib 2007).

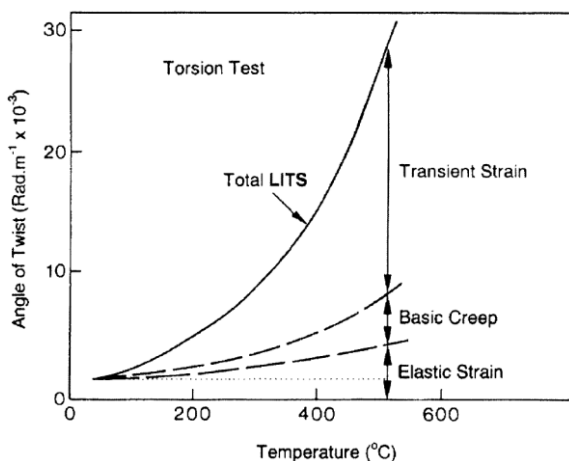
3.3.2. Dotvarování od vysychání $\epsilon_{cr,d}^{T,0}$

Druhou složkou LITS je *dotvarování od vysychání* $\epsilon_{cr,d}^{T,0}$ (z angl. *Drying creep*), které je způsobeno vysycháním betonu. Tato složka přetvoření je rovněž nevratná a závisí na teplotě a času pouze v tom smyslu, že ztráta vlhkosti je závislá na teplotě a času.

3.3.3. Přechodné dotvarování/přetvoření $\epsilon_{cr}^{T,0}$

Přechodové teplotní dotvarování $\epsilon_{ttc}^{T,0}$ a *dotvarování od vysychání* $\epsilon_{cr,d}^{T,0}$ se běžně v literatuře společně označují jako *přechodné dotvarování/přetvoření* $\epsilon_{cr}^{T,0}$ (z angl. *Transient creep/strain*), které někteří autoři chybně zaměňují za LITS (Khoury 2006c). Přechodné dotvarování/přetvoření je největší částí LITS, jak je možné vidět na Obr. 23, a je nevratné po ochlazení nebo odtižení. Toto přetvoření se výrazně rozvíjí nad 100 °C a většinou je uvažováno jako závislé na teplotě, a nikoliv na čase. Předpoklad nezávislosti na čase je platný pouze v případech, že teplotní zatížení trvá pouze v řádu hodin. Z důvodu nezávislosti na čase někteří autoři upřednostňují označení „přetvoření“ před označením „dotvarování“ (fib 2007).

Pro výpočet přechodného dotvarování/přetvoření $\epsilon_{cr}^{T,0}$ lze použít například model navržený Anderbergem a Thelanderssonem (1976), kteří tento druh přetvoření nazývají *Transient strain*, model uvedený v (ČSN EN 1992-1-2 2006) nebo model navržený Schneiderem (1985).



Obr. 1 – Vývoj LITS se zvyšující se teplotou při kroucení; převzato z (fib 2007)

3.3.4. Časově závislé přechodné dotvarování

Třetí složkou LITS je *časově závislé přechodné dotvarování* $\epsilon_{cr,t}^{T,0}$ (z angl. *Time-dependent strain under transient loaded conditions*). Tento druh přetvoření závisí na době zahřívání, a za předpokladu dané cílové teploty tedy závisí i na rychlosti zahřívání. Tento druh přetvoření je znatelný pouze v případě porovnání dvou vzorků zahříváných různými rychlostmi, kdy ostatní okrajové podmínky jako

silové zatížení a cílová teplota jsou u obou vzorků stejné (Gernay a Franssen 2012). S rostoucí dobou zahřívání a klesající rychlostí zahřívání roste velikost časově závislého přechodného dotvarování (Khoury 2006c). Velikost tohoto přetvoření je dle (Khoury et al. 1985) relativně malá, kdy pětinašobné prodloužení doby zahřívání způsobuje pouze 5-20% nárůst celkové hodnoty LITS. Časově závislé přechodné dotvarování $\epsilon_{cr,t}^{T,0}$ je převážně nevratné po odtižení, ačkoliv může obsahovat „zpožděnou elastickou“ část (fib 2007). Vzhledem k tomu, že časově závislé přechodné dotvarování $\epsilon_{cr,t}^{T,0}$, které je složkou LITS, závisí na rychlosti zahřívání, měla by hodnota samotného LITS být vždy vztažena k určité rychlosti zahřívání (Khoury 2006c).

Někteří autoři pro tento druh přetvoření používají pojem *základní dotvarování* (z angl. *Basic creep*), jelikož na rozdíl od přechodného dotvarování/přetvoření je tento druh přetvoření skutečně závislý na čase. Označení základní dotvarování pro časově závislé přechodné dotvarování $\epsilon_{cr,t}^{T,0}$ však není příliš vhodné, jelikož základní dotvarování je v zásadě přetvoření teplotně stabilizovaného betonu zatíženého při konstantní teplotě (Khoury 2006c). Časově závislé přechodné dotvarování $\epsilon_{cr,t}^{T,0}$ je dotvarování, ke kterému dochází při procesu zahřívání, kdy dochází ke změně teploty, a proto je již z definice samotného pojmu nevhodné používat pojem základní dotvarování.

Pro výpočet časově závislého přechodného dotvarování $\epsilon_{cr,t}^{T,0}$ lze použít například model navržený Anderbergem a Thelanderssonem (1976), kteří tento druh přetvoření nazývají *Creep-strain*, nebo model použitý Bratinou et al. (2005), kteří tento druh přetvoření nazývají *Concrete creep strain*. Model použitý Bratinou et al. (2005) je založen na modelu dle Harmathyho (1993).

3.3.5. Elastické přetvoření způsobené změnou teploty

Čtvrtou složkou LITS je elastické přetvoření způsobené změnou teploty $\epsilon_{\Delta el}^{T,\sigma}$. S rostoucí teplotou betonu dochází ke snižování jeho modulu pružnosti, což má za následek zvětšení elastického přetvoření betonu (Law a Gillie 2008, Law 2010). V případě zatíženého betonu je velikost tohoto přetvoření malá (fib 2007). Khoury (2006b) uvádí výsledky zkoušek zatíženého betonu, kde změny elastického přetvoření jsou v řádu 10-100 mikrostrainů¹ a celkové přetvoření po vychladnutí je 1,500-9,500 mikrostrainů. Elastické přetvoření způsobené změnou teploty je tedy většinou zanedbáváno, nebo lépe řečeno, je toto přetvoření uvažováno jako součást jiného druhu přetvoření – např. jako součást je časově závislého přechodného přetvoření. Za zmínku stojí, že v případě nezatíženého betonu není velikost změny elastického přetvoření $\epsilon_{\Delta el}^{T,\sigma}$ zanedbatelná, jelikož v případě nezatíženého betonu dochází ke vzniku trhlin (fib 2007).

3.4. Trhlinami způsobené přetvoření

Trhlinami způsobené přetvoření $\epsilon_{crack}^{T,\sigma}$ (z angl. *Crack-Induced Strain*) může být dle (Khoury 2006c, fib 2007) způsobeno

¹ Jeden mikrostrain (z angl. microstrain) je jedna miliontina přetvoření.

- a) velkým tahovým přetvořením od teploty,
- b) trhlinami na rozhraní kameniva a cementové matrice způsobené různou teplotní roztažností,
- c) odštěpováním betonu,
- d) velkým mechanickým zatížením.

Trhlinami způsobené přetvoření není významné při teplotách pod kritickou teplotou, která je dle (Khoury 2006a) okolo 600 °C. Při teplotách nad kritickou teplotou může dojít ke vzniku trhlin, avšak v případě zatíženého betonu je díky působícímu tlakovému napětí vznik a vývoj těchto trhlin výrazně omezen (Khoury 2006a).

Tento druh přetvoření se často zanedbává, nebo se v případě vyhodnocování experimentálních výsledků uvažuje jako součást jiného druhu přetvoření, případně je implicitně zahrnut v modelu pro celkové určení LITS.

3.5. Shrnutí

Dle různých autorů (Anderberg a Thelandersson 1976, Terro 1998, Bratina et al. 2005, Khoury 2006c, fib 2007, Gernay a Franssen 2012) se celkové přetvoření betonu při zvyšování teploty skládá z různých dílčích přetvoření. V některých dílčích přetvoření se autoři zcela shodují, zatímco u některých přetvoření různými názvy popisují stejná přetvoření, a naopak u některých přetvoření pod stejnými názvy definují odlišná přetvoření. Z toho důvodu může být celá problematika přetvoření betonu při zvyšování teploty poněkud matoucí. Autoři často uvádějí vztahy pro výpočet různých dílčích přetvoření. Při stanovování celkového přetvoření betonu je možné kombinovat vztahy pro výpočet různých dílčích přetvoření od různých autorů. Při používání vztahů od různých autorů je však nutné kontrolovat, zda dané vztahy nejsou v konfliktu – tj. zda některé přetvoření není započítáno ve více vztazích.

V tomto článku je popsáno přetvoření z pohledu Khouryho (2006c) a fibu (2007), který je dle názoru autora ze všech pohledů nejpodrobnější. Níže je shrnut tento přístup k celkovému přetvoření a u některých členů přetvoření jsou rovněž uvedeny odkazy na vztahy, které lze použít pro stanovení daného přetvoření.

Celkové přetvoření zatíženého vysychajícího betonu lze dle (Khoury 2006c, fib 2007) popsat vztahem

$$\varepsilon_{tot}^{T,\sigma} = \varepsilon_{etpl}^{20,\sigma} + \varepsilon_{tot}^{T,0} + \varepsilon_{LITS}^{T,\sigma} + \varepsilon_{crack}^{T,\sigma},$$

kde jednotlivé složky jsou popsány níže.

Přetvoření $\varepsilon_{etpl}^{20,\sigma}$ je elasto-plastické přetvoření způsobené silovým zatížením před zahřátím betonu, které je možné stanovit pomocí vztahů uvedených v (ČSN EN 1992-1-1 2011).

Přetvoření $\varepsilon_{tot}^{T,0}$ je teplotní přetvoření nezatíženého vysychajícího betonu, které je možné stanovit pomocí vztahů v (Terro 1998) a (ČSN EN 1992-1-2 2006) a skládá se ze složek $\varepsilon_{tot}^{T,\sigma} = \varepsilon_{th}^T + \varepsilon_{sh}^T$, kde ε_{th}^T je teplotní přetvoření nezatíženého nevysychajícího betonu a ε_{sh}^T je přetvoření od smršťování vysycháním.

Přetvoření $\varepsilon_{LITS}^{T,\sigma}$ je zatížením vyvolané teplotní přetvoření, které je možné stanovit pomocí vztahu v (Terro 1998) a skládá se ze složek $\varepsilon_{LITS}^{T,\sigma} = \varepsilon_{cr,t}^{T,0} + \varepsilon_{\Delta el}^{T,\sigma} + \varepsilon_{cr}^{T,0}$, kde $\varepsilon_{cr,t}^{T,0}$ je časově závislé přechodné dotvarování, které

je možné stanovit pomocí vztahů v (Anderberg a Thelandersson 1976, Bratina et al. 2005), $\varepsilon_{\Delta el}^{T,\sigma}$ je elastické přetvoření způsobené změnou teploty, které se většinou zanedbává nebo je zahrnuto ve vztahu pro výpočet jiného dílčího přetvoření a $\varepsilon_{cr}^{T,0}$ je přechodné dotvarování/přetvoření, které je možné stanovit pomocí vztahů v (Anderberg a Thelandersson 1976, ČSN EN 1992-1-2 2006, Schneider 1985) a skládá se ze složek $\varepsilon_{cr}^{T,0} = \varepsilon_{ttc}^{T,0} + \varepsilon_{cr,d}^{T,0}$, kde $\varepsilon_{ttc}^{T,0}$ je přechodové teplotní dotvarování a $\varepsilon_{cr,d}^{T,0}$ je dotvarování od vysychání a $\varepsilon_{crack}^{T,\sigma}$ je trhlinami způsobené přetvoření, které se většinou zanedbává nebo je zahrnuto ve vztahu pro výpočet jiného dílčího přetvoření.

4. ZÁVĚR

Jak je zřejmé z předchozí kapitoly, problematika přetvoření betonu za zvýšené teploty je velmi složitá a pro popis přetvoření betonu existuje mnoho modelů. V rámci další práce budou podrobněji rozebrány jednotlivé modely a bude stanoven nejhodnější model pro účely související disertační práce, tj. pro popis přetvoření silově zatíženého zahřívajícího betonu.

PODĚKOVÁNÍ

Tato práce byla podpořena grantem Studentské grantové soutěže ČVUT č. SGS22/033/OHK1/1T/11.

Reference

- Anderberg Y. a Thelandersson S. (1976). Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures: 2 experimental investigation and material behaviour model. Bulletin 54, Lund Institute of Technology, Sweden.
- Bastami, M., Aslani, F. a Omran, M.E. (2010). High-Temperature Mechanical Properties of Concrete. International Journal of Civil Engineering 8(4), pp. 337-351.
- Bažant, Z.P. a Chern, J.C. (1987). Stress-induced thermal and shrinkage strains in concrete. Journal of Engineering Mechanics ASCE 113(10), pp. 1493-1511.
- Bažant, Z.P. a Jirásek, M. (2018). Creep and Hygrothermal Effects in Concrete Structures. Solid Mechanics and Its Applications 225. London: Springer.
- Bažant, Z.P., Huggaard, A.P., Baweja, S. a Ulm, F.J. (1997). Microprestress solidification theory for concrete creep. I: Aging and drying effects. Journal of Engineering Mechanics ASCE 123(11), pp. 1188-1194.
- ČSN EN 1992-1-1 (2011). Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ÚNMZ.
- ČSN EN 1992-1-2 (2006). Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru. ČNI.
- Diederichs, U. (1987). Modelle zur Beschreibung der Betonverformung bei instantionaren Temperaturen. Abschlusskolloquium Bauwerke unter Brandeinwirkung, Technische Universität, Braunschweig, p. 25-34.

- fib (2007). Bulletin 38. Fire design of concrete structures – materials, structures and modelling.
- fib (2008). Bulletin 46. Fire design of concrete structures – structural behaviour and assessment.
- Gernay, T. (2011). Effect of Transient Creep Strain Model on the Behaviour of Concrete Columns Subjected to Heating and Cooling. *Fire Technology* 48(2), pp. 313-329.
- Gernay, T. a Franssen J.M. (2012). A formulation of the Eurocode 2 concrete model at elevated temperature that includes an explicit term for transient creep. *Fire Safety Journal* 51, pp. 1-9.
- Illston, J.M. a Saunders, P.D. (1973). The effect of temperature change upon the creep of mortar under torsional loading. *Magazine of Concrete Research* 25(84), pp. 136-144.
- Khoury, G.A. (1999). Mechanical behaviour at high temperature in compression. HITECO Report, Imperial Collage.
- Khoury, G.A. (2006a). Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 1: strain over two cycles, during first heating and at subsequent constant temperature. *Magazine of Concrete Research* 58(6), pp. 367-385.
- Khoury, G.A. (2006b). Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 2: strain during first cooling and subsequent thermal cycle. *Magazine of Concrete Research* 58(6), pp. 387-400.
- Khoury, G.A. (2006c). Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 3: isolation of strain components and strain model development. *Magazine of Concrete Research* 58(7), pp. 421-435.
- Khoury, G.A., Grainger, B.N. a Sullivan P.J.E. (1985). Strain of concrete during first heating to 600°C under load. *Magazine of Concrete Research* 37(133), pp. 195-215.
- Law, A. (2010). The assessment and response of concrete structures subject to fire. Ph.D. Thesis. The University of Edinburgh.
- Law, A. a Gillie, M. (2008). Load induced thermal strain: implications for structural behaviour. *Proceedings of the Fifth International Conference — Structures in Fire, Singapore*, pp. 488-496.
- Li, L. a Purkiss, J. (2005). Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures. *Fire Safety Journal* 40, pp. 669-686.
- Schneider, U. (1985). Properties of materials at high temperatures, concrete. RILEM.
- Schneider, U. (1988). Concrete at High Temperatures – A General Review. *Fire Safety Journal* 13, pp. 55-68.
- Terro, M. J. (1998). Numerical modeling of the behavior of concrete structures in fire. *ACI Structural Journal* 95(2), pp. 183-193.
- Youssef, M.A. a Mofteh, M. (2007). General stress-strain relationship for concrete at elevated temperatures. *Engineering Structures* 29, pp. 2618-2634.

IMPACT OF SETTING RETARDER INCORPORATION ON FOAM CONCRETE PROPERTIES

Adéla Kapicová, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
adela.kapicova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tato studie řeší problematiku nedostatečné stability předem připravené pěny určené pro výrobu pěnobetonu. U pěny dochází po jejím vmíchání do čerstvé betonové směsi k rychlé degradaci; proces degradace následně vede k příliš nízké pórovitosti pěnového betonu.

Na základě amerického patentu bylo navrženo řešení v podobě přidání zpomalovače tuhnutí betonu do navržené směsi. Byly vyrobeny čtyři sady vzorků – referenční směs a tři směsi obsahující 0.1, 0.3 a 0.4 % zpomalovače tuhnutí. Pro tyto vzorky byla změřena objemová hmotnost, pevnost a zvuková pohltivost. Na základě výsledků bylo rozhodnuto, že zpomalovač tuhnutí zvyšuje stabilitu pěny a napomáhá tedy vyšší výsledné pórovitosti. Nejvyšší pórovitosti dosáhl vzorek obsahující 0.3 % zpomalovače, toto množství zpomalovače lze tedy označit za nejvýhodnější.

KLÍČOVÁ SLOVA

Pěnový beton • Pórovitost • Stabilita pěny • Zpomalovač tuhnutí • Zvuková pohltivost

ABSTRACT

This study deals with the low stability of the pre-made foam used for foam concrete manufacturing. Previously, it was observed that foam mixed with fresh concrete quickly deteriorates. Such a process in general results in insufficient foam concrete porosity.

Based on a US patent, the following solution has been suggested: adding setting retarder into the concrete composition. Four sets of samples were manufactured – a reference sample and three samples containing 0.1, 0.3, and 0.4 wt. % of setting retarder. For those samples, bulk density, strength, and sound absorption were measured. Based on the obtained results, it was decided that setting retarder addition results in better foam stability and therefore in higher total porosity. The best results were provided by the sample containing 0.3 wt. % of retarder.

KEYWORDS

Foam concrete • Porosity • Foam stability • Setting retarder • Acoustic absorption

1. INTRODUCTION

Foam concrete is a lightweight material, in general consisting of cement, water, and fine aggregate. It is characterized by the presence of a large number of pores in its structure, where the porosity is induced e.g. by the incorporation of foaming agents or pre-made foam.

This material is known and widely used for its advantageous properties. Its exceptional thermal performance minimizes building energy losses; such material behaviour is nowadays desired, as the requirements for building energy efficiency keep increasing. Foam concrete is therefore successfully used in the form of thermal insulation and in some cases even fire insulation. Moreover, thanks to its sound-absorption potential, it can be used for manufacturing structures that are dealing with excessive noise. The use of foam concrete is also desired for its low weight that not only lowers the dead weight of the construction, but also reduces the transportation costs of such material (Fu et al, 2020).

Despite its mechanical characteristics being insufficient for structural applications, foam concrete seems to be, especially in the form of non-structural members, an environmentally- and cost-efficient ordinary concrete alternative with a great impact on the interior building environment, which could even be used for concrete 3D printing (Liu et al., 2021). However, its proper performance is dependent on the character of the gained porosity, as all the mentioned properties are significantly affected by the character of the matrix porous system. Specifically in the case of acoustic absorption, there are several important factors to take into account – the porosity character (open versus closed porosity), the size of pores, the distribution of pores etc. (Luo et al., 2011). These factors are affected e.g. by the method of pore development/ air introduction into the matrix and its steps and specifics. In the case of using separately produced foam, porosity depends on the foam quality, bubble size distribution, foam density, and foam amount. Moreover, porosity is affected by used admixtures.

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

This experiment focuses mainly on foam quality and the impact of admixtures. It is a part of an ongoing research analysing the impact of material composition on the resulting foam concrete properties, with acoustic absorption being the main factor of interest. In previous research (Kapicová, 2021), the desired composition in terms of cement, water, aggregate, and foam amount has already been set. However, the quality and stability of the used foam seemed to be unsatisfactory, with most of the separately made foam quickly deteriorating and being destroyed during the process of foam mixing with concrete. Such behaviour resulted in quite low porosity and high bulk density of the manufactured foam concrete despite the expectedly sufficient amount of used foam. As acoustic absorption depends on open porosity, the acoustic performance of the samples was also worse than expected. Therefore, it was decided that it is necessary to develop some method of foam stabilization that would result in higher porosity and better sound absorption.

According to Gray (2012), the problem with foam quality in foam concrete is caused by low stability of most of the available foaming agents in cementitious media. Foam usually quickly deteriorates after being mixed with concrete due to the mechanical and chemical interaction with cement. For this reason, it is hard to predict sample porosity and therefore come up with an ideal composition of foam concrete.

The solution for this problem was suggested in patent US 8,167,997 B2 (Gray, 2012). This patent recommends adding hydration stabilizer into foam concrete. The stabilizer presence is supposed to allow foam to be mixed with cement properly without being destroyed; such performance is ensured by controlling and postponing the hydration reaction. The reaction usually causes the largest foam deterioration.

The mentioned patent's solution was chosen for this experiment, as it is recommended for use in combination with firefighting foams. The foam used in this experiment is a firefighting foam as well, and therefore, such solution is a fitting one. For the needs of this study, a hydration stabilizer was replaced by a hydration retarder, as the patent mentions that retarder is usually included in stabilizers.

Other possibilities to improve foam quality, e.g. the addition of surfactants, foam stabilizers, or viscosity modifiers (Gray, 2012) (Liu et al., 2021), were also considered. However, most foaming agents, including the one used, already contain some of these options. Also, the impact of these options on the fresh and hardened concrete properties is harder to evaluate in advance. Therefore, these options have not yet been investigated.

2. MATERIALS AND METHODS

Four types of foam concrete specimens were prepared from portland cement CEM I 42.5 R (Českomoravský cement, a.s. – Závod Mokrý) (C), sand aggregate of the size 0–4 mm (A), water (W), and foam (F) produced by mixing the foaming agent Sthamex 5% with water. Except for the reference sample, the samples also contained the setting retarder Retardal 540 (R). The composition of the examined specimens is shown in Table 1. Sample PR is the reference sample, and samples

P6–P8 are the samples containing retarder. Sample numbering starts with 6, as these samples build up on another five sample types from the previous research (Kapicová, 2021).

Table 1: *Sample composition [kg m⁻³].*

	C	A	W	F	R
PR	500	850	250	14.9	-
P6	500	850	250	14.9	2
P7	500	850	250	14.9	1.5
P8	500	850	250	14.9	0.5

The composition, specifically the amount of used cement, aggregate, and water/cement (W/C) ratio, was chosen based on the study conducted by Hilal et al. (2014) – concrete mix FC6 described in the study was set as the initial composition for its promising open and total porosity. The appropriate foam amount was decided by a series of experiments closely described by Kapicová (2021). It was set to 14.9 kg m⁻³, as such an amount managed to provide a sufficient porosity.

The foam was pre-made before the concrete mixing began. It was created by stirring foaming agent Sthamex 5% with water in the ratio 1:20 (S:W); such ratio was recommended by the manufacturer. It is important to take into account that the water contained in foam was not counted into the W/C ratio (W/C = 0.5). The W/C ratio was chosen independently of the foam amount, and it was set to be high enough to prevent cement from absorbing the water bound in the foam and therefore from causing foam degradation. This approach was recommended by Kearsley et al. (2005).

The setting retarder was used in the case of samples P6–P8. It was added in three different amounts set as wt. % of cement. Sample P6 used 0.4 wt. %, sample P7 used 0.3 wt. %, and sample P8 used 0.1 wt. %. Those amounts were chosen based on the manufacturer's recommendation.



Figure 1: *Foam preparation setup.*

The mixing process began by preparing foam in a bucket with the use of a drill provided with a special extension (see Figure 1). Subsequently, dry concrete components were mixed for 30 seconds by a laboratory mixer. Afterwards, water (reference sample) or water mixed with setting retarder was added, and the mixing process continued for another 90 s, involving manual mixing in the middle of the process with the purpose of ensuring proper homogenization of the mixture. Subsequently, the prepared foam was added and blended with concrete by hand – such setup was chosen, as mixing by the laboratory mixer resulted in excessive foam deterioration.

The fresh concrete mixtures were cast into three prismatic steel moulds with the dimensions 40 × 40 × 160 mm, and into four circular moulds – two with the diameter of 98 mm and two with the diameter of 43 mm, both with the thickness of 20

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

mm. The fresh samples were then kept in the moulds for three days, as their slowed setting did not allow earlier demoulding. Afterwards, the samples were stored in water at 20 °C. The samples for mechanical testing were kept in the water tank until testing; the samples used for acoustic testing were removed from water approximately a week before testing.

The following material properties were tested: bulk density ρ [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$], compressive strength f_{cm} [MPa], flexural strength f_{cm} [MPa], and acoustic absorption coefficient α [-]. Bulk density was measured in accordance with the standard EN 12390-7 (CEN, 2019); it was measured in a dry state (ρ_{dry}) and in a wet state (ρ_{sat}) after being withdrawn from water.

The flexural strength test was performed in accordance with the standard EN 196-1 (CEN, 2016) suitable for cement testing – this standard was chosen based on the sample size. The compressive strength test was performed according to the mentioned standard as well; however, because of the low value of foam concrete compressive strength, the loading speed was changed to the one described in EN 12390-3 (CEN, 2019), i.e. from 1.5 ± 0.125 MPa/s to 0.6 ± 0.2 MPa/s.

The acoustic absorption test was performed according to the standard ISO 10534-2 (ISO, 1998); the transfer function method was used. This method was performed in two impedance tubes with the diameters of 100 mm and 44 mm. The frequency range 100–1250 Hz was measured in the wider tube, and the frequency range 630–4000 Hz was measured in the narrower tube. The overall frequency range, 100–4000 Hz, was chosen for its relevance for human hearing, as those frequencies are the most problematic ones.

Due to logistics reasons, only one of each pair of cylindrical samples was used for acoustic performance measuring; the one with a visually better porosity was always examined. The samples were examined in combination with acoustic insulation (mineral wool) with a thickness of 40 mm. The thickness of the total setup was 100 mm, which consisted of a 20 mm thick sample, 40 mm of mineral wool, and a 40 mm thick air gap behind the mineral wool.

3. RESULTS AND DISCUSSION

The gained saturated and dry bulk densities are shown in Figure 2. The saturated values include standard deviations, as those were measured for all three prismatic samples. On the other hand, dry values were usually measured for one sample only; for that reason, standard deviations are missing for the dry samples.

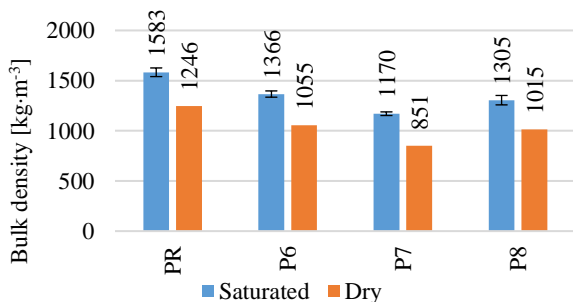


Figure 2: Saturated and dry bulk density.

Both sets of bulk density values (dry and saturated) point towards the obvious effect of setting retarder. The reference sample PR provides the highest bulk density; all the samples including setting retarder show lower density. The lowest bulk density was measured for sample P7 containing 0.3 wt. % of setting retarder; in this case, the addition of setting retarder caused a decrease of 31.7% in dry bulk density. The decrease in bulk density for all samples containing setting retarder is shown in Figure 3.

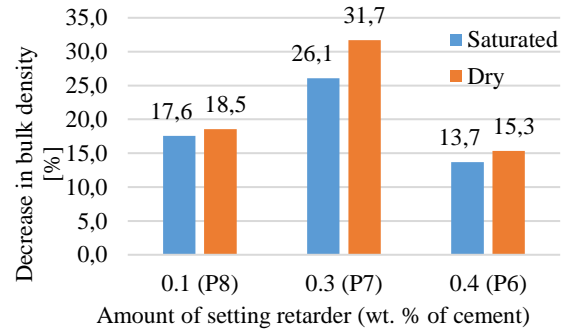


Figure 3: Decrease in dry and saturated bulk density [%] caused by the addition of setting retarder; expressed in relation to the values measured for the reference sample.

From the data shown in Figure 3, it is evident that there is no proportionality between the amount of used setting retarder and decrease in bulk density. Although in the first two cases (0.1 wt. % and 0.3 wt. %) concrete density decreases with the increasing amount of setting retarder, the last case containing 0.4 wt. % of retarder disrupts this trend. Overall, the composition containing 0.3 wt. % of retarder is the most advantageous if low bulk density of concrete is needed.

As the retarder presence is the only material difference between the reference sample and samples P6–P8, the matrix density of all the samples should be basically identical. This assumption means that the difference between sample bulk densities is caused by their different porosities. Therefore, the addition of setting retarder affects the sample porosity; in general, it causes an increase in porosity. Since the porosity of foam concrete prepared from pre-made foam directly depends on the foam stability and quality, it is reasonable to claim that the higher porosity is caused by better foam stability, which was obviously achieved by the retarder presence.

Overall, the bulk density results are the first confirmation of the correctness of the initial assumption that setting retarder improves foam stability. Higher porosity of the samples containing retarder is also visually observable (see Figure 4).



Figure 4: Visual difference between the reference sample (PR = P4) and sample P6.

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

The porous system of the samples was also observed by optical microscope. Figure 5 shows that the visible surface pores are thoroughly connected with the inside porous system; moreover, the connectivity between internal pores was observed on fractions of foam concrete samples.



Figure 5: Microscope image of sample P8, magnification 50 \times .

The measured compressive and bending strengths are shown in Figure 6. The compressive strength and bending strength provided by the reference sample are the highest ones measured, while the sample containing 0.3 wt. % of retarder provides the lowest values measured. As higher porosity generally leads to low strength, these results imply that sample P7 likely has the lowest porosity of all the samples.

Overall, the strengths provided by all foam concrete samples are very low, showing that foam concrete is not a suitable material for structural applications.

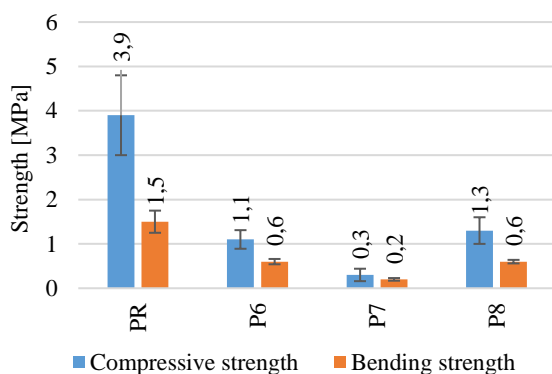


Figure 6: Compressive and bending strengths of foam concrete samples.

In Figure 7, the results of acoustic absorption are shown. However, only samples P6 and P7 were examined, as the other samples were visually significantly less porous and were evaluated as samples without any acoustic potential. Hence, the measuring of acoustic absorption of those samples was skipped.

Sample P7 shows higher values of sound absorption coefficient α [-] than sample P6 for most of the measured frequencies except for the third octave bands with central frequencies 2500 Hz and 3150 Hz; obviously, sample P7 is a more promising sound-absorbing material. The gained results

describe not only the acoustic performance, but also the porosity of the materials. As open porosity is a key value for acoustic absorption, based on the absorption coefficient it is obvious that the open porosity of sample P7 is significantly higher than the open porosity of sample P6. Such claim is in agreement with the previous findings.

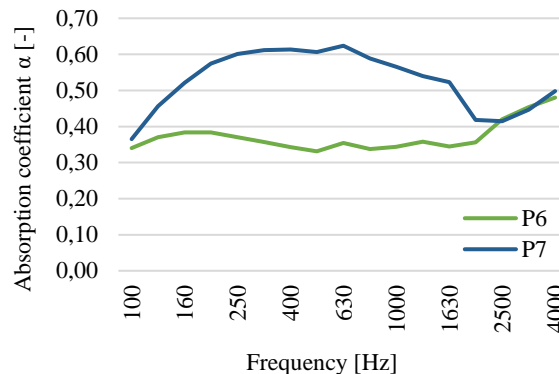


Figure 7: Sound absorption coefficient of samples P6 and P7, measured in third octave bands.

Overall, all the measured characteristics show that the total and also open porosity of foam concrete with composition P7 is the highest. Therefore, the amount of setting retarder 0.3 wt. % provides the used foam with the best stability. However, all the samples containing setting retarder showed higher porosity and therefore better foam stability compared to the reference sample.

4. CONCLUSIONS

This study examined the impact of setting retarder incorporation on the stability of the pre-made foam added into concrete. The findings are as follows:

- The addition of 0.3 wt. % of setting retarder (sample P7) into foam concrete resulted in concrete with the lowest bulk density. As the composition otherwise remained the same as that of the reference sample and the matrix density therefore did not significantly change, sample P7 obviously had the highest porosity of all the examined samples.
- Stable foam, i.e. foam that does not deteriorate, should provide concrete with better porosity. Therefore, the addition of 0.3 wt. % of setting retarder was proven to be optimal for enhancing foam stability.
- The setting retarder presence made porosity higher and foam more stable compared to the sample without retarder in all cases.
- High porosity is advantageous in terms of acoustic absorption; the sample with the highest porosity provided a high sound absorption coefficient for all measured frequencies. However, both measured samples provided high values of α when compared to ordinary concrete, as α values of ordinary concrete usually do not exceed 0.1.

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

- On the other hand, high porosity can be a disadvantage in some applications, as it results in low mechanical properties. Strengths of all examined foam concrete samples were considerably low, supporting the claim that foam concrete is not suitable for structural use.
- The gained results confirm that porous concrete is suitable for various non-structural uses. It can be used e.g. as a lightweight sound absorbing cladding.

The use of setting retarder was successful; this method of foam stabilization proved to be valid. In the following parts of this study, the other possibilities of foam stabilization might be examined. Future studies will also put a greater focus on the examination of foam manufacturing process replicability and on ways to obtain foam with uniform properties, as this proved to be a challenge in this experiment. Moreover, the impact of various foam entertaining agents will be examined.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was funded by the TREND programme of the Technology agency of the Czech Republic (TA ČR), project no. FW03010173 “Development of sound-absorbing concrete for interior applications”.

A special acknowledgement goes to doc. Petr Bílý and doc. Josef Fládr for their help with foam concrete manufacturing and for their various innovative ideas.

References

- CEN (2016), *Methods of testing cement – Part 1: Determination of strength*, EN 196-1, viewed 7 March 2022, retrieved from ČSN Online.
- CEN (2019), *Testing hardened concrete – Part 3: Compressive strength of test specimens*, EN 12390-3, viewed 7 March 2022, retrieved from ČSN Online.
- CEN (2019), *Testing hardened concrete – Part 7: Density of hardened concrete*, EN 12390-7, viewed 7 March 2022, retriever from ČSN Online.
- Fu, Y., Wang, X., Wang, L., Li, Y. (2020), ‘Foam Concrete: A State-of-the-Art and State-of-the-Practice Review’, in *Adv. Mater. Sci. Eng.* vol. 2020, pp. 1–25
- Gray, L. J. (2012), *Concrete mixtures having stabilized foam admixture*, USA Patent US 8,167,997 B2 [Online]. Available at <https://patentimages.storage.googleapis.com/c1/2a/c6/100d0278748992/US8167997.pdf>.
- Hilal, A., Thom, N.H., Dawson, A. R. (2014), ‘Pore Structure and Permeation Characteristics of Foamed Concrete’, in *J. Adv. Concr. Technol.*, vol. 12, pp. 535–544.
- ISO (1998), *Acoustics – Determination of sound absorption coefficient and impedance in impedance tubes – Part 2: Transfer-function method*, ISO 10534-2, viewed 10 March 2022, retrieved from ČSN Online.
- Kapicová, A. (2021), *Concrete for interior acoustic purposes*. Master’s thesis. Czech Technical University in Prague.
- Kearsley, E.P., Mostert, H. F. (2005), ‘Designing mix composition of foamed concrete with high fly ash contents’, in *Proceedings of the International Conference on the Use of Foamed Concrete in Construction*; Ravindra, K., Dhir, M.D.N., McCarthy, A., Eds.; Thomas Telford Publishing: London, UK, 2005; pp. 29–36.
- Liu, Ch., Wang, X., Chen, Y., Zhang, Ch., Ma, L., Deng, Z., Chen, Ch., Zhang, Y., Pan, J., Banthia, N. (2021) ‘Influence of hydroxypropyl methylcellulose and silica fume on stability, rheological properties, and printability of 3D printing foam concrete’, in *Cem Concr. Compos.*, vol. 122, pp. 104158.
- Luo, X., Li, W., Jin, X., Zeng, L. (2011), ‘Effects of Porosity and Pore Size on Sound Absorption Characteristic of Ceramsite Porous Material’, in *J. Chin. Ceram. Soc.*, vol. 39, pp. 158-163.

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

APLIKACE MODERNÍCH TECHNOLOGIÍ PŘI VÝSTAVBĚ LÁVKY PŘES LABE V HRADCI KRÁLOVÉ

Jiří Keclík, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
jiri.keclik@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek se zabývá aplikací moderních a neobvyklých technologií při výstavbě unikátní lávky přes Labe v Hradci Králové ve spolupráci FSv ČVUT, zhotovitele SMP CZ a.s., projektanta Valbek a dalších společností. Článek prezentuje konstrukční uspořádání stavby a konkrétní aplikované způsoby řešení jejích částí. Hlavní pozornost je věnována shrnutí zkušeností s realizací UHPFRC segmentů mostovky a prezentace využití digitální fabrikace pro tvorbu tvarově složitých pilířů se zakřivením ploch o malých poloměrech ve dvou směrech. Článek shrnuje výsledky práce na projektu, který přesahuje běžné hranice mostního stavitelství.

KLÍČOVÁ SLOVA

Lávky • Segmenty • UHPC • Digitální fabrikace

ABSTRACT

The article deals with the application of modern and unusual technologies in the construction of a unique footbridge over the Elbe in Hradec Králové in cooperation with the Faculty of Civil Engineering of the Czech Technical University, the contractor SMP CZ a.s., the designer Valbek and other companies. The article presents the structural arrangement of the construction and specific applied methods of its parts. The main attention is devoted to the summary of the experience with the realization of UHPFRC bridge deck segments and the presentation of the use of digital fabrication for the creation of a shape-complex pillar with curved surfaces of small radii in two directions. The paper summarizes the results of the work on a project that goes beyond the normal boundaries of bridge construction.

KEYWORDS

Pedestrian bridges • Segments • UHPC • Digital fabrication

1. ÚVOD

Nová lávka v Hradci Králové byla navržena za účelem propojení centra města s rozvíjející se lokalitou okolo kongresového centra Aldis. Růst důležitosti oblasti odstartovala výstavba regionální centrály ČSOB. Futuristicky vyhlížející konstrukce lávky má nejen zlepšit dostupnost

nového objektu, ale vhodně jej vizuálně doplnit. Zároveň vytváří důstojnou spojnicí pro pěší mezi Šimkovými sady a druhým břehem Labe. Pro chodce tak nahradí nyní využívaný Labský most zatížený intenzivní silniční dopravou. Při její realizaci spolupracuje zhotovitel SMP CZ, a.s. kromě svých podzhotovitelů, kterými jsou například projekční kancelář Valbek s.r.o. nebo KŠ Prefa s.r.o., také s Fakultou stavební ČVUT. Taková spolupráce je potřebná pro zdárné a spolehlivé vyřešení neobvyklých detailů, které se mnohdy vymykají standardním řešením hojně užívaným u jiných mostních konstrukcí.

Konstrukce lávky se skládá ze dvou nesymetrických polí, hlavní pole překonávající řeku Labe má rozpětí téměř 69 m. Hlavním nosným prvkem je dvojice uzavřených lan o průměru 130 mm vedených v optimalizované geometrii, zajišťující požadovanou tuhost konstrukce. Mostovku tvoří vylehčené prefabrikované UHPFRC segmenty, kterými jsou vedeny čtyři nesoudržné předpínací kabely. V nadpodporových oblastech jsou tyto segmenty nahrazeny ocelovými příčníky. Osobitě tvary spodní stavby podporují moderní vzhled celé stavby.

Tento příspěvek prezentuje část autorových zkušeností s využitím technologií, které jsou v dnešní době v České republice velice ojedinělé a na svůj masivní rozkvet ve stavebnictví stále ještě čekají. Shrnuje dále možné nesnáze spojené se zaváděním těchto technologií.

2. LÁVKA PŘES LABE

Lávka je založená na kombinaci mikropilot na pravém břehu (opěra O1) a ražených prefabrikovaných pilot na levém břehu (pilíř P2 a opěra O3).

Prefabrikované ražené piloty jsou v České republice nezvyklým řešením, jejich použití ale přináší všechny výhody prefabrikace, jako je vysoká úroveň kontroly kvality výroby a časová úspora na stavbě. Zároveň projektant i zhotovitel okamžitě získává znalost únosnosti pilotového základu a je schopný velmi přesně určit následné sedání stavby díky provádění dynamických zatěžovacích zkoušek. Jejich nevýhodou je především malá nebo žádná zkušenost českých geotechniků s jejich navrhováním podpořená absencí výuky výpočtů ražených pilot na českých vysokých školách. Z toho důvodu byl podrobný výpočet proveden zástupci podzhotovitelské společnosti na základě zkušeností a výsledků

* Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEEng.

bludných proudů. S ohledem na to, že fenomén bludných proudů je znám především v České republice a světově dodavatelé nosných uzavřených lan ho neznají a neřeší, bylo nutné vyvinout spolehlivý způsob jak nevodivě oddělit nosná lana od zbytku konstrukce. Právě lity nylon je například oproti teflonu, který by se mohl nabízet, velmi dobrým řešením, které odolává i výraznému namáhání způsobenému tlakem lan. Během předepnutí lana dojde k odskržení lávky a proces předpínání bude ukončen při dosažení požadované geometrie konstrukce. Následně dojde k fixaci lan utažením dvojic ocelových svorek na každém žebru. Tyto svorky jsou ve styku s nosným uzavřeným lanem opatřeny vrstvou 1 mm metalizace (zinku), která zajistí jak ideální přenos napětí, tak spojení oxidujícího zinku svorek i lana. Toto spojení zaručuje kvalitní protikorozní ochranu lana v místě spojení.

Tlaková rezerva v mostovce (respektive stav dekomprese při mezním stavu použitelnosti) je zajištěna čtyřmi nesoudržnými předpínacími kabely, které procházejí UHPFRC segmenty. Tyto kabely zvyšují tlakové napětí především ve spárách mezi segmenty. Kabely jsou navrženy ze 13 lan a jsou kotveny do ocelových příčniců nad opěrami.

Nad podporami byly UHPFRC desky mostovky nahrazeny ocelovými příčnicemi vyplněnými samozhutitelným vysokohodnotným betonem. Tyto prvky vytvářejí pevný a masivní kotvicí blok pro předpínací systém lávky.

Součástí ocelové konstrukce jsou rovněž štíhlá svislá žebra, představující spojení spodních nosných lan a UHPFRC segmentů mostovky. V průběhu výstavby jsou žebra vzájemně propojena pomocí montážního ztužení, které bude demontováno po předepnutí konstrukce.

Žebra geometricky pokračují do sloupků zábradlí. Zábradlí kopíruje rastr celé konstrukce a je sestaveno z úseků stejné délky jako UHPFRC segmenty. V madle zábradlí je integrován LED pásek zajišťující osvětlení lávky.

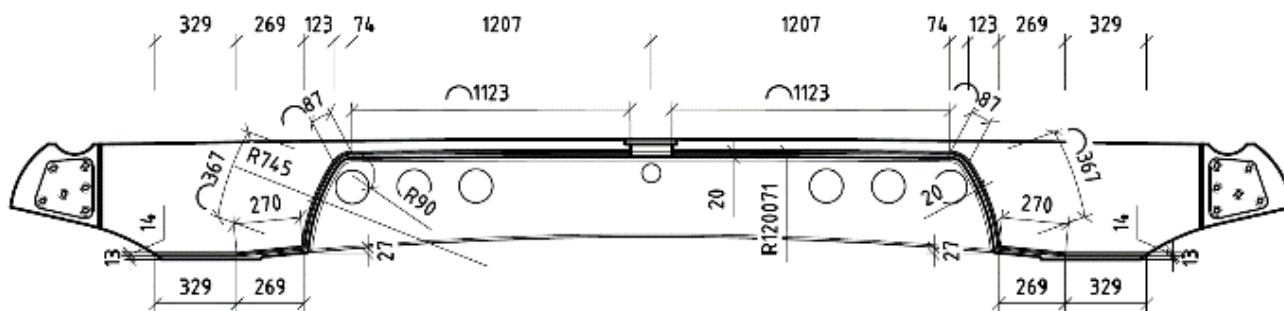
2.1. UHPFRC segmenty

Mostovka lávky je tvořena 39 prefabrikovanými UHPFRC segmenty délky 2,4 m a šířky 5,2 m. Z toho 37 prefabrikátů je typických a 2 náběhované umístěné z obou stran pilíře. Příčný řez segmentů je tvořen velmi tenkou deskou se dvěma

podélnými a dvěma příčnými trámy, které přispívají k celkové tuhosti prvku. Dílce jsou vyztuženy jak standardní betonářskou výztuží, tak rozptýlenou výztuží. Horní povrch je opatřen otiskem matrice RECKLI zajišťující protisklizové vlastnosti.

Vzhledem k veliké složitosti a nárokům na kvalitu segmentů bylo vyrobeno několik zkušebních dílců. Jedním z cílů jejich výroby bylo ověřit splnění vysokých nároků na kvalitu povrchu dílců neboť mostovka je navržena jako přímo pochozí. Zároveň bylo více než žádoucí postup betonáže optimalizovat a zkontrolovat, že bude dosaženo kvalitního probetonování všech míst segmentu. V neposlední řadě byl na zkušebních prvcích proveden test zálivky spáry. Ta nabývá tloušťky 15 mm na většině šířky segmentu, v místě odvodňovacích žlábků se však skokově rozšiřuje na tloušťku 250 mm, aby umožnila realizovat propojení s ocelovou konstrukcí uvažované jako vetknutí. Zálivka spáry je navržena jako vysokopevnostní s požadavky na pevnost v tlaku minimálně 95 MPa. Dále je od ní požadována maximální míra kompenzace smrštění. Z toho důvodu bylo nutné oslovit přední výrobce stavebních hmot a dostat se až k jejich samotné chemické podstatě. Pro dostatečnou kvalitu provedení spár je totiž nutné najít optimální poměr plnění zálivky, který zajistí dostatečnou tekutost, ale zároveň bude minimálně smršťovat, kamenivo v ní nebude segregovat ani při výšce zálivky 500 mm a dosáhne požadovaných mechanických vlastností. Vývoj finální zálivky v současné době stále probíhá a separátně se ho ujaly společnosti jako SPOLCHEMIE, MBCC Group nebo SIKA. Samotná zkouška zalití spáry mezi segmenty potvrdila, že provedení i takto tenké a zároveň vysoké spáry je technicky možné. Dále se ukázalo, že zálivka je v celé šíři a výšce homogenní.

Následně se zhotovitel pokusil o rozlomení dvojice spojených segmentů. Pokus ukázal, že i bez vzájemného prošroubování segmentů je nezlomí účinek dvojnásobku vlastní tíhy. Zatížení bylo aplikováno ve statickém schématu konzoly s vyložení délky jednoho segmentu. Dlužno podotknout, že pokus byl prováděn s oslabením spáry proříznutím diamantovým kotoučem průměru 250 mm.



Obrázek 3: Pohled na čelo typického segmentu

UHPFRC bylo navrženo ve spolupráci KŠ Prefa s.r.o. a Kloknerova ústavu ČVUT modifikací jejich dříve používané

směsi. Zpracované průkazní zkoušky následně potvrdily, že směs splní požadavky projektové dokumentace:

- Množství rozptýlené výztuže min. 1,5 %

- Min. průměrná pevnost v tlaku (28 d) 150 MPa
- Min. pevnost v tahu za ohybu (28 d) 20 MPa
- Min. modul pružnosti (28 d) 40 GPa
- SVP XC4 + XD3 + XF4

V průběhu optimalizace betonáže bylo nutné se vypořádat se složitým tvarem formy, který neumožňoval dostatečný odvod vzduchu. Zajištění odvodu vzduchu je při použití UHPFRC mimořádně důležité, ze směsi se totiž vzduch uvolňuje až 30 minut po jejím uložení. Ačkoliv by 1-2 mm hluboké kaverny způsobené neodvedením bublin vzduchu neměly vliv na životnost a spolehlivost konstrukce, nebyly esteticky přijatelné.

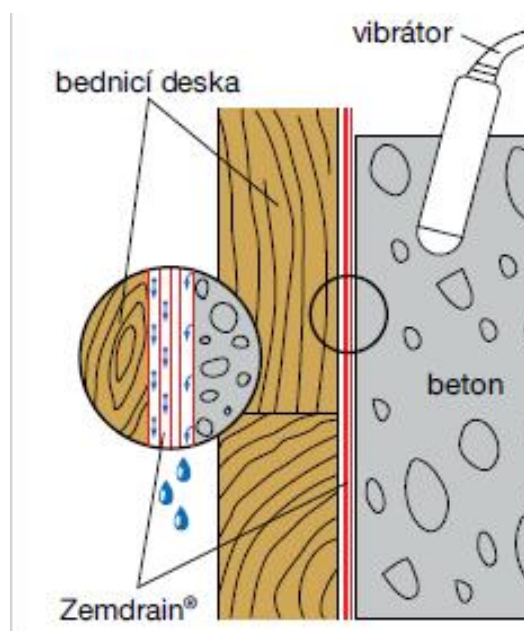


Obrázek 4: Forma s namontovaným záklopem

Během tvorby zkušebních prefabrikátů bylo proto nutné optimalizovat jak postup betonáže, tak i podmínky výroby betonu. Vzhledem k tomu, že na provzdušnění i dobu uvolňování betonu má významný vliv teplota prostředí i směsi, bylo betonování segmentů odloženo do podzimních měsíců, kdy již teploty nepřesahovaly 20 °C. Během míchání směsi byla zároveň do míchačky přidávána ledová tříšť, aby se dostatečně ochladila. Beton byl následně plněn do autodomíhače v němž se nechal míchat dalších zhruba 10 minut. Poté se z domíhače směs přemístila do bádie v níž bylo betonu umožněno uvolnit vzduch. Přemístění betonu do bádie zároveň umožnilo odebrat z povrchu betonu odloučené stopové množství mikrosiliky, která na povrchu segmentů tvořila nepřijatelné skvrny. Po provedení těchto úkonů byl beton ukládán z bádie do formy segmentu. Během betonáže byla forma naklápěna a byly uzavřeny odvzdušňovací otvory. Zajištění kvalitního finálního povrchu segmentů bylo rovněž dosaženo použitím fólie ZEMDRAIN, která umožnila pohlcení části vzduchu unikající do záklopu formy.



Obrázek 5: Segment při manipulaci na skládce

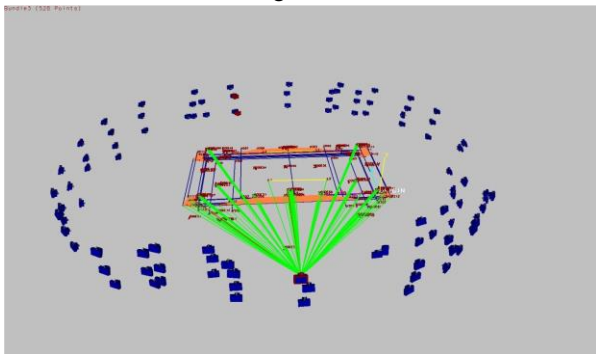


Obrázek 6: Schéma principu odvodu tekutiny z povrchu bednění fólie Zemdrain

Vzhledem k tomu, že na celou konstrukci jsou kladeny přísné nároky na geometrickou přesnost všech prvků, bylo prováděno měření jednotlivých segmentů. Každý ze segmentů byl ve stáří 3 dní ručně měřen pracovníky přefy měřidlem a každý třetí segment byl zaměřen fotogrametricky po 7 dnech od vybetonování. Fotogrametrií byla měřena především geometrie čel s důrazem na přesnost oblých úložných ploch, kde dochází ke styku ocelové konstrukce s betonovými segmenty. Segment byl umístěn na dvojici betonových svodidel, a to vně kryté haly. To při prvním měření způsobilo potíže při snímkování, za slunečního svitu, kdy odraz adhesivních terčů o průměru 6 mm na kontrolních bodech a nuggetech není ve světlém betonovém okolí dostatečný (kamera má vlastní bleskové osvětlení a může pracovat i za šera nebo i potmě). Díky použití speciálního filtru a vysokého clonového čísla bylo možno snímkovat, jakmile bylo slunce zakryto mraky. V příštích měřeních byla volena doba snímkování v pozdních odpoledních hodinách. Kolem segmentu bylo třeba zajistit zcela volný prostor o poloměru 5 m pro pohyb snímkujícího. Na přední podélné straně segmentu směrem k hale bylo vždy nalepeno 38 adhesivních terčů o

průměru 6,5 mm. Dále bylo účelně rozmístěno celkem 59 magnetických nuggetů na ocelových úhelnících nebo přilepených na spodní část segmentu, které umožnily sestavení prostorového modelu objektu ze všech pořízených snímků, jejichž osy jsou vzájemně konvergentní.

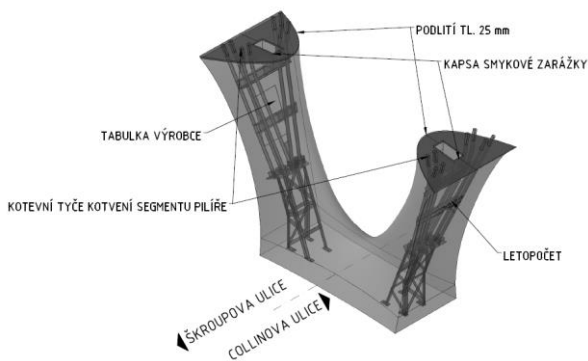
Prováděná měření umožnila prokázat, že jsou prefabrikáty vyrobeny nadstandardně přesně a jednotlivá čela nejsou vůči sobě zkroucená. Porovnání fotogrametrického měření s předpoklady projektu bylo prováděno nahráním dat z měření do 3D modelu segmentu a kontrolou vůči zadání.



Obrázek 7: Vizualizace postupu snímání segmentu

2.2. Pilíř P2

Pilíř P2 je autory i zhotovitelem více nazýván sochou než pilířem. Vybízí k tomu především velice složitý tvar, který je tvořený obecnými křivkami. Křivost pilíře na většině ploch není realizována pouze v jednom směru, nýbrž ve dvou, a to zároveň v malých poloměrech. Složitost tvaru je dále zvětšena tím, že přibližně 1 metr nad základem se dříví rozděluje a mezi sebou je propojený hmotou železobetonu ve tvaru sedla.



Obrázek 8: Vizualizace pilíře P2

Tento tvar byl výzvou pro všechny renomované dodavatele a projektanty bednění v České republice a znamenal několik nezdárných pokusů vybednit tvar tradičně tesařsky. Z toho důvodu navrhl autor a zhotovitelská firma SMP CZ a.s. využít digitální fabrikace. Ideou bylo bednění skládat jako horizontální sendvičovou konstrukci z deskového materiálu obrobenu CNC 5-osou frézku do přesného tvaru pilíře. Samotnou bednicí formu tak měly tvořit obrobene hrany deskového materiálu, nikoliv plochy.

Samotný pilíř je poměrně výrazně namáhán ohybovým momentem a smykovou silou, zároveň však není možné jeho průřez příliš zvětšovat z estetických důvodů. Proto je silně

vyztužen a navržen ze samozhutitelného betonu SCC 50/60 XF4, $D_{max}=16$ mm. Zároveň je uvnitř pilíře navrženo osazení kotevního přípravku nadpodporového ocelového segmentu P2. Tento kotevní prvek je v každém z dvou dříví tvořen 8 šikmými nerezovými tyčemi o průměru 60 mm s vyfrézovaným závitem M56 na koncích.

Tyto skutečnosti výrazně ovlivnily finální výběr materiálu, který bednění bude tvořit neboť nebylo přípustné, aby se do bednění vtlačily distanční tělesa. Dalším posuzovaným parametrem byla schopnost odolávat atmosférické vlhkosti jak z hlediska objemových změn materiálu, tak i odolnosti obrobenech hran při změnách vlhkosti. V neposlední řadě se při výběru dbalo na kvalitu obrobene hrany, která bude následně definovat vzhled finálního povrchu betonu pilíře. Jako materiál vhodný pro obrábění byly posuzovány desky z extrudovaného polystyrenu, recyklované desky z tetrapaků PackWall, vodovzdorné překližky a masivní bidesky. Nejlépe z testovaných materiálů vyšly bidesky a desky z extrudovaného polystyrenu. S ohledem na riziko vtlačení distancí byly nakonec vybrány právě bidesky. Vzhledem k tomu, že masivní dřevo je rizikové s ohledem na objemové změny vlivem změn vlhkosti ve venkovním prostředí umocněné umístěním pilíře přímo vedle řeky, bylo nutné zvolit opatření, které bude změny redukovat. Z toho důvodu bylo rozhodnuto, že všechny hrany bednicích desek se po obrobení a složení formy ve výrobní opatří vrstvou laku. Zároveň se jako odbedňovací prostředek zvolila odbedňovací pasta SIKA Separol S-5, která taktéž zvyšuje odolnost povrchu bednění vůči vlhkosti a zároveň je velmi trvanlivá na rozdíl od standardního odbedňovacího oleje.



Obrázek 9: Kontrolní montáž bednicí formy v areálu prefabrikace bednění SMP CZ a.s. - PIM Beroun

Podrobný projekt bednění byl zpracován v 3D CAD software SolidWorks. Původní myšlenka byla dále zpracována a bednění tak dostalo podobu „krabice“ sestavené z dílčích bloků tvořených v půdoryse 6 dílci. Tyto bloky byly dále rozděleny i vertikálně, z důvodu snazší manipulace a transportu, do 6 výškových úrovní. V projektu došlo také k optimalizaci množství použitého materiálu tak, aby co nejušporněji opisoval tvar pilíře. „Prázdný“ prostor proto vyplnily ramenáty, které byly velmi přesně vyrobeny na stejném CNC stroji jako bednicí bloky. Pro zajištění celkové tuhosti a stability bednění se tyto bednicí bloky a ramenáty obalily rámovým bedněním a sepnuly spínacími tyčemi vedenými mimo objem betonu pilíře.

Pro velmi netradiční pilíř si jeho autoři vymysleli i atypicky vypadající letopočet. Ten nebylo možné provést standardním řešením pomocí silikonové matrice, která se běžně při výstavbě mostů používá. Z toho důvodu bylo využito znovu digitální fabrikace. 3D modely jednotlivých číslic byly vyrobeny technologií 3D tisku na tiskárně PRUSA i3 MK3S+. Aby bylo možné číslice přilepit v zakřivené ploše a bylo zajištěno snadné odbednění, byl pro výrobu číslic zvolen flexibilní filament TPE, který je dostatečně pružný, aby požadavkům vyhověl.



Obrázek 10: Pohled na výsledný pilíř P2 a atypický letopočet

3. ZÁVĚR

Projekt lávky přes Labe v Hradci Králové je unikátní a jeho navržené detaily se vymykají ověřeným řešením. To nutí autora příspěvku ve spolupráci se zhotovitelem a projektantem realizační dokumentace navržené řešení optimalizovat na

základě současných možností stavebnictví a souvisejících oborů. Článek shrnuje zkušenosti získané s realizací UHPFRC segmentů a upozorňuje na problémy, které při jejich tvorbě mohou vzniknout, pokud je tvar konstrukce složitý. Z uvedených informací vyplývá, že je vhodné už při základním návrhu tvaru konstrukce přemýšlet nad tím, jak bude betonována, aby bylo možné efektivně z bednicí formy odvést vzduch a nebyly nutné následné sanace, které mohou mít nižší životnost než vybetonovaný prvek.

Článek dále shrnuje úspěšnou realizaci pilíře – sochy s využitím digitální fabrikace. Obsahem je prezentace unikátního způsobu bednění a shrnutí návaznosti na výběr materiálu. Metoda tohoto způsobu se osvědčila a pomocí ní bylo dosaženo výborných výsledků. Problémem takového způsobu bednění je ale jeho extrémně vysoká cena a to obzvláště v případě, že se forma použije pouze jednou.

Jedním ze závěrů spolupráce na tomto projektu je, že v případě návrhu takto složitých a atypických staveb je vhodné klíčové detaily, pokud nejsou zaběhnuté a prověřené léty zkušeností, pečlivě verifikovat již při tvorbě zadávací dokumentace. Zároveň se potvrzuje, že je nutné pečlivě vybalancovat estetickou a technickou stránku konstrukce tak, aby se ani jeden z uvedených aspektů neocital na hraně proveditelnosti. Díky tomu je možné docílit výrazného snížení rizik jak na straně investora, tak i zhotovitele.

Zůstává ovšem otázkou, zda podobné projekty jsou ekonomicky a environmentálně udržitelné po celou dobu cyklu životnosti stavby. Jako další námět k pokračování práce na projektu autor navrhuje vyhodnotit po dokončení stavby dopad na životní prostředí a porovnat ho s méně odvážnou a neobvyklou konstrukcí.

Reference

- Keclík, J., Navarová, L., Stržínek, V., Vráblík, L., Harazim, P., Lombardini, D. (2022), Pedestrian bridge over the River Elbe in Hradec Králové, *IABSE Symposium Prague 2022, Praha*.
- Valbek, spol. s r.o. (2022). *Realizační dokumentace stavby – SO 201 Lávka přes Labe*, Praha.
- Kloknerův ústav Českého vysokého učení technického v Praze (2021). *Expertní zpráva č. 2100J206-2: Průkazní zkouška cementového materiálu ultra high performance concrete (UPHC) XC4, XD3, XF4 s rozptýlenou výztuží*, Praha.
- SMP CZ a.s. (2021). *VTD bednění pilíře P2, lávka přes Labe*, Praha.

SECURITY DESIGN AS A PART OF BUILDING DESIGN OF AIRPORT FACILITIES

Šárka Košťálová, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
sarka.kostalova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento příspěvek uvádí výčet mezinárodní a národní legislativy týkající se zajištění bezpečnosti na letištích. Dále se zaměřuje na návrh objektů na letišti z hlediska bezpečnosti. Je demonstrován koncept návrhu pro snížení účinků protiprávního činu – zabránění útoku, oddálení útoku či snížení účinků útoku – pomocí implementace opatření v průběhu návrhu letištního objektu. Následně jsou uvedeny používané typy bezpečnostních opatření pro jednotlivé druhy útoků.

Poslední část příspěvku tvoří diskuse týkající se kombinací různých bezpečnostních opatření, také s uvážením působení různých druhů útoku. Je zdůrazněno, že neefektivnějšího návrhu z hlediska bezpečnosti je dosaženo pomocí multidisciplinárního návrhu ve spolupráci architekta, stavebního inženýra, statika, bezpečnostního technika a dalších specialistů.

KLÍČOVÁ SLOVA

Letiště • Návrh stavebních objektů • Bezpečnost • Uvážení rizik
• Mitigace rizik

ABSTRACT

This paper presents international and national legislation related to airport security. It further focuses on the design of airport facilities in relation to security. The design concept for reducing the effects of an unlawful act – preventing an attack, delaying an attack, or reducing the effects of an attack – is demonstrated. The types of security measures used for each type of attack are then presented.

The last part of the paper consists of a discussion. It regards combination of different security measures, also considering the effects of different types of attack. It emphasizes, that the most effective design in terms of security is achieved through multidisciplinary design. The design demands a full collaboration between the architect, structural engineer, security engineer and other specialists.

KEYWORDS

Airport • Building Design • Security • Risk Consideration • Risk Mitigation

1. INTRODUCTION

Requirements related to airport facility design (given in Section 2) include considering potential terrorist attacks.

The concern of the paper is to provide a general insight into the protection measures which help to reduce the risk stemming from possible terrorist attacks. The protection measures vary according to the attack in consideration. Author focuses on the attacks which have the greatest influence on the structure – that is explosion (Figure 1) and a vehicle collision. The risk quantification both before and after implementation of mitigation measures in the facility design is comprehensively commented in FEMA (FEMA-426/BIPS-06 2011) and thus is not included any further.

The general concept is given in the Section 3.1. The specific protective measures used to mitigate attacks with the power effects – such explosion or vehicle collision – are given in Section 3.2. Section 4 is devoted to discussion on the complexity of the topic and how to best approach it.

The paper is based on our previous work (Štefan et al. 2021). Detailed information about the topic can be found therein.



Figure 1: Blast analysis of a building for a typical car bomb detonated in the building's parking lot. Red radius = 4.5 m, orange radius = 22.5 m and yellow radius = 30 m (FEMA-426/BIPS-06 2011).

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D., FEng.

2. LEGISLATION RELATED TO AIRPORT SECURITY

The protection of civil aviation against unlawful acts (terrorist attacks) is regulated by several international and national documents.

The basic obligations that states must follow in the field of air transport are given in Annex 17 – protection of civil aviation against unlawful acts (ICAO 1974). These obligations arose from Convention on International Civil Aviation (the Chicago Convention) drafted in 1944 by 54 nation and issued by the International Civil Aviation Organization (ICAO).

Then, European legislation includes Regulation No. 300/2008 on common rules in the field of civil aviation security (Official journal of the European Union 2008). The measures to be implemented to meet the requirements are given in Regulation No. 2015/1998 (Official journal of the European Union 2015). According to the prior, the fundamental measure is to define the following areas at airports:

- (a) landside,
- (b) airside,
- (c) security restricted areas, and
- (d) critical parts of security restricted areas.

Then, the access to the non-public and security restricted area needs to be secured. Key security features (scanning devices etc.) should be taken into consideration when designing a facility on the airport. These features prevent bringing in firearms, explosives, or other dangerous devices to the public area. It is also important to divide the passenger flows – that is – those who have been controlled from those who have not yet been controlled. The airport divided into areas can be then perceived as a co-centred circles. Each circle represents the borders which require special attention and security procedures.

3. DESIGN OF AIRPORT FACILITIES

The design of facilities on the airport makes a part of the holistic airport security approach. The general concept is given further followed by specific protection measures. The protection measures are used to mitigate the potential risk to protected aspects.

3.1. General concept of the design

The aim is to protect life and health of the people, protect the property within the facility and the building structure itself in case of a terrorist attack.

The process of the design is simplified and given in the Figure 2.

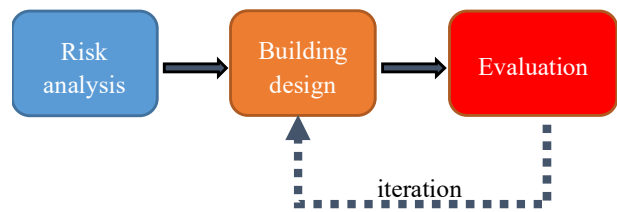


Figure 2: Simplified diagram showing the method of the design of the facility exposed to potential attack.

Risk analysis

The airport operator identifies the potential attacks which can occur in the proximity or within the building in question. The threat analysis (what kind of an attack and with what intensity) is conducted by the airport operator, possibly based on information from the state intelligence department (e.g., about formation a terrorist group aiming to disrupt a critical infrastructure element).

The FEMA-based approach (FEMA-426/BIPS-06 2011) uses 3 aspects to determine the risk – both pre-mitigation risk and post-mitigation risk. It is related to the intensity of the attack (how big is the explosion), vulnerability of the building (how vulnerable the building is) and the consequence assessment (what problem would the disruption of the building cause?).

The designers of facilities located at the airport need the information about the attacks that can influence the designed structure. The attack is defined by its type and the intensity. An example would be an attack with 3 kg explosive concealed in a hand luggage. Another example is a vehicle of 9 tons colliding to the facility.

The blast can have various effects on the building. The assessment of the effects is essential for the understanding of the mechanism (Figure 3) and for the correct implementation of the protection measures. The process of the blast effect determination and the structural response assessment is commented further.

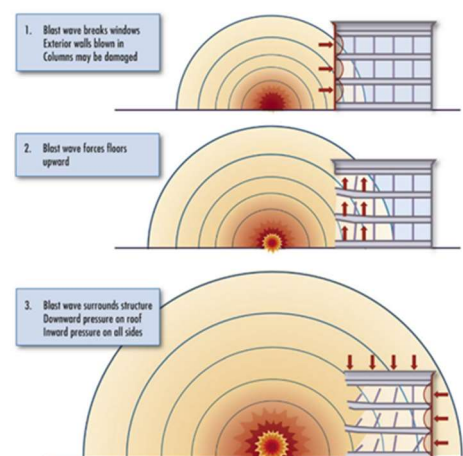


Figure 3: Reprinted from FEMA (FEMA-426/BIPS-06 2011) and NAVFAC (Naval Facilities Engineering Service Center 1998).

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D., FEng.

Building Design

Before taking on the task of the risk mitigation, the designer evaluates the effect of the force attack. The load can be described by dynamic force (b) or equivalent static force (a).

The response of the structure (c) can be assessed by following. There are simplified methods using single degree of freedom approach or multi degree of freedom. Besides these analytic solution, numerical methods are used. Generally, the fast-dynamic loads, such as blast load, are hard solved with analytical methods (Ivanco et al. 2020).

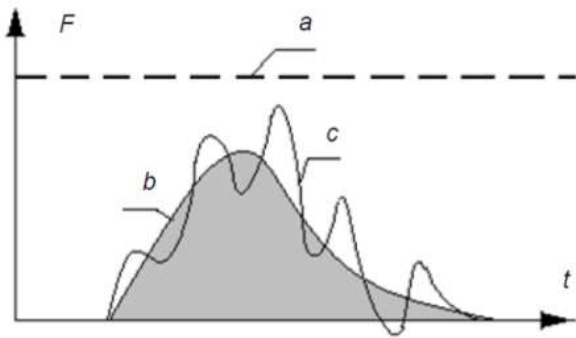


Figure 4: Reprinted from part 1-7 of Eurocode 1 (BSI 2006).

The, the designer's task is to mitigate the risk (or harm caused by the attack in other word) to an acceptable limit. Naturally, the sooner this information about potential attack makes its way to the designer from the airport operator, the more comprehensive measures can be implemented. E.g., if the design is still in the initial state of architectural design of the building or of the close area, a separation distance can be provided. That is – not to let a car with IED (improvised explosive device) to the proximity of the building (by anti-collision equipment). Moreover, if the part of the airport is still in the design process, checkpoints may be arranged not to let suspicious cars in the airport area at all. Generally, three concepts are applied:

- Preventing the attack from happening: That usually complies with the **urbanistic planning of the airport**,
- Establishing the security concept (the building design making a fundamental part) to provide for the elimination of the attacker by **conceptual and architectural design of the building and its vicinity**,
- Minimizing the consequences of attack (lethal or other injuries caused by the attack directly or indirectly by structural damage) by the **building layout and structural design**.

Evaluation

The risk, which was determined by the airport operator (pre-mitigation risk) should now be assessed after the implementation of the protection measures (post-mitigation risk). The evaluation takes place to decide, whether the adequate level of risk (a safety level in other words) is reached. If it is not the case, another protection measures need to be implemented (going back to the building design) and evaluated again afterwards. The design is an iterative process.

3.2. Types of protection measures

In this section, the general concept of the design is demonstrated using the specific protection measures (e.g., separation distance, strengthening the load-bearing structural elements or implementation of protective layers).

A) Urbanistic planning of the airport

Principle: The attack can be diverted by actual physical measures.

Achieved by: Cooperation between the airport operator, security specialist and urbanist-architect.

- Checkpoints** To ensure adequate control of cars driving to the area (especially when parking there).
- Speeding restriction** By curved routing, and designing the communication not to be perpendicular to the protected facilities.
- To use the natural obstacles as anti-collision elements** Such as ditches, trees, embankments, or small lakes.
- Situational transparency** To provide for comprehensive security surveillance.

B) Conceptual and architectural design of the building and its vicinity

Principle: The establishment of a sensible layout of the building and the proximity of the building, that can provide for a possible elimination of the attack.

Achieved by: Cooperation between the architect and security specialist.

- Separation distance** Is the most effective protection measure to minimize the effects of the power attacks. It can be implemented also in the architectural design.

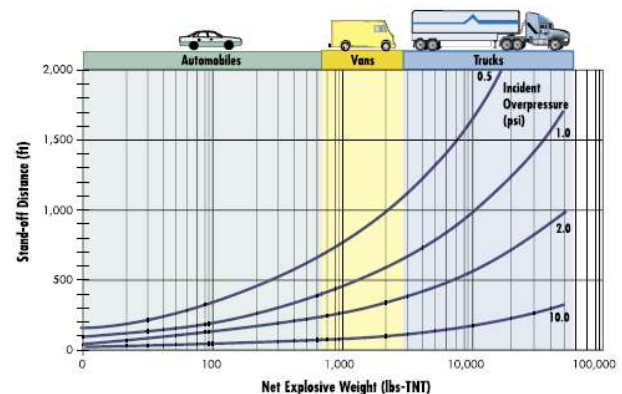


Figure 5: Overpressure measured in pounds per square inch, as a function of stand-off distance and net explosive weight (FEMA-426/BIPS-06 2011).

- Building layout** Divide the space into separate areas according to the Regulation No. 300/2008 (Official journal of the European Union 2008). Enable for the security checks between these areas. Protected elements (e.g., the

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D., FEng.

security surveillance centre) place further from the building's perimeter. At contrary, place the high-risk areas near the building's perimeter.

- **Anti-collision equipment** To prevent a car from accessing the facility. That can usually be benches, big and heavy flowerpots (usually concrete), lamps, and other equipment such knee walls, jersey barriers and fixed bollards.
- **Building shape** To adapt the building shape and height according to the effect of the potential attack.

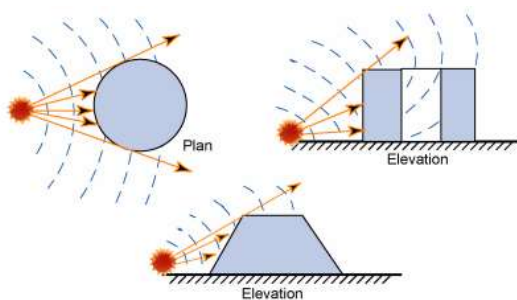


Figure 6: Building shapes that dissipate air blast (FEMA-426/BIPS-06 2011).

C) Building layout and structural design

Principle: When the attack is assigned to a proximity or inside a building, the aim is to prevent progressive collapse of the construction and to ensure ductility of the structural elements and the joints. The previous can be combined with implementing architectural elements or cladding material as protective layer.

Achieved by: Cooperation between the architect and structural engineer.

- **To prevent progressive collapse of the construction** That is achieved by combining different consideration during the design. The distribution of load is a key aspect determining whether the progressive collapse occurs. Another aspect is assuring alternate load path - for the load to be transferred to the base when the primary paths are destroyed. The redundancy of the construction makes the potential collapse less likely and less extensive. The attention must be paid to vertical stiffening elements and strengthening the masonry walls. The structural system should be evaluated for possible tensile and shear failure in case of the load direction change (in case of explosion or vehicle collision the direction differs from the gravitational loads).
- **To ensure ductility of the structural elements and the joints** That ensures absorbing some of the energy originating from the force attack in the form of plastic deformation. At the same time, the creation of the projectiles is minimized.
- **To implement architectural elements or cladding material as protective layer** The material properties of the protective layer opt for ductile materials rather than brittle. That ensures minimizing the effect of the creation of the projectiles.



Figure 7: Architectural elements covering the load-bearing structures (Daily Sabah 2022).

4. DISCUSSION

Assume the risk analysis identifies a possibility of a blast of an equivalent 20 kg TNT in the underground parking in a planned administration building on the airport. The structural engineer calculates the effect of the blast to the structure. Then, adequate protection measures are provided – stronger reinforcement of the elements, implementation of protective layers – yet the post-mitigation risk might still be unacceptable. Another protection measures could be financially unfeasible or simply not possible. Another option needs to be considered.

For example – based on communication with the security specialist – to ensure the parking lot is a security-restricted area with a high-level control on its entrance. The protection measures then might not be needed at all. The architect must then make sure there is a proper space for placing the checkpoint.

However, that solves the problem of high risk, not the problem of the need of more public parking. The urbanist-architect should now be at hand, also in cooperation with the airport operator, to ensure an adequate alternate solution. That could be a plan of public parking area in the distance from the main airport facilities. This could, however, take few more years.

This example aimed at showing the complexity of the topic. The need for long-term planning is emphasized. Also, the risk analysis conducted by the airport operator may designate different types of attack – e.g., a blast and CBR (Chemical, Biological and Radiological) attack. The multidisciplinary cooperation is preferred from the very beginning of the facility design, preferably from the beginning of the area planning. The preferred option is to invite the architect, structural engineer, security engineer and other specialists to the urban planning of the whole airport or the expansion of an existing one.

5. CONCLUSIONS

The paper lists the standards and recommendations related to consideration of a terrorist attack during the airport facility design.

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D., FEng.

The concern of the paper was to provide a general insight into the protection measures reducing the risk stemming from possible terrorist attacks. The focus was given to the attacks which have the greatest influence on the structure (that is explosion or a vehicle collision).

The general concept of the design was given. The specific protective measures used to mitigate the attack with power effects – such explosion or vehicle collision – were listed. Finally, discussion on the complexity of the topic and how to best approach it was included.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was supported by the Grant Agency of the Czech Technical University in Prague, grant No. SGS22/033/OHK1/1T/11

References

- R. Štefan et al. (2021). *Handbook of Security Design of Airport Facilities*. CTU in Prague (in Czech).
- FEMA-426/BIPS-06 (2011), *Buildings and Infrastructure Protection Series - Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings*.
- ICAO (1974), *Annex 17 to the Chicago Convention*.
- Official journal of the European Union (2008) *Regulation (EC) No. 300/2008 of the European parliament and of the council on common rules in the field of civil aviation security and repealing Regulation (EC) No 2320/2002*.
- Official journal of the European Union (2015) *Commission implementing regulation (EU) 2015/1998 of 5 November 2015 laying down detailed measures for the implementation of the common basic standards on aviation security*.
- Naval Facilities Engineering Service Center (1998), *User's Guide on Protection Against Terrorist Vehicle Bombs*.
- BSI (2006), *Eurocode 1: Action on Structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions*.
- M. Ivanco, L. Figuli and Ch. Bedon (2020) *Different approaches of numerical Simulation of Blast for Civil Engineering Applications*.
- Daily Sabah (2022), *Istanbul Airport awarded 'Airport of the Year' 2nd time in row*.
- URL:<https://www.dailysabah.com/business/transportation/istanbul-airport-awarded-airport-of-the-year-2nd-time-in-row>

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D., FEng.

POČÍTAČOVÉ VIDĚNÍ V KONTEXTU MĚŘENÍ MATERIÁLOVÝCH CHARAKTERISTIK BETONU

Jan Kubát, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
jan.kubat@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek pojednává o využití počítačového vidění pro zjišťování materiálových vlastností betonu. S rozvojem nových progresivních materiálů přichází i potřeba zdokonalit současné metody měření, aby více odpovídaly potřebám materiálového výzkumu. Tento článek je věnován popisu užití počítačového vidění v kombinaci s optickými metodami měření.

Předložený článek je speciálně zaměřen na užití běžně dostupných technologií a softwaru pro orientační stanovení segregace drátků ve ztvrdlém UHPC. Autor vše dokládá pomocí skriptu psaného pro software MATLAB. Skript je zaměřen na automatickou úpravu fotografie pro zajištění přesnějších výsledků následné analýzy. Na upravené fotografii jsou poté pomocí filtru vyhledána jednotlivá vlákna a je stanovena jejich pozice v průřezu. Výsledky jsou prezentovány na histogramech výskytu drátků v průřezu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Počítačové vidění • Drátkobeton • UHPC • Segregace • Skript

ABSTRACT

The paper discusses the use of computer vision for the determination of material properties of concrete. With the development of new progressive materials comes the need to improve current measurement methods to better meet the needs of materials research. This paper is dedicated to describing the use of computer vision in combination with optical measurement methods.

The present paper is specifically focused on the use of commonly available technologies and software for the orientational determination of fiber segregation in hardened UHPC. The author illustrates everything with a script written for MATLAB software. The script focuses on automatic photo editing to provide more accurate results. The modified photography is then used to locate individual fibers using a filter. Subsequently, their position in the cross section is determined. The results are presented in histograms of fiber occurrence in the cross section.

KEYWORDS

Computer vision • Fiber reinforced concrete • UHPC • Segregation • Script

1. ÚVOD

V několika posledních letech pokročil vývoj betonových směsí ke stále hodnotnějším a kvalitnějším materiálům. Rozdíl chování těchto materiálů a běžných materiálů je paralelou k rozdílu mezi vysokopevnostní ocelí s odstraněnou mezí kluzu a klasickou konstrukční ocelí. Obecně tyto materiály nazýváme UHPC (ultra high performance concrete) – vysokohodnotné betony, mnohdy už se však o betony ani z normativního hlediska nejedná, neboť dle normy musí mít beton velikost kameniva 8 mm a vyšší; směsi s menším kamenivem by měly být spíše nazývány cementovým kompozitem. Dalším, zásadnějším rozdílem mezi běžným betonem a UHPC je přítomnost vláken, která mají zvýšit duktilitu chování materiálu a zároveň v případě dosažení mezní únosnosti zamezit explozivnímu kolapsu. Tyto materiály se nazývají UHPFRC (ultra high performance fibre reinforced concrete)

Pro výrobu UHPFRC jsou nejhodněji užívaná ocelová vysokopevnostní vlákna – drátky, které se přimíchávají do betonu ve vysokých dávkách (obvyklá dávka je kolem 1,5 %, což odpovídá 120 kg/m³). Objemová hmotnost oceli je 7850 kg/m³, což je přibližně trojnásobek objemové hmotnosti čerstvého betonu, uvažováno 2550 kg/m³. Při nevhodné, příliš nízké viskozitě čerstvé betonové směsi může tedy docházet ke klesání drátků ke dnu. Je tedy vhodné sledovat rozdělení těchto vláken po průřezu [4].

2. METODY MĚŘENÍ DISTRIBUCE VLÁKEN

V tomto článku jsou diskutovány metody měření rozdělení vláken po průřezu u ztvrdlého betonu. Metody měření distribuce vláken lze rozdělit do dvou kategorií - desktruktivní a nedestrktivní zkoušky.

2.1. Nedestrktivní zkoušky

Výpočetní tomografie je nedestrktivní metoda měření, při které se pomocí ionizujícího záření stanovují průměrné hodnoty prostupu transversálních řezů v různých úhlech

* Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

zkušební tělesem. Složitou matematickou rekonstrukcí poté lze stanovit prostorový model zkušební tělesa. Výhodou metody je to, že poskytuje z neporušeného tělesa kompletní obraz výskytu vláken. Nevýhodou jsou vysoké pořizovací náklady na zobrazovací techniku.

Jako další z nedestruktivních metod lze jako celý soubor zmínit elektrické odporové metody, které však ze své podstaty jsou spíše kvalitativními metodami nežli kvantitativními, lze s nimi stanovit především směr orientace vláken.

2.2. Destruktivní zkoušky

První zmiňovanou metodou je kontrola distribuce vláken dle ČSN EN 14488-7, která spočívá v odebrání vzorku z vyhotovené konstrukce. Odebraný vzorek je zvážen a změřen za účelem stanovení objemové hmotnosti; poté je ve zkušební lisu opakovaně drcen, dokud nedosáhne prachové konzistence. Ze vzorku lze poté magnetem odebrat veškerá kovová vlákna (drátky), která jsou ještě očištěna od veškerých zbytků cementového kompozitu a následně zvážena. Tato metoda je velice časově náročná a neposkytuje informaci o rozmístění drátků po průřezu.

Pro získání přehledu o pozici drátků v průřezu lze využít optické metody, které se mohou zaměřovat i na již porušené vzorky. Podle metody úpravy sledované oblasti je lze rozdělit na optické metody na řezné ploše a na ploše lomové.



Obrázek (1) – lomová plocha drátkobetonového vzorku

Pozorováním lomové plochy lze pouze odhadnout přibližné rozdělení drátků po průřezu. Stanovení celkového počtu drátků je rovněž složitý úkol, protože obzvláště krátké vysokopevnostní drátky se při porušení vytahují z betonu namísto toho, aby došlo k jejich přetržení. Pro celkové stanovení počtu drátků je nutné zkontrolovat obě vzniklé lomové plochy.

Tento nedostatek odpadá pozorováním řezné plochy, při které vznikají dvě shodné plochy, rozdíl vzniklý odebráním materiálu tloušťky řezného kotouče lze zanedbat.

3. FOTOGRAFICKÁ METODA

Autorovým zájmem bylo vyvinout jednoduchou metodu stanovení rozmístění drátků, která bude funkční bez použití

speciální techniky například ve formě mikroskopu či počítačové tomografie. Finální aplikace nakonec využívá fotku pořízenou mobilním telefonem a skript psaný v prostředí MATLAB.

Jedná se tedy o metodu destruktivní, která spočívá v pozorování řezné plochy.

3.1. Vstupy

3.1.1. Těleso

Příprava tělesa spočívá ve stanovení vhodné řezné roviny s ohledem na směr betonáže zkušební vzorku. Řezná rovina by měla být kolmá k hornímu povrchu dle betonáže. Řez by měl být proveden v jediném záběru tak, aby nedošlo ke vzniku více řezných rovin. Nedoporučuje se zabrušování řezné roviny, neboť může docházet ke znehodnocování výsledků způsobenému vytrháváním a usměrňováním drátků ve směru zabrušování.

V této studii bude záměrně analyzováno těleso s nerovnoměrně rozmístěnými drátky, pro vyšší názornost potřeby měření distribuce drátků. Nerovnoměrnost rozložení je způsobena metodou zhotovení zkušební tělesa, kterou byl 3D tisk.

3.1.2. Fotografie

Kvalita měření je přímo uměrná kvalitě pořízené fotografie. Kvalitu fotografie ovlivňuje mnoho faktorů, jedním z nich je například světlo.

Nejúčinnější formou osvětlení je plošné měkké světlo, které je schopné osvitit veškeré drátky, takovým způsobem, že způsobí odlesk.



Obrázek (2) – příklad vstupní fotografie

V závislosti na velikosti snímacího čipu v daném fotoaparátu je vhodné upravit fokální vzdálenost tak, aby bylo možné zaostřit všechny osvětlené drátky. Upravením fokální vzdálenosti rovněž dochází i k redukci zkreslení způsobeného perspektivním zobrazením.

3.2. Preprocessing

Prvním krokem preprocessingu je import zkoumané fotografie do pracovního prostoru. Tím dojde k jejímu převedení do matice, která má rozměr $[n_x; n_y; 3]$, kde n_x a n_y jsou počty příslušných pixelů fotografie, poslední rozměr odpovídá třem hodnotám aditivního barevného spektra RGB.

Dalším vhodným krokem v rámci preprocessingu je převedení fotografie do černobílého spektra, čímž dojde k redukci zpracovávaných dat na třetinu. Zobrazování mezivýsledných hodnot se tím také výrazně redukuje a lze je zobrazit jako tabulku.

Nyní lze pracovat s jednotlivými pixely jen jako s jedinou hodnotou představující barevný odstín, který má předepsanou svou pozici v ploše. V běžně používaném černobílém spektru se pracuje s hodnotami 0–255. Díky vhodným předpokladům přijatým při pořizování fotografie lze změnou kontrastu fotografie oříznout odstíny nepotřebné pro další analýzu, a poté znovu rozšířit posuzované odstíny na celé použitelné barevné spektrum.

3.3. Processing

Nejobtížnější částí celého postupu je samotné rozdělení vstupních dat do jednotlivých segmentovaných ploch, tedy jejich sdružení na základě společné vlastnosti, například barevného odstínu pro případ prahování, a jejich identifikace.

3.3.1. Prahování

Prahování je metoda detekce založená pouze na absolutním barevném odstínu konkrétního bodu (pixelu). Pro danou úlohu se stanoví hodnota prahu, nad kterou je daný pixel již zařazen do hledané skupiny. V případě detekce ploch drátků je tato hodnota snadno stanovitelná, a zároveň výsledné hodnoty nejsou náchylné na drobné chyby při stanovení optimální hodnoty prahu [2].

$$f(c) = \begin{cases} A & \text{pokud } c < \text{práh} \\ B & \text{pokud } c \geq \text{práh} \end{cases} \quad (1)$$

Metodu prahování lze zároveň použít i adaptivně, tedy hodnota prahu může být proměnná po celé ploše. Lze tak eliminovat vliv proměnného osvětlení po ploše a případně vliv zastínění.

3.3.2. Detekce hran

Další možností segmentace je použití algoritmu pro detekci hran, vznikajících mezi rozdílnými materiály, v dvourozměrném diskretním obraze. První možností, která se nabízí, je Cannyho hranový detektor [3]. Cannyho hranový detektor je algoritmus, který lze rozdělit do jednotlivých kroků:

a) Eliminace šumu

Veškeré detektory hran jsou velice náchylné na jakýkoliv šum, který by posuzovaný obraz mohl obsahovat, je tedy zásadní provést eliminaci, respektive redukci šumu. Doporučenou metodou redukce šumu je Gaussovský filtr, kde je dle vztahu (2) předepsána konvoluční maska, která je poté aplikována na každý pixel posuzovaného obrázku. Konvoluční maska představuje matici, řádově násobně menší než upravovanou, která popisuje vztah mezi posuzovaným pixelem a sousedícími pixely.

$$G(x, y) = \frac{1}{2\pi\sigma^2} e^{-\frac{x^2+y^2}{2\sigma^2}}, \quad (2)$$

Kde x, y jsou souřadnice pixelu v obraze;

σ je standardní odchylka rozdělení (doporučená volba $\langle 1,0; 1,4 \rangle$).

b) Určení gradientu

Dalším krokem algoritmu je stanovení gradientu změny barevného odstínu. K tomu lze využít některý z řady operátorů pro detekci hran. V tomto konkrétním případě se ukázalo výhodné použít „Sobelův operátor“, který není náchylný na šum.

Operátor využívá dvojici submatic (jader) rozměru 3x3 tvořící konvoluční jádro, které je aplikováno na každý pixel zvlášť, tím získáváme dvojici hodnot gradientů pro směr X a směr Y:

$$\mathbf{G}_x = \begin{bmatrix} +1 & 0 & -1 \\ +2 & 0 & -2 \\ +1 & 0 & -1 \end{bmatrix} * \mathbf{A}; \mathbf{G}_y = \begin{bmatrix} +1 & +2 & +1 \\ 0 & 0 & 0 \\ -1 & -2 & -1 \end{bmatrix} * \mathbf{A} \quad (3)$$

Kde $\mathbf{G}_x; \mathbf{G}_y$ jsou gradienty změny barevného odstínu;

\mathbf{A} je původní obraz;

Celkový gradient lze poté stanovit jako (4)

$$\mathbf{G} = \sqrt{\mathbf{G}_x^2 + \mathbf{G}_y^2} \quad (4)$$

Rovněž lze stanovit natočení směru gradientu jako (5)

$$\varphi = \arctan\left(\frac{\mathbf{G}_y}{\mathbf{G}_x}\right) \quad (5)$$

c) Nalezení lokálních maxim

Dalším úkolem je nalézt lokální maxima gradientů, respektive eliminovat veškeré hodnoty, které lokálními maximy nejsou. Tímto krokem je zajištěno, že bude detekována hrana v místě lokálního maxima.

d) Eliminace nevýznamných hran

Předchozí kroky zajistily nalezení veškerých hran na základě lokálních maxim gradientů, to však vykreslí veškeré hrany, a to i ty nevýznamné. Znovu lze tedy přikročit k prahování, a lze stanovit hodnotu gradientu změny odstínu, která již znamená hledanou hranu.



Obrázek (3) – srovnání drátku (A) a kameniva (B)

Na obrázku (3) je vidět srovnání drátku a kameniva v řezné rovině. V daném případě při užití kovových drátků lze dosáhnout pomocí vhodného nasvětlení velice výrazných hran ohraničujících plochu drátku, lze tak dosáhnout vyššího zvýraznění drátků vůči nelesklému kamenivu.

3.3.3. Neuronové sítě

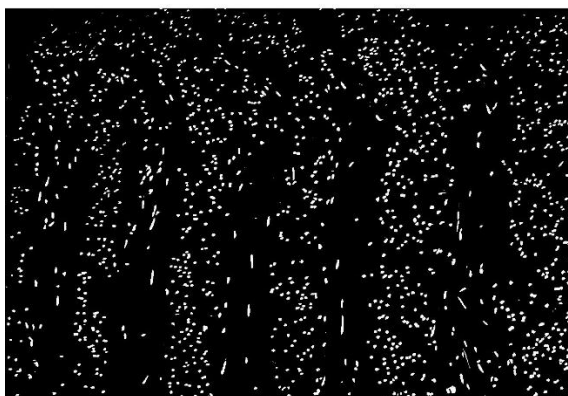
Poslední v tomto článku diskutovanou metodou měření jsou neuronové sítě, které v sobě mohou kombinovat dříve

zmíněné metody – jak prahování, tak i detekci hran. Hlavní výhodou této metody je, že obecně může poskytnout výsledky s přesností mnohem vyšší, než jsou lidské rozlišovací schopnosti. To lze ukázat na příkladu soutěže ImageNet competition, kde již v roce 2015 neuronová síť ResNet dosáhla top 5 chyby 3,6 %, což je lepší než lidský výkon s chybou 5,1 % [1]. Soutěž hodnotí algoritmy pro detekci objektů a klasifikaci obrazu, kdy je úkolem zařadit posuzovaný obraz do jedné z více než 1000 kategorií, podle jeho obsahu. Top 5 chyba poté představuje kolik obrazů bylo zařazeno špatně, a správná kategorie se nevyskytla v prvních pěti možnostech označení.

Hlavní nevýhodou užití neuronových sítí je jejich výpočetní náročnost, kdy s každou další úrovní neuronů dochází k násobnému zesložení řešení. To znamená problém především při „třénování“ dané sítě. Třénováním je myšleno sestavování váhových koeficientů každé úrovně neuronů. Tento proces vyžaduje násobné přepočítávání celé soustavy pro každý vstupní obraz.

3.4. Postprocessing

Procesem popsáním v kapitole 3.3.1 byl vytvořen segmentovaný obraz s jednotlivými oblastmi dle výskytu drátků. Nyní lze přikročit k postprocessingu získaného obrazu.

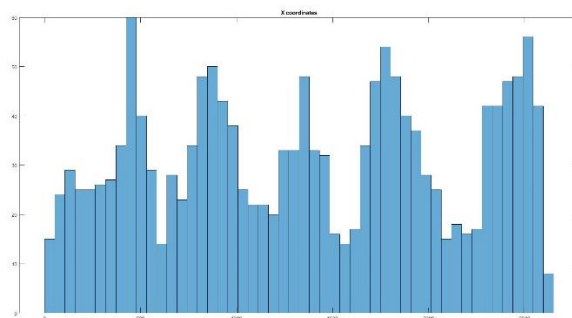


Obrázek (4) – Ukázka detekovaných oblastí – segmentovaný obraz

Prostředím programu MATLAB umožňuje analýzu všech oblastí získaných segmentací obrazu, výsledkem je celkem 30 jedinečných údajů pro každou oblast. Pro další analýzu jsou analyzovány pouze údaje o pozici těžišť, plochy a obvody jednotlivých detekovaných oblastí.

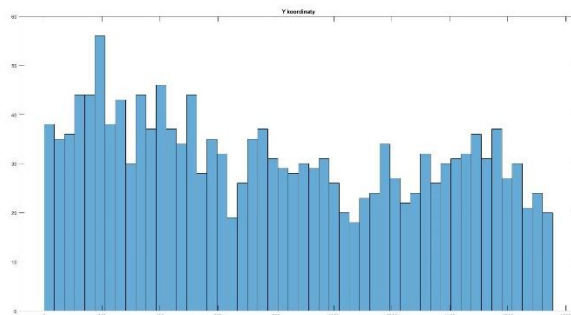
Omezením velikosti plochy lze eliminovat oblasti, které jsou příliš malé na to, aby mohly představovat drátek. Tím jsou eliminovány zbývající nečistoty.

Nejdůležitějším ze sledovaných parametrů pro stanovení segregace kovových vláken je pozice těžišť jednotlivých oblastí.



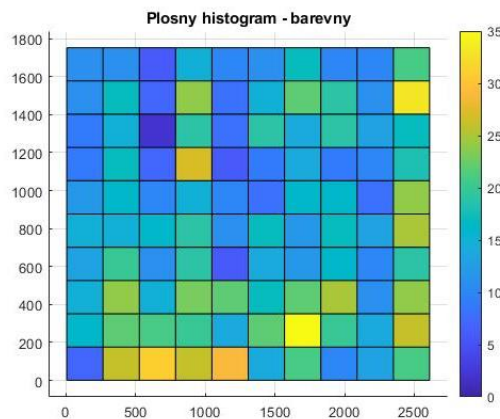
Obrázek (5) – Histogram výskytu drátků – ve směru x

Obrázek (5) zobrazuje histogram výskytu drátků na řezné rovině tělesa analyzovaného tělesa. Zde je patrné, že drátky nejsou rozmístěny rovnoměrně.



Obrázek (6) – Histogram výskytu drátků – ve směru y

Na obrázku (6) je zobrazen histogram výskytu drátků ve směru Y. Zde jsou drátky již rozmístěny rovnoměrněji.



Obrázek (7) – plošný histogram výskytu drátků

Poslední metodou zobrazení výsledků je plošný histogram viz. Obrázek (7), který je schopný vizuálně zobrazit oba směry současně.

Rozdělením dat pouze do dvou tříd histogramu lze přímo stanovit, zda došlo k segregaci drátků vlivem betonáže, jelikož dojde k rozdělení zkoumané oblasti na dvě plochy shodné podoblasti.

3.5. Vyhodnocení spolehlivosti

Pro stanovení spolehlivosti metody byly srovnány výsledky dosažené užitím počítačového vidění a ručního stanovení počtu drátků na řezné rovině. Výsledky jsou porovnány v tabulce 1.

tab. 1 – Vyhodnocení spolehlivosti

	Ruční	MATLAB	Spolehlivost
A-S3D-X01	1542	1591	96,92 %
A-S3D-X03	2322	2341	99,19 %
A-S-02	1065	1152	92,45 %

4. DISKUZE A ZÁVĚR

Tento článek cílil na představení využití počítačového vidění při materiálových zkouškách. Byl popsán autorův skript na stanovení pozice drátků v průřezu a jeho využití při stanovení segregace drátků.

Na závěr byla doložena spolehlivost metody.

4.1. Další výzkum

Autor článku plánuje pokračovat v rozvíjení dosavadní metodiky pro detekci a analýzu distribuce kovových vláken v drátkobetonech, neboť s rozvojem UHPFRC budou potřeby kvalitativní analýzy stále narůstat.

Jmenovitě se však bude jednat o implementování neuronových sítí a jejich „trénování“ na základě dat získaných současnou metodou.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek vznikl za finanční podpory projektu SGS22/038/OHK1/1T/11 a SGS22/091/OHK1/2T/11

References

- [1] HE, K., ZHANG, X., REN S., SUN, J., (2015) Deep Residual Learning for Image Recognition, *Computer Vision and Pattern Recognition*, <https://doi.org/10.48550/arXiv.1512.03385>
- [2] OTSU, N., A Threshold Selection Method from Gray-Level Histograms, (1979), *IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics*, vol.9, pp. 62-64
- [3] CANNY, J., A Computational Approach to Edge Detection (1986), *IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence*, vol. 6, Nov. 1986
- [4] STÄHLI, P., CUSTER, R., VAN MIER, J.G.M., On flow properties, fibre distribution, fibre orientation and flexural behaviour of FRC. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* [online]. 2008, 41(1), 189–196. ISSN 13595997. Dostupné z: doi:10.1617/s11527-007-9229-x

PURE IN-PLANE SHEAR BEHAVIOUR OF A STEEL-CONCRETE-STEEL SANDWICH STRUCTURE DEPENDING ON THE REINFORCEMENT RATIO

Roman Kubát, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
roman.kubat@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek se zabývá způsoby porušení ocelobetonového sendviče při čistě smykovém zatížení v rovině konstrukce. Úvodem je představena problematika závislosti způsobu porušení na poměru vyztužení ocelobetonového sendviče. Prozatímní experimentální výzkum společně s vyvinutými modely naznačují, že při zvyšujícím se poměru vyztužení se snižuje duktilita konstrukce s možným drcením tlačené betonové diagonály před dosažením meze kluzu oceli v tahu. Pro seznámení čtenáře s chováním ocelobetonového sendviče v rovinném smyku je uveden stručný popis analytického modelu. Dále je popsán japonský experimentální program, který zkoumal chování panelů se stupněm vyztužení 2,3%, 3,2% a 4,5%. Výsledky zkoušek poslouží ke kalibraci nelineárního numerického modelu a následné extrapolaci experimentálních výsledků pro vyšší poměry vyztužení. V závěru je představena dosavadní vlastní práce autora na modelování daného problému společně s výhledy na další úpravy.

KLÍČOVÁ SLOVA

Ocelobetonový sendvič • Rovinný smyk • Poměr vyztužení • Způsob porušení • Smyková odezva

ABSTRACT

This paper deals with failure modes of a steel-concrete-steel sandwich loaded by pure in-plane shear. Current research together with the developed models imply that increase of reinforcement ratio leads to decrease of ductility and possibly to change a failure mode from yielding of steel in tension to crushing of concrete in compression which results in brittle failure. In order to give a reader basic information about in-plane shear behaviour of a steel-concrete-steel sandwich, an analytical model is introduced. Japanese experimental program that researched a behaviour of SCS panels with reinforcement ratio 2.3%, 3.2% and 4.5% is also shown. Results of the tests serve for calibration of a numerical nonlinear model. In the end, an achieved work on shear behaviour modelling, that have been done so far, is introduced.

KEYWORDS

Steel-concrete-steel sandwich • In-plane shear • Reinforcement ratio • Failure mode • Force-shear response

1. INTRODUCTION

A steel-concrete-steel sandwich (SCS) structure consists of two external steel plates, which are anchored to infill concrete. The composite action is mostly provided by a combination of headed studs and tie bars.

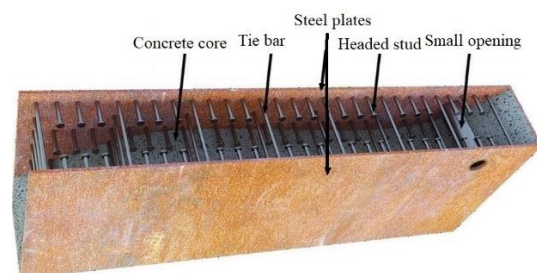


Figure 1 SCS structure

The SCS works quite like classical reinforced concrete (RC). The steel plates carry the tension forces and the concrete increases compression strength and stability. However, the construction solution of SCS can provide much more resistance than classic RC, and that is the reason why the area of use of SCS is principally in extremely loaded structures like protective structures, offshore structures, oil storage containers, ice-resistant structures, and containments of nuclear reactors.

On the other hand, a lack of experience might cause design problems. Currently, there are only few findable codes, which provide the design methods for SCS. The only one available is ANSI/AISC N690-18 (American Institute of Steel Construction, 2018). The code summarizes knowledge acquired from experimental research. Unfortunately, it has its limits, which mostly come from the already mentioned lack of experience. One of the most significant is the steel-concrete ratio limitation, which is formulated by the values from 0,015 to 0,05. The use of a very low ratio under 0,015 is generally not recommended to provide sufficient stiffness for concrete placement and transport operations. The higher limit should

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

provide the ductility of a structure. The code states that a very high reinforcement ratio might cause the change of the in-plane shear failure mode from faceplate yielding to concrete failure in compression.

Ozaki et al. (2004) and Varma et al. (2011) have been dealing with in-plane shear behaviour. Ozaki et al., they performed several tests on SCS specimens with the reinforcement ratio from 0.023 to 0.045. Varma et al. developed a mechanics-based model, which correlate well with Ozaki's experimental results. The analytical model is able to extrapolate the experimental results. The extrapolation confirms the failure mode change statement. Unfortunately, the analytical model is unable to consider nonlinear behaviour of concrete including concrete cracking. Since that, the aim of this study is to proof the statement by a numerical nonlinear model.

2. MECHANICS-BASED MODEL FOR IN-PLANE BEHAVIOUR

The analytical model is based on the several following simplifying assumptions:

- Perfect composite action of the steel plates and the concrete core.
- Zero tension contribution of the cracked concrete.
- Isotropic elastic plane-stress behaviour for the steel plates.
- Isotropic elastic behaviour for the concrete core before cracking.
- Orthotropic elastic behaviour of the concrete core after cracking with zero stiffness in the principal tensile direction perpendicular to cracking, and 70% of the elastic stiffness for the principal compressive direction parallel to cracking.

Using the Hooke's law and the above stated assumptions, we get the following equilibrium:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = [A_s \cdot [K_s] + A_c \cdot [K_c]]^{-1} \begin{Bmatrix} S_x \\ S_y \\ S_{xy} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

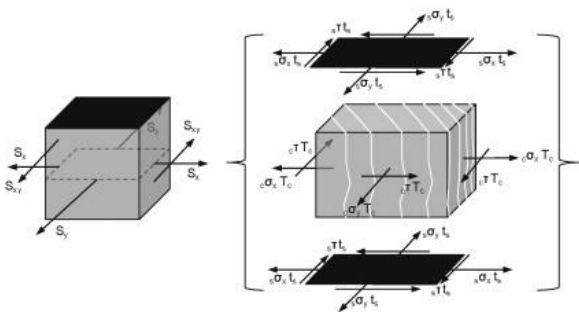


Figure 2 Force equilibrium of composite section (Varma et al., 2011)

Where A_s is the section area of both steel plates, A_c is the section area of concrete core, K_s is the stiffness matrix of steel plates, K_c is the stiffness matrix of concrete core, and S are membrane in-plane forces.

$$[K_s] = \frac{E_s}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{pmatrix} \quad (2)$$

$$[K_c] = \frac{E_{cm}}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{pmatrix} \quad (3)$$

The stiffness matrixes stated above correspond to isotropic elastic plane-stress behaviour of both materials before concrete cracking. The post-cracking orthotropic behaviour of the concrete core is considered by the following modification of the stiffness matrix:

$$[K_c] = [T]_{\sigma}^{-1} \begin{pmatrix} a \cdot 0.7 \cdot E_{cm} & 0 & 0 \\ 0 & b \cdot 0.7 \cdot E_{cm} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} [T]_{\varepsilon} \quad (4)$$

Where T is the transformation matrix, E_{cm} is the elastic modulus of concrete core, E_s is the elastic modulus of steel plates, and ν is the Poisson's coefficient. Coefficients a and b consider the concrete cracking. If the principal stress is tensile, the value of the coefficient is 0. For example, both a and b are equal to 1 for biaxial compression. For biaxial tension, both are equal to 0 and for in-plane shear, one is equal to 1 and the other one is equal to 0, depending on the principal stress character in the corresponding direction.

$$[T]_{\sigma} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 + \cos(2\theta) & 1 - \cos(2\theta) & 2 \sin(2\theta) \\ 1 - \cos(2\theta) & 1 + \cos(2\theta) & -2 \sin(2\theta) \\ -\sin(2\theta) & \sin(2\theta) & 2 \cos(2\theta) \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$[T]_{\varepsilon} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 + \cos(2\theta) & 1 - \cos(2\theta) & \sin(2\theta) \\ 1 - \cos(2\theta) & 1 + \cos(2\theta) & -\sin(2\theta) \\ -2 \sin(2\theta) & 2 \sin(2\theta) & 2 \cos(2\theta) \end{bmatrix} \quad (6)$$

By substituting $\theta = 45^\circ$, $a = 1$, $b = 0$ or $\theta = 135^\circ$, $a = 0$ and $b = 1$, which corresponds to pure in-plane shear, the stiffness matrix of the concrete core become:

$$[K_c] = \frac{0.7 \cdot E_{cm}}{4} \begin{pmatrix} 1 & 1 & -1 \\ 1 & 1 & -1 \\ -1 & -1 & 1 \end{pmatrix} \quad (7)$$

Thus, the modified equilibrium for pure in-plane shear looks as follow:

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ S_{xy} \end{Bmatrix} = \left[\frac{E_s \cdot t_s \cdot 2}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{pmatrix} + \frac{0.7 \cdot E_{cm} \cdot t_c}{4} \begin{pmatrix} 1 & 1 & -1 \\ 1 & 1 & -1 \\ -1 & -1 & 1 \end{pmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

2.1. Pure in-plane shear

Using the equilibrium (8), it is possible to create a tri-linear force-shear diagram to generalize the in-plane shear response of the SCS.

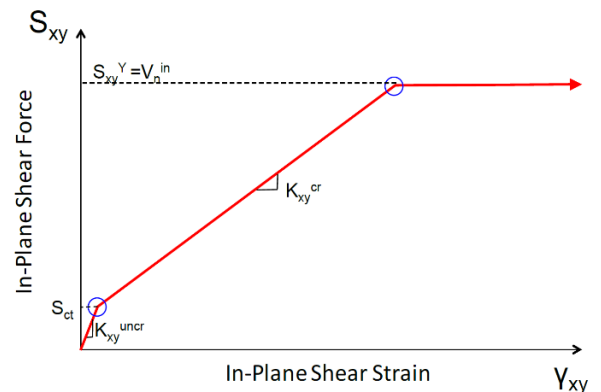


Figure 3: Tri-linear force-shear diagram (Ozaki et al., 2004)

The first part of the curve represents SCS in-plane shear behaviour before concrete cracks in parallel to the compression principal stress. The inclination corresponds to the stiffness of a SCS section with an uncracked concrete.

$$K_{xy}^{uncr} = G_s \cdot A_s + G_c \cdot A_c \quad (9)$$

According to ANSI/AISC N690-18 (American Institute of Steel Construction, 2018), concrete cracking occurs when:

$$S_{xy} = S_{st} = \left(\frac{10.5 \cdot \sqrt{f_c}}{G_c} - \varepsilon_{sh} \right) (G_s \cdot A_s + G_c \cdot A_c) \quad (10)$$

Where f_c is the compressive strength of the concrete core, ε_{sh} is the shrinkage strain, G_s is the shear modulus of elasticity of steel, and G_c is the shear modulus of elasticity of concrete.

The second part of the curve represents SCS in-plane shear behaviour after concrete cracking occurs. The stiffness of this part is given by:

$$K_{xy}^{cr} = K_s + K_c^{cr} \quad (11)$$

$$K_s = G_s \cdot A_s \quad (12)$$

$$K_c^{cr} = \frac{I}{\frac{4}{0.7 \cdot E_{cm} \cdot A_c} + \frac{2(I-b)}{E_s \cdot A_s}} \quad (13)$$

Where K_s is the contribution of the steel plates to the in-plane shear stiffness and K_c^{cr} is the contribution of the cracked orthotropic concrete to the in-plane shear stiffness.

The ultimate shear strength is reached when von Mises yielding of the steel plates occurs.

$$S_{xy}^y = \frac{K_s + K_c^{cr}}{\sqrt{3 \cdot K_s^2 + K_c^{cr2}}} \cdot A_s \cdot F_y \quad (14)$$

Where F_y is the yield stress of the steel plates.

The last part of the curve describes plastic behaviour after the steel plates reach von Mises yielding. It needs to be mentioned that this model does not consider the possibility of a compressive failure of the concrete core. According to that, the principal compressive stress in concrete must be controlled.

$$\begin{pmatrix} \sigma_{p,cl} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.7 \cdot E_{cm} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} [T]_e \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \leq f_c \quad (15)$$

The code solves the problem, that a compressive failure of concrete is not considered by the model, by a limitation of

the reinforcement ratio to max. 0.05 as mentioned in the introduction.

3. JAPANESE EXPERIMENTAL PROGRAM

3.1. Parameters of the experiment

The experimental program by Ozaki et al. (2004) includes nine SCS panels. All the panels were 1200 x 1200 mm in in-plane dimensions and 200 mm thick. The composite action was provided by headed stud bolts, which were spaced at intervals of a ratio in which the span (B) of the stud bolts was divided by the thickness (t) of the surface steel plate, B/t = 30. This ratio should avoid the buckling of the steel plates according to Sasaki et al., (1995). In addition, a partitioning web was inserted into two specimens (see Figure 4). The specimens differed also by the thickness of the steel plates (2.3 mm, 3.2 mm, 4.5 mm).

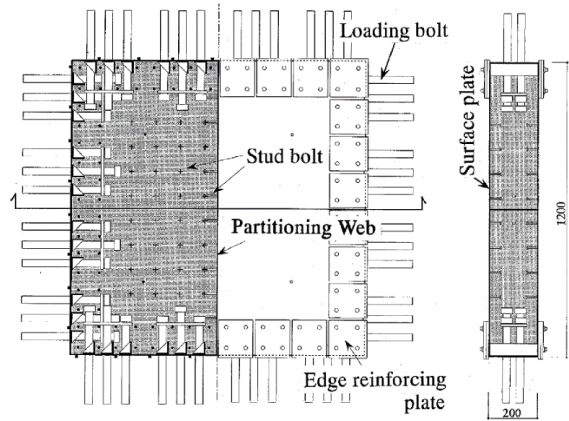


Figure 4: Specimen S3-00PS (Ozaki et al., 2004)

Three specimens were subjected to cyclic pure in-plane shear. The others were loaded by cyclic in-plane shear in a combination with axial forces. Table 1. summarizes all parameters of the specimens.

Specimens	Surface steel plate (t) (mm)	Headed stud bolt			Nodal force (MPa)	Partitioning web
		Pitch in welding (B) (mm)	Diameters (mm)	B/t		
S2-00NN	2.3	70	4	30	0.0	-
S2-15NN					1.47	
S2-30NN					2.94	
S3-00NN	3.2	100	5	31	0.0	-
S3-15NN					1.47	
S3-30NN					2.94	
S3-00PS					0.0	
S3-00PN						Without studs
S4-00NN	4.5	135	9	30		-

Table 1 Parameters of the specimens (Ozaki et al., 2004)

3.2. Test results

As the object of our study is pure in-plane behaviour of the SCS, the most relevant results are related to the specimens

S2-00NN, S3-00NN, S4-00NN. Figure 5 shows the comparison of the responses of the above named panels.

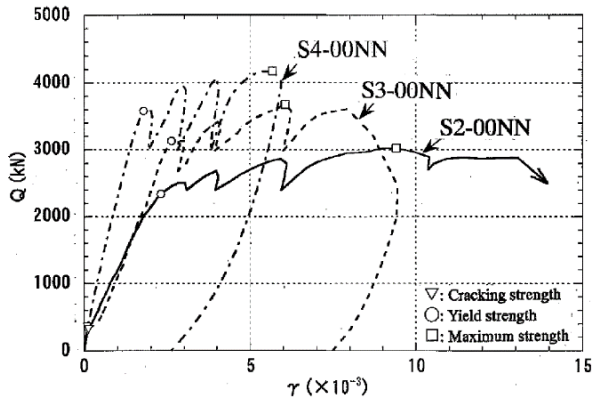


Figure 5 Response of relevant specimens (Ozaki et al., 2004)

Specimen	Steel		Concrete		Elastic shear modulus	Post-cracking shear modulus	Cracking strength		Yield strength		Maximum strength	
	Yield stress, Young's modulus (MPa)	$A_w \times A_p$ (cm ²)	Compressive strength, tangential stiffness (MPa)		G_c ($\times 10^3$ MPa)	G_y ($\times 10^3$ MPa)	Q_c (kN)	γ_c ($\times 10^{-3}$)	Q_y (kN)	γ_y ($\times 10^{-3}$)	Q_u (kN)	γ_u ($\times 10^{-3}$)
S2-00NN	340 (1.97×10^5)	53.5 (17.1)	42.2 (2.72×10^4)		12.4	4.16	293	0.115	2290 (-2110)	2.50 (-1.99)	2960 (-2780)	9.41 (-6.12)
S2-15NN			41.6 (2.77×10^4)		13.2	4.14	433	0.133	2330 (-2290)	2.71 (-2.21)	3110 (-2930)	10.00 (-6.02)
S2-30NN			42.0 (2.79×10^4)		16.4	3.69	542	0.168	2490 (-2570)	3.01 (-2.41)	3110 (-3200)	10.48 (-6.03)
S3-00NN	351 (1.99×10^5)	75.4 (16.9)	41.9 (2.71×10^4)		12.9	4.88	311	0.134	3070 (-3070)	3.01 (-2.00)	3610 (-3430)	6.05 (-6.03)
S3-15NN			41.6 (2.67×10^4)		13.1	4.29	384	0.141	3130 (-3120)	2.99 (-3.01)	3760 (-3330)	7.99 (-6.01)
S3-30NN			40.1 (2.70×10^4)		11.9	4.67	385	0.186	3170 (-3080)	2.80 (-2.96)	3730 (-3550)	5.57 (-5.63)
S3-00PS		75.4 (25.4)	41.9 (2.71×10^4)		13.1	5.81	350	0.141	2680 (-2640)	1.93 (-1.97)	3580 (-3220)	10.87 (-5.98)
S3-00PN			39.9 (2.72×10^4)		16.4	4.92	271	0.113	2350 (-2390)	2.01 (-2.03)	3510 (-3060)	17.00 (-6.02)
S4-00NN	346 (2.07×10^5)	104.9 (16.7)	42.8 (2.76×10^4)		16.4	8.22	349	0.103	3510 (-3560)	2.01 (-2.00)	4100 (-3790)	5.67 (-4.00)

Table 2 Test results (Ozaki et al., 2004)

4. NONLINEAR ANALYSIS

4.1. General

A nonlinear analysis was realized through the software ATENA from the company Červenka Consulting s.r.o.

The aim was to simplify the model as much as possible but still keep the parameters of the panels from experiment. The concrete core was modelled as a volume with in-plane dimensions 1200x1200 mm and a thickness 200 mm – 2* t_s . The steel plates were modelled as square shells fully tied to the concrete element. As result, the model considers full composite action.

4.2. Materials

The most basic material parameters of steel (yield stress, Young's modulus) and concrete (compressive strength, tangential stiffness) are noted in the Table 2. The Poisson's constant was considered as 0,3 for steel and 0,2 for concrete. The rest parameters, especially for concrete, were chosen to correspond to C40/50 strength class of concrete according to Eurocode 2.

4.3. Boundary conditions

Since the model is about to be calibrated with the test results, boundary conditions should correspond to the test setup as well. Uniform in-plane forces were applied to the panels using the shear bolts test facility (see Figure 6). The

It is obvious that as the thickness of the steel plates increases, the ultimate shear resistance increases and the ductility decreases. The interesting fact is that the addition of the partitioning web caused the increase of the ductility of the panel S3-00PS and S3-00PN while the ultimate resistance remained the same as that of the panel S3-00NN with the same thickness of the steel plates.

A summary of the results which are used for calibration of the numerical nonlinear model is presented in the Table 2.

facility was comprised of a self-reacting frame containing eight hydraulic jacks.

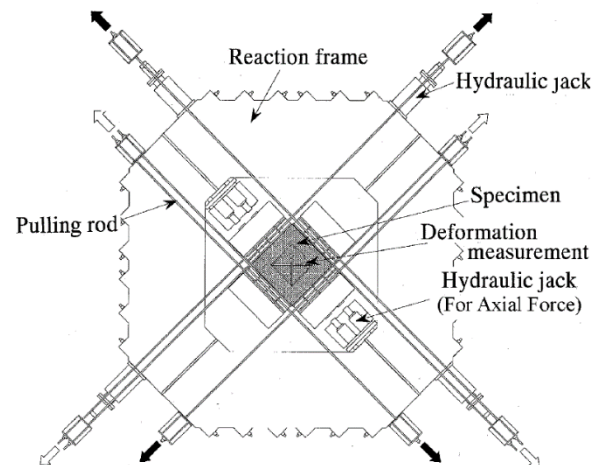


Figure 6 Test setup (Ozaki et al., 2004)

The model was loaded by forces, which were applied on edge surfaces of the concrete volume. The direction of the forces corresponds to pure shear.

Supports of the model should satisfy these conditions. It has to support the model enough to avoid instability, but has to be released enough to provide extension of the model. According to that, the edge surfaces of the model were supported by springs with a stiffness of 1000 MPa in transverse direction of the edge. The centroid of the concrete core model as supported in all directions.

Boundary condition are shown in Figure 7.

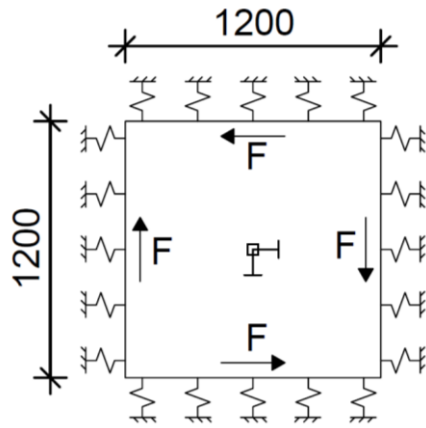


Figure 7 Boundary condition

4.4. Results

A calculation has been carried on five models with the different reinforcement ratio 2.3%, 3.2%, 4.5%, 10%, and 13%. Every model has had the same hexahedra type mesh with 10 x 10 number of cells longitudinally and one cell transversely. The shear-force load-deflection diagrams of the models are stated below.

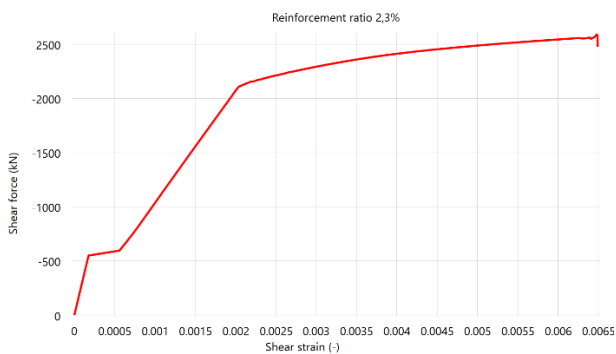


Figure 8 Shear-force load-deflection diagram of the model with the reinforcement ratio 2.3%

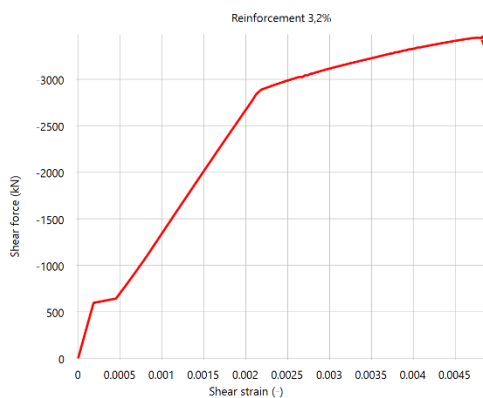


Figure 9 Shear-force load-deflection diagram of the model with the reinforcement ratio 3.2%

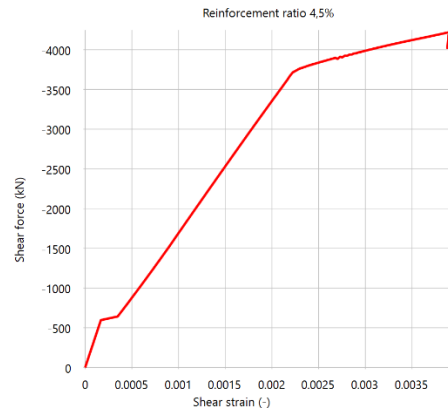


Figure 10 Shear-force load-deflection diagram of the model with the reinforcement ratio 4.5%

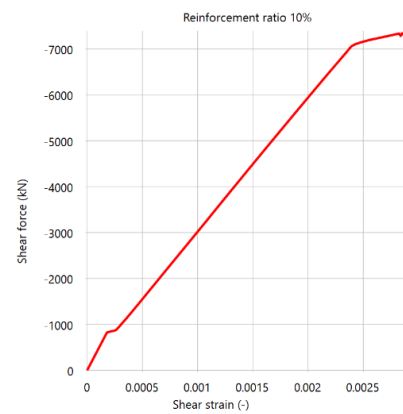


Figure 11 Shear-force load-deflection diagram of the model with the reinforcement ratio 10%

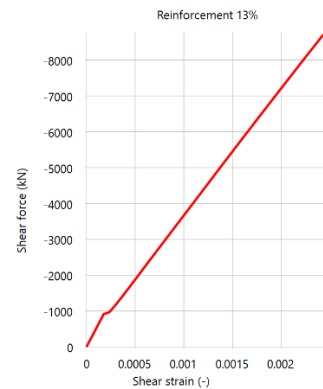


Figure 12 Shear-force load-deflection diagram of the model with the reinforcement ratio 13%

All the calculations ended, when concrete cracking occurred, while the yield point of steel has been already reached.

5. CONCLUSIONS

The results on the models with the reinforced ratio 2.3%, 3.2%, and 4.5%. correlate well to Japanese test results. It is good to note that the ductility of the nonlinear models is a bit lower compared to the specimens, but the plastic part of the diagram tends to be shorter as the reinforcement ratio rises, which is in accordance to the experiments.

The other two models represent the extrapolation. These two indicate that the possibility of failure mode change is real. Furthermore, the brittle failure is about to occur when the reinforcement ratio reaches 13%.

The limit that is given by the code – 5 % reinforcement ratio – is definitely reasonable. However, higher reinforcement may be necessary in some cases. The undesirable mode of failure of heavily reinforced SCS structures provides a challenge to make an improvement, which would provide better ductility. Maybe, adding a partitioning web might be the solution. Figure 13 shows the influence of a partitioning web.

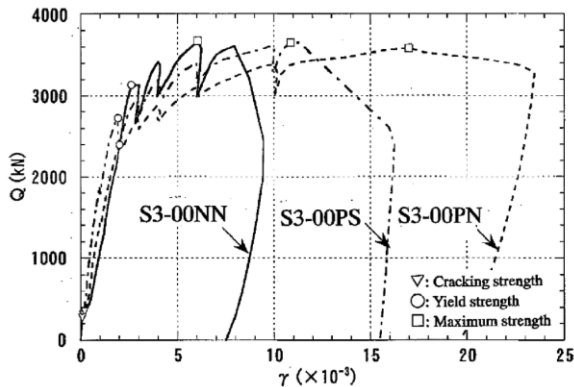


Figure 13 Comparison of specimen S3-00NN (without partitioning web), S3-00PS (partitioning web with stud bolts), S3-00PN (partitioning web without stud bolts) (Ozaki et al., 2004)

ACKNOWLEDGEMENTS

The research activities were supported by the Technology Agency of the Czech Republic under the THETA program, project no. TK01030116 “Conceptual design of safety-important components of helium-cooled fast demonstration reactor ALLEGRO”, and by the Czech Technical University in Prague under student project no. SGS22/091/OHK1/2T/11 “Experimental and numerical analysis of concrete and fibre-reinforced concrete for special applications”.

References

- ANSI/AISC N690-18 (2018), Specification for Safety-Related Steel Structures for Nuclear Facilities, American Institute of Steel Construction.
- Varma, A.H., Zhang, K., Chi, H., Booth, P.N. and Baker, T. (2011), “In-Plane Shear Behavior of SC Walls: Theory vs. Experiment,” Transactions of the Internal Association for Structural Mechanics in Reactor Technology Conference, SMiRT-21, Div. X Paper 761, New Delhi, India, IASMIRT, North Carolina State University, Raleigh, NC.
- Ozaki, M., Akita, S., Oosuga, H., Nakayama, T. and Adachi, N. (2004), “Study on Steel Plate Reinforced Concrete Panels Subjected to Cyclic In-Plane Shear,” Nuclear Engineering and Design, Vol. 228, pp. 225–244.
- Sasaki, N., Akiyama, H., Narikawa, M., Hara, K., Takeuchi, M., Usami, S., 1995. Study on a Concrete Filled Steel Structure for Nuclear Power Plants (Part 2) Compressive

Loading Tests on Wall Members. Transactions of the 13th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, vol. H. Porto Alegre, Brazil, pp. 21–26.

EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

PHD WORKSHOP 2022 – VARIANTNÍ POSOUZENÍ ÚNAVY BETONU MOSTNÍ KONSTRUKCE

Miklas Petr, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
petr.miklas@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Príspevek se zabývá únavovým posouzením předpjaté betonové nosné konstrukce železničního mostu přes Chodovskou ulici v Praze pomocí několika postupů uvedených v ČSN EN 1992 a Model Code 2010.

První část se věnuje výpočtu dlouhodobých účinků zatížení na předpjatou nosnou konstrukci mostu.

Ve druhé části je uveden postup pro stanovení rozkmitů napětí a následně vytvoření spektra rozkmitů napětí na základě namáhání od reálných vlakových souprav.

Hlavní část je pak věnována jednotlivým posudkům předpjaté konstrukce na únavu. V práci je uvedeno celkem sedm postupů. Postupy jsou v práci uváděny od zjednodušených, které vycházejí z časté kombinace zatížení, přes postupy využívající například ekvivalentního rozkmitu napětí až k obtížnějším postupům, u kterých je nutné stanovit spektrum rozkmitů napětí a následně jej posoudit pomocí Palmgren-Minerova pravidla.

KLÍČOVÁ SLOVA

Únava betonu • Posouzení únavy betonu • Spektrum rozkmitů napětí • Eurokódy • Model Code 2010 • Palmgren-Minerovo pravidlo

ABSTRACT

This paper is focused on a fatigue assessment of concrete a superstructure of the railway bridge over Chodovská street in Prague, using several procedures given in ČSN EN 1992 and Model Code 2010.

The first part describes calculations of the effects of longterm actions on a prestressed bridge structure.

The second part of this paper describes a procedure for determining stress fluctuations and then set up of stress-range spectrum based on effects of actual trains. This spectrum is then used for a fatigue verification of concrete.

The main part of the paper is then devoted to various fatigue verifications of the structure – totally seven procedures are presented here. Individual procedures are presented from simplified ones using frequent combinations of actions, to

more difficult procedures, which are based on individual stress-range spectra.

KEYWORDS

Fatigue of concrete • Verification of fatigue of concrete • Stress-range spectrum • Eurocodes • Model Code 2010 • Palmgren-Miner rule

1. ÚVOD

Cílem práce je posouzení únavy betonu na reálné mostní konstrukci. Jedná se o nosnou konstrukci železničního mostu přes Chodovskou ulici v Praze.

V první části je popsán výpočet dlouhodobých účinků zatížení na mostní konstrukci. Je popsán postup výpočtu modulem TDA ve SCIA Engineer. V závěru této kapitoly jsou pak uvedeny dosažené výsledky, které jsou následně využity pro další výpočet.

Druhá část se věnuje výpočtu a stanovení spekter rozkmitů napětí od skutečných vlakových souprav, které přes most přejely v během jednoho měsíce. Lze říci, že tuto skladbu vlakových souprav lze považovat za reprezentativní během celé životnosti mostu. Nejprve jsou stanoveny horní a dolní napětí během přejezdu všech vlakových souprav. Poté jsou tato napětí roztríděna do jednotlivých spekter rozkmitů napětí. Spektra rozkmitů napětí jsou následně využita pro posouzení únavy betonu pomocí Palmgren-Minerova pravidla.

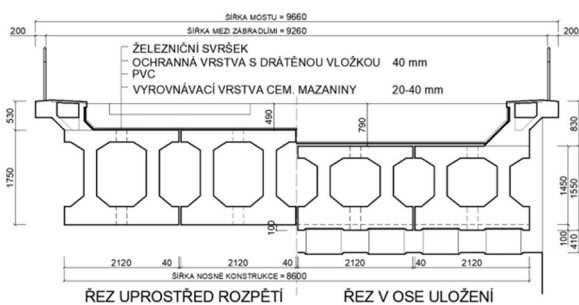
V hlavní části práce jsou uvedena všechna posouzení únavy nosné konstrukce mostu. Jsou zde uvedeny jednotlivé popisy všech dostupných postupů posouzení včetně výsledků jednotlivých posouzení. Celkem je v práci uvedeno sedm postupů posouzení. Čtyři jsou uvedeny v ČSN EN 1992. Další tři postupy jsou převzaty z Model Code 2010. Nejprve je uveden výpočet únavové pevnosti betonu v tlaku, a následně jednotlivé postupy. Tyto postupy jsou uvedeny od zjednodušených metod, které využívají například jen časté kombinace zatížení, přes metody využívající ekvivalentního rozkmitu napětí až po metody obtížnější využívající například Palmgren-Minerova pravidla. V závěru jsou jednotlivá posouzení porovnána tak, aby byl patrný rozdíl mezi jednotlivými posudky.

* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

2. VÝPOČET DLOUHODOBÝCH ÚČINKŮ ZATÍŽENÍ POMOCÍ MODULU TDA

2.1. Popis posuzované mostní konstrukce

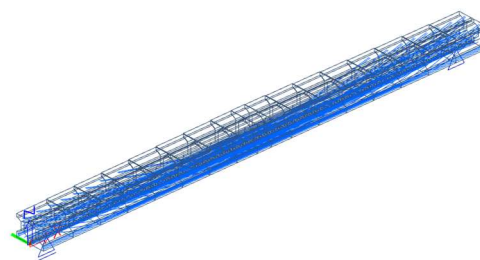
Toto posouzení únavy betonu je prováděno pro nosnou konstrukci železničního mostu přes Chodovskou ulici v Praze. Most je určen pro dvoukolejnou trať, na mostě se ovšem v současnosti nachází pouze jedna kolej. Jedná se o konstrukci z prefabrikovaných předpjatých betonových nosníků – celkem jsou v konstrukci použity čtyři komorové nosníky (dva pod jednou kolejí). Každý komorový nosník je složen ze dvou prefabrikovaných polonosníků průřezu „I“, spojených podélnou dobetonávkou horní i dolní desky. Rozpětí nosné konstrukce je 30 m. Beton prefabrikované a monolitické části této mostní konstrukce je dle dřívějšího značení druh 500 (dnes C 35/45). Nosníky jsou proměnného průřezu. Výška průřezu je uprostřed rozpětí 1750 mm a v ose uložení 1450 mm. Nosníky mají tedy střechovitý sklon 2 % od středu rozpětí směrem ke krajům. Každý komorový nosník je předepnut pomocí 58 předpínacích kabelů – podrobnosti jsou uvedeny v kapitole 2.2. Vzorový příčný řez mostem je znázorněn na obr. 1 (Archivní dokumentace mostu 1960).



Obrázek 1: Příčný řez mostem uprostřed rozpětí a v ose uložení

2.2. Postup výpočtu dlouhodobých účinků zatížení

Výpočet dlouhodobých účinků zatížení na nosnou konstrukci mostu přes Chodovskou ulici byl proveden v programu SCIA Engineer pomocí modulu TDA. Výpočet byl proveden pro jeden komorový nosník. Ten je zadán jako prutový prvek s průřezem proměnným po délce konstrukce. Průřezy byly zadány jako tzv. „fázované“. V první fázi se uvažuje realizace prefabrikovaných polonosníků o průřezu tvaru „I“, ve druhé fázi je pak realizována dobetonávka mezi těmito dvěma polonosníky, která obě části spojuje v jeden komorový nosník. Každý polonosník je dodatečně předepnut 29 předpínacími kabely. Předpětí je vnášeno v několika etapách, což je zohledněno ve výpočetním modulu TDA. V komorovém nosníku se tedy nachází celkem 58 kabelů. Jedná se o předpínací kabely složené z dvaceti patentovaných drátů o průměru 4,5 mm s pevností v tahu 1650 MPa. Některé kabely byly napínány po celé délce konstrukce z čela nosníků, ostatní kabely byly napínány z horního povrchu nosníků v mezilehlých průřezech. Část kabelů byla předpínána před zmonolitněním obou polonosníků a druhá část až po zmonolitnění v jeden komorový nosník. Výpočetní model nosné konstrukce je zobrazen na obr. 2.

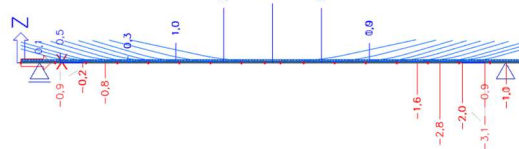


Obrázek 2: Výpočetní model nosné konstrukce mostu pro modul TDA

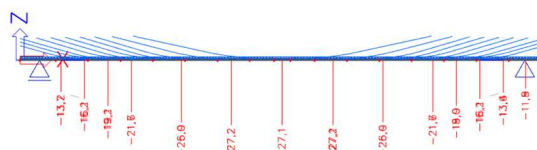
Po dokončení výpočetního modelu byl výpočet rozdělen do několika fází výstavby. Těchto fází bylo celkem sedm. První fází bylo vnesení předpětí a druhou zmonolitnění konstrukce, která byla poslední fází výstavby. Následovaly fáze zatížení ostatním stálým zatížením (výsledky se tiskly „těsně před“ a „těsně po“ příslušné fázi). Poslední tři fáze byly zadány během provozu, a to uvedení do provozu, čas přepočtu a konec životnosti. Časové intervaly mezi těmito hlavními fázemi byly ještě děleny na kratší subintervaly.

2.3. Výsledky dlouhodobých účinků zatížení získané modulem TDA

Pro únavové posouzení nosné konstrukce byly z analýzy konstrukce pomocí modulu TDA převzaty průběhy napětí po délce konstrukce v potřebných časových etapách. Výsledky jsou znázorněny na obr. 3 a obr. 4, kde jsou vyneseny hodnoty napětí v horních a v dolních vláknech nosné konstrukce těsně po vnesení předpětí do konstrukce.

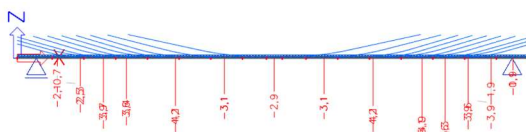


Obrázek 3: Průběh napětí betonu v horních vláknech nosné konstrukce po vnesení předpětí

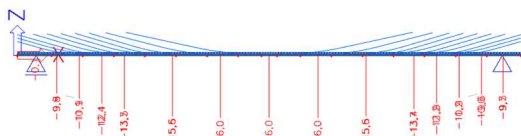


Obrázek 4: Průběh napětí betonu v dolních vláknech nosné konstrukce po vnesení předpětí

Na obr. 5 a obr. 6 jsou pak zobrazeny průběhy napětí v horních a dolních vláknech na konci životnosti. Z uvedených obrázků je tedy patrné, že hodnota tlakového napětí značně poklesne během životnosti konstrukce především v dolních vláknech. Do výpočtu je ovšem zahrnut i vliv ostatního stálého zatížení působícího na nosnou konstrukci.



Obrázek 5: Průběh napětí betonu v horních vláknech nosné konstrukce na konci životnosti



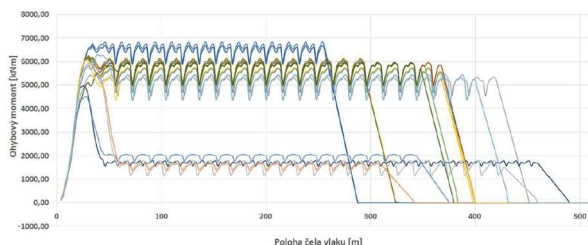
Obrázek 6: Průběh napětí betonu v dolních vláknech nosné konstrukce na konci životnosti

3. STANOVENÍ NAPĚTÍ A SPEKTRA ROZKMITŮ NAPĚTÍ V NOSNÉ KONSTRUKCI

3.1. Stanovení maximálních a minimálních napětí v nosné konstrukci od skutečných vlakových souprav

Maximální a minimální hodnoty normálových napětí byly stanoveny pro nejkritičtější průřez nosné konstrukce, který se nachází ve staničení 16 m. Tato napětí byla získána od skutečných vlakových souprav, které přejely přes nosnou konstrukci mostu v červnu roku 2016. Jedná se o zhruba 600 vlakových souprav jak nákladních, tak osobních vlaků (Správa železnic, s.o. 2016). Data lze považovat za reprezentativní pro celou dobu životnosti mostu.

Nejprve byly stanoveny ohybové momenty během průjezdu všech těchto vlakových souprav. Z ohybových momentů byla následně vypočtena napětí v horních i dolních vláknech. Napětí byla vypočtena v horních i dolních vláknech během celého průjezdu všech vlakových souprav. Na obr. 7 je znázorněn graf s průběhem ohybových momentů v nosné konstrukci při průjezdu několika celých vlakových souprav.



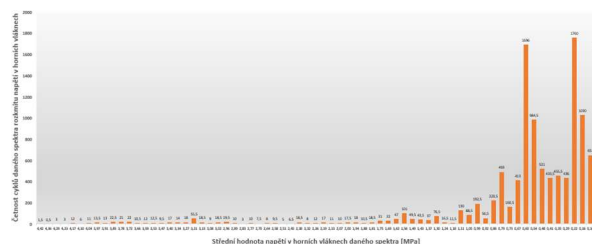
Obrázek 7: Průběh ohybových momentů v nosné konstrukci mostu během průjezdu několika vlakových souprav

Z grafu je vidět, že v konstrukci dochází k velkému nárůstu ohybového momentu během nájezdu lokomotivy vlakové soupravy a následně při nájezdu následujících vagonů dochází pouze k menšímu kolísání ohybových momentů a napětí v závislosti na aktuální poloze vagonů na mostě. Patrný rozdíl pak tvoří fakt, zda jsou vagony těžké – plně naložené nebo jestli jsou prázdné.

3.2. Stanovení spektra rozkmitů napětí

Ze získaných ohybových momentů během průjezdu všech uvedených vlakových souprav bylo cílem stanovit spektrum rozkmitů napětí. Pro jeho stanovení byla využita metoda stékajícího deště.

Nejprve byly seřazeny všechny ohybové momenty během průjezdu každé vlakové soupravy za sebe, z nich bylo následně pomocí metody stékajícího deště odvozeno spektrum rozkmitů napětí. Pro tyto účely byly ohybové momenty rozděleny do intervalů po 100 kNm. Na základě těchto ohybových momentů byly spočítány hodnoty normálových napětí v horních a v dolních vláknech nosné konstrukce, které byly následně využity pro posouzení únavy betonu pomocí Palmgren-Minerova pravidla. Spektrum rozkmitů napětí v horních vláknech je zobrazeno na obr. 8.



Obrázek 8: Spektrum rozkmitů napětí v horních vláknech

Z grafu je patrné, že největšího počtu cyklů je dosahováno v nižších úrovních napětí. Ve vyšších úrovních napětí je počet cyklů poměrně nízký.

4. POSOUZENÍ ÚNAVOVÝCH ÚČINKŮ DLE ČSN EN 1992-1-1 A ČSN EN 1992-2

Nejprve je nutné pro všechna posouzení stanovit únavovou pevnost betonu. V ČSN EN 1992 je uveden následující vztah (ČSN EN 1992-1-1, 2019):

$$f_{cd,fat} = 0,85 * \beta_{cc(t_0)} * f_{cd} * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (1)$$

$f_{cd,fat}$ je návrhová únavová pevnost betonu v tlaku
 f_{cd} návrhová pevnost betonu v tlaku (při jednorázovém namáhání)
 f_{ck} charakteristická pevnost betonu v tlaku
 β_{cc} vliv stáří betonu v době začátku opakovaného zatížení
 Únavová pevnost betonu daného prefabrikovaného prvku vychází 19,856 MPa

4.1. Zjednodušená metoda ověření únavy betonu v tlaku dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.8.7. (2)

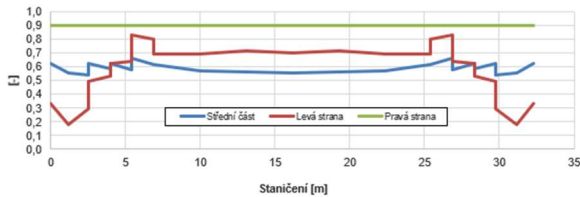
V této metodě se využívá častá kombinace zatížení. Z časté kombinace se pak musí stanovit maximální tlakové normálové napětí v konstrukci. Ve stejném místě se poté stanoví i minimální tlakové napětí (pokud by toto napětí vycházelo tahové, v posouzení únavy betonu se uvažuje nulová hodnota). Jedná se o poměrně jednoduchou metodu, kde postačí stanovit pouze únavovou pevnost betonu a maximální a minimální hodnotu napětí v příslušné kombinaci zatížení. Lze říci, že její výsledky vycházejí méně příznivě, než u metod podrobnějších. Ověření únavy betonu se posuzuje dle vztahu 2.

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 - \text{pro } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2)$$

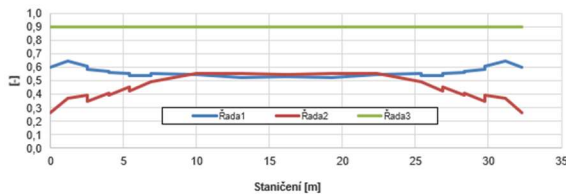
$$\leq 0,8 - \text{pro } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

$\sigma_{c,max}$ maximální tlakové napětí při časté kombinaci
 $\sigma_{c,min}$ minimální tlakové napětí při časté kombinaci, pokud je napětí tahové, dosazujeme 0

Konstrukce byla tímto postupem posouzena a bylo zjištěno, že konstrukce při takovémto posouzení nevyhovuje v horních ani dolních vláknech. Výsledky posouzení v horních i v dolních vláknech jsou znázorněny na obr. 9 a obr. 10. V dolních vláknech konstrukce nevyhovuje pouze nepatrně. Pokud se modrá část (střední část nerovnice pro posouzení) nenachází mezi červenou a zelenou, potom konstrukce při posouzení únavy betonu zjednodušenou metodou nevyhovuje.



Obrázek 9: Posouzení konstrukce na únavu v horních vláknech dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 6.8.7. (2)



Obrázek 10: Posouzení konstrukce na únavu v dolních vláknech dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 6.8.7. (2)

4.2. Ověření únavy betonu podle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.8.7 (1)

Tuto metodu je možno použít pro posouzení únavy betonu mostů pozemních komunikací, pro které není – na rozdíl od mostů železničních – v EN jiný postup uveden. Výsledky bývají příznivější, než výsledky získané dle čl. 6.8.7 (2).

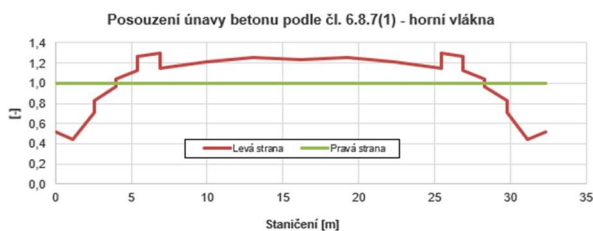
$$E_{cd,max,eq} + 0,43\sqrt{1 - R_{eq}} \leq 1 \quad (3)$$

$E_{cd,max,eq}$ největší úroveň tlakového napětí

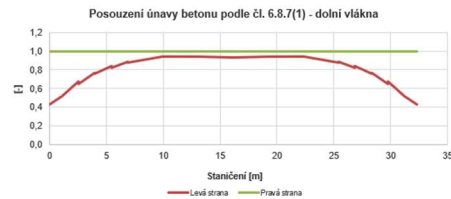
$E_{cd,min,eq}$ nejmenší úroveň tlakového napětí

R_i poměr největšího a nejmenšího napětí

Graficky jsou výsledky posouzení uvedeny na obr. 11 a obr. 12.



Obrázek 11: Posouzení konstrukce na únavu v horních vláknech dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 6.8.7. (1)



Obrázek 12: Posouzení konstrukce na únavu v dolních vláknech dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 6.8.7. (1)

Po dokončení posouzení bylo zjištěno, že konstrukce dle uvedeného postupu nevyhovuje při ověření na únavu v horních vláknech stejně jako u metody v čl. 4.1. tohoto příspěvku. Při posouzení dle uvedené rovnice v dolních vláknech ovšem vyhovuje, což je rozdíl oproti zjednodušené metodě, kde konstrukce nevyhověla ani v dolních vláknech. Pokud vyjde levá strana rovnice vyšší než 1, potom konstrukce nevyhovuje, což je patrné z obou uvedených grafů.

Rozdíl mezi oběma posouzeními je pravděpodobně dán zpřesněným postupem výpočtu podle této metody. Z grafu posouzení konstrukce v horních vláknech je patrné, že konstrukce nevyhovuje zhruba o 30 %. V dolních vláknech konstrukce při posouzení vyhovuje s rezervou zhruba 5 %.

4.3. Postup posouzení únavy dle ČSN EN 1992-2, příloha NN pro tlacený beton železničních mostů

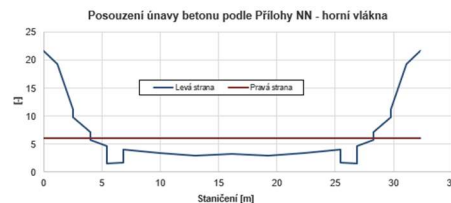
Pro železniční mosty existuje způsob pro posouzení únavy betonu, který využívá také tzv. ekvivalentní poškozující rozkmit napětí. Pro posouzení je nutné znát roční objem dopravy, návrhovou životnost mostu a počet kolejí. Posouzení únavy betonu se provede dle vztahu 4.

$$14 * \frac{1 - E_{cd,max,eq}}{\sqrt{1 - R_{eq}}} \geq 6 \quad (4)$$

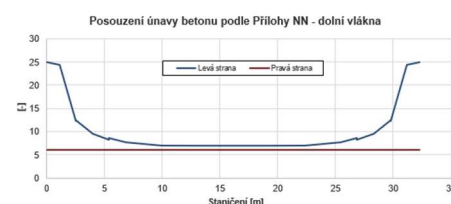
R_{eq} poměr maximální a minimální úrovně tlakového napětí

$E_{cd,max,eq}$ maximální úroveň tlakového napětí

Výsledky vynesení jsou vyneseny na obr. 13 a obr. 14 pro horní i dolní vlákna. Pokud při daném posouzení bude levá část rovnice menší než 6, pak konstrukce nevyhovuje. V grafu posouzení to pak znamená, že konstrukce nevyhovuje, pokud je modrá čára pod červenou čarou.



Obrázek 13: Posouzení konstrukce na únavu v horních vláknech dle ČSN EN 1992-2 příloha NN



Obrázek 14: Posouzení konstrukce na únavu v dolních vláknech dle ČSN EN 1992-2 příloha NN

Výsledky posouzení jsou v tomto případě obdobné, jako při předchozím posouzení uvedeném v kap. 4.2., tzn. v horních vláknech konstrukce nevyhověla a v dolních vláknech vyhověla s rezervou zhruba 15 %.

4.4. Ověření únavy pomocí součinitele únavového poškození dle ČSN EN 1992-2, čl. 6.8.7

Tato metoda využívá Palmgren-Minerova pravidla. Je tedy potřeba znát spektra rozkmitů napětí. Z rovnice 5 můžeme stanovit počet cyklů napětí potřebný pro únavové poškození, který závisí na působícím napětí a na únavové pevnosti betonu. Získané počty cyklů se následně dosadí do Palmgren-Minerova pravidla, kde se vyhodnotí únavové poškození konstrukce. Tato metoda je tedy poměrně náročná na množství potřebných dat a na pracnost.

$$N_i = 10^{14} * \left(1 - \frac{E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}}\right) \quad (5)$$

- N_i počet cyklů napětí potřebný pro únavové poškození betonu
 R_i poměr maximální a minimální úrovně tlakového napětí
 $E_{cd,max,i}$ maximální úroveň tlakového napětí

Touto metodou byla konstrukce posouzena v nejkritičtějším průřezu ve staničení 16 m – v blízkosti středu rozpětí. Konstrukce v tomto průřezu byla posouzena opět v horních i dolních vláknech, přičemž konstrukce nevyhověla v horních ani v dolních vláknech. Konstrukce v obou případech nevyhověla více než 10x. Metoda se zdá být velmi citlivá na velikost střední hodnoty napětí a bude podrobena dalšímu zkoumání.

5. POSOUZENÍ ÚNAVOVÝCH ÚČINKŮ DLE OFICIÁLNÍ VERZE MODEL CODE 2010

Pro posouzení únavy betonu metodami uvedenými v oficiální verzi Model Code 2010 je nutné znát η_c . Jedná se o tzv. průměrný faktor zohledňující gradient napětí v tlakové zóně úseku betonového průřezu. Tento součinitel se vypočte pomocí rovnice 6 (Model Code 2010, 2013).

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 * \left(\frac{|\sigma_{c1}|}{|\sigma_{c2}|}\right)} \quad (6)$$

- $|\sigma_{c1}|$ minimální hodnota tlakového napětí ve vzdálenosti 300 mm od povrchu při příslušné kombinaci zatížení,
 $|\sigma_{c2}|$ maximální hodnota tlakového napětí ve vzdálenosti 300 mm od povrchu při příslušné kombinaci zatížení (stejně jako u $|\sigma_{c1}|$)

5.1. Zjednodušená metoda ověření únavy betonu dle Model Code 2010, čl. 7.4.1.3 – Level II

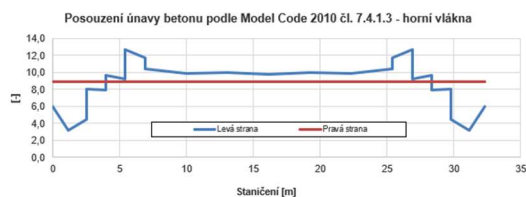
Jako první je zde uvedena zjednodušená metoda ověření betonu na únavu. Tato metoda využívá časté kombinace zatížení. Posouzení se provede dle vztahu 7. Pro posouzení je nutné znát průměrný faktor gradientu napětí,

únavovou pevnost betonu v tlaku a maximální hodnotu napětí při časté kombinaci.

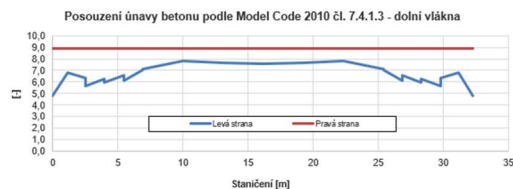
$$Y_{Ed} * \sigma_{c,max} * \eta_c \leq 0,45 * f_{cd,fat} \quad (7)$$

- $\sigma_{c,max}$ maximální tlakové napětí při časté kombinaci
 η_c průměrný faktor zohledňující gradient napětí v tlakové zóně úseku betonového průřezu

V následující části na obr. 15 a obr. 16 jsou zobrazeny grafy posouzení dle uvedené metody. Vodorovná červená čára znázorňuje pravou stranu rovnice (únavovou odolnost), zatímco modrá čára znázorňuje únavové namáhání, tzn. levou stranu nerovnice.



Obrázek 15: Posouzení konstrukce na únavu v horních vláknech dle Model Code 2010 – Level II



Obrázek 16: Posouzení konstrukce na únavu v dolních vláknech dle Model Code 2010 – Level II

Z výsledků je patrné, že posouzení únavy betonu vychází příznivěji než u zjednodušených metod dle ČSN EN 1992. V horních vláknech konstrukce opět nevyhověla, ovšem v dolních vláknech konstrukce vyhověla s rezervou 15 %.

5.2. Ověření únavy betonu dle Model Code 2010, čl. 7.4.1.4 – Level III

Tato metoda porovnává požadovanou životnost konstrukce s předpokládanou dobou životnosti (počet cyklů n); je založena na ekvivalentním poškozujícím rozkmitu napětí. Pro splnění podmínky musí být splněna nerovnost ze vztahu 8. V tomto vztahu se porovnává skutečný předpokládaný počet rozkmitů napětí o určité výši během životnosti konstrukce s počtem cyklů (o stejné úrovni napětí), kterým je schopna konstrukce odolat, než dojde ke kolapsu konstrukce. Počet cyklů pro posouzení byl zvolen 2×10^6 .

$$n \leq N \quad (8)$$

Předpokládaný počet cyklů napětí v tlaku během životnosti konstrukce se vypočte dle rovnice 9 a rovnice 10.

$$\log N_1 = \frac{8}{Y-1} * (S_{cd,max} - 1) \quad (9)$$

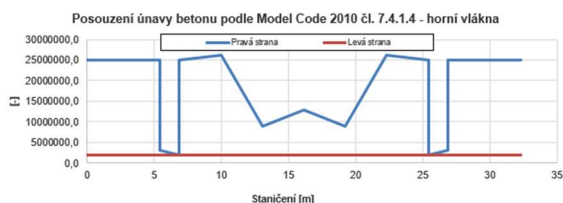
$$\log N_2 = 8 + \frac{8 * \ln(10)}{Y-1} * (Y - S_{cd,min}) * \log\left(\frac{S_{cd,max} - S_{cd,min}}{Y - S_{cd,min}}\right) \quad (10)$$

V konstrukci se vyskytovala i tahová namáhání. Počet cyklů životnosti v tahu se pak vypočte dle rovnice 11.

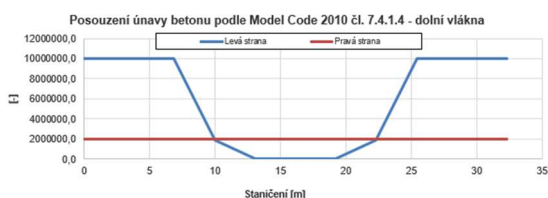
$$\log N = 12 * (1 - S_{td,max}) \quad (11)$$

$S_{cd,max}$	maximální úroveň tlakového napětí
$S_{cd,min}$	minimální úroveň tlakového napětí
$S_{td,max}$	maximální úroveň tahového napětí

V obr. 17 a obr. 18 jsou graficky uvedeny výsledky posouzení. Modrou čarou je znázorněn počet cyklů potřebný pro poškození konstrukce při daném rozkmitu napětí. Červenou čarou je zvolený minimální počet cyklů, jemuž musí konstrukce odolat - 2×10^6 .



Obrázek 17: Posouzení konstrukce na únavu v horních vláknech dle Model Code 2010 – Level III



Obrázek 18: Posouzení konstrukce na únavu v dolních vláknech dle Model Code 2010 – Level III

Z uvedených grafů posouzení je vidět, že konstrukce při posouzení touto zpřesněnou metodou v horních vláknech vyhovuje. Konstrukce nevyhovuje pouze v průřezech, ve kterých dochází v dolních vláknech k tahovému namáhání. To znamená, že konstrukce vyhovuje ve všech vláknech, kde dochází i při minimálním napětí k tlaku. Na rozdíl od metod uvedených v Eurokódu, metody uvedené v Model Code 2010 umožňují i posouzení únavy taženého betonu, které v tomto případě nevyhovuje. V dalším postupu výzkumu bude porovnán výsledek této metody s výsledky, které budou dosaženy při dosazení do této stejné metody pouze s tím rozdílem, že místo tahových namáhání bude dosazena 0.

5.3. Ověření únavy betonu dle Model Code 2010, čl. 7.4.1.5 – Level IV

Tato metoda je založena na spektru napětí stanoveném na základě reálného namáhání konstrukce a pro posouzení využívá Palmgren-Minerova pravidla. Jedná se o postup, který by měl být nejvýstižnější z uvedených postupů v Model Code 2010 a měl by se nejvíce přibližovat skutečnému únavovému působení. Hodnoty potřebné pro stanovení odolnosti konstrukce jsou pro beton počítány přímo z únavové pevnosti betonu. Po stanovení spektra napětí v konstrukci se provede posouzení dle rovnice 12.

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \quad (12)$$

D	únavové poškození
n_{Ei}	použitý počet napěťových cyklů s rozkmitem skutečné úrovně napětí
N_{Ri}	počet cyklů rozkmitů napětí, který je schopen odolat danému rozkmitu napětí

Touto metodou byla konstrukce obdobně jako při ověření podle ČSN EN 1992 posouzena v nejkritičtějším průřezu 16 m, a to jak v horních, tak i dolních vláknech. Při tomto posouzení konstrukce v horních i v dolních vláknech s výraznou rezervou vyhověla. Metoda bude rovněž podrobena dalšímu zkoumání.

6. ZÁVĚR

Práce se zabývá posouzením únavy betonu několika metodami. Jedná se o čtyři metody uvedené v ČSN EN 1992 a tři metody uvedené v Model Code 2010. Z výsledků posouzení je vidět, že v ČSN EN 1992 i v Model Code 2010 jsou zjednodušené metody vždy znatelně konzervativnější. Podrobnější metody využívající ekvivalentního rozkmitu napětí poskytují výsledky příznivější, avšak ani u těchto posouzení konstrukce nevyhověla, byť pouze v horních vláknech. Nejpřesnější z použitých metod jsou metody založené na využití Palmgren-Minerova pravidla. U těchto metod došlo ke značným výkyvům výsledků, kdy při posouzení dle ČSN EN 1992 konstrukce výrazně nevyhověla, ovšem při posouzení dle Model Code 2010 konstrukce vyhověla s výraznou rezervou. Metody budou podrobeny ještě dalšímu zkoumání.

Závěrem lze říci, že při jednotlivých posouzeních dochází v některých případech ke značně různorodým výsledkům a je tedy vhodné nadále pokračovat ve zkoumání únavového chování betonu a jeho posuzování. Výsledkem dizertační práce by měla být doporučení pro zpřesnění posouzení únavy betonu, především u existujících konstrukcí.

PODĚKOVÁNÍ

Práce vznikla za podpory SGS 2019 a SGS 2020 a i nadále pokračuje. Dále je poděkování věnováno doc. Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D. za jeho odborné vedení a užitečné rady při zpracování této práce.

Reference

- ČSN EN 1990 Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*
- ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*
- ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*
- ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí*
- ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*
- Archivní dokmunetace mostu Chodovská TU 0206 km 3,007, TSK Praha
- Podklady přejezdů jednotlivých vlakových souprav přes most Chodovská, Správa železnic, státní organizace fib, (2013), *Model Code 2010 for Concrete Structures 2010*. ISBN 978-3-433-60409-0

POTŘEBA VODY PŘI POUŽITÍ JEMNÝCH PŘÍMĚSÍ V CEMENTOVÝCH KOMPOZITECH

Luboš Musil, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
lubos.musil@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek popisuje použití jemných příměsí do cementových kompozitů, což má zásadní vliv na množství záměsové vody a reologické vlastnosti čerstvých směsí. Porovnává způsoby zkoušek, jak stanovit optimální, respektive maximální množství vody pro jednotlivé příměsí. Nejvíce je zaměřen na zkoušku rozlitím pomocí Hägermannova kuželu. Veškeré experimenty probíhají na pastách s rozdílnou konzistencí. Pasty jsou složeny pouze ze zkoumané příměsí a vody. Článek je zaměřen především na požadované množství vody pro žulový filler vzniklý při opracování dekoračního kamene. Součástí experimentů je i stanovení požadovaného množství vody pro cement s ohledem na reologické vlastnosti. Jednotlivé metody zkoušení udávají rozdílné výsledky pro požadované množství vody. S ohledem na segregaci nebo krvácení kompozitu je vhodné pro aplikaci v praxi zvolit nejnižší možný výsledek.

KLÍČOVÁ SLOVA

Požadavek vody • Příměs • Filer • Rozlití

ABSTRACT

The paper describes the use of fine additives in cement composites, which has a fundamental effect on the amount of mixing water and the rheological properties of fresh mixtures. It compares test methods for determining the optimal or maximum amount of water for individual additives. It is mostly focused on the spread-flow test with Hägermann cone. All experiments take place on pastes with different consistency. Pastes are composed only of the investigated additives and water. The paper focuses mainly on the demand water for the granite filler created during the processing of decorative stone. Part of the experiments is to determine the water demand for cement with respect to rheological properties. The individual methods give different results for the required amount of water. Due to the segregation or bleeding of the composite, it is advisable to select the lowest possible result for practical application.

KEYWORDS

Water Demand • Addition • Filler • Flow

1. ÚVOD

V dnešní době je do cementových kompozitů přidávané velké množství přísad a příměsí. Tyto složky jsou přidávané především za účelem zlepšení vlastností čerstvé směsi nebo ztvrdlého kompozitu. Aktuálně jsou do cementů a cementových kompozitů přimíchávané i příměsí z druhotných surovin z ekonomických důvodů. Cílem je zejména šetřit nerostné bohatství a suroviny, minimalizovat odpadní složky a redukovat emise skleníkových plynů při výrobě. Rovněž je vyřešeno skládkování, jelikož je odpadní (druhotná) surovina prodávána jako produkt, což podporuje oběhové hospodářství.

Jednou z možností využití odpadních surovin je použití fileru do cementových kompozitů (betonu) jakožto částečná náhrada cementu. Beton je jedním z nejrozšířenějších stavebních materiálů. Spotřeba cementu rok od roku roste na všech světových kontinentech kromě Evropy, a proto je vliv úspory nezanedbatelný již při náhradě nízkých procent cementu za filer. Množství produkovaných filerů je rovněž velmi vysoké, což druhotně využívá podporuje. V článku je řešen žulový filer vzniklý při opracování dekoračního kamene. Jedná se o velké množství materiálu, který vzniká při řezání, broušení a leštění pod vodou. Vzniklý filer je dlouhodobě zkoumán především s ohledem na pevnostní charakteristiky v cementových kompozitech s čím souvisí například i velikost a tvar zrn. Dle vlastních výzkumů má žulový filer pozitivní vliv na pevnost cementových kompozit v tlaku [1], [2], [3], [4].

Na širší využití fileru ve stavebnictví jako součást cementových kompozitů nemají vliv pouze ekologické a ekonomické aspekty, ale především schopnost fileru zlepšit vybrané fyzikální vlastnosti výsledného materiálu při současném nezhoršení materiálových vlastností ve stádiu realizace. V případě cementových kompozitů se jedná především o výrobu, přepravu a zpracování čerstvé betonové směsi. Z těchto důvodů jsou v tomto článku zkoumány reologické vlastnosti čerstvé betonové směsi s obsahem žulového fileru, který tvoří částečnou náhradu cementu.

* Školitel: doc. Ing. Jan Vodička, CSc., školitel specialista: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

2. METODY

V článku je nejprve popsán použitý filer. Následně je článek rozdělen do 3. základních částí. Zkouška konzistence malty (dle ČSN EN 1015-3) pomocí střešovacího stolku. Dále zkoušku rozliti pasty (ze žulového fileru, cementu) pomocí Hägermannova kužele a zkoušku pasty žulového fileru Marquardtovým testem. V první části je zkoušen vliv náhrady cementu žulovým filerem na konzistenci malty. V dalších částech je zkoumané potřebné množství vody při použití žulového fileru.

2.1. Filer

Filer, který byl použit jako náhrada cementu byl tvořený kalem, který vznikl při řezání, broušení a leštění dekoracních kamenů pod vodou. Úprava fileru byla minimální. Kal obsahující žulový filer byl pouze vysušen a přesát přes síto s okem 0,25 mm. Dle vlastních předešlých výzkumů [1] je žulový filer velmi vhodný jako náhrada cementu, jelikož má příhodné chemické složení, velikost zrn, měrný povrch nebo například pozitivní vliv na pevnosti. Velmi výhodnou vlastností je velikost zrn, která jsou menší než zrna u použitého cementu. S tím souvisí i měrný povrch fileru ($437 \text{ m}^2\text{kg}^{-1}$), který je větší než u běžných cementů. Částečnou nevýhodou je tvar zrn. Optimální tvar s ohledem na reologické vlastnosti čerstvé směsi je koule (ve 2D snímku kruh), což velmi dobře slňují například popílký do betonu. Kruhovitost lze určit například pomocí speciálních programů, které vyhodnocují snímky pořízené mikroskopem, ať už optickým nebo elektronovým. Kruhovitost nabývá hodnot od 0 do 1, přičemž dokonalý kruhový tvar vykazuje hodnotu 1 a dlouhé, protáhlé tvary nabývají hodnoty blízké 0. Přibližně stejnou kruhovitost (0,65) mají zrna žulového, mramorového, vápencového a rulového fileru. Méně výhodnou kruhovitost (0,53) mají zrna fileru z amfibolitu. Zrna amfibolitu jsou velmi protáhlá až jehličkovitá, proto jsou s ohledem na reologické vlastnosti směsi nevhodná. [1]

2.2. Zkouška konzistence

Po přesném postupu dávkování a míchání proběhla zkouška konzistence čerstvé malty s použitím střešovacího stolku dle normy ČSN EN 1015-3. Nejprve proběhlo navlhčení střešovacího stolku a kužele separačním olejem. Kužel byl následně plněn ve dvou vrstvách a zarovnán. Poté proběhlo sejmnutí kužele. Střesení proběhlo patnácti pravidelnými údery. Následně byl měřen rozliv ve dvou na sebe kolmých směrech. Kromě rozlivu byla měřena i výška nestřeseného kužele. Laboratorní zkoušky vycházely z evropských norem pro malty a betony. Výroba testovaných směsí probíhala dle normy pro zkoušení cementu ČSN EN 196-1 a na ní navazující normy, zejména ČSN EN 934-6 - *Přířady do betonu, malt a injektážních malt*, dále ČSN EN 13263-1 +A1- *Křemičitý úlet do betonu*, nebo, ČSN EN 450-1 - *Popílek do betonu*. Při výrobě čerstvých směsí byly dodrženy požadované poměry kameniva (kamenivo namíchané z frakcí křemičitého písku 1-2; 0,6-1,2; 0,1-0,7), cementu, vody a přesný postup míchání. Celkem bylo vyrobeno 10 směsí, včetně směsi referenční (bez náhrady cementu žulovým filerem). V ostatních

směsích byla provedena hmotnostní náhrada vybraného množství cementu za žulový filer v předem stanoveném poměru. Jednotlivé receptury jsou znázorněny v tabulce 1.

Tabulka 1: *Složení receptur*

Náhrada [hm. %]	Cement [g]	Filer [g]	Voda [g]	Písek [g]
0	381	0	190	1143
5	362	19	190	1143
10	343	38	190	1143
15	324	57	190	1143
20	305	76	190	1143
25	286	95	190	1143
30	267	114	190	1143
40	229	152	190	1143
50	190	190	190	1143
60	152	229	190	1143

2.3. Zkouška rozliti - Hägermannovým kuželem

Tato zkouška se obvykle provádí na pastách pro SCC, aby bylo zjištěno množství vody, které mohou částice zadržet. V případě většího množství vody může docházet k segregaci jednotlivých složek SSC. Spotřeba nebo poměr zadržené vody se značí β_p . Zkoušku pro určení β_p lze provést několika způsoby. Nejjednodušší je zkouška Vicatovým přístrojem s válečkem – zkouška cementové kaše normální konzistence. Mezi dále používané zkoušky patří například Punktest, který je hojně využíván zejména v Německu, nebo Marquardtův modifikovaný test. Posledním způsobem je zkouška rozliti - Hägermannovým kuželem. S ohledem na podobnost zkoušky konzistence malt pomocí střešovacího stolku a zkouškou rozliti pro pasty, bylo pro zjištění potřebné vody pro cement (filer) použita zkouška rozliti. Pomocí tohoto testu lze určit závislost rozliti (konzistence) na vodním součiniteli. Pasta se namíchá v různých konzistencích a udělá se zkouška rozliti Hägermannovým kuželem na rovné ploše bez střešování. Postup míchání je přesně daný a provádí se v normové míchačce pro malty. Nejprve je do míchačky nalita voda, poté přidána zkoumaná příměs (filer/cement) a 30 s je pasta míchána. Následně proběhne během 60 s ruční promíchání, aby byla zajištěna homogenita a dostatečné promíchání především u dna mixovací nádoby. Poté se pasta míchá 90 s a ukládá se do Hägermannova kužele. Množství pasty vystačí na dvě samostatné zkoušky. Obě zkoušky by měly být provedeny co nejrychleji, aby byly zjištěny celkem 4 rozměry rozliti (dva z každé samostatné zkoušky). Rozliti se měří nejprve v maximálním rozměru a poté ve směru kolmém. Závislost rozliti na vodním součiniteli je lineární, proto

stačí naměřená data aproximovat přímkou a získáme hodnotu β_p [5], [6]. Vztah lze vyjádřit:

$$\frac{V_w}{V_p} = \beta_p + E_p \Gamma_p \quad (1)$$

$\frac{V_w}{V_p}$ objemový poměr vody a příměsi (fileru; cementu)

β_p objemový poměr voda/příměs pro $\Gamma_p = 0$

E_p deformační koeficient

Γ_p relativní pokles suspence (pasty) vypočítaný jako:

$$\Gamma_p = \left(\frac{d}{d_0}\right)^2 - 1 \quad (2)$$

Kde d_0 je spodní průměr Hägermanova kužele (100 mm) a d je průměr dvou na sebe kolmých rozměrů rozliti.

2.4. Upravený Marquardtův test

Marquardt charakterizuje spotřebu vody jako procento vody adhezivně navázané na povrchu částic. Toto množství vody lze určit pomocí spotřeby energie míchačky během procesu míchání směsi při přidávání vody. Základním principem Marquardtova testu je smykový odpor past s různým obsahem vlhkosti. Suchý prášek vykazuje pouze malý smykový odpor, tudíž i malý příkon míchačky. Postupným přidáváním vody v malých množstvích do směsi je zvyšována spotřeba energie míchačky na maximum v důsledku aglomerace jednotlivých částic. Největší spotřeba energie při míchání odráží obsah vody, kde jsou všechny povrchy částic smáčeny a samotné částice jsou spojeny vodními filmy. Další přidávání vody vede ke zkapalnění směsi (tj. rostoucí tloušťky vodních vrstev kolem částic), což má za následek nižší spotřebu energie míchačky. [5]

Zkouška proběhla v normové míchačce pro cement. Pro zkoušku bylo použito 1000 g žulového fileru a voda byla přidávána v množství 15 g po 20 s. Příkon míchačky byl zjištěn přes měřič spotřeby energie Solight DT27 bez digitálního sběru dat. Měřič byl nahrazen a z videozáznamu byly přepsány hodnoty po 1 s do digitální podoby.

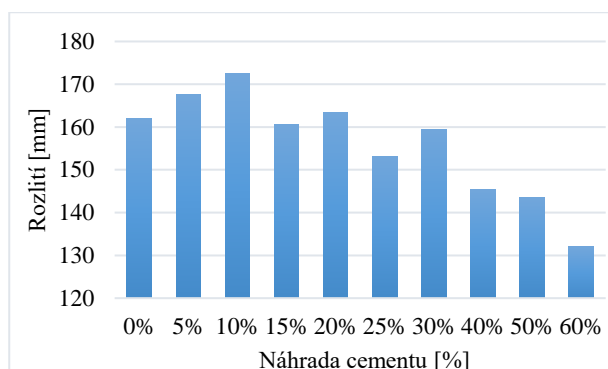
3. VÝSLEDKY

3.1. Zkouška konzistence

Náhrada cementu žulovým filerem má podstatný vliv na reologické vlastnosti čerstvé směsi. Oproti referenčnímu vzorku vykazovaly větší rozliti směsi na střešacím stolku s 5 % a 10 % náhradou cementu. V případě 15% náhrady cementu žulovým filerem bylo rozliti blízké referenčnímu vzorku. Následné náhrady cementu, tj. 20% a výše, vykazovaly menší rozliti s klesajícím trendem (viz obr 2). Současně byla sledovaná kvalita (spojitost) směsi těsně po sejmutí kužele. Od vzorku s náhradou v množství 20 %hm. cementu začala směs vykazovat nespojitost (viz obr. 1) mezi vkládanými vrstvami, ačkoliv byly vrstvy řádně zhutněny. Na obrázku 1 je rovněž vidět minimální klesnutí kužele těsně po sejmutí formy (pouze 5 mm). Směs s 60% náhradou cementu vykazovala nulové klesnutí směsi těsně po sejmutí kužele a velmi nízkou kvalitu (spojitost) směsi (viz obr 1).



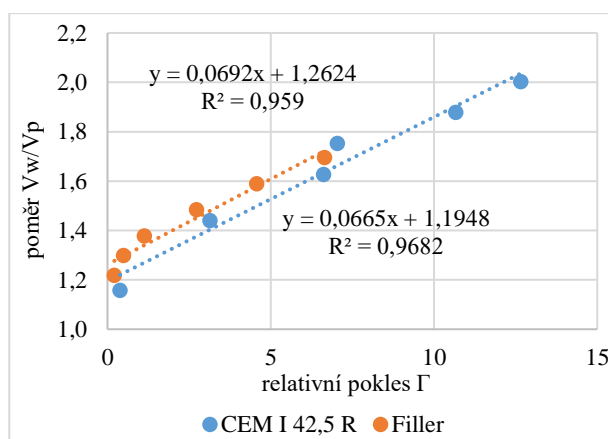
Obrázek 1: Vzorky těsně po sejmutí kužele



Obrázek 2: Závislost rozliti na náhradě cementu

3.2. Zkouška rozliti - Hägermannovým kuželem

Článek porovnává hodnoty rozliti past dle zkoušky rozliti pomocí Hägermanova kužele, jelikož je zkouška na setřásacím stolku nejvíce podobná. Z výsledků této zkoušky vyplývá potřebný objem vody na cement (filer) (viz obr. 3), z čehož byl pomocí měrné hmotnosti dopočítán klasický hmotnostní vodní součinitel (viz tab 2).



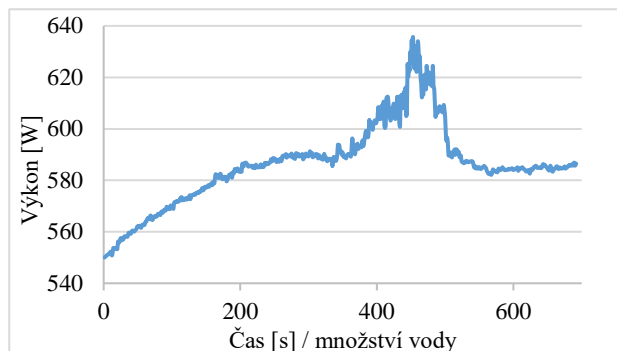
Obrázek 3: Závislost rozliti na vodním součiniteli

Tabulka 2: Potřebné množství vody (β_p)

materiál	Poměr voda/prach	
	objemový	hmotnostní
Žulový filer	1,2624	0,476
CEM I 42.5 R	1,1948	0,382

3.3. Upravený Marquardtův test

Největší spotřeba energie při míchání pasty ze žulového fileru byla naměřena v rozmezí 400 – 500 s od počátku míchání, což odpovídá dávce vody v rozmezí 300 – 360 g. Po přepočtu vychází hmotnostní vodní součinitel v rozmezí 0,30 – 0,36 a objemový vodní součinitel 0,80 – 0,96. Pro zpřesnění výsledku je vhodné zkoušku opakovat a to v kritickém rozmezí. Důležitou změnou je dávkování vody, kde je doporučeno přidávat 1 g vody po 15. vteřinách.



Obrázek 4: Spotřeba energie během přidávání vody (15 ml každých 20 s) k žulovému fileru

4. DISKUZE

Obecně lze říci, že jemné příměsi (pod 0,25 mm) zvyšují potřebné množství záměsové vody při zachování stejné konzistence čerstvé směsi. V tomto experimentu byl cement nahrazován žulovým fillerem a neměnilo se množství vody. Jelikož je dle provedených zkoušek žulový filer považován za inertní, můžeme říci, že zvyšujeme vodní součinitel, nebo nadbytečnou vodou přispíváme ke zlepšení konzistence. Dle výpočtů je však nutné záměsovou vodu s ohledem na rozlití (zpracovatelnost) přidávat. Velmi zásadní pro konzistenci čerstvé směsi je velikost a tvar zrn jemných podílů. V případě náhrady cementu žulovým filerem je velikost zrn srovnatelná, případně jsou menší zrna žulového fileru [1]. Zásadní rozdíl v těchto materiálech je potřebné množství vody pro obalení zrn a jejich měrná hmotnost. Dle tabulky 2 je pro pasty žulového fileru potřeba o 5,7 % více vody v objemovém poměru (V_w/V_f) a přibližně o 25% více vody v hmotnostním poměru (m_w/m_f) než u cementové pasty. Vysoký rozdíl mezi objemovým a hmotnostním poměrem je dán měrnou hmotností, která se podstatně liší. Dle technického listu výrobce je měrná hmotnost cementu 3130 kg/m^3 , zatímco hodnota u žulového fileru je 2650 kg/m^3 . Měrná hmotnost materiálu se může měnit a je závislá například na lokalitě těžby. Stanovení měrné hmotnosti fileru použitého ve zkoušených směsích bylo provedeno pomocí pyknometru. Poměr měrných hmotností fileru a cementu je 1,18. Ačkoliv je náhrada cementu hmotnostně stejná, objemově je ve směsi o 18% více žulového fileru. To může mít za následek větší vyplnění mezer drobného kameniva a lepší křivku zrnitosti. Pozitivní úprava křivky zrnitosti má za následek zlepšení fyzikálních vlastností, jako například konzistence čerstvé betonové směsi, pevnostní charakteristiky, nasákavost, mrazuvzdornost apod. Na veškeré tyto vlastnosti má vliv i

množství vody v cementové směsi. Obvykle platí, že nižší množství vody má pozitivní vliv na vlastnosti ztvrdlého kompozitu. S ohledem na další nepříznivé vlivy velkého množství vody ve směsi (segregace nebo krvácení) je vhodné zvolit nejnižší hodnotu z uvedených zkoušek a zpracovatelnost čerstvé směsi zlepšit superplastifikátorem. Pro známe příměsi jsou dle normy uvedené k-hodnoty pro výpočet vodního součinitele.

5. ZÁVĚR

S ohledem na reologii je větší množství záměsové vody potřebné pro žulový filer než pro cement. Pro zjištění potřebného množství vody existuje mnoho zkoušek, kterými je možné ideální množství záměsové vody stanovit. Dle výše uvedených výsledků jsou rozdíly v jednotlivých zkouškách velmi výrazné. Zkouška rozlití pasty udává nejvyšší množství záměsové vody, tedy nejvyšší vodní součinitel. Naopak nejmenší hodnoty udává Marquardtův test. Zkouška normální konzistence stanovená pomocí Vicatova přístroje je dle zdrojů [5] mezi Marquardtovou zkouškou a zkouškou rozlití pomocí Hägermannova kužele. Velikost rozdílů mezi výsledky jednotlivých zkoušek je dán především typem zkoušeného fileru/příměsi. Nejmenší rozdíly mezi jednotlivými zkouškami vykazuje popílek [5]. Jelikož má popílek vhodný tvar (kulovité částice) s ohledem na reologii, lze uvažovat závislost velikosti rozdílů mezi jednotlivými zkouškami na tvaru zrna. Mezi důležité aspekty při provádění zkoušek patří okrajové podmínky. U zkoušky rozlití je nevýhodou především vliv lidského faktoru. Například zdvih Hägermannova kužele, aby nedošlo k nerovnoměrnému rozlití, rychlost zdvihu, vyrovnání podložky, navlhčení podložky, kužele nebo hladkost použité podložky. V případě Marquardtova testu patří mezi nevýhody nedostatečné promíchání směsi (především pod lopatkou míchačky). Další nevýhodou je samovolný nárůst příkonu. Tento jev byl zjištěn v případě míchání „naprázdno“. Jelikož se jednalo o předběžné zjištění příkonu elektrické energie, nebyl tento rozdíl do výsledků započítán. V případě upřesnění výsledků (zkouška při dávkování vody 1 g/15 s) je nutné tento vliv uvážit.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS22/091/OHK1/2T/11.

Reference

- [1] Musil, L, Cibulka, T., Vodicka J. and Chylik, R., Characterization of fillers made of natural stones as a cement substitute. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering [online]. 2021, 1039(1). ISSN 1757-8981. Dostupné z: doi:10.1088/1757-899X/1039/1/012007
- [2] Zaleska, M., Pavlikova, M., Pavlik, Z., Jankovsky, O., Pokorny, J., Tydlit, V., Svora, P., Cerny, R., Physical and chemical characterization of technogenic pozzolans for the application in blended cements, Construction and building materials, Volume 160, Page 106-116 Published 2018

- [3] Nežerka, V., Hrbek, V., Prošek, Z., Somr, M., Tesárek, P., Fládr, J., Micromechanical characterization and modeling of cement pastes containing waste marble powder, *Journal of Cleaner Production*, Volume 195, 2018, Pages 1081-1090, ISSN 0959-6526, <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.05.284>
- [4] Simão, L., Souza, M.T., Ribeiro, M.J., Klegues Montedo, O.R., Hotza, D., Novais, R.M., Raupp-Pereira, F., Assessment of the recycling potential of stone processing plant wastes based on physicochemical features and market opportunities, *Journal of Cleaner Production*, Volume 319, 2021, ISSN 09596526, DOI: 10.1016/j.jclepro.2021.128678
- [5] Hunger, M., Brouwers, H.J.H., Flow analysis of water–powder mixtures: Application to specific surface area and shape factor, *Cement and Concrete Composites*, Volume 31, Issue 1, 2009, Pages 39-59, ISSN 0958-9465, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.09.010>
- [6] Peter Domone, Chai Hsi-Wen, Testing of binders for high performance concrete, *Cement and Concrete Research*, Volume 27, Issue 8, 1997, Pages 1141-1147, ISSN 0008-8846, [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(97\)00107-5](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(97)00107-5)

VÝPOČETNÍ APLIKACE PRO NUMERICKOU ANALÝZU VÝVOJE TEPLoty V BETONOVÉM KONTEJNERU ÚLOŽIŠTĚ VYHOŘELÉHO JADERNÉHO PALIVA

Karolina Nedomová, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká Republika.
karolina.nedomova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek je zaměřen na popis softwaru pro analýzu transportních procesů v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440. Je popsána konstrukce analyzovaného kontejneru, jeho geometrie a materiálové řešení. Dále je popsán matematický model sdílení tepla, ve kterém je jako zdroj tepla uvažováno vyhořelé jaderné palivo. Pro numerické řešení matematického modelu byla aplikována metoda konečných prvků a metoda časové diskretizace. Výsledný algoritmus byl implementován do vlastního výpočetního nástroje vytvořeného v programovacím jazyce Python. Software má podobu samostatné spustitelné aplikace s grafickým uživatelským prostředím, ve kterém je možné zadat různé parametry řešeného kontejneru.

KLÍČOVÁ SLOVA

výpočetní aplikace • teplotní analýza • hydratační teplo • betonový kontejner • vyhořelé jaderné palivo

ABSTRACT

The paper is focused on the description of the software for analysis of transport processes in a concrete cask for storage of VVER-440 type spent nuclear fuel. A design of the analysed cask is described as well as its geometry and material solution. Further, a heat transfer mathematical model is described, with the spent nuclear fuel as the heat source. For the numerical solution of the model, the finite element method and the finite difference method have been employed for the spatial and temporal discretization, respectively. The resulting algorithm has been implemented in a computational tool developed in Python programming language. The software is a stand-alone application with graphical user interface, which enables to input various parameters of the analysed cask.

KEYWORDS

computational application • thermal analysis • hydration heat • concrete cask • spent nuclear fuel

1. ÚVOD

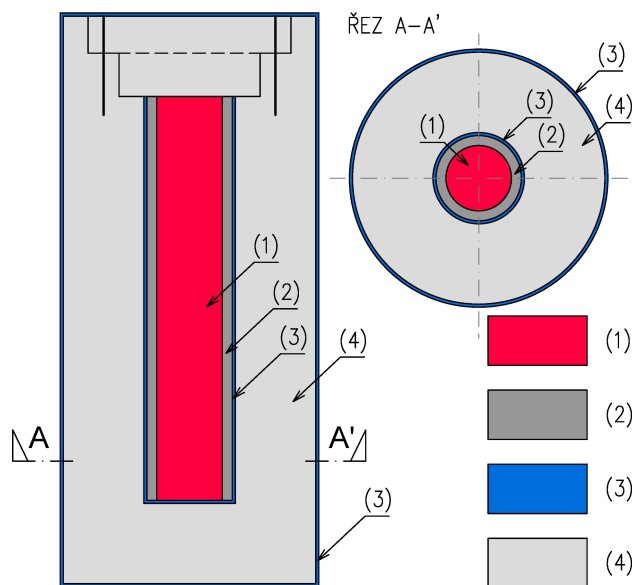
Pro optimální návrh kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva je nutné stanovit časový vývoj teploty v různých částech kontejneru. V tomto článku je popsána výpočetní aplikace, která byla vytvořena v programovacím jazyce Python a následně byly prezentovány a porovnány výsledky pro různé vstupní hodnoty. Jako

zdroj tepla je uvažováno vyhořelé jaderné palivo, které ohřívá konstrukci kontejneru a přilehlý horninový masiv hlubinného úložiště.

Příspěvek navazuje na předchozí práce [3] a [4], které částečně přebírá a doplňuje o popis výpočetní aplikace, která umožňuje jednoduché a přehledné získávání výsledků.

2. POPIS ŘEŠENÉHO KONTEJNERU

Analyzovaný betonový kontejner je zobrazen na Obrázku 1. Kontejner slouží pro dlouhodobé uložení vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440 v hlubinném úložišti.



Obrázek 1: Konstrukce analyzovaného kontejneru. Legenda: (1) nerezové pouzdro s vyhořelým jaderným palivem typu VVER-440, (2) betonová zálivka, (3) ocel, (4) beton tlumící zóny. Zdroj: nakresleno podle návrhu Dr. Khmurovské.

Pro účely teplotní analýzy je nutné definovat teplotní vlastnosti uvažovaných materiálů, tedy objemovou tepelnou kapacitu c [$\text{J m}^{-3} \text{K}^{-1}$] (jedná se o součin objemové hmotnosti ρ [kg m^{-3}] a měrné tepelné kapacity c_p [$\text{J kg}^{-1} \text{K}^{-1}$]) a součinitel tepelné vodivosti λ [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$]. Vlastnosti materiálů analyzovaného kontejneru (Obrázek 1) a přilehlého horninového masivu hlubinného

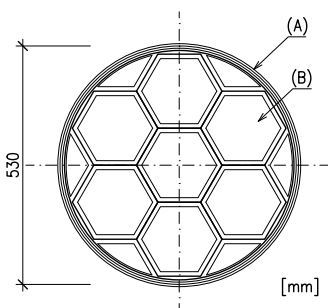
* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D., FEng.; Ing. Michal Beneš, Ph.D.

úložiště budou v rámci tohoto článku uvažovány dle Tabulky 1.

Tabulka 1: *Materiálové vlastnosti. Zdroj: [7, Tab. 2], [1].*

Materiál	c [$\text{J m}^{-3} \text{K}^{-1}$]	λ [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$]
Pouzdro s palivem	7850×500	40
Betonová zálivka	2400×880	1
Ocel	7850×600	45
Beton tlumící zóny	2.4×10^6	2
Horninový masiv	2.9×10^6	1.45

Pouzdro s vyhořelým jaderným palivem obsahuje celkem sedm palivových souborů, viz Obrázek 2. Dle [2, s. 27] obsahuje každý palivový soubor průměrně 122 kg uranu (kgU) se středním vyhořením 50 MWd/kgU.



Obrázek 2: Řez pouzdrem s vyhořelým jaderným palivem. Legenda: (A) nerezový plech tl. 5 mm, (B) palivová kazeta typu VVER-440. Zdroj: nakresleno podle [6, Obr. 5].

Celkový tepelný výkon Q [W] vyhořelého jaderného paliva v jednom pouzdru (7 palivových souborů) v závislosti na čase od vyvezení z aktivní zóny lze uvažovat jako [2, s. 29–30]

$$Q = m \sum_{i=0}^3 A_i \exp(-B_i \tau), \quad (1)$$

kde m [tU] je hmotnost uranu v pouzdru přepočtená pro příslušné vyhoření (v našem případě $m = 0.864$ tU, viz [2, s. 30]), τ [roky] je čas od vyvezení paliva z aktivní zóny a A_i a B_i jsou konstanty, které lze nalézt v [2, Tab. 4].

Závislost popsáná vztahem (1) je znázorněná na Obrázku 3.

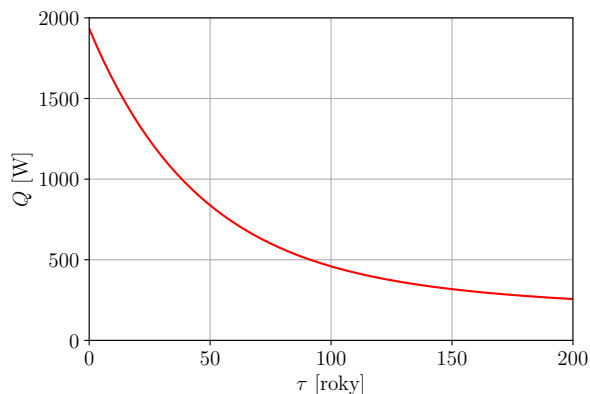
Ve výpočtu budeme uvažovat, že kontejner s pouzdrem s vyhořelým jaderným palivem bude umístěn do hlubinného úložiště po 65 letech od vyvezení jaderného paliva z aktivní zóny, tj. v čase $\tau = 65$ let. Čas od umístění kontejneru do hlubinného úložiště budeme označovat jako t [roky], přičemž platí $\tau = t + 65$ let, viz [2].

Pro výpočet je dále nutné stanovit měrný tepelný výkon vyhořelého jaderného paliva definovaný na 1 m^3 nerezového pouzdra s vyhořelým palivem v závislosti na čase od umístění kontejneru do hlubinného úložiště. Tento měrný výkon q [W m^{-3}] můžeme stanovit jako

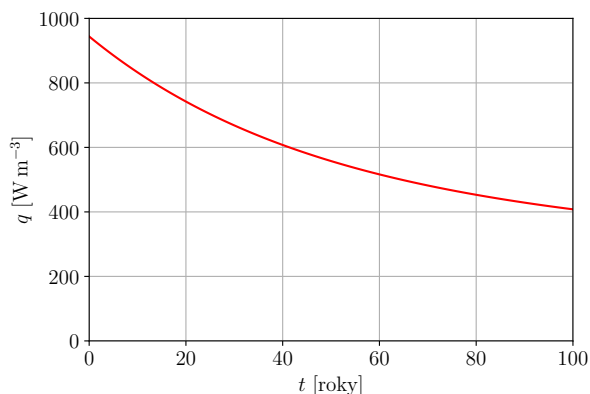
$$q = \frac{Q(t + 65 \text{ let})}{V}, \quad (2)$$

kde Q [W] je celkový tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem (viz vztah (1)), t [roky] je čas od umístění kontejneru do hlubinného úložiště a V [m^3] je objem pouzdra s vyhořelým jaderným palivem (v našem případě $V = 0.72 \text{ m}^3$, viz Obrázek 1).

Závislost popsáná vztahem (2) je znázorněná na Obrázku 4.

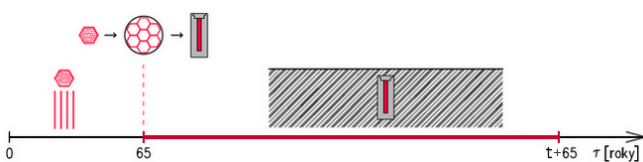


Obrázek 3: Tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem typu VVER-440. Zdroj: sestrojeno podle výše uvedených vztahů, srov. [2, Obr. 5].



Obrázek 4: Měrný tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem typu VVER-440. Zdroj: sestrojeno podle výše uvedených vztahů.

3. VÝPOČETNÍ APLIKACE

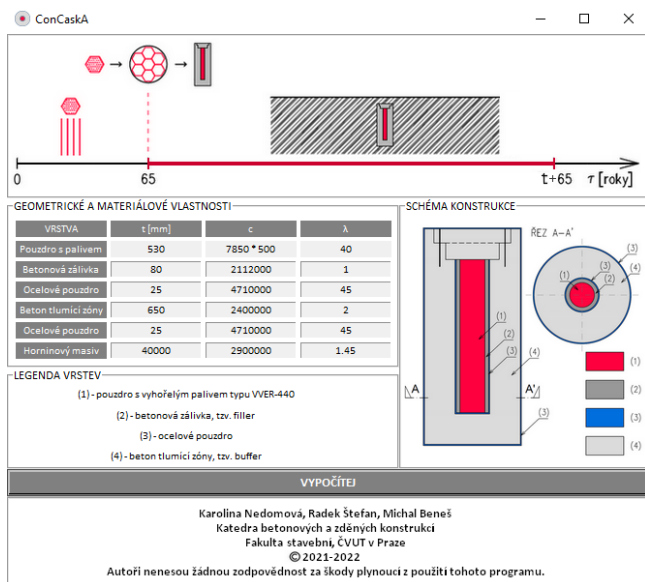


Obrázek 5: Časová osa popisující jednotlivé fáze životního cyklu paliva a analyzovaného betonového kontejneru.

Předpokládaný scénář a jednotlivé fáze životního cyklu paliva a kontejneru jsou zobrazeny na Obrázku 5. V čase od vyvezení paliva z aktivní zóny $\tau = 0$ až $\tau = 65$ let bude vyhořelé jaderné palivo skladováno v meziskladu. V čase $\tau = 65$ let, tj. $t = 0$, bude nerezové pouzdro s palivovými soubory umístěno do betonového kontejneru. Prostor mezi pouzdrem a vnitřním povrchem kontejneru bude vyplněn betonovou zálivkou (filler) a kontejner bude uzavřen. Následně bude kontejner umístěn do hlubinného úložiště. V čase $\tau = 65 - 165$ let, tj. $t = 0 - 100$ let, je stanovován časový vývoj teploty na rozhraní jednotlivých částí kontejneru. Řešené ob-

dobí je na ose zvýrazněno červeně.

Výpočetní software ConCaskA [5] slouží pro analýzu transportních procesů v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva a v přilehlém horninovém masivu. Jako zdroj tepla se uvažuje vyhořelé jaderné palivo. Hydratační teplo v betonové zálivce kontejneru, které bylo součástí předchozí práce [4], není uvažováno, neboť je předpokládáno, že proces hydratace v betonových vrstvách kontejneru byl ukončen před uložením kontejneru do hlubinného úložiště. Software umožňuje zadat tloušťky analyzovaných vrstev kontejneru a materiálové vlastnosti uvedené v Tabulce 1. Model je řešen zjednodušeně na úrovni příčného řezu kontejnerem – úloha je uvažována jako rotačně symetrická. Podrobný popis implementovaného modelu lze nalézt v publikacích [3] a [4]. Software byl vytvořen v programovacím jazyce Python a má podobu samostatně spustitelné aplikace s grafickým uživatelským prostředím. Software je dostupný přes webové stránky autorů, Obrázek 6.



Obrázek 6: Náhled úvodního okna softwaru.

4. VÝSLEDKY A DISKUZE

Jako referenční příklad byla zvolena úloha se třemi kontejneru s různými tloušťkami betonu tlumící zóny tzv. buffer. Buffer je část konstrukce, která má zredukovat přenos tepla do okolního horninového masivu.

Tabulka 2: Rozměry jednotlivých vrstev pro tři různé varianty.

Materiál	varianta 1 t [mm]	varianta 2 t [mm]	varianta 3 t [mm]
Pouzdro s palivem	530	530	530
Betonová zálivka	80	80	80
Ocel	25	25	25
Beton tlumící zóny	450	650	850
Ocel	25	25	25
Horninový masiv	40200	40000	39800

Varianta 2 má tloušťku betonu tlumící zóny dle referenčního kontejneru, který byl uvažován v předchozích publikacích [3] a [4].

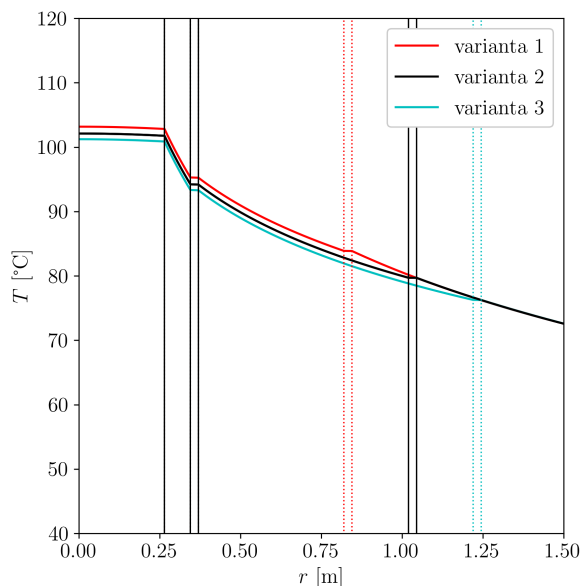
Pro variantu 1 byla zvolena tloušťka o 200 mm menší a u varianty 3 byla zvolena tloušťka o 200 mm větší než u referenčního modelu. Všechny rozměry jsou uvedeny v Tabulce 2. Součet všech analyzovaných vrstev je pro všechny tři varianty je stejný.

Ze získaných výsledků vidíme, že nejvyšší teploty dosáhneme v případě první varianty, kde tloušťka betonu tlumící zóny je nejtenčí. Nejvyšší teplota pro všechny tři varianty nastane ve dvanáctém roce po uložení kontejneru do hlubinného úložiště. Výsledky jsou zapsány v Tabulce 3.

Tabulka 3: Maximální teploty pro tři různé varianty.

	varianta 1	varianta 2	varianta 3
Čas t [rok]	12	12	12
Teplota T [°C]	102,9	101,9	101,1

Na Obrázcích 8 a 9 jsou znázorněny výsledné časové vývoje teploty na rozhraních jednotlivých vrstev analyzovaného kontejneru pro všechny uvažované varianty.



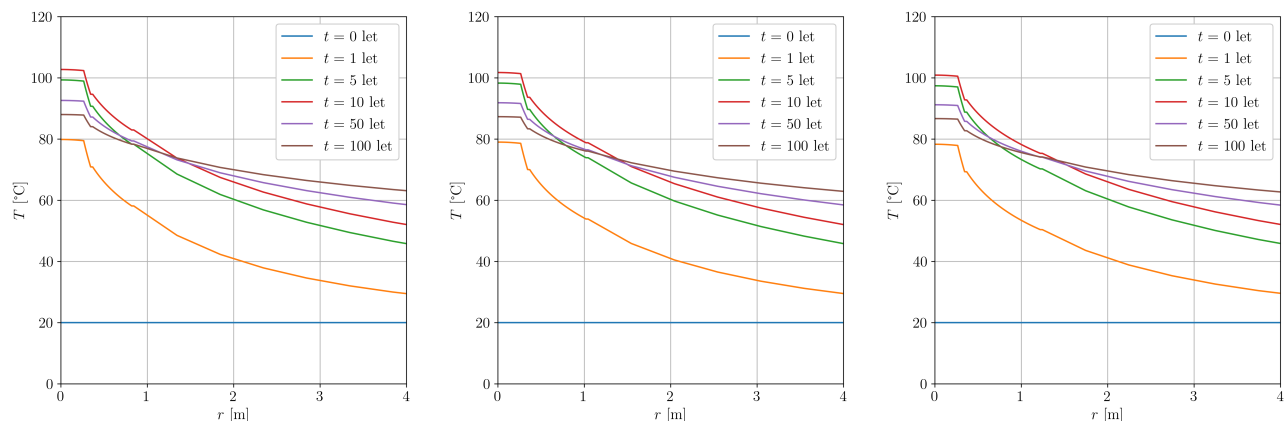
Obrázek 7: Teplotní profily v čase $t = 12$ let od uložení kontejneru do hlubinného úložiště se zobrazením rozhraní jednotlivých vrstev.

Na Obrázku 7 je znázorněn průběh teplot v čase $t = 12$ let, kdy bylo dosaženo maximální hodnoty teploty T [°C] pro všechny uvažované varianty.

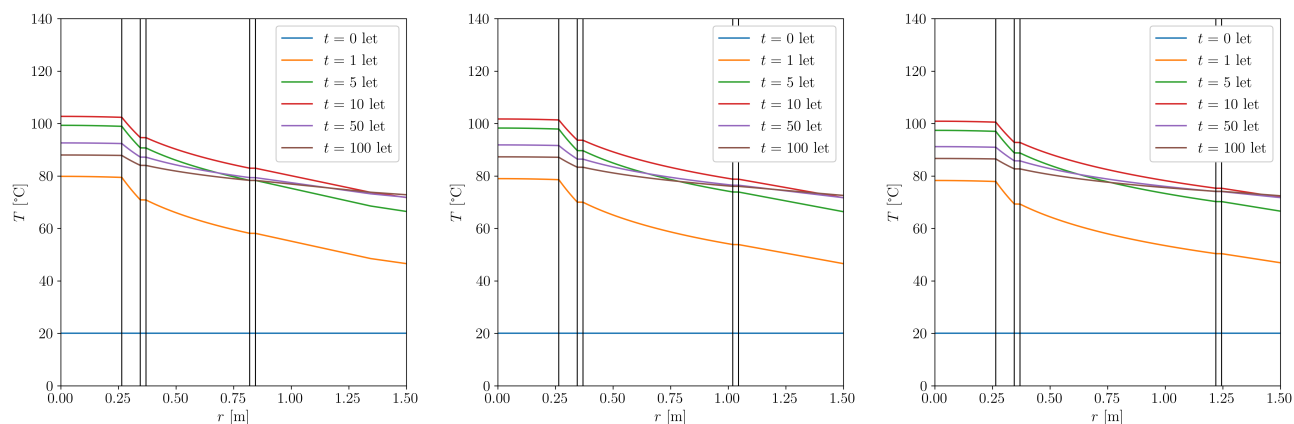
5. ZÁVĚR

V článku byla prezentována numerická analýza vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440.

Matematický model sdílení tepla byl implementován do vlastního výpočetního nástroje sestaveného v programu Python a má podobu samostatně spustitelné aplikace s grafickým uživatelským prostředím. Vytvořený software umožní snadno analyzovat a porovnávat kontejneru s jinými vstupními parametry (geometrie kontejneru a vlastnosti použitých materiálů).



Obrázek 8: Časový vývoj teploty na rozhraních jednotlivých vrstev analyzovaného kontejneru. Zleva: varianta 1, varianta 2, varianta 3.



Obrázek 9: Teplotní profily v analyzovaném řezu pro různé časy od umístění kontejneru do hlubinného úložiště se zobrazením rozhraní jednotlivých vrstev. Zleva: varianta 1, varianta 2, varianta 3.

V rámci řešeného grantového projektu budou dosažené výsledky dále využity pro optimalizaci návrhu konstrukce kontejneru.

PODĚKOVÁNÍ

Článek byl vypracován za podpory Technologické agentury České republiky, projekt č. TJ04000186, a Studentské grantové soutěže ČVUT, projekt č. SGS21/001/OHK1/1T/11, č. SGS21/040/OHK1-1T/11 a č. SGS22/033/OHK1/1T/11.

Reference

- [1] EN 1994-1-2. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design*. CEN, 2005.
- [2] D. Kobyłka. *Optimalizace vzájemné vzdálenosti ÚOS. Technická zpráva číslo 135/2017*. SÚRAO, 2019.
- [3] K. Nedomová, R. Štefan, and M. Beneš. Numerická analýza vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440. In *PhD Workshop 2020*, Praha, 2020. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [4] K. Nedomová, R. Štefan, and M. Beneš. Numerická analýza vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva s vlivem hydratačního tepla. In *PhD Workshop 2021*, Praha, 2021. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [5] K. Nedomová, R. Štefan, and M. Beneš. Con-CaskA - Analysis of Transport Processes in Concrete Cask for Storage of Spent Nuclear Fuel. In <http://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/software/concaska/concaska.html>, Praha, 2021-2022. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [6] I. Pospíšková, A. Vokál, F. Fiedler, I. Prachař, and P. Kotnour. *Aktualizace referenčního projektu hlubinného úložiště radioaktivních odpadů v hypotetické lokalitě. Průvodní zpráva*. UJV Řež, a.s., 2012.
- [7] E. Weetjens. *Update of the near field temperature evolution calculations for disposal of UNE-55, MOX-50 and vitrified HLW in a supercontainer-based geological repository. External Report SCK CEN-ER-86, 09/EWe/P-20*. SCK CEN, 2009.

MOST PŘES ÚDOLÍ ŘEKY BYSTRICE NA SILNICI I/13

Martin Neradilek, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
martin.neradilek@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

S ohledem na počáteční stádium autorova doktorského studia je příspěvek věnován popisu jeho diplomové práce, která se zabývala návrhem mostu přes údolí řeky Bystrice. V diplomové práci bylo přiblíženo zájmové území stavby a byla provedena rešerše referenčních staveb se zaměřením na technologii výstavby. Následovalo variantní řešení, které pomocí přehledných výkresů představilo celkem 11 různých variant přemostění. Jako nejvhodnější byla vybrána dvojice rovnoběžných komorových mostů o 9 polích, které jsou budovány technologií výsuvné skruže. Tato varianta byla upravena pro potřeby konkrétní spodní výsuvné skruže ŽM16 firmy Metrostav. Komentovaný statický výpočet se s ohledem na navržený postup výstavby věnoval návrhu a posouzení hlavní nosné konstrukce, spodní stavby a založení mostu. Uvedené části diplomové práce jsou shrnuty v tomto příspěvku.

KLÍČOVÁ SLOVA

Předpjatý komorový most • Technologie výstavby • Spodní výsuvná skruž • Předpínací systém • Štíhlý pilíř

ABSTRACT

With regard to the initial stage of the author's doctoral study, the paper is devoted to the description of his diploma thesis, which dealt with the design of a bridge over the Bystrice river valley. The construction site boundary conditions and a state-of-art on the reference bridges with focus on their construction method were introduced in the diploma thesis. In total 11 alternate solutions of the bridge were presented by basic drawings. Design of two parallel box girder bridges built by the movable scaffolding system was chosen as the most suitable. This variant was adapted for needs of specific underslung movable scaffolding system ŽM16 owned by the company Metrostav. Static calculation dealt with design and assessment of the main structure, substructure and foundation of the bridge considering the selected construction method. The mentioned parts of the diploma thesis are summarized in this paper.

KEYWORDS

Prestressed box girder bridge • Construction method • Underslung movable scaffolding system • Prestressing system • Slender pier

1. ÚVOD

Příspěvek shrnuje diplomovou práci, která se zabývala návrhem mostu přes údolí řeky Bystrice na směrově rozdělené silnici I/13 – Kladrubská spojka. Téma je vybráno s ohledem na počáteční

stádium autorova doktorského studia a nemá souvislost s tématem budoucí disertační práce.

Délka přemostění řešeného mostu je téměř 450 m, výška nad terémem dosahuje v nejnižší části údolí až 34 m a přemostění komplikuje velký počet překážek.

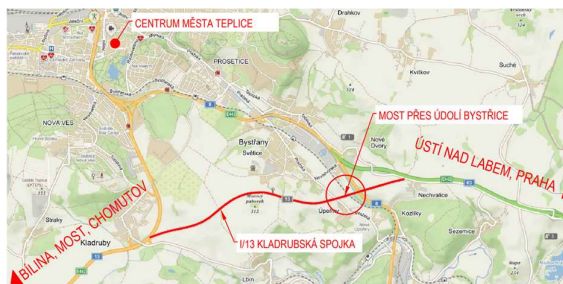
V první části příspěvku je popsán variantní návrh dispozičního uspořádání a technologie výstavby, se kterým je svázán popis zájmového území stavby a rešerše pro prohloubení znalostí v dané problematice. Pro další část práce byla jako výsledek vybrána dvojice rovnoběžných komorových mostů o 9 polích s rozpětím nejdelšího pole 53 m.

V kapitole věnované postupu výstavby jsou popsány úpravy a rozpracování výsledné varianty dle požadavků zvolené technologie, kterou je výstavba po polích pomocí spodní výsuvné skruže ŽM16 firmy Metrostav Infrastructure, a.s.

Hlavním cílem diplomové práce bylo v největší možné míře využít poskytnuté podklady k výsuvné skruži a zabývat se podrobným návrhem a posouzením postupu výstavby nosné konstrukce, pro který je velice důležitý vhodný návrh uspořádání předpínací výztuže. V příspěvku je věnována pozornost také postupné betonáži a předpínání průřezu, které je pro tento typ konstrukcí typické.

Další kapitola se věnuje statické analýze, ve které byl nejpodrobněji řešen podélný směr nosné konstrukce. Důraz je kladen na popis návrhu uspořádání předpětí včetně porovnání ekonomické náročnosti jednotlivých variant. Pro výsledné uspořádání předpětí byla analyzována postupná výstavba příčného řezu s ohledem na postupné napínání, diferenční smršťování i interakci nosné konstrukce a výsuvné skruže. Pomocí deskostěnového modelu byl posouzen také příčný směr nosné konstrukce.

Důležitou částí statického výpočtu bylo posouzení vysokých pilířů s ohledem na jejich štíhlost a účinky II. řádu. Pro návrh a realizaci je zásadní problematika založení mostu ve velmi nepříznivých geotechnických podmínkách, které bude věnována poslední část tohoto článku.



Obrázek 1: Lokalita stavby

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

2. KONCEPČNÍ NÁVRH PŘEMOSTĚNÍ

Samotný návrh začal popisem zájmového území a návštěvou lokality. Údolí křížuje velké množství překážek. Jedná se o železniční trať, silnici I. a III. třídy, koryto řeky Bystřice a různé inženýrské sítě. Tvar údolí je poměrně netypický a obsahuje pozvolnou část bilinského svahu, údolní nivu řeky a strmý svah směrem k ústecké opěře. Sklony svahů i překážky jsou zároveň poměrně šikmé vůči směru trasy. Na volbu výsledné varianty měly vliv také velice nepříznivé geologické poměry a neúnosné slínovce kategorie F8 CH v podloží údolní nivy.

Se znalostí okrajových podmínek a na základě provedené rešerše byly následně navrhovány jednotlivé varianty, které byly rozděleny do několika kategorií. Do kategorie s nejmenším rozpětím polí byly zařazeny mosty jednorámové, dvoutrámové a mosty z prefabrikovaných nosníků. S maximálním rozpětím polí 36-45 m se ukázalo, že výška mostu nad terémem a velký počet vysokých pilířů není pro návrh vhodný jak z estetického, tak ekonomického hlediska.

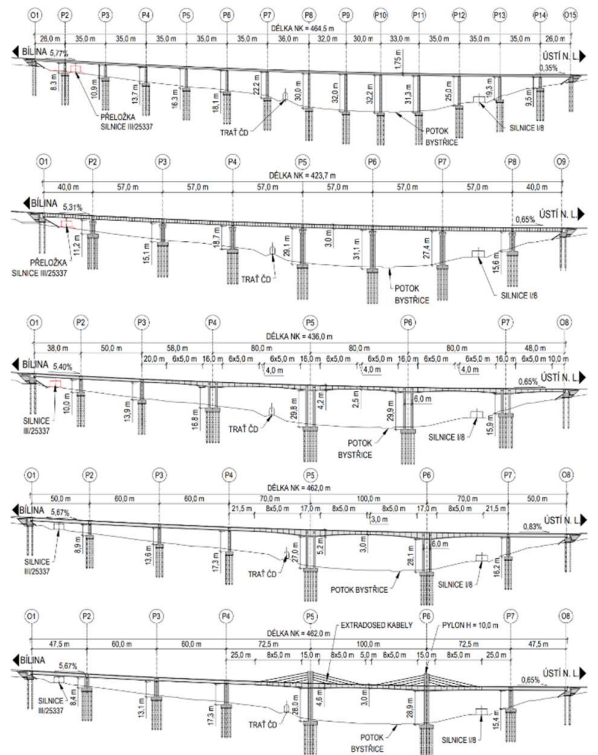
Dále byly zvažovány varianty s jedinou nosnou konstrukcí s velmi vyloženými konzolami a dvojice samostatných komorových letmo betonovaných mostů. Tyto varianty i přes velice příznivý vzhled nebyly zvoleny kvůli geologickým poměrům. V případě nadměrného sedání by u rámové spojené spodní stavby a nosné konstrukce nebylo možné provést výškovou rektifikaci a u jediné nosné konstrukce by při výškové rektifikaci muselo dojít k celkové uzavírce úseku, zatímco u dvojice samostatných konstrukcí by bylo možné provést uzavírku po polovinách zvlášť pro každý most.

Jako nejvhodnější se proto ukázaly varianty spojených komorových nosníků uložených na ložiskách. Rozpětí bylo navrženo tak, aby nepřesahovalo 60 m a bylo realizovatelné jak technologií výsuvné skruže, tak letmou montáží segmentů.

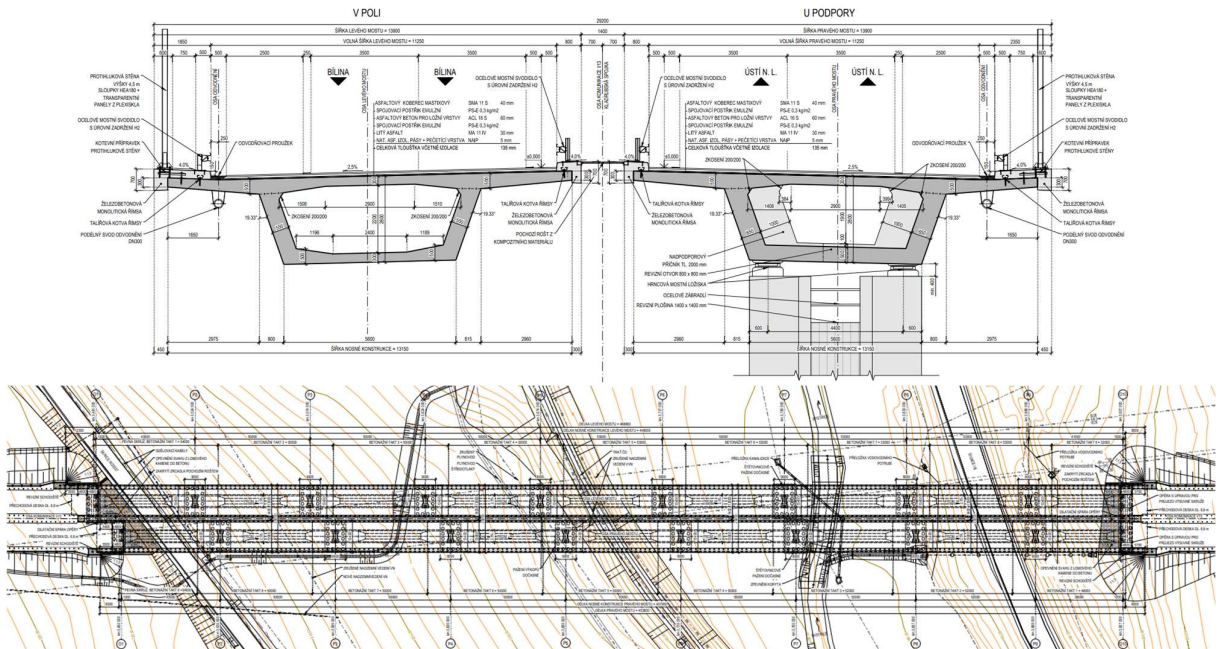
Výsledná varianta obsahuje dvojici mostů o 9 polích s komorovým průřezem výšky 2,8 m. Rozpětí polí je

43+3x50+4x53+41 m u levého a 43+5x50+2x52+38 m u pravého mostu.

Levý a pravý most jsou vzájemně odsazeny tak, aby i při maximálním rozpětí pouze 53 m respektovaly veškeré důležité překážky a měly vhodný poměr jednotlivých polí včetně polí krajních. Rozmístění pilířů zároveň kopíruje tvar údolí a rozdělená opěra přináší výraznou úsporu při zemních pracích, protože navazuje na stávající svah u silnice III. třídy.



Obrázek 2: Podélné řezy některých zvažovaných variant



Obrázek 3: Vzorový příčný řez a půdorys výsledné variant

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

4. STATICKÁ ANALÝZA NOSNÉ KONSTRUKCE

4.1. Variantní návrh uspořádání předpětí

Důležitou částí práce byl návrh uspořádání předpětí. V této části byl uvažován prutový výpočetní model se zohledněním fázi výstavby po jednotlivých betonážních taktech. Tento model při variantním návrhu předpětí neuvvažoval postupnou výstavbu příčného řezu.

Již u první varianty se ukázalo, že je nutné řešit kromě statických účinků také konstrukční uspořádání s ohledem na prostorové požadavky v kotevních čelech pracovních spár.

První návrh obsahuje celkem 16x22 lanových kabelů, které jsou vedeny spojitě přes 2 pole a jsou spojovány po polovinách v každé pracovní spáře. Právě kotvení 4 kabelů v jedné stěně společně s dalšími 4 průchozími kabely se ukázalo jako velice nevhodné a v dalších variantách bylo nutné redukovat počet kotvených kabelů ve stěně na 3.

Pro redukci kotvených kabelů a pro splnění normových kritérií na napěťové stavy byly u druhé varianty navrženy příložky. Z porovnání metody vyrovnání napětí a vyrovnání zatížení je však jednoznačně patrné, že tyto kabely pouze vykrývají tahová napětí a nemají pozitivní vliv na průhyby ani redukci posouvající síly. Kromě toho jsou špatně proveditelné s ohledem na zvolený postup výstavby.

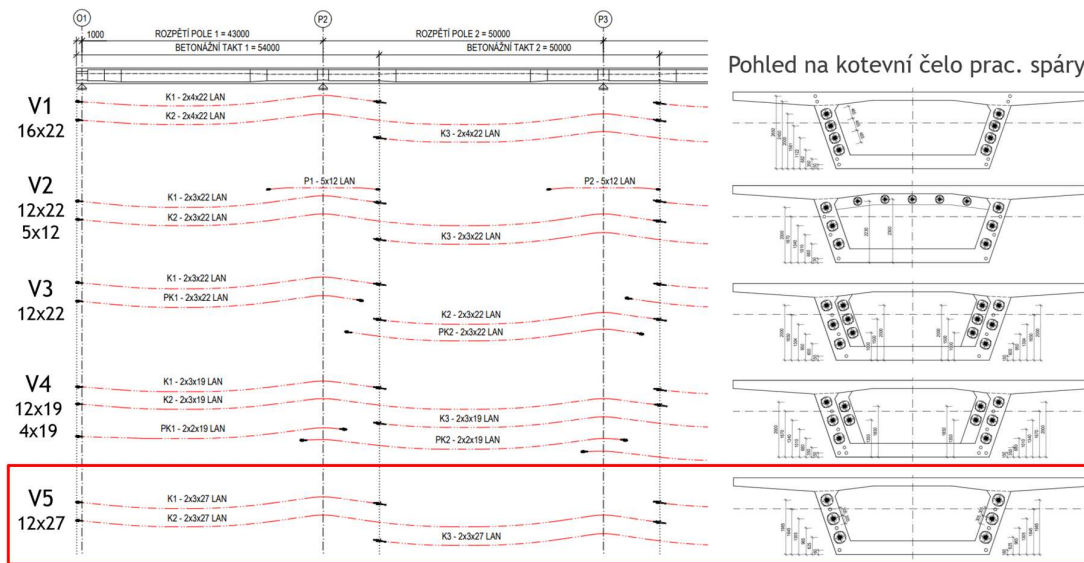
Velice zajímavou alternativou spojitých dvoupolových kabelů prezentuje varianta 3. Ta obsahuje pouze jednopolevé kabely, z nichž je polovina spojována po každém taktu a druhá polovina je překotvována v 3 m dlouhém rozšíření stěny, které se nachází 3 m od pracovní spáry, čímž je dodrženo kritérium na maximální počet kotvených kabelů v jednom řezu.

Tyto kabely mají velkou výhodu ve velikosti ztrát třením a vytváří výraznou úsporu v potřebném počtu předpínacích lan proti dlouhým dvoupolovým kabelům. Tato výhoda je však vykoupena až trojnásobným nárůstem počtu kotev.

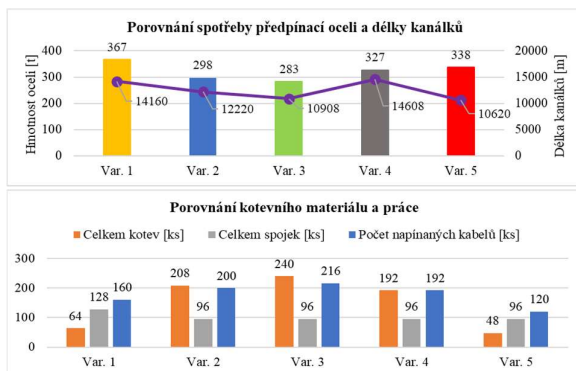
Čtvrtá varianta obsahuje část kabelů dvoupolových a část kabelů překotvovaných. Vzhledem k tomu, že u dvoupolových kabelů je náročná práce s těžkými průběžnými kabely a u překotvování je problematické kotvení kabelů uvnitř komory, nebylo by výhodné u jedné varianty obě nevýhody kombinovat.

Proto byla jako poslední a zároveň vítězná navržena varianta obsahující 12 dvoupolových kabelů, které byly pro splnění podmínek MSP složeny z 27lanových kabelů. Tato varianta obsahuje i přes větší spotřebu předpínací oceli minimální počet kotev i napínacích cyklů, což by mohlo mít také pozitivní vliv na pracnost při provádění.

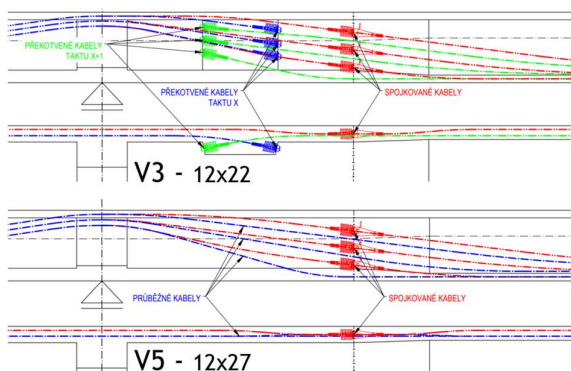
Srovnání jednotlivých variant je provedeno pomocí výkazu položek předpínacích systémů pro obě nosné konstrukce. Tonáž předpínací oceli, délky kanálků, počty kotev a spojek i počty napínacích cyklů jsou vyneseny v příložených grafech.



Obrázek 7: Schéma uspořádání předpětí jednotlivých variant



Obrázek 8: Výkaz položek variant předpětí



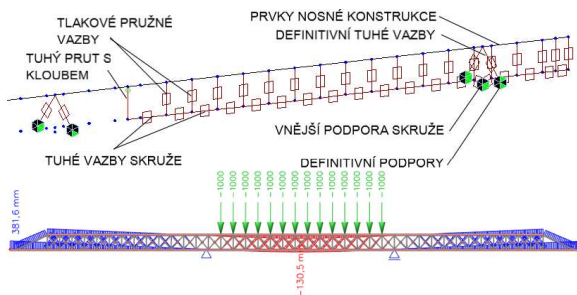
Obrázek 9: Detail pracovní spáry variant 3 a 5

4.2. Postupná výstavba příčného řezu

V této fázi výpočtu byl definován spřažený průřez s účelem respektovat skutečný postup výstavby. S ohledem na postupné napínání byly ve svislé rovině podrobně trasovány jednotlivé předpínací kabely dle schématu předpětí výsledné varianty.

Spodní část průřezu není samonosná a není proto možné ani ve výpočetním modelu tuto část ponechat bez podepření vzdorovat vlastní tíže čerstvého betonu. Proto bylo nutné ve výpočetním modelu definovat skruž, která se skládá z vodorovných tuhých vazeb a svislých pružných vazeb působících pouze v tlaku. Tato sestava vazeb byla propojena pomocí fiktivního prutu s prvky předchozího betonážního taktu a postupně byla aktivována a deaktivována v jednotlivých taktech dle navrženého postupu výstavby.

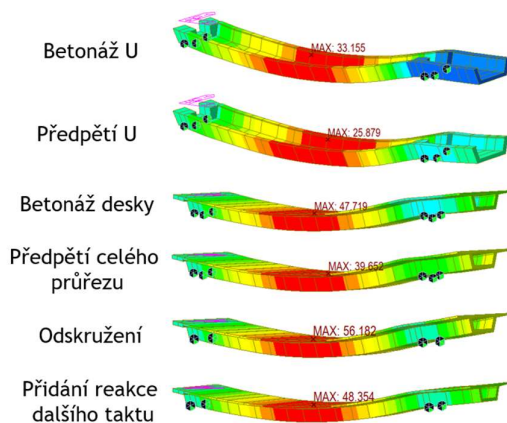
Tuhost skruže byla stanovena na základě deformací pomocného výpočetního modelu, který byl sestaven dle výkresových podkladů skruže z dílců ŽM16 a pomocí kterého byly spočteny také reakce od tíhy skruže a čerstvého betonu na konzolu předešlého taktu.



Obrázek 10: Sestava vazeb výsvné skruže

Tuhost skruže byla důležitá pro zohlednění interakce s nosnou konstrukcí, která se projevila při postupné výstavbě příčného řezu. Skruž svou poddajností umožní značné průhyby, z nichž je nejvíce důležitý přírůstek při betonáži horní desky, která skruž výrazně přitíží a díky průhybu skruže je namáhána i již 7 dní stará spodní část průřezu.

Nárůst se pohybuje dle délky taktu okolo 20 mm. To si lze představit jako vynucený pokles spojitě podpory U průřezu, který vyvolá tahové napětí ve spodních vláknech uprostřed rozpětí až 3,5 MPa. Tuto změnu napjatosti potvrdil hlavní výpočetní model v programu Midas Civil i pomocný model nosníku U průřezu zatížený příslušným poklesem podpor.



Obrázek 11: Průhyby při betonážním taktu

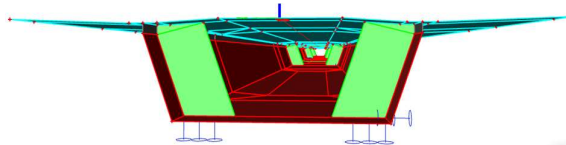
Tato analýza potvrdila důležitost částečného předpětí. Pokud by v průřezu nebyla před betonáží horní desky vyvozena tlaková rezerva částečným předpětím 1 ze 3 kabelů v každé stěně, došlo by tímto jevem k nežádoucímu vzniku trhlin.

Postupná výstavba ukázala také vliv diferenčního smršťování, které s ohledem na různé stáří betonů a různý náhradní rozměr jednotlivých částí způsobovalo tahové napětí v horní desce.

Pro tento výsledný model bylo provedeno posouzení podélného směru nosné konstrukce v mezním stavu únosnosti a mezním stavu použitelnosti.

4.3. Posouzení příčného směru

Pro ověření dimenzí příčného řezu a návrh příčné ohybové výztuže a smykové výztuže v podobě spon byl vytvořen deskostěnový model části konstrukce obsahující 3 pole.



Obrázek 12: Deskostěnový model nosné konstrukce

5. SPODNÍ STAVBA A ZALOŽENÍ MOSTU

Pro návrh mostu bylo důležité také posouzení až 30 m vysokých pilířů. S ohledem na jejich štíhlost bylo nutné zohlednit účinky II. řádu, které byly stanoveny zjednodušenými metodami jmenovité tuhosti a jmenovité křivosti.

Při analýze se s ohledem na redukci vzpěrných délek a rozdělení silových účinků na větší počet pilířů ukázal výhodný návrh většího počtu pevných ložisek. Konkrétně byla pevná ložiska navržena na trojici nejvyšších pilířů.



Obrázek 13: Výpočetní model s pružným pilotovým založením

Poslední část statického výpočtu byla věnována založení mostu. Tato část se ukázala pro realizovatelnost mostu jako kritická, což je způsobeno velice neúnosným podložím v údolní nivě potoka Bystřice, které je tvořeno slínovci s uvedenou hodnotou deformačního modulu pouze 4 MPa.

U pilotových základů bylo při použití parametrů z inženýrsko-geologického průzkumu zjištěno nadměrné sedání přesahující 100 mm. Tyto hodnoty byly získány analytickým výpočtem fiktivního plošného základu i modulem skupiny pilot v programu GEO5.

Autorem byla navržena různá opatření, z nichž je nejdůležitější provedení doplňkového průzkumu a statické zatěžovací zkoušky nesystémových pilot, které by mohly potvrdit či vyvrátit parametry, které udává dosavadní průzkum.

6. EKONOMICKÉ ZHODNOCENÍ VARIANT PŘEDPĚTÍ

V závěrečné kapitole diplomové práce bylo popsáno ekonomické zhodnocení variant předpětí, které bylo po domluvě s vedoucím diplomové práce poskytnuto firmou VSL Systémy CZ, s.r.o. na základě zaslaných položkových výkazů jednotlivých variant.

Z tohoto zhodnocení bylo zjištěno, že pro celkovou cenu předpínacího systému má poměrně malý vliv počet kotev. Ten se dle očekávání projevuje v rozdílné jednotkové ceně jednotlivých variant. Na celkovou cenu má však nejvýraznější vliv celková tonáž předpínací oceli. Proto by z ekonomického hlediska bylo výhodnější použití jednoplovoucích překotvovaných kabelů, u kterých lze dosáhnout výrazné úspory na množství předpínací výztuže.

Pro výsledný výběr při realizaci stavby by však bylo důležité vybrat nejvhodnější variantu s ohledem na všechny zúčastněné strany – projektanta, zhotovitele i dodavatele předpínacího systému. Kromě této cenové kalkulace se do výsledné ceny může výraznou mírou projevit také vliv pracnosti při provádění, který zvyšuje náklady zhotovitele.

Tabulka 1: *Ekonomické zhodnocení variant předpětí*

Varianta	Popis návrhu předpětí	Tonáž s přesahy [t]	Jednotková cena [Kč/t]	Celková cena [Kč bez DPH]
V1	16x22 50%	378,14	93%	100%
V2	12x22 50% + 5x12 100%	311,70	100%	88%
V3	12x22 100%	293,42	98%	81%
V4	12x19 50% + 4x19 100%	332,03	96%	90%
V5	12x27 50%	348,75	92%	91%

7. ZÁVĚR

Velký přínos pro zpracování diplomové práce měla úvodní rešerše, která poskytla množství užitečných informací o referenčních stavbách.

Výsledná varianta se osvědčila i při získání podkladů ke konkrétní výsuvné skruži a potvrdila se její vhodnost pro tuto technologii. Tato varianta zároveň zlepšila statické i dispoziční problémy stávajícího návrhu. Jediným problémem je při použití spodní výsuvné skruže malá výška mostu nad terénem u bílinské opěry, kde bude pro výstavbu krajních polí nutné použít skruží pevnou.

Pro výslednou variantu byl navržen předpokládaný postup výstavby. Důležitou částí byl rozbor betonážního taktu s ohledem na postupnou výstavbu a předpínání příčného řezu. Poslední částí před samotným statickým výpočtem byla analýza výsuvné skruže, která poskytla reakce od tíhy skruže a čerstvého betonu a její tuhosti v jednotlivých místech.

Komentovaný statický výpočet byl vytvořen samostatně pro hlavní části konstrukce. Nejrozsáhlejší část byla věnována podélnému směru nosné konstrukce. Pomocí prutových modelů bez fázovaného průřezu bylo vytvořeno 5 variant uspořádání předpětí, které byly předběžně posouzeny. Na základě multikriteriálního zhodnocení s pomocí výkazu položek předpínacího systému z nich byla vybrána ta, která byla považována za nejvhodnější.

V následující části byl pro tuto variantu vytvořen výpočetní model zohledňující fázovanou výstavbu a předpínání příčného řezu společně se zohledněním tuhosti skruže.

Při posouzení mezního stavu použitelnosti byla prokázána vhodnost návrhu částečného předpětí spodní části průřezu pomocí jednoho z kabelů v každé stěně. Oproti průřezu nefázovanému má vliv také diferenční smršťování, které způsobuje tahové napětí v horní dobetonované desce.

Po dokončení podélného směru byl posouzen také příčný směr nosné konstrukce pomocí deskostěnového modelu. Následně byla posouzena spodní stavba, kde vzhledem ke štíhlosti pilířů bylo nutné zohlednit účinky druhého řádu a ukázala se vhodnost návrhu většího počtu pevných ložisek.

Závěrečná část statického výpočtu byla věnována posouzení založení. S ohledem na velice nepříznivé hodnoty sedání je zásadní na tento problém upozornit a přenechat komplikované založení na dlouhých plovoucích pilotách v neúnosném slínovcovém podloží specialistům v oboru geotechniky a nespolehat se na zjednodušené analytické výpočty.

V poslední části práce byly porovnány jednotlivé varianty předpětí také z ekonomického hlediska, které bylo možné posoudit na základě poskytnutých cenových kalkulací firmy VSL.

PODĚKOVÁNÍ

Na tomto místě bych chtěl poděkovat vedoucímu mé diplomové práce, panu doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D., za cenné rady a čas vynaložený ke konzultacím. Mé poděkování patří také panu Ing. Davidu Stempákoví, MBA za poskytnutí podkladů k výsuvným skružím firmy Metrostav Infrastructure a.s. a pánům Ing. Petru Ševčíkovi a Ing. Pavlu Vaňkovi z firmy VSL Systémy CZ, s.r.o. za ekonomické zhodnocení návrhů předpínacího systému.

Reference

- NERADÍLEK, Martin. Most přes údolí řeky Bystřice na silnici I/13. Diplomová práce, České vysoké učení technické v Praze. Fakulta stavební, 2022
- NAVRÁTIL, Jaroslav. Předpjeté betonové konstrukce. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7
- VANĚK, Pavel. Ekonomické vyhodnocení variant předpětí. VSL Systémy CZ, s.r.o.
- SMÍŠEK, Pavel. Poznatky z instalace předpětí do různých typů nosných konstrukcí mostů na D1 Hubová–Ivachnová. *ASB-portal.cz* [online]. 2017 Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrskostavby/mosty/poznatky-zinstalace-predpeti-do-ruznych-typu-nosnych-konstrukci-mostu-na-d1-hubovaivachnova>
- STEMPÁK, David. Podklady k výsuvné skruži ŽM16 firmy Metrostav Infrastructure, a.s.
- MASOPUST, Jan. Navrhování základových a pažicích konstrukcí. 2. vydání. Praha: pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2018. Technická knihovna (ČKAIT). ISBN 978-808-8265-122

POROVNÁNÍ VÝPOČTŮ ŠÍŘKY TRHLIN PODLE RŮZNÝCH PŘÍSTUPŮ

Marek Potřebuješ, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
marek.potrebujes@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek se zabývá výpočtem šířky trhliny vzniklé od silových účinků, a to podle normových doporučení nebo alternativních postupů výpočtu. Článek obsahuje stručnou rešerši na téma trhlín v železobetonových prvcích a na charakteru jejich vzniku. Dále jsou zde popsány jednotlivé metody výpočtů šířky trhlín.

Rozdíly v jednotlivých přístupech jsou aplikované na modelovém příkladu, který reprezentuje obdélníkový průřez. Srovnání jednotlivých metod proběhne na modelovém průřezu pro tři různé varianty vyztužení. Pro všechny případy je uvažována stejná tloušťka krycí vrstvy výztuže. Následně jsou výsledky porovnány v tabulce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Železobeton • Trhliny • Eurokód 2 • *fib* Model Code

ABSTRACT

The article deals with the calculation of the width of cracks resulting from force effects according to standard recommendations or alternative calculation procedures. The article contains a brief review of the topic of cracks in reinforced concrete and the nature of their formation. In addition, various methods of crack width calculations are described.

The differences in the various approaches are shown on a model example representing a rectangular cross-section. The comparison of the different methods is performed on the cross-section for three different reinforcement variants. The same thickness of the cover layer of reinforcement is considered for all cases. The results are then compared in a table.

KEYWORDS

Reinforced concrete • Cracks • Eurocode 2 • *fib* Model Code

1. ÚVOD

Trhliny provázejí všechny železobetonové konstrukce. Je to jev, kterému nelze zabránit, avšak při vhodných opatřeních lze šířku trhlín redukovat. Trhliny mohou vznikat působením mechanického zatížení nebo vlivem nesilových účinků. Mezi nesilové účinky patří objemové změny betonu. Ty jsou způsobeny reologickými jevy, mezi které patří smršťování a

dotvarování betonu, nebo změny objemu od vývinu hydratačního tepla.

Vznik trhlín je zapříčiněn dosažením jednoho ze dvou kritérií, a to buď pevnostního nebo energetického. Pevnostní kritérium je definováno tak, že je překročena tahová pevnost betonu. Energetické kritérium lze definovat tak, že dochází ke hromadění deformační energie v průřezu. To má za následek vznik mikrotrhlín, které se postupně rozvíjejí až do vzniku souvislé trhliny. Šířka trhliny poté vzrůstá se zvyšujícím se zatížením. Tudiž při vzniku a vývoji trhlín závisí na tahové pevnosti betonu a lomové energii betonu.

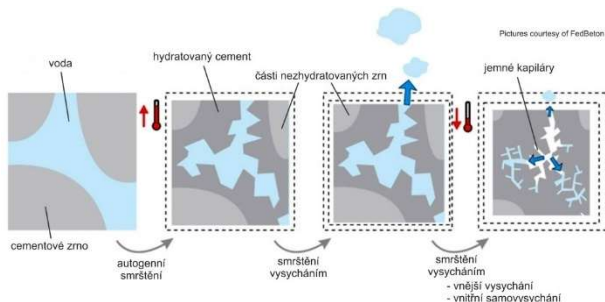
Šířka trhlín se posuzuje zpravidla ve dvou případech. Trhliny vznikající omezením deformace (např. od ochlazení při hydrataci betonu nebo od smršťování betonu). Druhým případem je šířka trhlín od silových účinků při zatížení konstrukce (při vlivu návrhové kombinace zatížení v mezních stavech použitelnosti – kvazistálá a častá kombinace zatížení). Článek je věnován zejména druhému případu, kde byly porovnány různé návrhové přístupy výpočtů šířky trhlín.

2. TYPY TRHLIN

Prvním typem trhlín jsou povrchové trhliny, které převážně vznikají na horním líci plošných prvků, kde kopírují výztuž nebo mají nezávislý průběh. Hloubka trhlín je obvykle malá. Příčinou těchto trhlín je rané smršťování betonu, které může být zapříčiněno způsobem a kvalitou ošetřování betonové směsi při zrání. Jedním z příčin vzniku trhlín je autogenní smršťování. Při tomto jevu dochází ke zmenšení objemu pojiva při hydrataci, což znamená, že objem vody a cementu (pojiva) je větší, než samotná zhydratovaná část. Vzniká především v raném stádiu betonu, kdy je pevnost betonu nízká a je tedy vysoké riziko vzniku trhlín. Další příčina je vznik trhlín od vysychání betonu. Jedná se o jev, ke kterému dochází když je již povrch betonu odbedněn nebo je ukončeno ošetřování. Je tedy vystaven vnějšímu prostředí a dochází k odpařování vody z pórů. Tento fenomén se také označuje jako plastické smršťování. Posledním typem je deformace od vlivu teploty (obvykle nerovnoměrně rozdělené po průřezu), kdy vznikají přídatná tahová napětí, které mají za následek vznik trhlín. Příčinou změny teploty je buď vnější vliv nebo vývoj hydratačního tepla, který je způsoben chemickou reakcí pojiva s vodou. Vzrůst tepla současně urychluje hydratační proces a působí růst objemu. Při snížení

* Školitel: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc, FEng.

teploty se poté beton nerovnoměrně smršťuje a vznikají trhliny. Tyto trhliny mohou být i přes celý průřez.



Obrázek 1 Průběh smršťování a vysychání [eBeton]

Druhým typem trhlin jsou hluboké trhliny. Tyto trhliny vznikají vnějším vlivem na konstrukci, převážně se jedná o mechanické zatížení, ale mohou vzniknout i omezením vynucených deformací. Podle charakteru vnitřních sil (ohybový moment, posouvající síla, tahová síla) se rozlišují trhliny na tahové, ohybové, smykové trhliny. Dalším dělením je podle času, kdy vzniknou. Dělí se na primární a sekundární trhliny. Primární trhliny jsou širší a delší, šířka trhliny může procházet celým průřezem. Při vyšší intenzitě zatížení začnou vznikat sekundární trhliny, které se rozvíjejí mezi primárními trhlínami. Bývají nižšího charakteru, tenčí a kratší. V Tabulka 1 jsou znázorněny trhliny od zatížení.

Tabulka 1 Trhliny podle charakteru zatížení [Šmejkal, J., Procházka, J., 2014]

Druh trhliny	Schéma	Popis
Tahové trhliny		Procházejí celým průřezem
Ohybové trhliny		Kolmo k tažené výztuži, délka do oblasti N.O.
Smykové trhliny		Skloněné vůči ose prvku, vyvíjejí se po vzniku ohybových trhlin
Primární a sekundární trhliny		Primární trhliny dosahují N.O., sekundární jsou jen v oblasti výztuže

3. POSTUPY VÝPOČTU ŠÍŘKY TRHLINY

V této kapitole je uvedeno několik způsobů výpočtu šířky trhliny. Jedná se o postupy převzaté z ČSN EN 1992-1-1, fib Model Code 2010, návrhu fib Model Code 2020, postup podle autorů Schlicke, Fehling a ost. a postup podle autora Windische. Pro jednotlivé přístupy je popsán postup, jak se stanoví šířka trhliny, včetně vysvětlení vzorců. Postup podle ČSN EN 1992-1-1 je brán jako referenční.

Základní vztah, který se často objevuje v normových doporučeních pro určení šířky trhliny, je následující:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (1)$$

kde $s_{r,max}$ je maximální vzdálenost trhlín, ε_{sm} , ε_{cm} jsou střední poměrná přetvoření ocelové výztuže, respektive betonu. U konkrétních postupů je i vliv poměrného přetvoření od smrštění betonu na šířku trhliny, které je označeno ε_{cs} .

3.1. ČSN EN 1992-1-1 Změna Z3

Podle u nás používané evropské normy (Eurokódu) se šířka trhliny určí ze vztahu (1). Maximální vzdálenost trhliny $s_{r,max}$ se spočte podle vztahu (2), rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu podle rovnice (3). Vztahy jsou následující:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{eff}} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (4)$$

kde \emptyset je průměr prutu, c je krytí výztuže, k_1 označuje součinitel, kterým se zohledňuje povrch výztuže. (= 0,8 pro žebírkovou výztuž, = 1,6 pro hladkou výztuž), k_2 je součinitel zohledňující vliv rozdělení poměrného přetvoření (= 0,5 pro ohybaný prvek, = 1,0 pro centricky tažený prvek), k_3 je součinitel vlivu krycí vrstvy, ve změně Z3 se změnil vztah, který je uveden ve (5), k_4 zohledňuje vliv soudržnosti betonu a výztuže (= 0,425). Součinitel k_3 a k_4 jsou doporučené hodnoty pro českou národní normu.

$$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c}\right)^{2/3} \quad (5)$$

Napětí ve výztuži σ_s je dáno vztahem (6). Napětí se určí z ohybového momentu od kvazistálé kombinace (popř. od časté kombinace zatížení) pro průřez oslabený trhlínou. Ten je definován momentem setrvačnosti ideálního průřezu, který je oslaben trhlínou pro dlouhodobé zatížení $I_{II,eff}$

$$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{Eqp}}{I_{II,eff}} (d - x) \quad (6)$$

α_e je pracovní součinitel materiálů, který je dán vztahem (4), jedná se o poměr středních modulů pružnosti výztuže a betonu, ρ_{eff} je efektivní stupeň vyztužení, který je stanoven poměrem plochy tažené výztuže A_s a efektivní plochy betonu $A_{c,eff}$ (7), efektivní plocha betonu je dána vztahem (8) pro obdélníkový průřez.

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (7)$$

$$A_{c,eff} = b h_{c,eff} \quad (8)$$

kde efektivní výška průřezu $h_{c,eff}$ se určí z podmínky (9).

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2} \right\} \quad (9)$$

Efektivní tahovou pevnost betonu $f_{ct,eff}$ je možné uvažovat jako střední hodnotu pevnosti betonu v tahu ($f_{ct,eff} = f_{ctm}$). Součinitel k_t určuje vliv doby trvání zatížení (= 0,4 pro dlouhodobé zatížení, = 0,6 pro krátkodobé zatížení).

Pokud vzdálenost soudržné výztuže překročí $5 \times (c + \emptyset/2)$, nebo pokud soudržná výztuž není v tažené oblasti, lze

horní mez šířky trhlin stanovit za předpokladu max. vzdálenosti trhlin (10)

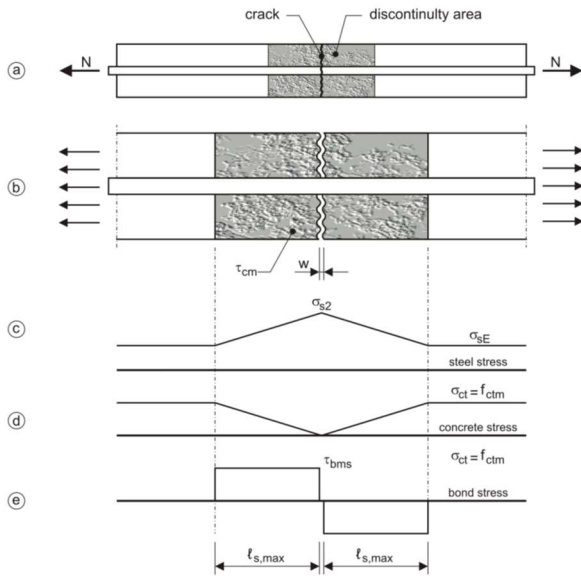
$$s_{r,max} = 1,3(h - x) \quad (10)$$

3.2. fib Model Code 2010

fib Model Code 2010 představuje mírně odlišný postup výpočtu šířky trhliny. Výpočet je dán vztahem (11), kde zatížení je reprezentováno centrickým tahem na prvek.

$$w_k = 2l_{s,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \eta_r \varepsilon_{cs}) \quad (11)$$

Výpočet se liší členem $2l_{s,max}$ (12), který označuje délku diskontinuity (nespojítost) přenosu sil mezi výztuží a betonem. Na Obrázek 2 je graficky znázorněna délka $l_{s,max}$. Člen ε_{cs} reprezentuje poměrné přetvoření od smrštění betonu přispívající k rozvětvení trhlin, avšak v tomto případě nebude zohledněno, protože se článek zabývá hlavně trhlinami vzniklými silovými účinky.



Obrázek 2 Zjednodušené zobrazení napětí oceli, betonu ve fázi vzniku trhliny [fib Model Code 2020 for Concrete Structure, proposal 2021]

$$l_{s,max} = kc + \frac{1}{4} \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms} \rho_{eff}} \phi \quad (12)$$

Vztah (12) je velmi podobný výpočtu v ČSN EN pro stanovení $s_{r,max}$ (2), pouze s odlišnými koeficienty. Koeficient k značí kalibrační hodnotu (= 1,0), c je krytí výztuže a τ_{bms} je soudržná pevnost mezi betonem a ocelí.

Pro ohýbané prvky je nutné zvětšit šířku trhliny členem R (13), který označuje rozvětvení trhliny vlivem ohybového zatížení prvku.

$$R = \frac{h-x}{d-x} \quad (13)$$

Rozdíl poměrných přetvoření se určí stejně podle EC2, vztah (3), s rozdílem, že není požadovaná kontrola nerovností.

3.3. Návrh fib Model Code 2020

Nastávající normové doporučení fib Model Code 2020, který je momentálně v revizi před vydáním používá obdobný postup jako EC2. Výpočet šířky trhliny je dán vztahem (14).

$$w_{cal} = k_{1/r} s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (14)$$

Rozdílem je přidání koeficientu $k_{1/r}$, který označuje faktor zvětšení šířky trhliny v důsledku zakřivení prvku při ohybu. V případě centrického tahu se zjednodušeně uvažuje 1,0. Pro kombinaci ohybu a osové síly lze určit ze vztahu (15), který je stejný jako z předchozího fib Model Code 2010 značeného R (13).

$$k_{1/r} = \frac{h-x}{d-x} \quad (15)$$

Oproti EC2 je maximální vzdálenost mezi trhlinami $s_{r,max}$ dána vztahem (16)

$$s_{r,max} = \beta_w (k_c c + k_{\phi/\rho} k_{fl} k_b \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms} \rho_{eff}} \phi) \quad (16)$$

kde β_w je faktor při stabilizované fázi (= 1,7) nebo ve fázi vzniku trhlin (= 2,0), k_c je empirický parametr pro kvantifikaci vlivu krytí betonu (zjednodušeně = 1,5), c je maximální krytí z horizontálního nebo vertikálního směru od prutu, $k_{\phi/\rho}$ je parametr kvantifikující vliv vazby τ_{bms} (pokud je τ_{bms} konstantní přes přenosovou délku = 0,25), k_b je faktor zohledňující rozložení napětí před vznikem trhlin (17)

$$k_{fl} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{h-x_g - h_{c,ef}}{h-x_g} \right) \quad (17)$$

kde x_g je vzdálenost neutrální osy před vznikem trhlin, $h_{c,ef}$ je efektivní výška průřezu. Pro obdélníkové průřezy vystavené čistému ohybu lze zjednodušeně vyjádřit pomocí vztahu (18)

$$k_{fl} = \frac{h-h_{c,ef}}{h} \quad (18)$$

Součinitel k_b je faktor zohledňující prostředí vzniku trhlin (= 0,9 pro vyztužení v dobrých podmínkách, = 1,2 pro vyztužení ve špatných podmínkách).

Rozdíl poměrných přetvoření je obdobný jako v EC2 a je dáno následujícím vztahem (19)

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - \beta_{TS} \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq \frac{\sigma_s}{E_s} (1 - \beta_{TS}) \quad (19)$$

kde β_{TS} je empirický koeficient pro posouzení střední deformace oceli vzhledem na charakteru zatížení. Hodnoty β_{TS} a τ_{bms} jsou vypsány v Tabulka 2.

Tabulka 2 Hodnoty pro β_{TS} a τ_{bms} pro deformované výztužné prvky

Typ zatížení	Fáze rozvoje trhlin	Ustálená fáze trhlin
krátkodobé, okamžité	$\tau_{bms} = 1,8f_{ctm}(t)$ $\beta_{TS} = 0,6$	$\tau_{bms} = 1,8f_{ctm}(t)$ $\beta_{TS} = 0,6$
dlouhodobé, opakované	$\tau_{bms} = 1,35f_{ctm}(t)$ $\beta_{TS} = 0,6$	$\tau_{bms} = 1,8f_{ctm}(t)$ $\beta_{TS} = 0,4$

3.4. Postup podle autorů Schlicke, Fehling a ost.

Alternativní způsob výpočtu šířky trhliny publikovaný akademickými pracovníky z Technických univerzit v Grazu a Kasselu popisuje dva postupy výpočtu šířky trhliny. Prvním způsobem je mechanický model a druhým způsobem je kalibrovaný model. První způsob je základní výpočet na principu vazby vztahu napětí a kluzu na rozhraní výztuže železobetonu. Způsob bezpečně predikuje maximální šířku trhliny za předpokladu maximální vzdálenosti mezi trhlínami v rozhodující fázi tvorby trhliny. Druhý způsob je systematická analýza experimentů a kalibrace předdefinovaných výpočtů. Přesnost předpovědi charakteristické šířky trhliny je třeba řešit statistickou úpravou, především s ohledem na rozdíl střední a maximální hodnoty šířky trhliny

3.4.1. Mechanický model

Výpočet šířky trhliny je totožný jako v EC2 (1). Změna je pouze u výpočtu vzdálenosti mezi trhlínami. Ten je dán následujícím vztahem (20)

$$s_r = 2l_{es} = \frac{f_{ctm}}{2\tau_{bms}} \frac{\sigma}{\rho_{eff}} \leq \frac{\sigma_s \phi}{2\tau_{bms}} \quad (20)$$

Je nutné řešit rozptyl středních hodnot materiálových vlastností a efektivní plochu betonu ve fázi tvorby trhlín. Klíčovým vstupním datem je stupeň vyztužení průřezu a průměr výztuže.

Tento postup je použitý v německé a rakouské národní příloze norem EC2 a *fib* Model Code 1990.

3.5. Postup podle Windische

Druhý alternativní postup výpočtu šířky trhliny publikoval ve své práci profesor Technické univerzity v Budapešti Andor Windisch. Windisch definuje svůj způsob výpočtu efektivní tažené plochy kolem výztuže. Ve zjednodušeném vztahu bez vlivu přetvoření od smrštění je rovnice pro výpočet šířky trhliny definována v (21)

$$w_d = 2l_{s,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm(t=0)}) \quad (21)$$

Rovnice je podobná jako v případě *fib* Model Code 2010, nicméně s některými úpravami.

$$l_{s,max} = 0,9l_{s0} \quad (22)$$

$$l_{s0} = \frac{A_{s1}\sigma_{s,cr}}{\phi\pi\tau_{cr}} \quad (23)$$

$$\sigma_{s,cr} = f_{ct,i} \frac{W_{ci,i}}{W_{si,II}} \alpha \quad (24)$$

$$f_{ct,i} = f_{ctk,max} = 1,3f_{ctm} \quad (25)$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{1}{E_s}(\sigma_{s,SLS} - 0,45\sigma_{s,cr} \frac{\tau_{SLS}}{\tau_{cr}}) \quad (26)$$

kde $l_{s,max}$ je délka přenosu sil po obou stranách primární trhliny o šířce w_k (šířka primární trhliny) mezi výztuží a betonem, tato hodnota je nezávislá na střední vzdálenosti trhliny. Délka přenosu vazby l_{s0} při vzniku primární trhliny, ε_{sm} je střední hodnota přetvoření oceli, $\sigma_{s,cr}$ je napětí oceli v místě primární trhliny, τ_{cr} je skutečné napětí ve vazbě při vzniku primární trhliny ($= 1,8 f_{ctm}$), τ_{SLS} je napětí ve vazbě za podmínek napětí a kluzu oceli v SLS, pro zjednodušení lze

uvažovat poměr $\tau_{SLS}/\tau_{cr} = 0,5$. $W_{ci,i}$ je průřezový modul neporušeného ideálního průřezu betonu pro betonová vlákna v tahu, $W_{si,II}$ je průřezový modul pro výztuž v porušeném průřezu, $f_{ct,i}$ je skutečná pevnost betonu v tahu.

4. ANALYTICKÝ VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY

Pro porovnání jednotlivých přístupů byly vytvořeny modelové příklady železobetonového průřezu s uvažovaným namáháním ohybovým momentem.

Trám byl uvažován šířky 350 mm a 500 mm. Modelové výpočty byly provedeny pro tři varianty různě vyztužené průřezy. Tahová výztuž je uvažována 5Ø14, 3Ø16, 5Ø16, jako smyková výztuž jsou uvažované tříminky Ø10. Zvolené varianty vyztužení byly vybrány s ohledem na dosažení rozdílnosti výsledků při změně počtu prutů a profilu výztuže. Krycí vrstva betonu je uvažována hodnotou 30 mm. Modelové varianty splňují podmínku minimálního vyztužení podle EC2.

Uvažovány jsou materiály beton C30/37 a betonářská ocel B500B. Modul pružnosti je uvažován jako střední modul pružnosti betonu E_{cm} . Ohybový moment od kvazistálé kombinace je uvažován 70 kNm.

5. VÝSLEDKY

V této kapitole jsou shrnuty výsledky jednotlivých přístupů výpočtů šířky trhliny. Vypočtené hodnoty šířky trhliny jsou uvedené v *Tabulka 3*.

Tabulka 3 Šířka trhliny pro modelový průřez

	5Ø14	3Ø16	5Ø16
A_s [mm ²]	769,7	603,2	1005,3
ρ [%]	1,87	1,44	2,39
ČSN EN 1992-1-1 Z3	0,1212	0,1958	0,0871
MC2010	0,1540	0,2641	0,1072
MC2020	0,1404	0,2318	0,0983
Schlicke 1	0,1112	0,2098	0,0759
Windisch	0,1449	0,1410	0,1104

6. DISKUSE

V této kapitole je provedena diskuse výsledků pro tři různé stupně vyztužení průřezu. Referenčním výsledkem je uvažována šířka trhliny pro českou národní normu ČSN EN 1992-1-1 Z3.

Pro stupeň vyztužení 1,87% (5Ø14) je nejmenší šířka trhliny pro postup podle Schlicke 1 (mechanický model), přibližně 92% šířky trhliny referenční hodnoty trhliny. Zbytele postupy vykazují větší šířku trhliny. Největší šířku trhliny prokázal postup podle *fib* MC2010, kdy šířka byla přibližně 127% oproti referenční šířce trhliny. Z výsledků je patrné, že pro postupy podle návrhu *fib* MC2020 a postupu podle Windische jsou šířky trhliny podobné.

Pro stupeň vyztužení 1,44% (3Ø16) je nejmenší šířka trhliny podle postupu Windische, přibližně 72% referenční šířky trhliny. Největší šířku trhliny opět vyazuje postup *fib*

MC2010, a to přibližně 134% referenční šířky trhliny. Anomálií výsledků pro tento stupeň vyztužení je hodnota výpočtu podle Windische, jelikož u ostatních stupňů vyztužení vykazují určitý trend větší šířky trhliny oproti referenční šířce trhliny. Může to mít za následek jiný způsob výpočtu délky přenosu sil mezi výztuží a betonem $l_{s,max}$ oproti jiným postupům.

Pro největší stupeň vyztužení 2,39% (5Ø16) je nejmenší šířka trhliny jako v prvním případě pro postup podle Schlicke 1 (mechanický model), přibližně 87% referenční hodnoty. největší šířka trhliny je v tento případ podle postupu Windische, zde je přibližná šířka trhliny 126% referenční hodnoty.

7. ZÁVĚR

Článek se zabýval normovými doporučeními, jak vypočítat šířku trhliny v průřezu. K normovým doporučením byly přidány i alternativní postupy, které byly odvozeny z výsledků experimentálních výzkumů. Jednotlivé metody byly stručně popsány vzorci a také rozdíly oproti referenčnímu postupu podle ČSN EN 1992-1-1 Z3. Srovnání jednotlivých metod proběhlo na modelovém průřezu pro tři různé varianty vyztužení, kdy tloušťka krycí vrstvy hlavní tahové výztuže byla ve všech případech stejná. V postupech byl použit střední modul pružnosti betonu. Výsledky jsou shrnuté v přehledné tabulce.

Z výsledků je patrné, že s nadcházejícím vydáním nového normového doporučení *fib* Model Code 2020 probíhá současně aktualizace EC2, který bude mít podobné postupy jako MC2020. Avšak výsledky je nutné ověřit jak při experimentech, tak i numerickými metodami, například v programu ATENA.

Dalším krokem bude přidání modelového příkladu desky, protože u deskových, popř. stěnových, prvků je důležitý vývoj trhlín, protože oslabení průřezu trhlínami vede ke větším průhybům konstrukce, snížení spolehlivosti a trvanlivosti konstrukce, zvláště může docházet ke korozi výztuže.

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří prof. Ing. Janu L. Vítkovi, CSc, FEng. za poskytnuté podklady a konzultace v rámci vypracování tohoto článku.

Reference

- Vinkler, M., Procházka, J., (2014) *Porovnání výpočtů šířky trhliny dle různých přístupů*, dostupné z: https://www.ebeton.cz/wp-content/uploads/2014-2-72_0.pdf
- Šmejkal, J., Procházka, J., (2014), *Výpočet šířky trhliny*, dostupné z: https://www.ebeton.cz/wp-content/uploads/2014-6-68_0.pdf
- ČSN EN 1992-1-1 ed. 2, Eurokód 2: *Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, (2011)
- Smršťování betonu*, dostupné z: <https://www.ebeton.cz/pojmy/smrstovani-betonu>

- Caldentey, A., P., García, R., Gribniak, V., Rimkus, A., (2020) *Tension versus flexure: Reasons to modify the formulation of MC 2010 for cracking*, dostupné z: doi:10.1002/suco.202000279
- fib* Model Code 2020 for Concrete Structures; proposal 2021; Section 30.5: Evaluation of serviceability (SLS) of RC and PC structures
- Schlicke, D., Dordmann, E., M., Fehling, E., Nguyen Viet Tue, (2021), *Calculation of maximum crack width for practical design of reinforced concrete*, dostupné z: doi:10.1002/cend.202100004
- Windisch, A. (2021), *An alternative crack width calculation model*

METODY URYCHLUJÍCÍ VÝSTAVBU ZDĚNÝCH OBJEKTŮ – NOVÁ ZJIŠTĚNÍ

*Kristýna Richterová**

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
kristyna.richterova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Rychlost výstavby je požadavkem, na který je kladen čím dál tím větší důraz, a který je vyžadován při výstavbě objektů ve 21. století. Proto je i u zděných objektů věnována pozornost na zefektivnění výstavby, čehož jsou důkazem inovativní způsoby zdění nebo zavádění prefabrikace zdiva u zahraničních firem.

Tento článek shrnuje nově získané poznatky metod urychlující výstavbu zděných objektů – suché zdění, prefabrikace zdiva – a představuje výsledky z provedených vlastních experimentů. Závěr článku se věnuje diskusi nad možnými a zjištěnými problémy, zejména pak u výstavby objektů z prefabrikovaných stěnových panelů s vidinou podpoření výsledků ze zkušebních experimentů i počítačovým modelováním v další fázi výzkumu.

KLÍČOVÁ SLOVA

zdivo • suché zdění • prefabrikace • montážní spára • geometrická nepřesnost

ABSTRACT

The speed of construction is a requirement that is important and desirable for the construction of buildings in the 21st century. Therefore, attention is also paid to make the construction of brick buildings more efficient. The proofs are the innovative ways of building of masonry structures and the introduction of precast masonry in foreign companies.

This article deals with a newly acquired knowledge of methods that accelerate the construction of masonry – mortarless masonry system and precast masonry – and present the results of own experiments. The conclusion of the article is devoted to a discussion of possible and identified problems, especially in the construction of buildings of precast wall panels. The next phases of research are also open to computer modelling, which will support the results of experimental tests.

KEYWORDS

masonry • mortarless masonry system • precast • assembly joint • geometric inaccuracy

1. ÚVOD

Z provedených průzkumů na českém trhu (období roku 2021) vyplývá, že většina dotazovaných respondentů žije ve zděném nebo panelovém domě. V případě možnosti výběru materiálu pro stavbu rodinného domu 75 % dotazovaných upřednostňuje cihlu, což potvrzují i statistiky o výstavbě v České republice s preferencí cihly jako stavebního materiálu za první tři čtvrtletí roku 2021 (Dorňáková 2022).

Při výběru stavebního materiálu hraje roli několik důležitých faktorů, mezi které jsou zejména řazeny: dlouhá životnost, cena, prověřenost firmy dodávající stavební materiál a mimo jiné také rychlost výstavby, na kterou jsou kladeny čím dál větší požadavky. S rychlým rozvojem stavebního průmyslu jsou proto nadále zkoumány možnosti urychlení procesu zdění – zdění na sucho a prefabrikace zdiva – pro udržení zdiva jako preferovaného materiálu pro výstavbu domů a jeho konkurence schopnosti s ostatními materiály, u nichž je prefabrikovaná výstavba běžnou záležitostí.

V minulosti bylo vyvinuto mnoho alternativních zděných konstrukčních systémů za účelem zlepšení vlastností zdiva, zejména pak jeho vlastností v tahu. Přesto jsou i nadále konvenční zděné systémy i přes inovativní zdící prvky a malty/lepidla poměrně pracné a časově náročné – závislé na mokřém procesu a povětrnostních podmínkách. Alternativou ke konvenčnímu zdění může být tzv. zdění na sucho, které minimalizuje požadavky na kvalifikovanou práci a zvyšuje rychlost výstavby. Další možností je výstavba objektů z prefabrikovaných zděných stěnových panelů ze zdiva. Výroba zděných prefabrikátů je nezávislá na povětrnostních podmínkách a výstavba objektů z prefabrikátů je oproti konvenčnímu zdění značně urychlena.

Pro zavedení inovativních produktů je potřeba jejich certifikace, která osvětluje shodu jejich vlastností s technickou specifikací. V případě nenormových postupů a produktů je certifikace často zdoluhavým procesem, který brání rychlému pokroku ve stavebnictví i v jiných odvětvích. Intenzivní výzkum podložený experimentálními zkouškami je proto nezbytnou součástí pro co nejrychlejší možnost zavedení nových produktů a postupů do stavební praxe.

Představení nových poznatků souvisejících s bezmaltovým zděním a s prefabrikací zdiva je shrnuto v tomto článku.

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

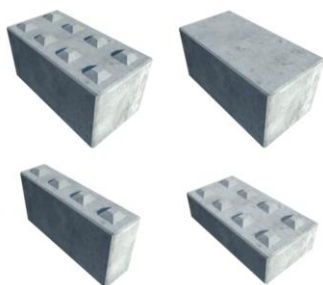
2. METODY URYCHLUJÍCÍ VÝSTAVBU ZDĚNÝCH OBJEKTŮ

2.1. Suché zdění

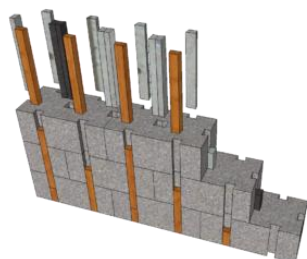
Jedním ze způsobů zefektivnění výstavby zděných objektů je tzv. suché zdění, které je inspirováno historickými stavbami (Egypt, Jižní Asie). Mezi výhodami tohoto systému zdění je v literatuře nejčastěji zmiňována obdobná výroba zdicích prvků jako u konvenčního zdiva, jednoduchá montáž snižující odpovědnost na stavbě, možnost okamžitého zatížení stěn hned po jejich výstavbě a celkové urychlení zdicího procesu. Zdicí prvky pro bezmaltové zdění jsou vyráběny pomocí forem, díky čemuž mají hladkou povrchovou texturu. Na základě potřeby přesného zapadnutí prvků do sebe jsou však pro výrobu zdicích prvků pro suché zdění stanoveny menší rozměrové tolerance. Používané tvary zdicích prvků pro suché zdění na českém trhu jsou vyobrazeny na následujících obrázcích.



Obrázek 1: Tvárnice suchého zdění GEMEC-UNION a.s. (Gemec-union a.s. ©2022)



Obrázek 2: Tvarovky pro suché zdění MEGABETON s.r.o. (Megabeton s.r.o. ©2022)



Obrázek 3: Český patentovaný stavební systém suchého zdění STAVSI (STAVSI ©2022)

Použití zdicích prvků pro suché zdění je značně omezeno a jeho vlastnosti mechanické, tepelněizolační ani akustické nedosahují takových parametrů jako nabízené cihelné tvarovky pro zdění na maltu/lepidlo.

Z důvodu absence malty/lepidla ve zdivu je snížena především odolnost zdiva proti zatížení působící kolmo ke střednici zděné stěny – ta odolává vůči bočním silám pouze působením svislého zatížení na rozhraní ložných spár. Dalším problémem mohou být také náhodné posuny mezi zdicími prvky, které byly pozorovány v již provedených výzkumech (Thamboo, Zahra, Dhanasekar 2020). Stručné porovnání vlastností bezcementového zdiva a konvenčního zdiva je uvedeno v kapitole 3. tohoto článku.

2.2. Výstavba z prefabrikovaných zděných panelů

Obdobný rozsah použití se srovnatelnými mechanickými, tepelněizolačními a akustickými vlastnostmi nabízí výstavba objektů z prefabrikovaných zděných panelů ze zdiva. Právě prefabrikace zdiva byla podrobena podrobnějšímu zkoumání, zejména pak v oblasti nově zjištěných výzkumných poznatků. Historickými návrhy prefabrikace zdiva a současnými nabízenými prefabrikovanými zděnými systémy zahraničních firem se zabývá diplomová práce s názvem „Prefabrikované stěnové panely ze zdiva“ (Richterová 2021).

Klíčovým problémem výstavby objektů z prefabrikovaných panelů se stává vertikální spára mezi panely, kde konkrétně u zděných panelů nedochází k provázání zdiva, které je ze statického hlediska pro vlastnosti zdiva velmi důležité. V případě provedení chybné vazby nebo její absence nemůže být zaručeno správné chování objektu jako celku – zajištění správného spolupůsobení mezi jednotlivými konstrukčními částmi. V oblastech s nepříznivými povětrnostními podmínkami, nestabilním podložím či oblastech s výskytem zatížení seismického může nesprávné provedení zděných konstrukcí vést ke ztrátě stability částí objektu nebo objektu jako celku.

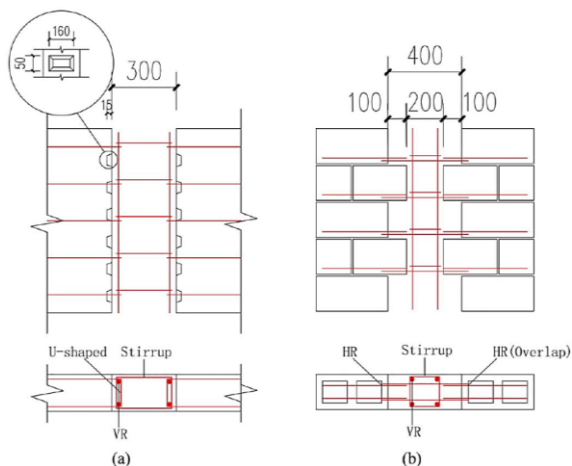
2.2.1. Řešení montážní svislé spáry – seismické zatížení

V rámci řešení popisovaného problému bylo již provedeno několik experimentálních výzkumů, zejména pro spoje železobetonových prefabrikovaných panelů, kde byly testovány různé typy svislých spojů. Nejnovější výzkumy související se zděnými prefabrikovanými panely se zaměřují především na řešení vertikálních spojů v oblastech s vyskytující se seismickým zatížením.

Inovativním vertikálním spojem pro oblasti se seismickým zatížením se zabývají publikace (Zhang et al. 2020, Thambo et al. 2021). Experimenty byly prováděny na prefabrikovaných vyztužených smykových stěnách RMSWs (Reinforced masonry shear walls). Tyto stěny se vyznačují dvěma odlišnými způsoby porušení v rovině: ohybové a smykové. Ohybové chování je dobře definované a vyznačuje se poddajností svislé oceli v tahu a tlakovým drcením v patě zděné stěny. Pro smykové chování RMSWs je charakteristické diagonální praskání.

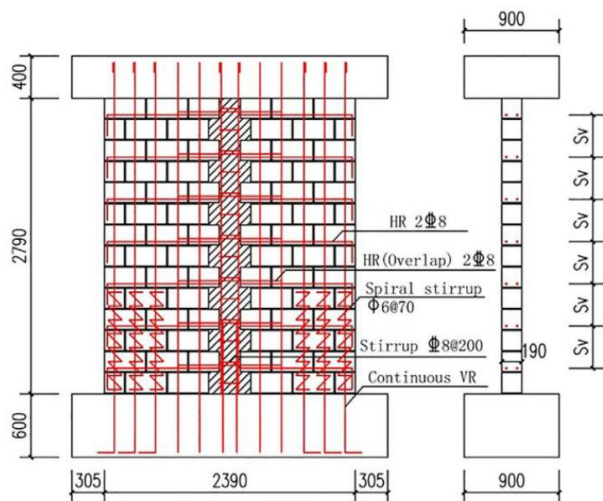
* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

Pro oblasti se seismickým zatížením jsou vyztužené zděné stěny preferovány před nevyztuženým zdívem, a to z důvodu lepších statických vlastností vůči bočnímu namáhání. Aplikovaná výztuž do zděných stěn zlepšuje jejich vlastnosti v tahu a zároveň také usnadňuje použití zděných stěn pro prefabrikovanou výstavbu, kde výztuž působí jako integrální součást pro manipulaci stěn během dopravy a montáže.



Obrázek 4: a) Nejběžnější řešení vertikálního spoje u prefabrikovaných betonových smykových stěn; b) prefabrikované stěny RMSWs (Zhang et. al. 2020)

Na obrázku 4 je znázorněno řešení vertikálního spoje u prefabrikovaných betonových smykových stěn a řešení inovativního vertikálního spoje pro stěny RMSWs. Vertikální spoj RMSWs byl experimentálně testován na zkušebních vzorcích (Obrázek 5), u nichž došlo ve všech případech k diagonálnímu porušení smykem. Vzorky byly zatěžovány axiálním tlakovým napětím a cyklickým bočním buzením.



Obrázek 5: Zkušební vzorky prefabrikovaných zděných smykových stěn (RMSWs) (Zhang et. al. 2020)

Z provedených experimentů bylo zjištěno, že únosnost zkušebních stěn rostla s aplikovaným axiálním tlakovým napětím

a s množstvím vodorovné výztuže. Ze získaných výsledků míry přetvoření a ekvivalentního viskózního tlumení lze očekávat, že stěny RMSWs s inovativním vertikálním spojem budou poskytovat vysokou úroveň tlumení pro omezení seismických vlivů.

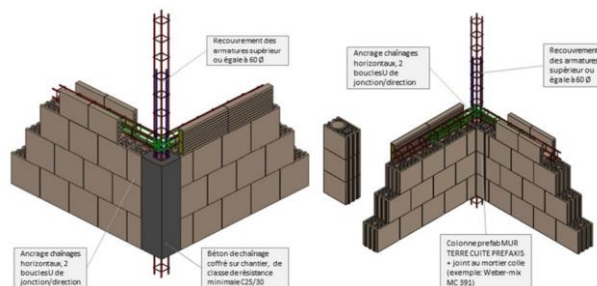
2.2.2. Řešení montážní svislé spáry – Evropa

Jelikož Česká republika není oblastí s charakteristickým výskytem seismického zatížení, jsou vlastní výzkumy související s řešením svislých spojů mezi prefabrikovanými panely ze zdiva zaměřeny na již používaná řešení zahraničních firem – (Redbloccsystems ©2022), (Rimatem ©2022), (Prefaxis ©2022). Jmenované společnosti řeší montážní svislé spáry mezi panely vyplněním PU lepidlem nebo injektážní maltou na vnitřní i vnější straně. Vnitřní spoje jsou navíc opatřeny výztužnou tkaninou, která zamezuje vzniku trhliny v omítce nad montážní spárou a zajišťuje celkovou lepší odolnost spoje.



Obrázek 6: Řešení montážní spáry mezi zděnými prefabrikovanými panely u zahraničních firem (Rimatem ©2022, CSTB 2020)

Společnost Prefaxis ve svých technických podkladech uvádí další možný způsob provádění montážního spoje mezi panely. Tento návrh spočívá v provázání zdiva pomocí výztuže v železobetonovém sloupku na styku panelů a výztuže umístěné v keramické U-věncovce – viz Obrázek 8. Návrh tohoto montážního spoje je podmíněn mokřým procesem, který časově prodlužuje výstavbu objektu.



Obrázek 7: Řešení montážního spoje společnosti Prefaxis (CSTB 2020)

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

2.2.3. Řešení montážní svislé spáry – vlastní experiment

V rámci vlastního výzkumu ve spolupráci s externí firmou byly zkoumány vlastnosti montážního svislého spoje mezi prefabrikovanými zděnými panely. Pro provedení zkoušky byly zhotoveny celkem čtyři prefabrikované stěnové panely ze zdiva o šířce 2500 mm a výšce 2750 mm. Z těchto panelů byl sestaven zkušební objekt (2500x3000 mm²) se čtyřmi montážními spárami o výšce 2750 mm a přibližné šířce 30 mm.

Řešení montážních spár bylo provedeno vyplněním PUR pěnou z vnitřní i vnější strany za použití aplikační pistole.



Obrázek 8: Řešení montážního spoje mezi prefabrikovanými stěnovými panely ze zdiva - vlastní experiment

3. ZÍSKANÉ POZNATKY Z PROVEDENÝCH EXPERIMENTŮ

3.1. Suché zdění

Při porovnání deklarovaných hodnot zdících tvarovek pro suché zdění a zdících prvků používaných pro konvenční zdění současně s hodnotami vlastností získaných experimentálně – publikace (Thamboo, Zahra, Dhanasekar 2020), vlastní experiment – lze konstatovat, že moderní zdící prvky pro konvenční způsob zdění dosahují ve všech ohledech lepších vlastností než zdící tvarovky pro suché zdění.

V dostupných prospektech společnosti GEMEC-UNION a.s., konkrétně pro tvárnici délky 600 mm, šířky 300 mm a výšky 150 mm, jsou deklarovány následující vlastnosti. Hmotnost jedné tvárnice je 30,5 kg a její hodnota průměrné pevnosti v tlaku f_u je deklarovaná hodnotou 4 MPa. Nasákavost tvárnice je 24% a požární odolnost je větší než 180 minut. Součinitel prostupu tepla pro samotnou tvárnici je $U = 1,380 \text{ W/m}^2\text{K}$. Pro splnění požadovaných tepelně technických vlastností je zapotřebí tvárnici opatřit izolací EPS v minimální tloušťce 140 mm pro dosažení součinitele prostupu tepla menšího než $U = 0,240 \text{ W/m}^2\text{K}$. V případě použití izolace EPS GREY je dostačující použít tloušťku 120 mm (Gemec-union a.s. ©2022). Zdící prvky (např. společnosti HELUZ) jsou v porovnání s výše popisovanou tvarovkou společnosti GEMEC-

UNION a.s. lehčí, mají vyšší deklarovanou třídu pevnosti v tlaku a jejich součinitel prostupu tepla u zdících prvků vyplněných tepelněizolačním materiálem dosahuje hodnoty menší než $U = 0,240 \text{ W/m}^2\text{K}$ i bez použití přídavné tepelné izolace.

Z provedených průzkumů, jejichž výsledky zkoušek v tlaku jsou shrnuty v publikaci (Thamboo, Zahra, Dhanasekar 2020), vyplývá, že tlaková pevnost zdící tvarovky je ve všech případech větší než tlaková pevnost zdiva bez malty/lepidla. To bylo potvrzeno i vlastním experimentem, který byl proveden na keramické inovativní tvarovce rozměru 250x250 mm. Vypočtená charakteristická tlaková pevnost tvarovky byla spočtena na hodnotu 8,8 MPa. Zjištěná hodnota charakteristického tlakového napětí při testování dvou cihel „na sucho“ byla stanovena na hodnotu 6,96 MPa, což odpovídá již dříve zjištěným poznatkům. V případě zkoušky v tlaku na shodných inovativních tvarovkách spojených PUR pěnou byla hodnota charakteristického tlakového napětí spočtena na hodnotu 6,34 MPa, což je hodnota nižší než získaná ze zkoušky v tlaku u cihel spojených „na sucho“.

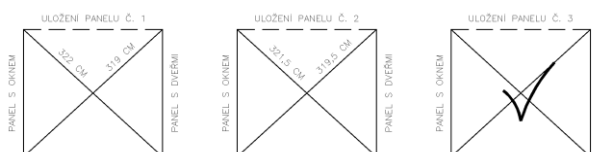


Obrázek 9: Zkouška pevnosti v tlaku inovativní zdící tvarovky a dvou těchto tvarovek spojených „na sucho“

3.2. Prefabrikované stěnové panely ze zdiva – montážní spára mezi panely

Experimentální zkouška pro zjištění chování prefabrikovaných panelů ze zdiva při montáži a řešení montážní svislé spáry mezi panely byla uskutečněna v listopadu roku 2021. Zhotovené prefabrikované stěnové panely byly postupně pomocí portálového jeřábu umísťovány na předem připravenou základací maltu.

Během manipulace a přesunu panelů na jejich plánovanou polohu konečného umístění bylo zjištěno, že nastává problém v případě dodržení geometrické přesnosti, respektive zajištění přesné polohy panelů na svých stanovištích s dodržem pravých úhlů mezi panely a dosažení shodných délek úhlopříček. Geometrická nepřesnost zděných prefabrikovaných panelů a geometrická nepřesnost umístění panelů má za následek nepravidelnou šíři montážní spáry po její výšce.



Obrázek 10: Geometrická nepřesnost při usazování panelů

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

Dosažení „přesného“ umístění panelů na požadované místo bylo uskutečněno až třetím pokusem uložení. Po statickém zajištění panelů dřevěnými vzpěrami byly následně řešeny montážní spáry, které byly vyplněny PUR pěnou pomocí aplikační pistole. PUR pěna byla nanášena z vnitřní i vnější strany montážní spáry. Množství aplikované PUR pěny bylo závislé na šířce montážní spáry mezi panely (geometrické nepřesnosti) – šířka montážní spáry po výšce panelů nebyla konstantní. Další nepříznivé poznatky při aplikaci PUR pěny aplikační pistolí nebyly zjištěny.

Stav montážních spár po jejich zhotovení nevykazoval žádné známky porušení. Montážní spáry byly ponechány bez dalších povrchových úprav vlivu povětrnostních podmínek – dešti, mrazu a silnému nárazovému větru. Stav montážních spár byl opět zkontrolován 17.02.2022, po více jak třech měsících od zhotovení zkušební objektu. Montážní spáry i přes nepříznivé povětrnostní podmínky nevykazovaly žádná porušení. Navíc je zapotřebí zdůraznit, že zkušební objekt byl volně umístěn na vyrovnaném maltovém loži, nebyl zhotoven žádný ztužující vodorovný prvek (absence ztužujícího obvodového věnce), panely byly po celou dobu zajištěny provizorními dřevěnými vzpěrami a celý objekt byl ze shora přitížen pouze vodorovnými keramobetonovými stropními panely. Chování montážních spár mezi panely a jejich stav je ovšem potřeba pozorovat v delším časovém horizontu (v řádu let) a experimentálně zjistit jejich odolnost vůči zatížení vyvolávající vodorovné účinky (vodorovná síla v úrovni věnce, pokles základu, mimořádná zatížení).



Obrázek 11: Stav montážní spáry po třech měsících – bezměřeny

4. DISKUSE

Na trhu je v dnešní době k dispozici velký sortiment materiálů a mnoho možností volby způsobu výstavby. Přesto nadále zůstává zdivo jako stavební materiál preferován pro výstavbu rodinných domů, ale je zapotřebí držet krok s požadavky trhu a hledat řešení urychlení výstavby a její zjednodušení v důsledku čím dál menšího počtu kvalifikovaných zedníků ve stavební praxi.

Vlastnosti a vzhled zdících prvků a malt postupem času značně pokročily. Máme k dispozici zdící tvarovky s tepelněizolačními vlastnostmi, vlastnostmi akustickými, základové tvarovky a klasické malty přešly do podoby malt tenkovrstvých, bezcementových či byly zaměněny za zdící polyuretanové pěny. Další převratný vývoj v oblasti zděných konstrukcí však dlouho nepřicházel a nové způsoby výstavby zděných konstrukcí jsou na vzestupu v posledních několika letech, což potvrzují i nové poznatky uvedeny v tomto článku.

Zdění na sucho je jedním ze způsobů, jak proces zdění značně urychlit. Nastává zde však problém s možným tvarem zdících tvarovek pro suché zdění, který je omezen drážkami a prohlubněmi pro jejich dokonalé usazení. Výhoda urychlení procesu zdění je také vykoupena horšími statickými, a především tepelně izolačními vlastnostmi zdících prvků, ale i zdiva jako celku, což s neustále se zpříšňujícími energetickými požadavky může použitelnost „suchého zdění“ značně omezit.

Urychlení výstavby zděných objektů se zachováním statických a tepelněizolačních vlastností nabízí prefabrikace zdiva. Stejně jako v případě suchého zdění odpadá potřeba většího počtu kvalifikovaných zedníků na stavbě, ovšem k manipulaci s panely a k jejich montáži je zapotřebí na stavbu zajistit jeřáb.

U výstavby objektů z prefabrikovaných zděných panelů ze zdiva je nejdiskutovanějším detailem montážní spára mezi panely – detail, kde není zdivo provázáno. Existuje několik používaných způsobů, jak tento detail řešit, a které jsou uvedeny i v tomto článku. Většina preferovaných řešení se neobejde bez použití výztužných prvků ve zdivu a mokrého procesu, který prodlužuje výstavbu. Řešení montážní spáry pouhým vyplněním PU lepidlem nebo injektážní maltou je sice nejjednodušším řešením tohoto detailu, ale není vhodným řešením pro lokality s větším seismickým zatížením či nestabilním podložím. Mechanické vlastnosti takto řešené spáry je zapotřebí sledovat v dlouhodobém horizontu a nejlépe provést experimentální pokusy, které jsou v případě prefabrikovaného zdiva prostorově, časově a finančně náročné.

V posledních několika letech také existuje řada odborníků (např. P.B. Lourenço), kteří se zabývají počítačovým modelováním zdiva. Provedené výzkumy a postupné zdokonalování modelování zdiva jako nehomogenního materiálu umožňuje posuzování vybraných detailů zděných staveb s poměrně přesnými výsledky. Modelování zdiva ve výpočetních softwarech je velmi složitý proces, ale v budoucnu může být nedílnou a běžnou součástí pro posuzování inovativních materiálů a detailů související se zdivem. Důležité je však zmínit, že žádné počítačové modelování nám nedokáže nahradit skutečné chování materiálů, konstrukčních detailů a konstrukce jako celku zjištěné v rámci experimentálních zkoušek. Důkazem je vlastní experiment zaměřený na výstavbu prefabrikovaných panelů a jejich následnou manipulaci a montáži, kde byla odhalena řada problémů (geometrická nepřesnost, potřebná podrobnost montážního plánu), které budou podrobeny dalšímu zkoumání.

5. ZÁVĚR

Ze zjištěných poznatků plyne, že vývoj zdiva jde neustále kupředu, a to nejen v oblasti nových materiálů, ale především ve způsobu výstavby, která by v budoucnu měla být co nejrychlejší s minimální potřebou kvalifikované pracovní síly.

Zdění na sucho je jedním ze způsobů, jak urychlit výstavbu zděných objektů, ale mechanické a tepelnětechnické vlastnosti používaných zdících prvků omezují metodu suchého zdění na zděné ploty, zemědělské stavby a nízkopodlažní objekty. Naproti tomu výstavba objektů z prefabrikovaných stěnových

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

panelů ze zdiva nabízí nejen urychlení výstavby, ale jsou zachovány i statické a tepelně technické vlastnosti zdiva.

Oba inovativní způsoby výstavby zděných objektů přinášejí problémy, které je potřeba podrobit dalšímu zkoumání. U suchého zdění se jedná o zlepšení vlastností zdiva, u výstavby objektů z prefabrikovaných zděných panelů o řešení montážní svislé spáry mezi panely a zajištění tuhosti objektu.

V rámci vlastního poznání dané problematiky byly uskutečněny experimentální zkoušky – tlaková zkouška dvou zdících prvků na sucho a dlouhodobé sledování montážní spáry na zkušebním objektu, které potvrdily dosavadní známé výsledky a v případě prefabrikace zdiva otevřely další možné problémy k dalšímu podrobnějšímu zkoumání.

Experimentální výsledky jsou už mnohdy podpořeny výpočetními modely, což nasvědčuje zájmu o zdivo i v oblasti nelineárního modelování a zdokonalování výpočetních modelů nehomogenních materiálů. Proto není vyloučeno, že další experimenty v rámci vlastního výzkumu půjdou i výpočetní cestou.

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří doc. Ing. Petru Bílému, Ph.D., který je mým školitelem na doktorském studiu a vždy poskytne cenné rady k dané problematice.

Tento článek vznikl za podpory projektu projektu SGS22/090/OHK1/2T/11 Predikce a ověřování chování konstrukčních prvků z materiálů na silikátové bázi.

REFERENCE

Dorňáková, T. (2022), 'V Česku stále vítězí cihly. Roste ale oblíba dřevostaveb', *Seznam Zprávy*.

Gemec-union a.s., [online]. Tvárnice suchého zdění [Cit. 11.03.2022]. Dostupné z: <http://www.gemec.cz/cinnosti/stavebnictvi/tvarnice-suceho-zdeni/>

Megabeton s.r.o, [online]. Orientační ceník betonových bloků [Cit. 11.03.2022]. Dostupné z:

<https://megabeton.cz/produkty/>

STAVSI, [online]. Stavební systém suchého zdění STAVSI

[Cit. 11.03.2022]. Dostupné z: <https://www.stavsi.cz/o-systemu/>

Thambo A. J., Zahra T., Dhanasekar R. (2020), 'Development of design methodology for mortarless masonry system: Case study – a resettlement housing colony', *Journal of Building Engineering*. Dostupné z:

<https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.100973>

Richterová K. (2021), *Prefabrikované stěnové panely ze zdiva*.

Praha. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze. Vedoucí práce Ing. Petr Bílý, Ph.D.

Zhang Z., Wang F., Chi B. (2020), 'Seismic performance of shear-critical prefabricated reinforced masonry shear walls with innovative vertical joint connections', *Engineering Structures*. Dostupné z:

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110958>

Thambo A. J., Zahra T., Navaratham S., Asad M., Poologanathan K. (2021), 'Prospects of Developing Prefabricated Masonry Walling Systems in Australia', *Buildings 2021*, 11, 294. Dostupné z:

<https://doi.org/10.3390/buildings11070294>

Redbloccsystems, [online]. [Cit. 11.03.2022]. Dostupné z:

<https://www.redbloccsystems.com/>

Rimatem, [online]. [Cit. 11.03.2022]. Dostupné z:

<https://www.rimatem.com/de/>

Prefaxis, [online]. [Cit. 11.03.2022]. Dostupné z:

<https://www.prefaxis.com/over-ons/>

CSTB (2020), *Technické upozornění 16/16-730_V1 – Prefaxis*.

Dostupné z: http://www.cstb.fr/pdf/atec/GS16-Q/AQ16730_V1.pdf

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

CEMENTO-PLETENÉ BEDNĚNÍ

Martin Salák, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
martin.salak@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Díky povaze betonu můžeme tvarovat betonové a železobetonové konstrukce do téměř libovolných tvarů, a vytvářet tak efektivní a architektonicky neobvyklé konstrukce. Hlavní problém výstavby neobvykle tvarovaných konstrukcí je však cena a čas spojený s výstavbou, konkrétně bedněním. Článek se zaměřuje na pletené membránové bednění jakožto řešení tohoto problému. Pletení může být využito k vytvoření nerovinných tvarů za pomoci numericky ovládaných pletacích strojů. Díky nerovinnému 3D tvaru pleteniny ji stačí vypnout pomocí menšího množství kabelů, než klasické rovinné membrány. Dodatečné deformaci pod tíhou betonové směsi je zabráněno aplikací tenké cementové vrstvy, jež převezme statickou funkci pleteniny a ponese tíhu čerstvé betonové směsi. Takto je vytvořena technologie pro výstavbu bednění neobvyklých tvarů, která je rychlejší, šetrnější i levnější než například klasický proces obrábění polystyrenu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton • Křivočaré konstrukce • Membránové bednění • Pletené bednění

ABSTRACT

Concrete can be shape into any shape, therefore it can be used to create structurally efficient and architectonically unique structures. However, the bottleneck of the process construction of these structures is the price and time needed for formwork construction. The article focuses on knitted membrane formwork as a solution to the problem. Knitted fabric can be created in any 3D nondevelopable shape without seams using knitting machines. The 3D shape is ready to be prestressed to gain its prescribed shape. Then the fabric is coated with thin layer of cement to stop any further deformation of the membrane under the load of fresh concrete creating functional, faster and cheaper solution for complex formwork.

KEYWORDS

Concrete • Nondevelopable structure • Membrane formwork • Knitted formwork

1. ÚVOD

Beton je nejpoužívanější stavební materiál na světě. "Tekutá" směs může být z pravidla tvarována do téměř libovolného tvaru. Tím pádem je možné dosáhnout nejen vysokých architektonických kvalit ale i těch strukturálních, kdy dobrou alokací materiálu na základě působícího zatížení lze dosáhnout subtilnějších, efektivnějších konstrukcí. Jak je však vidět na obrázku 1, největší náklady pro složitěji

tvarované konstrukce s sebou nese výstavba, a to především materiál a práce spojená s bedněním. (Schipper & Grünwald 2014)

Samotné bednění s prací spojenou s jeho výstavbou může tvořit přes 80% nákladů na výstavbu dvojitě zakřivených prvků. Obvyklý postup výstavby takovéto konstrukce je využití strojově obráběného polystyrenu. Takové řešení je však velmi drahé, zdlouhavé a vytváří značné množství odpadu. V současnosti je vyvíjeno několik způsobů, jak efektivně vyrábět složité betonové prvky:

- Aditivní technologie, jako je 3D tisk. Lze tisknout bednění či samotnou konstrukci bez potřeby bednicích prvků. (*3D formwork for lightweight* n.d.) (Jipa et al. 2018)
- Obrábění materiálu. (Gericke et al. 2016) (Adriaenssens et al. 2014)
- Opakovatelné bednění s proměnlivým tvarem. (*Adapa* n.d.) (Lloret Fritschi et al. 2017)
- Užití výztuže jako ztracené bednění. (Hack et al. 2017)
- Membránové bednění, která používá velmi malé množství materiálu.

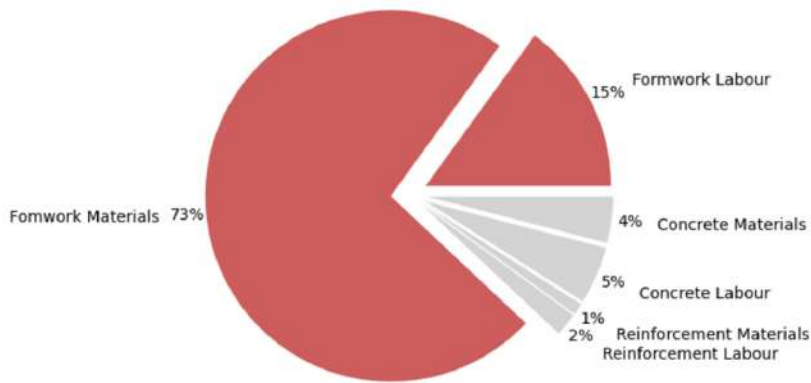
Všechny možnosti mají své výhody a nevýhody. V tomto článku bude podrobněji rozebrána poslední možnost, tedy membránové bednění.

2. MEMBRÁNOVÉ BEDNĚNÍ

Bednění je z pravidla dočasná konstrukce, která má jedinou úlohu, a tou je podporovat betonovou konstrukci od doby aplikace čerstvé směsi do odbednění. Tu plní řádově dny, poté je rozebrána. Pro klasické konstrukce je možné použít systémové bednicí prvky, které lze opakovaně použít, to však není možné pro konstrukce expresivních tvarů.

Jedny z neefektivnějších konstrukcí jsou membránové konstrukce. Ty jsou za využití malého množství materiálu schopny překlenout velké rozměry. Jejich efektivita je však vyvážena jinými nedostatky: velkou náročností na ukoovení konstrukce a nutnost vnesení předpětí pro získání únosnosti. Předpětí je možné vnést například tlakem vzduchu (obrázek 2 - A), nebo vypnutím do rámu (obrázek 2 - B). Vypnutá konstrukce musí být tažena vždy ve dvou směrech působících proti sobě, aby byla dosažena strukturální únosnost membrány. Konstrukce musí mít zápornou Gaussovu křivost, tedy hlavní křivosti musí být s opačnými znaménky. Tyto tvary jsou obvykle nejnáročnější k vytváření z běžných materiálů.

* Supervisor: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.



Obr. 1: Rozložení nákladů na dvojitě zakřiveném betonovém prvku



Obr. 2: Vnesení předpětí do membrány

Vypnout membránu do požadovaného tvaru je náročný proces. Tvorba složitějšího tvaru může vyžadovat velký počet předpínacích lan a zdoluhavý iterační proces. Musí být brán v potaz nejen účinek jednotlivých kabelů na sebe navzájem, ale i následné zatížení betonovou směsí. Těmto obtížím lze však předcházet.

2.1. Strojové pletení

Využívat rovinnou membránu vyžaduje mnoho práce, jak bylo popsáno výše. Lze však použít nerovinnou membránu ve tvaru požadované konstrukce, a tím pádem omezit velké množství nutných předpínacích kabelů pro dosažení požadovaného tvaru.

Strojové pletení lze využít pro vytváření bezešvých tvarově kreativních membrán. Moderní stroje dokáží uplést velmi složité, do roviny nerozložitelné tvary, které by bylo velmi náročné vyrobit jiným způsobem. Kromě tvarů existuje možnost kombinovat různé materiály příze, nebo vytvářet kanály či kapsy. Kanály mohou sloužit k upevnění předpínacích kabelů, a tím dále snížit pracnost stavebního procesu.

Pletací stroje dokáží uplést teoreticky nekonečně dlouhou látku, jsou však omezeny svou šířkou, což se dá vyřešit sešitím pruhů látky. Náročnou částí návrhu strojově pleteného bednění je vytvoření pletacího vzoru z daného 3D tvaru. Pletací stroje jsou designované pro opakující se procesy zadávané pomocí 2D pletacího vzoru. Kvalitní, automatické vytvoření takového vzoru je stále součástí výzkumů. (Popescu 2019)



Obr. 3: Pletací stroj v procesu pletení bezešvého svetry

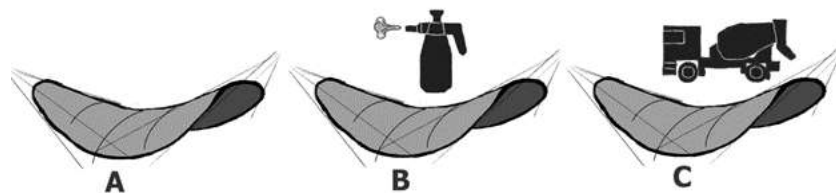
2.2. Hledání tvaru

Membrána nemá žádnou vlastní ohybovou tuhost, žádný vlastní tvar. Pro dosažení těchto vlastností je ji třeba předepnout. Pro předpovězení výsledného tvaru předpjaté membrány lze použít matematických modelů, jako například dynamické relaxace. Ta, statickou úlohu formuluje jako dynamickou. Následně ji řeší v jednotlivých krocích a snaží se dosáhnout rovnosti sil, kdy je dosaženo přirozeného tvaru konstrukce. Ten je dosažen za pomoci minimalizace potenciální energie systému. Tato metoda je přímou aplikací Newtonova druhého zákona $F = M \cdot a$. Pokud je konstrukce diskretizovaná do bodu a je zavedena viskózní tuhost, pak lze dynamickou relaxaci definovat takto: (Rombouts et al. 2019)

$$R_{ix}^t = M_{ix} \times \dot{V}_{ix}^t + C_i \times V_{ix}^t \quad (1)$$

kde:

R_{ix}^t je zbytková síla v čase t , ve směru x a bodě i
 M_{ix} je hmotnost v bodě i , působící ve směru x
 \dot{V}_{ix}^t je zrychlení v čase t , směru x a bodě i



Obr. 4: Proces výstavby - vypnutí konstrukce (A), nanesení tenké cementové vrstvy (B), betonáž (C)

C_i je viskózní tlumení v bodě i , ve směru x
 V_{ix}^t je rychlost v čase t , ve směru x a v bodě i

3. NANÁŠENÍ CEMENTOVÉ SMĚSI

Zatížení membrány čerstvou betonovou směsí způsobuje další deformaci konstrukce. Tato skutečnost může být minimalizována postupným pokrýváním pleteniny tenkou vrstvou cementové směsi, která ji zatíží jen minimálně, a tak co nejdříve odebrat nosnou funkci poddajné membráně. Takto lze vytvořit tenkostěnnou skořepinu, která dále ponese zatížení konstrukční betonové vrstvy. Postup je znázorněn na obrázku 4, nejdříve je konstrukce předepnuta do požadovaného tvaru (A), poté je nanesena tenká vrstva cementové směsi (B) a nakonec probíhá samotná betonáž (C). Tímto postupem prakticky odebíráme membráně nosnou funkci, lze tak prakticky bez omezení soustředit vlastnosti membrány na vytvoření požadovaného tvaru.

Tloušťka první nanesené vrstvy se odvíjí od tvaru konstrukce, jelikož únosnost tenké skořepiny je funkcí její geometrie: křivost konstrukce určuje její únosnost. (Iskhakov & Ribakov 2015)

Tento přístup umožňuje další postupy výstavby. Bednění lze rozdělit na menší části (například podle šířky pletacího stroje), předepnout a pokrýt tenkou cementovou vrstvou ve výrobě a na stavbu lze přivést tak již hotové díly bednění. Tím lze odebrat stavbu mohutného rámu nutného pro předepnutí membrány na staveništi.

Tenkostěnné bednění musí překonat vnitřní pnutí spojené se zráním a smršťováním cementové směsi. Vysoký poměr plochy a objemu bednění spolu s expresivními tvary konstrukce umocňují vliv vysychání. Tahovou pevnost v průběhu tuhnutí betonu lze obecně vyjádřit takto: (Stemberk 2003)

$$f_{ctm}(t) = \left(\frac{a_2 \left(\frac{t_i}{a_3} \right)^{a_4}}{a_5 + a_2 \left(\frac{t_i}{a_3} \right)^{a_4}} \right)^{a_6} \quad (2)$$

kde:

a_i jsou konstanty popisující vlastnosti cementu

$f_{ctm}(t)$ je střední hodnota tahové pevnosti v závislosti na čase

t_i je čas v hodinách

4. VÝSLEDKY

K prvotním testům pletného bednění dochází ve dvou variantách, z rovné látky a z látky připravené na stroji ve finálním tvaru.

První varianta z rovné látky je zobrazena na obrázku 6 je tvořena ručně pletenou pleteninou o rozměrech cca 15x25 cm. Je následně vypnuta do rámu. Jelikož pro roztahování pleteniny do výsledného tvaru je potřeba na různých místech více napnout než na jiných,

mají hodnoty předpětí velké rozdíly.

Druhou variantou je strojově vyráběná pletenina upletená již v požadovaném tvaru. Nejprve byl vyroben 3D model který byl následně převeden do 2D pletacího vzoru. Vzor je zadávacím vstupem pro pletací stroj. Na obrázku můžete vidět první výsledek prvního pokusu strojového pletení.



Obr. 5: Ručně pletená pletenina



Obr. 6: Vypnutí pleteniny do rámu



Obr. 7: První pokus strojově pletného prvku

5. ZÁVĚR

Pletací stroje dokážou uplést komplexní tvary včetně tunelů pro předpínací kabely. To šetří čas a materiál v porovnání s běžnými způ-

soby výstavby dvojité zakřivených skořepin. Strojově pletené bednění stačí po upletení vypnout do rámu. Pletenina zaujme svůj požadovaný tvar snadno, jelikož byla přesně k tomuto tvaru vyrobená. Další změny tvaru jsou minimalizovány nanášením tenké cementové vrstvy. Takto vytvořená tenká skořepina slouží jako ztracené bednění pro samotnou konstrukci.

Tenkovrstvé cemento-pletané bednění zjednodušuje kritický krok ve výstavbě dvojité zakřivených skořepin, kterým je výstavba bednění. Strojově pletení umožňuje vytvářet pletené membrány pro nerozložitelné tvary bez složitého sešívání. Tenká cementová vrstva zaručuje udržení originálního tvaru bednění, vytváří extrémně tenkou skořepinu, která odolává zatížení cementové směsi.

ACKNOWLEDGEMENTS

Úvodní testování strojního pletení bylo provedeno firmou Knit-
Tex CS díky paní jednatelce Heleně Fišerové.

References

- 3D formwork for lightweight* (n.d.), [online].
URL: <https://www.voxeljet.com/3d-printing-solution/architectur-and-construction/>
- Adapa* (n.d.), [online].
URL: <https://adapa.dk/portfolio-item/adaptive-mould-d300-2/>
- Adriaenssens, S., Block, P., Veenendaal, D. & Williams, C. (2014), *Shell structures for architecture: form finding and optimization*, Routledge.
- Gericke, O., Kovaleva, D., Haase, W. & Sobek, W. (2016), Fabrication of concrete parts using a frozen sand formwork, in 'Proceedings of IASS Annual Symposia', Vol. 2016, International Association for Shell and Spatial Structures (IASS), pp. 1–10.
- Hack, N., Wangler, T., Mata-Falcón, J., Dörfler, K., Kumar, N., Walzer, A. N., Graser, K., Reiter, L., Richner, H., Buchli, J. et al. (2017), Mesh mould: an on site, robotically fabricated, functional formwork, in 'Second Concrete Innovation Conference (2nd CIC), Paper', number 19.
- Iskhakov, I. & Ribakov, Y. (2015), *Design principles and analysis of thin concrete shells, domes and folders*, CRC Press.
- Jipa, A., Bernhard, M. & Dillenburger, B. (2018), Submillimeter formwork: 3d-printed plastic formwork for concrete elements, in 'TxA 78th Annual Conference and Design Expo (TxA 2017)'.
- Lloret Fritschi, E., Reiter, L., Wangler, T., Gramazio, F., Kohler, M. & Flatt, R. J. (2017), 'Smart dynamic casting: slipforming with flexible formwork-inline measurement and control', *HPC/CIC Tromsø 2017* pp. Paper-no.
- Popescu, M. A. (2019), KnitCrete: Stay-in-place knitted formworks for complex concrete structures, PhD thesis, ETH Zurich.
- Rombouts, J., Lombaert, G., De Laet, L. & Schevenels, M. (2019), 'A fast and accurate dynamic relaxation approach for form-finding and analysis of bending-active structures', *International Journal of Space Structures* **34**(1-2), 40–53.
- Schipper, H. & Grünwald, S. (2014), Efficient material use through smart flexible formwork method, in 'ECO-Crete: International Symposium on Environmentally Friendly Concrete, Reykjavik, Iceland, 13-15 August 2014'.
- Stemberk, P. (2003), Evolutionary material model of hardening concrete under uniaxial loading, PhD thesis, .

ZESILOVÁNÍ ŽELEZNIČNÍCH MOSTŮ UHPFRC NABETONÁVKOU

Daniel Samek, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
daniel.samek.1@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

V posledních letech dochází ke značnému rozvoji materiálů na bázi cementového pojiva s výjimečnými parametry v oblasti mechanických vlastností a trvanlivosti – tzv. ultra-vysokohodnotných vláknobetonů (UHPFRC – Ultra High-Performance Fiber Reinforced Concrete). Tyto materiály jsou tak díky svým vlastnostem vhodným stavebním materiálem nejen pro nové konstrukce, detaily a spoje, ale i pro opravy a zesilování stávajících mostních konstrukcí. Jednou z vhodných metod je zesílení konstrukcí pomocí UHPFRC nabetonávky, tzn. tenké spřažené vrstvy UHPFRC spolupůsobící se stávající konstrukcí.

Tuto metodu je možno použít i u železničních mostů, kde je takto možno zvýšit zatížitelnost nosné konstrukce v podélném i v příčném směru, zesílit připojení bočních konzol k nosné konstrukci i využít vrstvu UHPFRC ke zvýšení ochrany povrchu nosné konstrukce proti vodě atd. Pro ověření v laboratorních podmínkách byla vybrána oblast u podélného okraje nosné konstrukce s prefabrikovanou konzolou. Cílem prováděných experimentů je ověřit technologii provádění uvažovaných prací a ověřit zvýšení únosnosti přípoje konzoly. Dosud byl proveden návrh a výroba zkušebních těles a ověření přípoje konzoly před realizací UHPFRC nabetonávky.

KLÍČOVÁ SLOVA

Betonové mosty • Zesilování • Obnova • Ultra-vysokohodnotný vláknobeton • UHPFRC nabetonávka

ABSTRACT

In recent years, there has been considerable development of cementitious binder-based materials with exceptional mechanical and durability characteristics – so called Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concretes (UHPFRC). Thanks to their properties, these materials are suitable not only for new structures, details and connections, but also for repairs and strengthening of existing concrete structures. One of convenient methods is strengthening of structures with UHPFRC overlays, i.e. with a thin composite layer of UHPFRC interacting with the existing structure.

This method can be used also for railway bridges, at which it is possible by this way to increase their load-bearing

capacity in the longitudinal as well as in the transverse direction, strengthen connections of lateral cantilevers (cornices) to the bridge deck and also to increase protection of the deck surface against water etc. For a verification in a laboratory, a part of a structure at its longitudinal edge with a precast cornice cantilever was chosen. The aim of these experiments is to verify the increase of the resistance of connections of lateral cantilevers to the deck and to verify technology of manufacture. So far, specimens were designed and manufactured and the first experiments has been carried out, verifying resistance of the original connections still without UHPFRC overaly.

KEYWORDS

Concrete bridges • Strengthening • Rehabilitation • Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete • UHPFRC overaly

1. ÚVOD

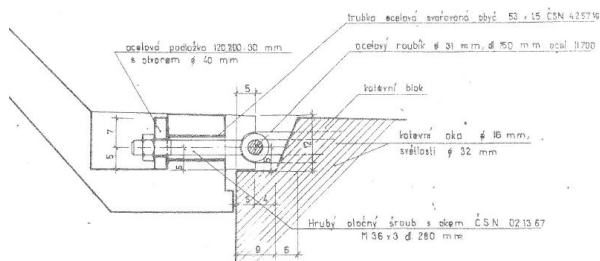
Předmětem tohoto článku jsou návrh a dosud provedené experimenty pro ověření zesílení železničních mostů pomocí UHPFRC nabetonávky. Tímto způsobem je možno pomocí tenké (přibližně 50 mm silné) vrstvy UHPFRC zvýšit zatížitelnost mostu v podélném i v příčném směru z hlediska MSP – omezení napětí (betonu v tlaku), MSÚ v ohybu, MSÚ při únavě betonu, je možno zesílit připojení konzol (například prefabrikovaných) k nosné konstrukci, využít vrstvu UHPFRC ke zvýšení ochrany povrchu nosné konstrukce proti vodě atd.

Pro ověření v laboratorních podmínkách byla vyrobena dvě zkušební tělesa, reprezentující část horního povrchu nosné konstrukce železničního mostu spojeného s prefabrikovanou konzolou KO-02. Cílem je ověřit technologii provádění nabetonávky a ověřit zesílení přípoje konzoly k nosné konstrukci. To je vhodné i proto, že v době návrhu těchto konzol se ještě nemuselo počítat s vykolejením vlaku a také proto, že někdy může docházet k zatékání a ke korozi ocelových prvků tohoto přípoje.

Prefabrikované konzoly byly použity na řadě železničních mostů jako římsy podél vnějších okrajů mostu. Jejich výrobní délka bývá 1480 mm (skladebná délka pak bývá 1500 mm). Každý díl prefabrikovaných konzol je k nosné konstrukci mostu přikotven ve dvou bodech (přípojích). V každém kotevním místě je v konzole vynechána kapsa s ocelovou podložkou. V této kapse je maticí zajištěn ocelový šroub, který má

* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

na druhém konci oko. Tímto okem a současně i oky z betonářské výztuže vyčnívajícími z nosné konstrukce je následně prostrčen ocelový roubík a tím dochází k připojení konzoly k nosné konstrukci. Vynechané kapsy a spojovací prvky jsou následně zality jemnozrnným betonem.



Obrázek 1: Detail napojení prefabrikované konzoly k nosné konstrukci

V podélné spáře mezi konzolou a nosnou konstrukcí nebo v příčných spárách mezi jednotlivými díly prefabrikovaných konzol může časem někdy docházet k poškození hydroizolace a následnému zatékání vody. Projevy zatékání (mokrě plochy apod.) bývají pak viditelné na vnějším povrchu konstrukce. Kromě vlhkosti a výkvětů se může projevovat degradací betonu a korozi spojovacích prvků. Poškození říms může vést k poškození přilehlé části konstrukce, tedy k degradaci betonu nosné konstrukce a korozi výztuže. V rámci opravy mostu je vhodné chránit důkladně mostní konstrukci proti vodě i zesílit připojení konzoly k nosné konstrukci.

2. PŘÍPRAVA EXPERIMENTU

2.1. Výroba zkušební tělesa

Pro ověření připoje prefabrikované konzoly k nosné konstrukci včetně jeho zesílení a pro ověření technologie provádění byla navržena a vyrobena zkušební tělesa, která se skládají ze „základní desky“ a z prefabrikované konzoly. Základní deska o rozměrech 1480 x 2060 mm představuje část horního povrchu nosné konstrukce železničního mostu a obsahuje rovněž kotevní oka pro připojení montovaných konzol.



Obrázek 2: Vyzávaná výztuž zkušební tělesa

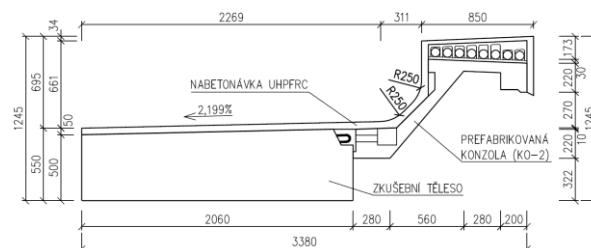
Zároveň byly podle původních výkresů tvaru a výztuže vyrobeny prefabrikované konzoly. Konzoly odpovídají pů-

vodní dokumentaci, pouze s drobnými odchylkami. Oproti původní dokumentaci, kde je uvedena výztuž s mezí kluzu cca 400 MPa, byla použita výztuž B500B (nepodařilo se získat výztuž s původní mezí kluzu, ani výztuž s menším průměrem, používanou například v Kari sítích). Z důvodu eliminace případných výrobních odchylek a aby byla zaručena smontovatelnost prefabrikátů, je průměr ocelového "roubiku", který spojuje konzolu s nosníkem, 28 mm místo 30 mm.



Obrázek 3: Svázaná výztuž konzoly

Následně byla tato konzola spojena se základní deskou a kapsy byly zality. Celkem byla vyrobena dvě takováto zkušební tělesa, která byla následně vystavena statické zatěžovací zkoušce.



Obrázek 4: Pohled na celou sestavu zkušební tělesa

2.2. Zesílení pomocí nabetonávky

V dalším kroku bude na zkušebním tělese s konzolou provedena sprážená UHPFRC nabetonávka tl. 50 mm s vloženou betonářskou výztuží a těleso bude opět podrobena statické zatěžovací zkoušce.

Na těchto zkušebních tělesech budou rovněž ověřeny principy realizace použité technologie a zároveň budou sledovány projevy objemových změn UHPFRC (největší vliv lze očekávat u autogenního smršťování, jehož průběh je spojen s průběhem hydratace cementu a bude proto nejvýraznější v období krátce po betonáži nabetonávky).

2.3. Další zkušební tělesa

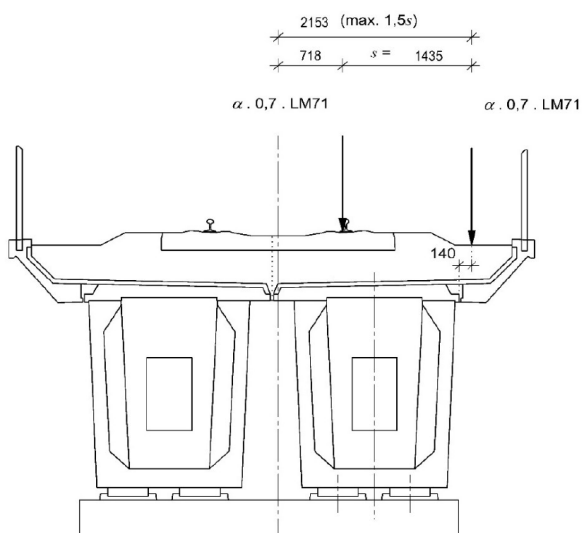
Dále se uvažuje s výrobou zkušebních předpjatých nosníků. Tyto nosníky budou opatřeny UHPFRC spráženou nabetonávkou a následně bude provedena statická i únavová zatěžovací zkouška. Rovněž bude provedeno ověření působení UHPFRC nabetonávky nad střední podélnou mezerou mezi

nosníky železničního mostu. Aby se zajistil reálný rozdíl deformací mezi jednotlivými nosníky, bude pouze jeden z této dvojice nosníků zatěžován, druhý nikoliv.

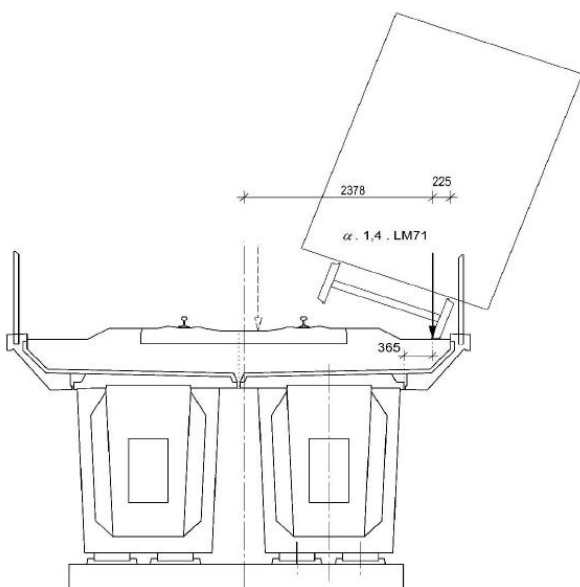
Pro veškerá zkušební tělesa, zkoušky a měření jsou prováděny porovnávací teoretické výpočty. V potřebném rozsahu bude provedeno ověření vlivu posuzovaných konstrukcí a řešení na životní prostředí. Zohledněny budou i celoživotní náklady uvažovaných konstrukcí a jejich úprav.

3. VÝPOČTY

V prvním kroku byla stanovena hodnota zkušební síly. Ta byla odvozena z mimořádného zatížení při vykolejení vlaku a rovněž z vypočítané únosnosti kotvení konzoly. Z hlediska zatížení při vykolejení podle normy vychází na každé jedno (z celkem dvou) kotvení konzoly svislá síla (při provedeném posouzení) 92,400 kN a ohybový moment 33,400 kNm.



Obrázek 5: Schéma zatížení při vykolejení vlaku – situace I



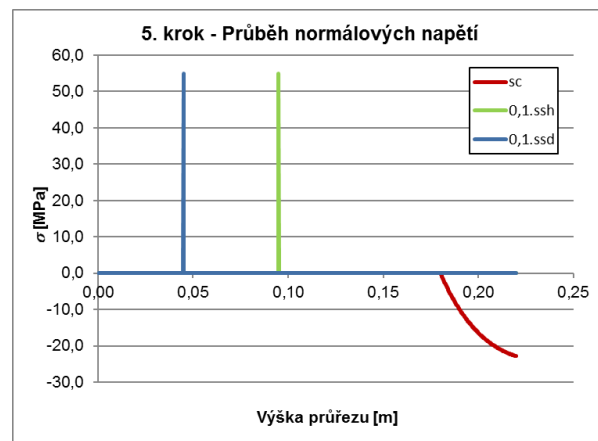
Obrázek 6: Schéma zatížení při vykolejení vlaku – situace II

Spočítaná momentová únosnost jednoho kotevního přípoje vychází 43,460 kNm pro návrhové hodnoty vlastností materiálů (při mimořádné návrhové situaci) a 60,500 kNm pro střední hodnoty vlastností materiálů. Po odečtení momentu od vlastní tíhy konzoly zůstává na zatěžovací sílu moment 57,850 kNm. Smyková únosnost byla vzhledem k uspořádání konstrukce stanovena dvěma způsoby – při uvažování plného betonového průřezu a při uvažování modelu „krátké konzoly“. Smykové únosnosti pak vycházejí 26 kN a 142 kN, podle výpočtu byla smyková únosnost rozhodující.

Na základě momentové únosnosti přípoje byla stanovena maximální svislá zatěžovací síla na jedno kotvení hodnotou 206,600 kN tak, aby vyvolala ohybový moment o velikosti 57,850 kNm. Působení síly se uvažovalo na rameni 280 mm od přípoje, aby byla prefabrikovaná konzola zatěžována ve své dolní části (viz kapitola 4.1.). Současně se jedná o oblast, která je blízká působení síly uvažované při posouzení účinků vykolejeného vlaku.

Podklady pro zatěžovací zkoušku byly připraveny tak, že přítěžování do maximálních účinků bylo rozděleno na pět zatěžovacích kroků. V každém kroku zatěžovací zkoušky byly spočítány pro danou sílu hodnoty napětí v tlacím betonu a napětí v dolní a horní vrstvě výztuže (tj. v horní a v dolní části kotevního oka) přípoje. Rovněž byly spočítány účinky při namáhání smykem, které bylo podle výsledků výpočtu rozhodující.

Při výpočtu byly pro beton i výztuž uvažovány střední hodnoty vlastností materiálů. Pracovní diagramy byly uvažovány dle platných evropských norem.



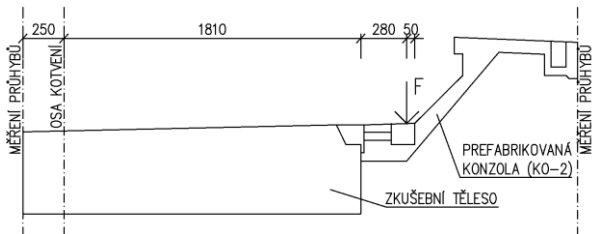
Obrázek 7: Průběh normálových napětí v posledním kroku zatěžovací zkoušky

4. PROVEDENÝ EXPERIMENT

4.1. Uspořádání experimentu

Zatím byly provedeny statické zatěžovací zkoušky přípoje konzol k základní desce bez provedení zesílení. Základní deska byla přikotvena proti nadzdvihování (na opačné straně, než je připevněna konzola). Zatěžování konzoly probíhalo pomocí jednoho hydraulického lisu, ze kterého byla síla roznesena pomocí ocelového nosníku do dvou zatěžovacích míst v místech napojení konzoly k základní desce. Zatěžovací síla byla umístěna ve vzdálenosti 280 mm od přípoje, což je

místo, kde se předpokládá působení kolových sil od vykojeleného vlaku. Současně tím bylo zajištěno, že konzola nebyla zatěžována v její horní části, protože samotná konzola by působící zatěžovací sílu nepřenesla (ani ve skutečnosti není ve většině případů samotná konzola významně namáhána).

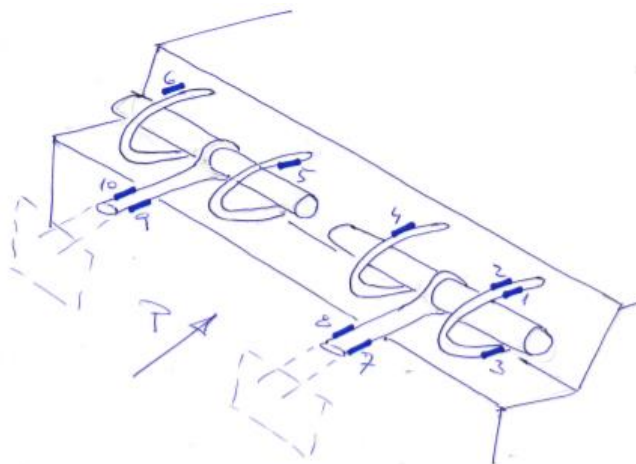


Obrázek 8: Schéma uspořádání zkoušky



Obrázek 9: Uspořádání zatěžovací zkoušky

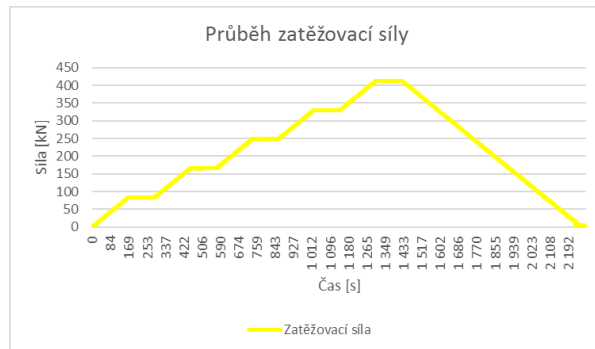
Při měření bylo použito celkem 10 tenzometrů, které měřily poměrné přetvoření na kotevních očích a propojujících šroubech s oky. Dále byly použity potenciometry, které měřily průhyb konzoly a nadzdvíhnutí zkušebního tělesa.



Obrázek 10: Schéma rozmístění tenzometrů

4.2. Průběh experimentu

Zkoušky obou vzorků byly provedeny asi s týdenním rozstupem. Každá zkouška byla rozdělena celkem do pěti zatěžovacích kroků, přičemž jeden krok odpovídal 20 % síle únosnosti samotného přípoje.



Obrázek 11: Průběh zatěžovací síly při experimentu (celková síla na obě kotvení dohromady)

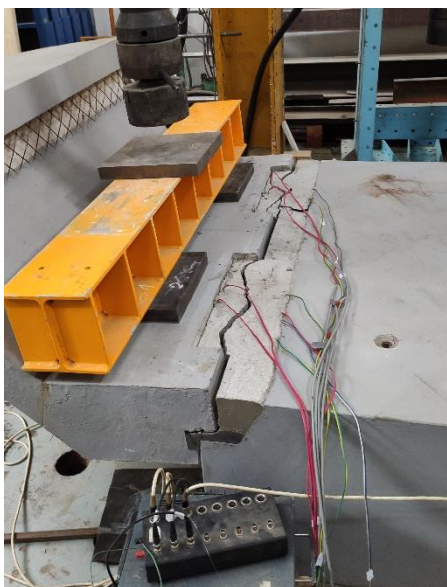
Pro zkušební tělesa byla vypočtena teoretická síla zatěžování na mezi únosnosti se středními vlastnostmi materiálů a touto hodnotou síly byly vzorky maximálně zatěžovány (tzn. nebyly zatěžovány silou větší), aby nedošlo k jejich úplné destrukci a bylo je možné znova použít pro další zkoušky s již nabetonovanou vrstvou z UHPC.

4.3. Vyhodnocení experimentů

Při zatěžování prvního vzorku bylo dosaženo maximální zatěžovací síly 206,650 kN (na jedno kotvení), která odpovídala vypočtené momentové únosnosti jednoho kotvení 57,850 kNm. Při horním povrchu napojení konzoly na základní desku se po celé šířce zkušebního tělesa otevřela trhlinka v záhlvkovém betonu a ve výztuži bylo dosaženo meze kluzu. U druhého vzorku bylo dosaženo 95 % vypočtené zkušební zatěžovací síly (tzn. teoretické únosnosti) - při této hodnotě došlo ke zplastizování oceli a k výraznějšímu narůstání průhybu konzoly a zkouška byla ukončena. Smykové únosnosti betonové úložné „konzolky“ nebylo dosaženo, ke smykovému porušení betonu nedošlo.

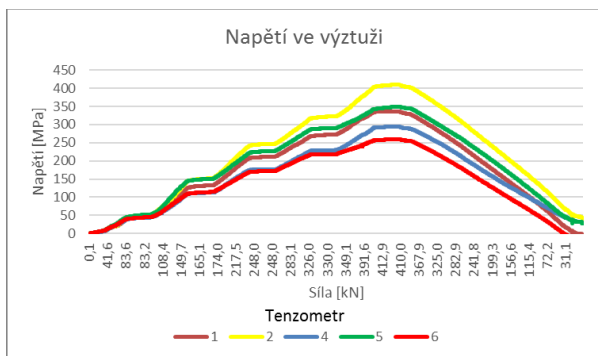


Obrázek 12: Rozevření trhliny u prvního vzorku



Obrázek 13: Rozevření trhliny u druhého vzorku

Při teoretickém posouzení z hlediska namáhání při vykojení vlaku kotvení prefabrikované konzoly vyhovělo z hlediska namáhání ohybovým momentem, nevyhovělo však při namáhání smykem. Z výsledků experimentu je zřejmé, že přípoj by zatížení při vykojení vlaku přenesl – při vykojení na jeden přípoj konzoly podle normových předpokladů působí svislá - posouvající síla (v posuzovaném případě) 92,400 kN a ohybový moment 33,400 kNm.



Obrázek 14: Průběh napětí ve výztuži přípoje

5. POROVNÁNÍ EXPERIMENTU S VÝPOČTY

Spočítaná momentová únosnost jednoho přípoje byla 57,850 kNm. U prvního vzorku bylo této hodnoty dosaženo, u druhého vzorku bylo při zkoušce dosaženo momentu únosnosti 54,700 kNm. Stále se však jedná o únosnost větší, než je požadovaná pro přenesení účinků vykojeného vlaku. Při zkoušce rozhodovala momentová únosnost, smykové únosnosti nebylo dosaženo.

Tabulka 1: Porovnání výpočtu a experimentu (hodnoty uvedeny pro jedno kotvení)

Únosnost	Vypočtené	Vzorek 1	Vzorek 2
Maximální svislá síla [kN]	206,62	206,64	195,32
Moment únosnosti [kNm]	57,85	57,86	54,69

Tabulka 2: Napětí v horní vrstvě výztuže (síla je uvedena na jedno kotvení)

Zatěžovací krok	Svislá síla [kN]	Napětí ve výztuži [MPa]		
		Spočtené	Vzorek 1	Vzorek 2
1	41,32	154,73	43,15	104,49
2	82,65	282,31	148,35	233,14
3	123,97	404,27	246,56	330,27
4	165,29	543,86	322,14	513,38
5	206,62	550,00	410,18	550,00

6. ZÁVĚR

V době realizace mostů s uvažovaným typem prefabrikovaných konzol nebylo normami požadováno provést posouzení pro namáhání vykojeným vlakem. V rámci přípravy zatěžovacích zkoušek popisovaných v tomto příspěvku bylo provedeno početné posouzení, při kterém kotvení prefabrikované konzoly na namáhání při vykojení vlaku vyhovělo z hlediska ohybového momentu, nevyhovělo však při namáhání smykem.

Při obou provedených zatěžovacích zkouškách rozhodovala únosnost z hlediska ohybového momentu; i dosažené momentové únosnosti (přípoje v bezvadném stavu) jsou však vyšší, než jsou potřebné při namáhání vykojeným vlakem. Důležitým výsledkem provedených zatěžovacích zkoušek je, že únosnosti ve smyku nebylo dosaženo.

Ve skutečnosti však může být kotvení oslabeno vlivem koroze ocelových kotevních prvků. Pak je možno kotvení konzol zesílit v rámci zesílení celé mostní konstrukce pomocí spřažené výztužené UHPFRC nabetonávky. Současně může být nabetonávka využita pro zesílení samotné prefabrikované železobetonové konzoly, pokud by to bylo v konkrétním případě potřebné. V rámci pokračování výzkumu bude dále rozpracována právě tato možnost zesílení. Bude zkoumána proveditelnost nabetonávky a její vliv na únosnost nejen přípojů konzol, ale také na celkovou únosnost mostu.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS20/108/OHK1/2T/11.

Dále patří poděkování mému školiteli panu doc. Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D., a to nejen za odborné vedení a rady, ale i za ochotu při konzultacích, motivaci při psaní a za vždy optimistickou náladu.

Prefabrikovaná zkušební tělesa byla vyrobena ve firmě Betonové stavby – group, s.r.o. Klatovy. Zatěžovací zkoušky byly provedeny v Experimentálním centru Fakulty stavební ČVUT v Praze.

Reference

- Šafář, R. (2017), Hodnocení technického stavu železničních mostů z předpjatého betonu. Habilitační práce, České vysoké učení technické, Praha
- SGS20/108/OHK1/2T/11: Betonové mosty – zatížitelnost, únavová odolnost a zesilování pomocí UHPFRC nabetonávky

SELF-HEALING BIO-BASED CONCRETE PERFORMANCE AT LOW TEMPERATURES

Hana Schreiberová, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
Hana.schreiberova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek se zaměřuje na dvě hlavní úskalí samohojícího betonu na biologické bázi: ochrana bakteriálních spor v cementové matrici a chování materiálu při nízkých teplotách (mrazové cykly a 10 °C). Jako forma ochrany jsou použity superabsorpční polymery (SAP) a 16 % vodný roztok polyvinylalkoholu (PVA).

Po 28denním ponoření do vody při pokojové teplotě vykazovala série obsahující SAP a bakteriální spory (BAC_SAP) nejvýraznější zacelení trhliny – hodnota průměrné maximální šířky zacelené trhliny (Δw_{\max}) dosáhla 219 μm . Při nízkých teplotách se zdálo, že pozitivní vliv SAP je potlačen. Ve všech použitých podmínkách nebylo u vzorků obsahujících PVA dostatečné zacelení trhlin pozorovatelné.

KLÍČOVÁ SLOVA

Samohojící • Bakterie • Beton • SAP • PVA

ABSTRACT

This paper is focused on two main issues of the bio-based self-healing concrete: protection of the bacterial spores embedded in the cementitious matrix and behavior of the material at low temperatures (freeze-cycles, 5 °C, and 10 °C). As a form of protection, superabsorbent polymers (SAP) powder and 16 % polyvinyl alcohol (PVA) water solution are applied.

After 28-day immersion in water at the room temperature, the series containing SAP and bacterial spores (BAC_SAP) showed the most pronounced healing – the value of the average maximum healed crack width (Δw_{\max}) reached 219 μm . At low temperatures, the positive impact of SAP seemed to be inhibited. In all of the applied conditions, insufficient crack-sealing was detectable in the samples containing PVA.

KEYWORDS

Self-healing • Bacteria • Concrete • SAP • PVA

1. INTRODUCTION

The reduction in the durability of concrete structures is closely related to the presence of cracks in their cover layer. Cracks accelerate the transport processes in the porous structure of concrete, thus making the material more susceptible to degradation (such as chloride corrosion, carbonation, etc.).

In the 19th century, the ability of certain microorganisms, specifically bacteria, to produce calcium carbonate (the so-called biocalcification process) was discovered (Henry Lutz Ehrlich, Dianne K. Newman 2015). Based on this knowledge, in 2008, Jonkers introduced self-healing concrete with a biological agent (H. Jonkers and Schlangen 2008). In this novelty material, calcite-producing bacteria is in its inactive form of spores embedded together with necessary organic compounds into the concrete matrix. After a crack occurs, the spores close to the crack surfaces are activated by the penetrating moisture and organic compounds. The now active bacteria then metabolize and convert the mineral precursor compounds to calcium carbonate (CaCO_3), which gradually seals the crack.

Pilot studies proved the idea of self-healing biological concrete to be promising, but subsequent research highlighted several potential drawbacks. Although the applied bacteria is sporulated, experiments showed that the number of viable bacterial spores significantly decreases after approx. 7 days from casting (H. M. Jonkers et al. 2010). To overcome this limitation, researchers have been suggesting and investigating numerous methods of the bacteria protection: e.g. lightweight aggregates (LWA) (Alghamri, Kanellopoulos, and Al-Tabbaa 2016), silica gel and polyurethane (J. Wang et al. 2012), standard and pH-responsive hydrogels (J. Y. Wang, Snoeck, et al. 2014), melamine-based microcapsules (J. Y. Wang, Soens, et al. 2014), or the so called "Activated Compact Denitrifying Cores" (ACDC) particles (Ersan, Boon, and de Belie 2018).

Another problematic factor of the self-healing bio-based concrete is its potential dependence on temperature. The majority of studies was performed under optimal and stable conditions, i.e. at room temperature (around 22 °C) with a sufficient water supply. However, the average monthly temperature in the Central European region, for example, exceeds 15 °C only three times a year, while the average cultivation temperature for the most commonly used bacteria is up to 30 °C.

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.

Only a few studies addressed this issue. Palin et al. (Palin 2017) reported that cracks in cementitious composite containing a bacterial self-healing agent reduced their permeability by 95 % in the case of 0.4 mm wide cracks and by 93 % in the case of 0.6 mm wide cracks, when immersed in artificial seawater at 8 °C for 56 days. In contrast, a field study carried out by Paine et al. (Paine et al. 2018) with reinforced concrete wall panels placed on a highway did not report such optimistic results.

In the study presented in this paper, both of the aforementioned issues – the protection of bacterial spores in concrete matrix and application of the material under non-ideal conditions – are addressed. As the protective agents, two types of polymers are applied - superabsorbent polymer (SAP) powder and polyvinyl alcohol (PVA) in the form of a water solution.

SAP has already been successfully applied to a similar purpose by Gupta et al. (Gupta, Kua, and Pang 2018), where the combination of SAP, biochar and bacteria led to closure of cracks up to 800 µm and higher recovery of mechanical properties compared to non-bacterial samples. There is no mention in the existing literature of the application of PVA water solution in self-healing bio-based concrete.

MATERIALS AND METHODS

1.1. Mix design, mixing, specimens, cracking

The composition of the mixture is provided in Table 1. The mixing procedure was kept identical in all cases. Yeast extract (bacterial metabolic activator) was homogenized with cement prior to mixing and calcium lactate (a calcium source for the CaCO₃ precipitation) was dissolved in mixing water (containing dispersed bacterial spores if applied – B, B_S, B_P). In the case of SAP (C_S, B_S) and PVA series (C_P, B_P), both polymers were applied alongside cement and mixed prior to the aggregate and water addition.

From the prepared mixes, two types of specimens were prepared - specimens for mechanical testing and specimens for crack-sealing investigations. All the specimens were prepared in triplicates for each mix design and testing method. Both types were casted in 40x40x160 mm³ steel molds, thoroughly vibrated using a vibrating table. In the case of the specimens intended for the crack-sealing, around 20 profiled steel wires were placed in the middle of the span, approx. 1 cm from the mold top.

The molds were then left at room temperature covered with plastic foil for 24 hours to harden. Thereafter, all the specimens were unmolded and placed in a climate chamber with temperature 24 °C and relative humidity up to 95% for 28 days. After the end of the curing period, dimensions of the specimens were thoroughly measured, and the samples were weighed.

To estimate the healing capacity of the proposed combinations of bacteria and protective methods, the prepared reinforced samples were cracked after the end of the curing period. The cracks were introduced through three-point bending using a calibrated electric loading machine. The loading rate was controlled manually and operatively altered to avoid complete destruction of the sample.

Table 1: *Compositions of the mixtures containing bacteria (B) and/or SAP (S) or PVA (P).*

Compound	C	C_S	C_P	B	B_S	B_P
	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]
Portland cem.	586	586	586	586	586	586
Distilled water	293	337	262	293	337	262
Medium agg.	440	440	440	440	440	440
Fine agg.	1319	1319	1319	1319	1319	1319
SAP	no	2.93	no	no	2.93	no
16 % PVA	no	no	36,63	no	no	36.63
Calcium lactate	17.58	17.58	17.58	17.58	17.58	17.58
Yeast extract	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64
<i>Bacillus Pseudofirmus</i> [CFU/ml]	no	no	no	8x10 ⁸	8x10 ⁸	8x10 ⁸

1.2. Methodology

The cracked samples were subjected to three different healing conditions: optimal, low temperature and temperatures below the freezing point. The optimal environment (25 ± 2 °C) served as the reference. This value also more or less corresponds to the highest reachable average month temperatures in the place of our research - the Central Europe region. To inspect the healing potential in the ideal conditions, the cracked samples were placed into separate plastic containers filled with tap water and left at temperature for 28 days. All the series were exhibited to the ideal conditions in order to obtain a complete overview of each material's healing capacity. Thus, the contribution of bacteria and each protective method to the healing process could be determined.

The temperature of 10 °C was chosen for the investigation at low temperatures. In the place of our research, Czech Republic, the long-term air temperature normal (1981-2010) reaches and exceeds this value from May to August, i.e., in 5 months of the year, according to the data from the Czech Hydrometeorological Institute. In the case of sufficient crack sealing at this temperature, the self-healing could potentially take place for a large part of the year, thus the material could be declared applicable in the Central European region. In order to inspect this hypothesis, identically as in the ideal conditions, the cracked samples were submerged in water in plastic containers. The containers were then placed in a climate chamber with a controlled temperature of 10 °C for 28 days. In this case, only specimens with protective polymers (i.e., B_S and B_P) and control (C) were used.

An investigation of the impact of temperatures below the freezing point on the self-healing ability is a unique extension of the current state of the art. Although the crack sealing due to the metabolic activity of bacteria at freezing temperatures is not expected, it is crucial to answer the question, whether the bacteria immobilized in the cementitious material/protective polymer can withstand these conditions and restore its activity

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.

once the temperature raises. To simulate the freezing conditions, the cracked samples, prior to any water submersion, were placed into a freeze-thaw chamber. Through air flow, the temperature was precisely and gradually varied from 0 °C to -5 °C. The time of one cycle was 24 hours. The samples were left at the chamber for 14 days (i.e., 14 cycles).

Although such conditions do not necessarily correspond completely to reality, they are sufficiently testing a range of frequently occurring values in a relatively short test time. After the below-zero temperature cycles in the chamber, the samples were taken out and placed into water-filled containers in ideal conditions (as described above) for 28 days. As in the previous case, only specimens with protective polymers (i.e., B_S and B_P) and control (C) were used.

1.3. Test methods

Mechanical tests

To determine the suitability of the mixture design, three-point bending and compressive strength test were carried out. Both measurements were performed only on non-bacterial samples as no noticeable influence of bacteria on the strengths was expected.

Visual inspections of the crack-healing

The maximum sealed crack width was selected as the basic indicator of the self-healing potential. Through this value, the extent of the crack sealing can be easily compared through the individual series without the need for uniformed damages. The average maximum healed crack width (Δw_{max}) was determined as:

$$\Delta w_{max} = \frac{\sum w_{max}}{n}, \quad (1)$$

where w_{max} is the maximum crack width that was sealed in each specimen and n is the number of specimens in each series.

In order to document the development of the crack sealing, all cracked reinforced specimens were subjected to high-resolution photography at the beginning of the healing period, and after 28 days in the respective environment. To obtain further information about the crack-closure, selected specimens were also additionally scanned with a 3D scanning optical microscope.

Dynamic Young's modulus recovery

The crack-sealing in the bio-based concrete primarily aims to the extension of the structure's durability, thus improvement of the material's watertightness through reduction of the crack area. However, recovery of mechanical properties would surely be a welcome side effect. Furthermore, the information about the changed properties may appropriately supplement the information obtained from the visual assessments.

In this paper, the dynamic modulus was measured on all the reinforced specimens before cracking, after the cracking and after the healing period. For the quantity evaluation, the Resonance Frequency dynamic methodology was applied.

The Resonance Frequency dynamic method is a non-destructive test for determination of dynamic modulus (E_d) based on the responses obtained from a vibrating signal induced in the specimen. The resonance frequency of the specimen, which produces the maximum amplitude of vibration, is then used to calculate the corresponding E_d value (Marques et al. 2020). For the evaluation, the Brüel & Kjaer assembly (measurement station type 3560-B-120, type 4519-003 acceleration transducers, an 8206 impact hammer type, and a computer) was used.

The dynamic Young's modulus was evaluated based on the longitudinal natural frequency of the samples as

$$E_{d,l} = \frac{4lmf_l^2}{bt}, \quad (2)$$

where $E_{d,l}$ is the dynamic Young's modulus [Pa], l is the sample length [m], m is the sample mass [kg], f_l is the basic longitudinal natural frequency of the sample [Hz], b is the sample thickness [m], and t is the sample height [m].

2. MECHANICAL TEST RESULTS

The mechanical tests revealed several important aspects of the cementitious composite with polymer additions applied in this study. The mean values of the measured quantities are shown in Figure 3. Firstly, the proposed dosage of the nutritive compounds (3 % wt. of cement of calcium lactate and 0.45 % wt. of cement of yeast extract) proved to be suitable as the compressive and tensile strength reached sufficiently high values (mean values 39.4 MPa and 6.4 MPa, respectively).

The series C_S evinced satisfactory behaviour in tension. Its tensile strength reached slightly higher values compared to the control mix (the mean value about 7% greater). On the other hand, the applied alterations of the mix caused rather significant drop in the compressive strength. The mean value of the compressive strength was about 30% lower compared to the control.

The addition of 1 % wt. of cement of PVA (in the form of 16% water solution) in the series C_P resulted in a drastically weaker material in both cases. The tensile strength reached only 44% of the control mix strength, the compressive strength as low as 21%. This finding contradicts with the results presented elsewhere as generally, the compressive strength decreased similarly as in our case, but the tensile strengths tended to be improved (Pique and Vazquez 2013).

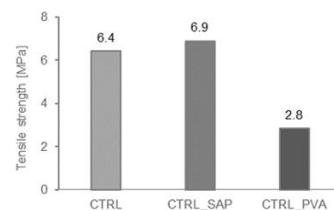


Figure 1: The mean values of tensile strength of the non-bacterial mixes obtained through the mechanical tests.

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.

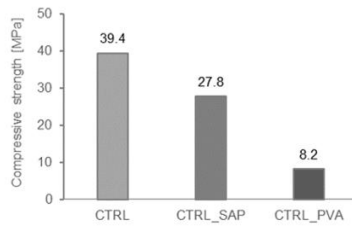


Figure 2: The mean values of compressive strength of the non-bacterial mixes obtained through the mechanical tests.

3. VISUAL INSPECTIONS OF THE CRACK HEALING EFFICIENCY

In this work, we sought to establish the applicability of the proposed bio-based self-healing concrete in other than ideal in-vitro conditions, thus extending the scope of the majority of earlier studies. In Figure 3, for the sake of completeness, all values of the average maximum sealed crack width (Δw_{max}) that could be identified in each series are summarized.

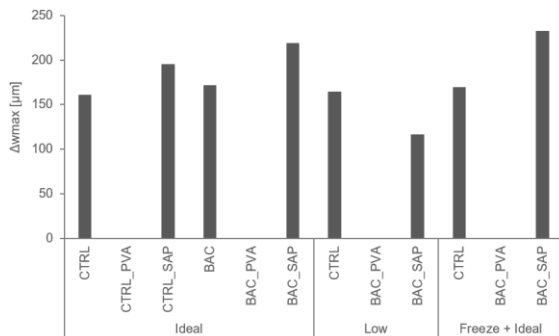


Figure 3. An overview of the average maximum healed crack widths (Δw_{max}) in each series.

3.1. Optimal temperature

In general, the data suggest that detectable crack-sealing took place in all of the prepared series except the ones containing liquid PVA. In the reference series (CTRL), the value of Δw_{max} reached 161 μm . As in the CTRL series no enhancement of the self-healing capacity was applied, this value can be considered achievable through the natural autogenous crack-sealing ability of the cementitious material in this study.

A slightly higher value (172 μm) was recorded when bacterial spores without any protection (BAC) were incorporated into the cementitious composite. This would indicate that in this study, the natural autogenous crack-sealing potential could be increased by the bacteria-driven $CaCO_3$ precipitation by around 7 %.

In the ideal conditions, the widest crack parts were sealed in the case of the SAP addition. In the composite with SAP alone (CTRL_SAP), the Δw_{max} increased to 195 μm . When a combination of SAP and bacterial spores was applied (BAC_SAP), the Δw_{max} reached as high as 219 μm .

Furthermore, the difference between the series with only SAP and SAP-bacteria combination was higher (around 12%) compared to the difference between the reference series (CTRL) and series containing the unprotected bacteria (BAC). Thus, these results may suggest the possible SAP protective potential as it seems to improve the biocalcification process itself.

In this study, as mentioned previously, the self-healing potential of PVA-based cement composite series (CTRL_PVA and BAC_PVA) showed to be completely disappointing as no crack-sealing was detectable in the case of the liquid PVA addition.

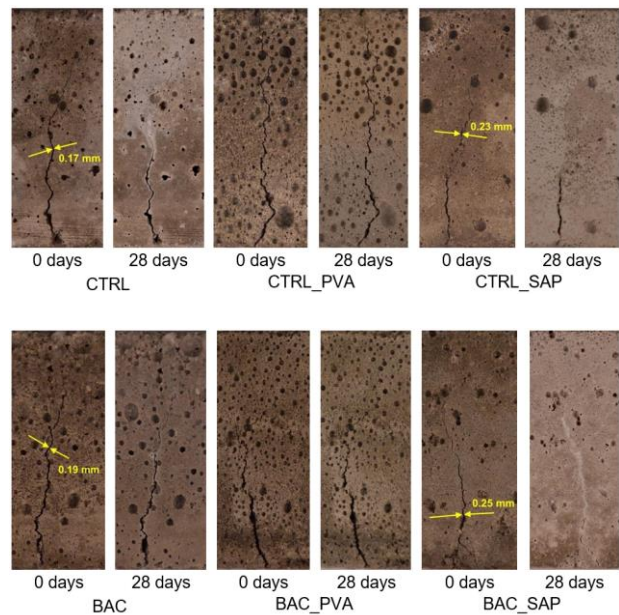


Figure 4: High-resolution photography before (0 days) and after the healing period (28 days) in ideal conditions of the samples. The maximum healed crack width on the individual samples is marked.

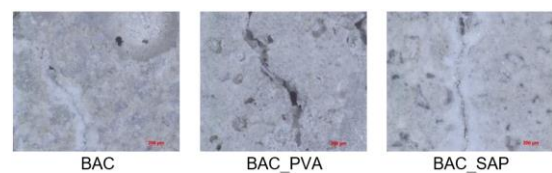


Figure 5: Images obtained using a 3D scanning microscope.

3.2. Low temperatures

As previously outlined, the problematic functionality of the bio-based self-healing concrete at lower temperatures was frequently mentioned in earlier studies. In our case, the findings are in line with the pessimistic presumptions (see Figure 4 for complete overview and Figure 6 for selected cracks).

In the 10 °C environment, the autogenous crack-sealing detected in the case of CTRL did not noticeably differ from the values achieved in the ideal conditions ($\Delta w_{max} = 165 \mu m$). Interestingly,

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.

in the BAC_SAP series, the ΔW_{max} dropped to 117 μm . Thus, it seems that not only the bacteria-driven biocalcification was limited at low temperatures as expected, but also the results indicate that the positive impact of SAP to the self-healing may be inhibited by the temperature as well. Further, it seems that the SAP at low temperatures possibly even limits the natural autogenous crack-sealing capacity as the ΔW_{max} was even lower by 30 % compared to the control series.

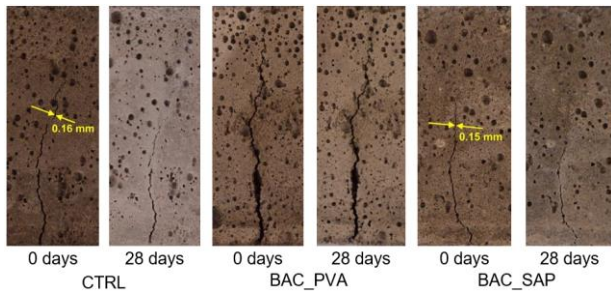


Figure 6: High-resolution photography before (0 days) and after the healing period (28 days at low temperature) of the samples. The maximum healed crack width on the individual samples is marked.

3.3. Freeze-thaw cycles

From Figure 4 it can be seen that, interestingly, the ΔW_{max} reached in both CTRL and BAC_SAP even slightly higher values compared to the series without the freeze treatment (170 and 233 μm , respectively). However, the difference between the two mentioned series remained almost identical in both environments i.e., around 35% increase in the case of BAC_SAP. Thus, the bacteria viability was not negatively affected by the freezing cycles, possibly thanks to the SAP that served as a sufficient protective method. Consistently with the previous results, even after the freeze treatment, no crack-sealing could be observed in the series containing liquid PVA as illustrated in Figure 3 and Figure 7.

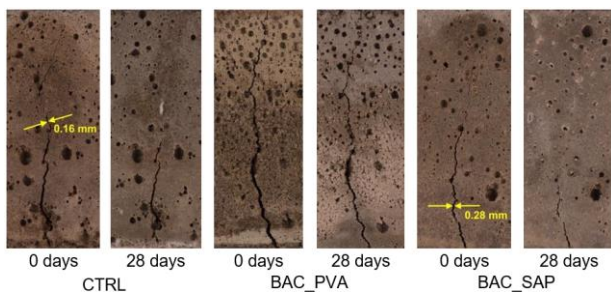


Figure 7: High-resolution photography before (0 days) and after the healing period (28 days at optimal temperature after freeze-thaw cycles) of the samples. The maximum healed crack width on the individual samples is marked.

4. DYNAMIC YOUNG'S MODULUS RECOVERY RESULTS

In Figure 8, the mean values of $E_{d,1}$ evaluated from longitudinal vibration measured on the specimens before cracking can be seen. These values more or less correspond to the tendencies noticeable from the mechanical tests – the addition of PVA generally caused drop of the monitored quantity, whereas the SAP series values were around the control values. After the controlled cracking, the value of $E_{d,1}$ in all of the series was zero as expected.

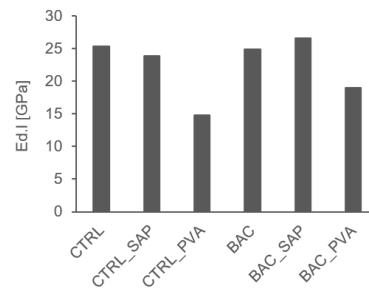


Figure 8: The mean values of the dynamic modulus of elasticity E_d measured on the uncracked specimens.

Measurements after the end of the healing period were far from complete as it was possible to detect the longitudinal frequency only for a fraction of the samples; for the rest $E_{d,1}$ remained zero. Provided that the measurement of the longitudinal frequency could be accomplished only if the filling of the crack was sufficiently rigid and solid, the data would suggest that the combination of bacteria and SAP leads to the most reliable crack-sealing as the majority of measurable samples was from the BAC_SAP series in all of the temperature conditions. Further, the recovery rate (healed/uncracked specimen) seemed to be consistently the highest in the case of BAC_SAP series (as much as 51%).

5. CONCLUSIONS

In the current study, the combination of bacteria *Bacillus pseudofirmus*, nutritional compounds, and SAP or PVA was applied in cement composite in order to evaluate the biologically enhanced material's self-healing potential in various healing conditions. The following conclusions can be drawn based on the current experimental investigation:

- SAP in all probability has a positive impact on the natural autogenous crack-sealing.
- In this paper, the SAP addition seemed to improve the biocalcification process, thus the bacteria driven crack-sealing.
- The SAP functionality might be limited at lower temperatures; however, more research on the exact mechanism is needed.
- The efficiency of the proposed self-healing cement composite containing the combination of SAP and

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.

bacterial healing agent did not seem to be affected by the freeze cycles.

- The application of liquid PVA, given the mixing procedures, turned out to be unsuitable from the point of view of both material characteristics and self-healing efficiency. Other mixing procedure such as addition after mixing water should be examined in future research.

ACKNOWLEDGEMENTS

This paper was prepared thanks to the support of the project "Durability of concrete structure and assessment of its life cycle" (SGS19/149/OHK1/3T/11).

References

- Alghamri, R., A. Kanellopoulos, and A. Al-Tabbaa. 2016. "Impregnation and Encapsulation of Lightweight Aggregates for Self-Healing Concrete." *Construction and Building Materials* 124 (October): 910–21. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2016.07.143>
- Ersan, Yusuf C., Nico Boon, and Nele de Belie. 2018. "Granules with Activated Compact Denitrifying Core (ACDC) for Self-Healing Concrete with Corrosion Protection Functionality." In *Conference: PRO 123: Final Conference of RILEM TC 253-MCI: Microorganisms-Cementitious Materials Interactions*, 475–84. Toulouse.
- Gupta, Souradeep, Harn Wei Kua, and Sze Dai Pang. 2018. "Healing Cement Mortar by Immobilization of Bacteria in Biochar: An Integrated Approach of Self-Healing and Carbon Sequestration." *Cement and Concrete Composites*. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.11.015>.
- Henry Lutz Ehrlich, Dianne K. Newman, Andreas Kappler. 2015. *Ehrlich's Geomicrobiology*. CRC Press.
- Jonkers, Henk M., Arjan Thijssen, Gerard Muyzer, Oguzhan Copuroglu, and Erik Schlangen. 2010. "Application of Bacteria as Self-Healing Agent for the Development of Sustainable Concrete." *Ecological Engineering* 36 (2): 230–35. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2008.12.036>.
- Jonkers, Henk, and Erik Schlangen. 2008. "Development of a Bacteria-Based Self Healing Concrete." *Tailor Made Concrete Structures*, no. December: 109–109. <https://doi.org/10.1201/9781439828410.ch72>.
- Marques, Ana Isabel, João Morais, Paulo Morais, Maria do Rosário Veiga, Carlos Santos, Paulo Candeias, and João Gomes Ferreira. 2020. "Modulus of Elasticity of Mortars: Static and Dynamic Analyses." *Construction and Building Materials* 232: 117216. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117216>.
- Paine, Kevin, Trupti Sharma, Mohamed Alazhari, Andrew Heath, and Richard Cooper. 2018. "Application and Performance of Bacteria-Based Self-Healing Concrete." <https://researchportal.bath.ac.uk/en/publications/application-and-performance-of-bacteria-based-self-healing-concre>.
- Palin, D. 2017. "A Cost-Effective Bacteria-Based Self-Healing Cementitious Composite for Low-Temperature Marine Applications." <https://doi.org/10.4233/UUID:43DD673D-E80C-4E52-B8EB-F9A20DF79646>.
- Pique, Teresa M., and Analía Vazquez. 2013. "Control of Hydration Rate of Polymer Modified Cements by the Addition of Organically Modified Montmorillonites." *Cement and Concrete Composites* 37 (1): 54–60. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2012.12.006>.
- Wang, J. Y., H. Soens, W. Verstraete, and N. de Belie. 2014. "Self-Healing Concrete by Use of Microencapsulated Bacterial Spores." *Cement and Concrete Research* 56: 139–52. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.11.009>.
- Wang, Jianyun, Kim van Tittelboom, Nele de Belie, and Willy Verstraete. 2012. "Use of Silica Gel or Polyurethane Immobilized Bacteria for Self-Healing Concrete." *Construction and Building Materials* 26 (1): 532–40. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.06.054>.
- Wang, J.Y., D. Snoeck, S. van Vlierberghe, W. Verstraete, and N. de Belie. 2014. "Application of Hydrogel Encapsulated Carbonate Precipitating Bacteria for Approaching a Realistic Self-Healing in Concrete." *Construction and Building Materials* 68 (October): 110–19. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2014.06.018>

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.

DRÁTKOBETON JAKO BALISTICKÁ OCHRANA

Veronika Schutová, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
Veronika.schutova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek se zabývá chováním materiálů při průstřelu. Materiály jsou rozděleny do dvou skupin – houževnaté a křehké. Pro oba druhy materiálů jsou rozkresleny jednotlivé procesy, které se v materiálech odehrávají. Jako zástupce křehkého materiálu je zde beton. Dále jsou zde uvedeny možnosti zlepšování nejen mechanických vlastností betonu pomocí drátků. Dochází zde ke zlepšení houževnatosti, trvanlivosti a schopnosti přenášet povrchová napětí. Drátky bývají rozmíchány v čerstvém betonu a jsou tedy všesměrně orientované. V dnešní době se však zkoumá, jestli a jak je možné drátky usměrnit.

Na toto téma byl proveden experiment týkající se výroby drátkobetonových desek. Součástí experimentu byl návrh rozměrů desek, určení ráže střely, návrh uspořádání a výpočet drátků. V článku jsou uvedena jednotlivá schémata vyztužení a výpočet drátků. Dále jsou zde přiloženy fotky z výroby desek a z průběhu střelby.

KLÍČOVÁ SLOVA

Drátkobeton • Balistická ochrana • Beton s vlákny • Obkladové desky • Vlákna

ABSTRACT

The article deals with the behavior of materials during penetration. The materials are divided into two groups – tough and fragile. For both types of materials, the individual processes that take place in the materials are drawn. As a representative of fragile material, there is concrete. In addition, there are possibilities of improving not only the mechanical properties of concrete with the help of wires. This improves toughness, durability and the ability to transmit surface stresses. The wires are mixed in fresh concrete and are therefore oriented in all directions. Nowadays, however, it is being investigated whether and how it is possible to direct the wires.

On this topic, an experiment was conducted regarding the production of wire-concrete slabs. Part of the experiment was the design of the dimensions of the plates, the determination of the caliber of the bullet, the design of the arrangement and the calculation of the wires. The article presents individual reinforcement schemes and the calculation of wires. There are also photos from the production of plates and from the course of shootings.

KEYWORDS

Steel fibre concrete • Ballistic protection • Fibre concrete • Cladding boards • Fibre

1. ÚVOD

V otevřených prostorech, kde může docházet např. k teroristickým útokům, výbuchům trhavin, cíleným automobilním útokům, je důležité, aby došlo k zastavení ničivé síly dříve, než dojde ke zranění či zabití osob. Jedná se o různé barikády a mobiliáře (viz Obrázek 1). Tyto prvky mohou být vyráběny z betonu.



Obrázek 1: příklady mobilních skládaných bariér

Drátkobeton a možnosti jeho návrhu jsou v porovnání s železobetonem velice zajímavé, hlavně z hlediska variability pojetí problematiky daného případu. Proč tedy nevyužít možnost seznámit se s drátkobetonem trochu více? V dnešní době existuje celá řada drátků, které se přimíchávají do betonu pro zlepšení jeho vlastností. Aktuálním trendem ve výzkumu je také snaha o ovlivnění rozmístění drátků v hotovém prvku tak, aby byly drátky co nejefektivněji rozmístěny a využity vzhledem k výslednému namáhání.

Téma tohoto článku je zaměřeno hlavně na využití drátkobetonu jako dodatečné balistické ochrany. V současné době se stává aktuálním tématem i případné dovybavení stávajících konstrukcí ochranou proti průstřelu. Při studiu současných možností a směrů, jak taková balistická ochrana může vypadat, vznikla možnost skloubit teoretický přístup s výrobním procesem, resp. experimentem. Nebylo možné vyrobit rozsáhlejší konstrukci, proto padla volba na výrobu drátkobetonových dlaždic, které by mohly sloužit jako dodatečný obklad konstrukcí, které je potřeba dodatečně ochránit před střelbou.

* Školitel: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

Kromě teoretického studia vlastností drátkobetonu, rozboru střelb a návrhu různých typů vyztužení prefabrikovaných betonových dlaždic byly tedy také tyto desky vyrobeny. Cílem tohoto experimentu bylo porovnat efektivitu usměrněných a všesměrně orientovaných drátků v dlaždicích, případně i vliv množství drátků v dlaždici. V závěru experimentu byly vzorky podrobeny střelbě na střelnici. (ČT24 2018, M. Pavec 2017)

2. DRÁTKOBETON A MOŽNOSTI USMĚRNĚNÍ DRÁTKŮ

2.1. Vliv drátků na mechanické vlastnosti betonu

Drátky ovlivňují některé mechanické vlastnosti materiálu, prodlužují životnost a omezují účinky objemových změn (hlavně smršťování) konstrukce.

Mezi hlavní změny mechanických vlastností patří nárůst houževnatosti materiálu a zvýšení schopnosti odolávat tahovému namáhání. U drátkobetonu nedochází k porušení křehkým lomem (na rozdíl od prostého betonu). V prvku dochází ke vzniku mikrotrhlin, čímž se aktivují drátky, které brání rozevírání těchto trhlin. Proces funguje až do vzniku makrotrhlin. Pod nárůstem houževnatosti si můžeme představit právě toto oddálení vzniku makrotrhlin v prvku. Je tedy potřeba působení větších sil pro destrukci drátkobetonové konstrukce v porovnání s prostým betonem.

Díky tomu, že je zabráněno rozevírání mikrotrhlin, dochází ke snížení pronikání vlhkosti a agresivního prostředí do struktury prvku. Díky tomu nedochází tedy ke korozi drátků, ani k chemickým změnám uvnitř materiálu. Slabým místem jsou u drátkobetonové konstrukce povrchové plochy. Tyto plochy však můžeme ošetřit, sledovat a v případě potřeby sanovat. (Ráček, Vodička 2015, Karbonatce betonu)

Při výrobě betonových prvků dochází ke vzniku povrchového napětí. Toto napětí vzniká během procesu tuhnutí a tvrdnutí betonu, kdy nastává snížení jeho objemu. Tento jev se nazývá smršťování. Je několik možností, jak ho lze omezit – složením čerstvého betonu, ošetřením betonu. V případě drátkobetonu však dochází k zachycení povrchového napětí pomocí drátků. Díky tomu nevznikají smršťovací trhliny. (Krátký, Trtík, Vodička 1999, Smršťování betonu)

2.2. Proces usměrnění drátků

U prvků, u kterých předem nelze určit přesné směry hlavních napětí, je drátkobeton vhodnou volbou. Klasická výztuž nemusí být v tomto případě efektivní. Na rozdíl od betonářské výztuže jsou drátky orientované všemi směry. Nevýhodou však je, že je využívána pouze část drátků.

V případech, kdy je složité použít klasickou výztuž, jsou k zamyšlení výhody použití drátkobetonu. Například v případech atypických konstrukcí – z hlediska tvaru, zatížení, prostředí atd. Vystává tedy několik otázek:

- Je provádění betonářské výztuže stále efektivní?
- Není návrh výztuže a její provádění na místě zbytečně komplikované?

- Není lepší technologie, která by se mohla použít?

V takových případech je k zamyšlení, zda se drátkobeton dá využít s všesměrně orientovanými drátky. Usměrněním drátků v konstrukci by se dalo docílit podobného efektu jako u vyztužení klasickou betonářskou výztuží. Dojde však ke ztrátě hlavní výhody drátkobetonu – působení ve více směrech. Bude tedy potřeba znát směry hlavních napětí.

Usměrnění drátků je možné pojmout několika způsoby. Drátky mohou být usměrněny v celé ploše do jednoho směru. V tomto případě budou drátky pomyslně nahrazovat betonářskou výztuž. Dalším způsobem může být např. snaha o usměrnění drátků do různých obrazců, příp. do pravidelného rastru.

3. BALISTICKÁ OCHRANA VE STAVITELSTVÍ

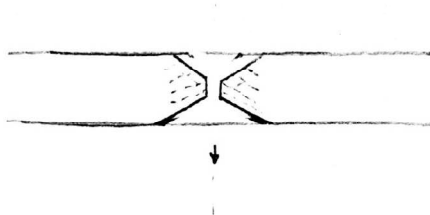
Ochranné prvky dnešní doby jsou nenápadné a je snaha minimalizovat spotřebu materiálu – konstrukce jsou subtilní. Díky tomu mohou mít prvky menší hmotnost a mohou být mobilní. Úskalím je však houževnatost materiálu, proto je snaha o její zlepšení. Toho lze docílit několika způsoby. Jednou z variant je použití vysokohodnotného betonu (HPC, UHPC a další). Tento materiál má výrazně vyšší pevnost než běžně používané betony. Vysokohodnotné betony bývají často doplněny o drátky nebo vlákna. Jedná se tedy o vláknobetony s vylepšenými vlastnostmi.

Další možností, jak upravit ochranný prvek, je vyztužení betonu. Vyztužení prvků můžeme brát klasickým způsobem a navrhnout betonářskou výztuž – pruty, sítě. Nevýhodou této výztuže však je, že potřebujeme znát směry hlavních napětí a předpokládaný způsob porušení. V případě, že tyto informace nemáme, resp. by bylo obtížné vyztužení prvku dle směrů hlavních napětí, nabízí se možnost vyztužení drátky, případně kombinace betonářské výztuže s drátky. Při klasickém použití drátkobetonu jsou drátky všesměrně rozptýleny. Pokud známe směry hlavních napětí, ale nehodí se využití betonářské výztuže, dá se také použít drátkobeton. Můžeme drátky usměrnit a jejich využití tak optimalizovat.

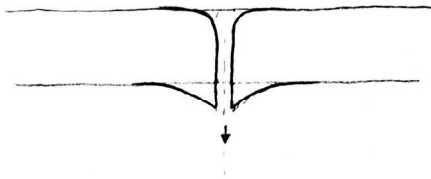
Na toto téma byl proveden experiment, v rámci kterého byly vyrobeny drátkobetonové desky s různými variantami vyztužení drátky. Desky byly vyráběny v domácích podmínkách. Výroba tedy byla limitována – materiálem, postupem výroby.

3.1. Teorie průstřelu

Nejprve je potřeba pochopit, jaký je rozdíl mezi průchodem střely skrz houževnatý materiál a skrz křehký materiál. Za houževnatý materiál lze považovat materiál, který se při deformaci, příp. destrukci, naruší jen v místě extrémního účinku. V ostatních částech zůstává celistvý. Křehký materiál se však naruší v místě extrémního účinku již při kontaktu projektilu s povrchem. V momentě průchodu střely skrze prvek dojde k celkovému porušení. Grafické znázornění je zobrazeno na následujících Obrázcích 2 a 3.



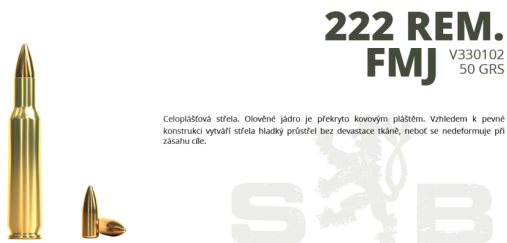
Obrázek 2: Porušení křehkého materiálu (průstřel)



Obrázek 3: Porušení houževnatého materiálu (průstřel)

3.2. Prefabrikované desky

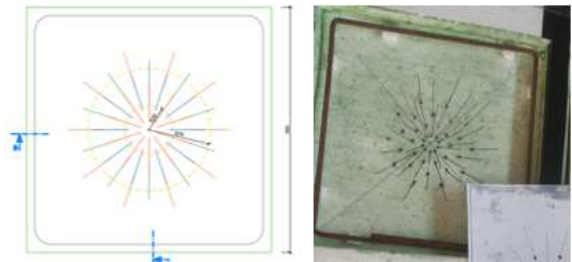
Po pochopení rozdílu mezi dvěma výše uvedenými druhy materiálů následovala rozvaha experimentu. Hlavním cílem experimentu bylo vyrobit drátkobetonové desky, které by samy odolaly střelbě. Bylo potřeba zohlednit jejich velikost, hmotnost a použitou ráži střely. Finální rozměry desek byly stanoveny na 30 x 30 cm o tloušťce 3 cm. Ráže byla původně zvolena 222 REM., resp. 223 REM. (5,56 x 45 NATO), viz Obrázek 4.



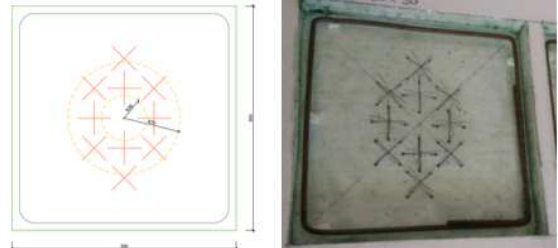
Obrázek 4: Původně uvažovaná ráže – 222 REM. (222 REM FMJ)

Následně byly rozmyšleny typy desek – odlišnost vyztužení, odolnost atd. Byly tedy navrženy 4 typy desek – desky nevyztužené (prostý beton) a 3 typy vyztužených desek (pracovní názvy: slunečnice, ježci 1 a ježci 2). Pro každý typ desek byly vyrobeny 4 vzorky.

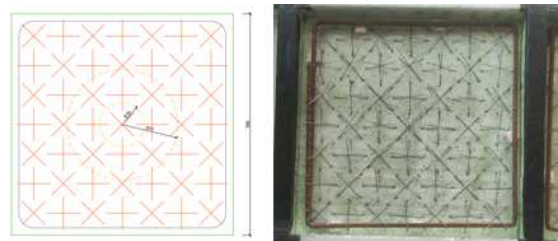
Navržené rozmístění drátků mělo reprezentovat usměrněné a všesměrně orientované drátky. V případě vyztužení typu „slunečnice“ se jednalo o usměrněné drátky. V tomto vzorku jsou drátky orientované do čtyř soustředných kružnic (viz Obrázek 5). Varianta „ježci 1“ představuje všesměrně orientované drátky. Při provádění byly drátky uspořádány do shluků, tzv. ježků, po 4 drátcích (viz Obrázek 6). Celkový počet drátků byl stejný jako u vyztužení „slunečnice“. Posledním typ vyztužení byl „ježci 2“, který také představuje všesměrně orientované drátky. V tomto případě jsou však shluky drátků rozmístěny v celé ploše vzorku (viz Obrázek 7).



Obrázek 5: Deska s usměrněnými drátky (slunečnice)



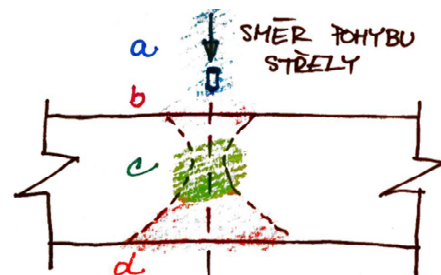
Obrázek 6: Deska s všesměrně orientovanou výztuží rozmístěnou kolem středu (ježci 1)



Obrázek 7: Deska s všesměrně orientovanou výztuží v celé ploše (ježci 2)

3.3. Výpočet drátků

Výpočet drátků bylo možné pojmout několika způsoby. Výpočet drátků bylo možné pojmout několika způsoby. Jedním z nich je provádět výpočet pomocí Zákona zachování energie. Bylo by však potřeba znát velké množství vstupních parametrů, které nebyly k dispozici. Tento přístup byl nakonec tedy pouze teoretický, bez možnosti výpočtu. Díky tomu bylo možné detailněji promyslet, k jakým energetickým procesům dochází od momentu výstřelu až do průstřelu vzorku. Tyto procesy jsou schématicky zobrazeny na Obrázku 8.

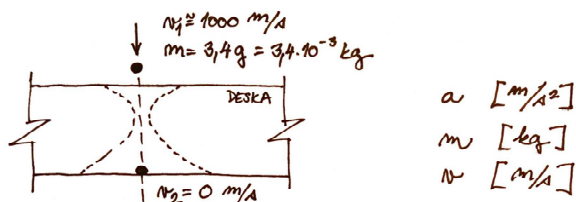


Obrázek 8: Místa, ve kterých dochází ke změnám energie

Vysvětlivky k Obrázku 8:

- Spotřebávání energie za letu
- Uvolnění energie pro deformaci projektilu a pro deformaci přední strany vzorku
- Při průchodu střely skrz vzorek dochází k ohřevu a deformacím vzorku
- Ve chvíli, kdy se střela dostatečně přiblíží k zadní straně vzorku, dojde k odtržení materiálu

Další variantou pro výpočet byla možnost vycházet ze známých (dohledatelných) údajů – pevnosti, průměru a délky použitých drátků, „brzdne“ dráhy, rychlosti a hmotnosti projektilu. Úvaha byla taková, že se střela pohybuje známou rychlostí a je požadováno, aby se zastavila v tloušťce desky. Výpočet vychází ze vztahů pro sílu, hmotnost, rychlost a zrychlení, viz Obrázek 9. Sílu, dopočtenou tímto způsobem, musí být schopné přenést použité množství drátků, tzn. nesmí dojít k přetržení či vytržení drátků z betonu.



Obrázek 9: Schéma výpočtu

Původně byla do výpočtu uvažovaná ráže 222 REM. Prvek by ovšem musel být vyztužen velkým množstvím drátků, které by byly rozmístěny na co nejměnsí ploše. Nebylo by tedy možné provést betonáž. Byl proveden odhad maximálního množství drátků, které se vejdu do vzorku tak, aby bylo možné provést řádnou betonáž. Tímto způsobem bylo množství drátků stanoveno na 40 ks. Pro takto vyztužený vzorek by se při použití zvolené ráže (222 REM.) muselo střilet ze vzdáleností 160-170 m.

Byla tedy změněna ráže, pro kterou byly navrženy vzorky ověřeny. Nově zvolená střela byla ráže 9 x 19 LUGER (NATO), viz Obrázek 10. Pro výpočet byl uvažován stejný vzorek, tzn. vzorek vyztužený 40 drátky. Bylo stanoveno, že takto vyztužená deska by měla ráži odolat.



Obrázek 10: Finální uvažovaná ráže – 9 mm LUGER (9 mm LUGER / 9 mm PARA / 9 x 19)

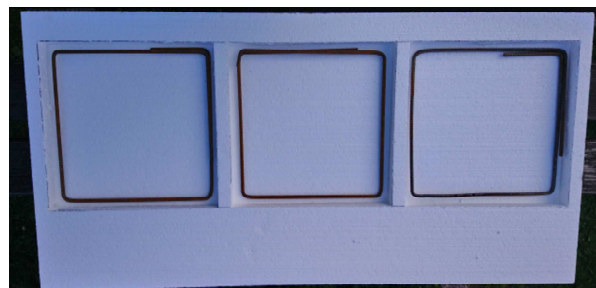
4. EXPERIMENT – OBKLADOVÉ DESKY

Jak již bylo zmíněno, byly vyrobeny 4 typy desek – nevyztužené desky, desky s usměrněnou výztuží (soustředné kružnice drátků) a 2 typy desek s všesměrně orientovanou výztuží (drátky sdruženy do shluků po 4 ks). Do všech desek byly vloženy třmínky ze žebírkové výztuže o průměru 6 mm (viz Obrázek 11). Tyto třmínky sloužily k zachycení sil, které by způsobily roztržení celých vzorků.

4.1. Výroba desek

V rámci příprav experimentu byl nakoupen potřebný materiál na výrobu bednění i na samotnou betonáž desek. Bednění bylo vyrobeno vždy ze dvou polystyrenových desek o tloušťce

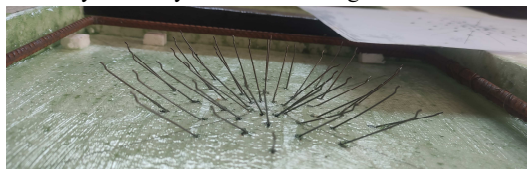
3 cm. Desky byly spojeny pomocí vazelíny a lepicí pásky. Před betonáží bylo celé bednění řádně vymazáno vazelínou.



Obrázek 11: Fotografie bednění s vloženými třmínky

Před začátkem betonáže bylo potřeba navrhnout betonovou směs. Vzhledem k výrobě v domácích podmínkách, byl návrh velmi zjednodušen. Byla použita pouze jedna frakce (0-4 mm – betonářský písek) kameniva, cement, voda, plastifikátor a stabilizátor. Následně byla provedena zkušební betonáž pro ověření vlastností směsi. Nejdůležitějším faktorem byla konzistence. Bylo potřeba, aby směs byla dostatečně tekutá a dostala se dobře mezi drátky. Pro zkušební směs byla provedena zkouška rozliti kužele, pro získání hodnot k porovnání.

Před vlastní betonáží desek bylo ještě potřeba připravit vyztužení desek. Pro všechny typy vyztužení byly drátky ručně vpraveny do polystyrenového bednění. Drátky byly umístěny pod úhlem cca 35° (uvažovaný sklon pro výpočet). Vzhledem k využití drátků o délce 6,0 cm byla využita přebytečná délka pro upevnění do bednění. Zhruba 1,0 – 1,5 cm délky bylo tedy zapíchnuto do bednění. Provedení vyztužení desky s usměrněnými drátky lze vidět na fotografii - Obrázek 12.



Obrázek 12: Detail uložení drátků do bednění

Betonáž desek byla provedena v pěti na sebe navazujících fázích. Z každé várky betonu byla opět provedena zkouška rozliti kužele. Výsledná hodnota byla porovnána s hodnotou ze zkušební betonáže. Vzorky byly kontrolovány a ošetřovány v období cca 14 dní od betonáže.

Vzorky byly odbedněny ve stáří 23 dní. Následně byly očištěny od vazelíny a na povrchu označeny (viz Obrázek 13).



Obrázek 13: Vzorky po odbednění

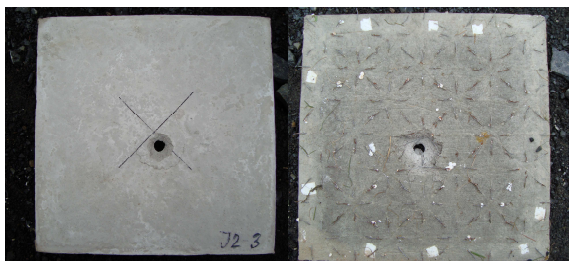
4.2. Střelba

Střelby byly provedeny na venkovní střílnici. Vzorky byly podepřeny ze 3 stran – ve spodní části byly zahrabány do písku a na bocích byly opřeny o ocelové sloupky.

Parametry střelby:

- Vzdálenost střelby – 5 metrů
- Přesnost střelby – střed vzorku + rádius 3 cm
- Ráže – 9 x 19 Luger
- Zbraň – Glock 19

U všech vzorků došlo k průstřelu skrz. Desky tedy nesplnily uvažované předpoklady, byl zde však znatelný rozdíl porušení dle typu vyztužení. Vzorky s usměrněnou výztuží (slunečnice) a vzorky s celoplošnou všesměrně orientovanou výztuží (ježci 2) měly zhruba stejnou velikost poškození na přední i na zadní straně desek. Jak můžeme vidět na fotografii (Obrázek 14) při střelbách došlo k odchylnám. Při využití desek s celoplošnou všesměrně orientovanou výztuží však nezáleží, do jakého místa se střelec trefí, na rozdíl od zbylých dvou typů vyztužení.



Obrázek 14: Fotografie desky s všesměrně usměrněnými, celoplošně rozmístěnými drátky; vlevo: přední strana s odštěpem, vpravo: zadní strana s odštěpem

U některých vzorků bylo znatelné odlišné zbarvení betonu v místě průstřelu a odštěpu materiálu. Při bližším prozkoumání byl znatelný rozdíl také v povrchu materiálu, hlavně hrubosti povrchu, a sklonu odštěpu. Čím blíže k místu průstřelu, tím větší sklon odštěpu zde byl. Zároveň se směrem ke středu porušení snižovala hrubost povrchu. V okolí průstřelu byl beton jemnější, než na okraji odštěpu. Tyto rozdíly pravděpodobně vznikly díky odlišné rychlosti odtržení.

5. VÝSLEDKY

V rámci vyhodnocení experimentu byla na závěr provedena zkouška pevnosti betonu v tlaku na 5 zkušebních krychlech. Jejich rozměry byly 5 x 5 x 5 cm. Tyto krychle byly vybetonovány z různých várek betonové směsi. Na krychlech můžeme pozorovat typické porušení prostého betonového prvku namáhaného tlakem. Došlo zde ke vzniku trhlin od příčného tahu (viz Obrázek 15). Změřená pevnost v tlaku byla v rozmezí 16-18 MPa (viz Tabulka 1). Po zatřídění bylo zjištěno, že použitý beton byl třídy C8/10. Do výpočtu však byla uvažována třída C20/25. Z tohoto důvodu pravděpodobně došlo k prostřelení všech desek. Drátky neměly dostatečně dlouhou spolupůsobící délku s betonem.

Pro vyhodnocení experimentu bylo potřebné si ujasnit váhu jednotlivých kritérií. Pokud se zaměříme na velikost

odštěpů jednotlivých vzorků, můžeme si všimnout, že vzorky s vyztužením „slunečnice“ a „ježci 2“ měly velice podobné (nejlepší) výsledky (viz Tabula 2).



Obrázek 15: Provádění zkoušky pevnosti betonu v tlaku

Tabulka 1: Naměřené hodnoty pevnosti ze zkoušky betonu v tlaku

VZOREK Č.	TLAK Z LISU [bar]	TLAK [MPa]
1	55,8	17,5
2	59,1	18,5
3	51,9	16,2
4	58,7	18,3
5	49,3	15,4

Tabulka 2: Porovnání průměrných hodnot odštěpů pro jednotlivé typy desek

VZOREK	ODŠTĚP	
	Přední [cm]	Zadní [cm]
Typ		
PROSTÝ BETON	4,73	6,68
SLUNEČNICE	4,3	5,75
JEŽCI 1	4,73	6,75
JEŽCI 2	3,85	6,0

6. DISKUZE

Jak již bylo uvedeno v předchozí kapitole, nejlépe dopadly vzorky s usměrněnou výztuží a vzorky s celoplošnou všesměrně orientovanou výztuží. Dle původního odhadu měly nejlépe dopadnout desky s usměrněnou výztuží. Tento předpoklad se tedy potvrdil.

Pokud známe předpokládaný způsob namáhání prvku, dá se tedy drátkobeton optimalizovat. Usměrnění drátků v tomto případě mělo smysl. Kromě orientace drátků má však vliv také jejich množství. Tento rozdíl byl pozorovatelný na rozdílu desek s všesměrně orientovanou výztuží pouze kolem středu a na vzorcích s celoplošnou všesměrně orientovanou výztuží. V případě desek s drátky pouze kolem středu došlo k většímu odštěpu materiálu jak na přední, tak na zadní straně.

V návaznosti na experiment však vyvstává několik dalších otázek, na které zatím nebylo možné odpovědět:

- Jaký rastr drátků by byl neefektivnější?
- Opravdu to bylo vyztužení typu „ježci 2“, nebo by se dalo vymyslet ještě efektivnější uskupení drátků?

- Kolik drátků by bylo potřeba do jednoho shluku drátků? Stačí ježci ze 4 drátků, nebo by byli lepší např. ze 6 drátků?

- Kolik drátků je vůbec možné seskupit tak, aby bylo stále možné řádné probetonování?

- Nedaly by se jednotlivé skupiny drátků nějak propojit, aby se přesně dodržela jejich předepsaná vzdálenost? Případně jak by se toho dalo docílit?

- Nebylo by možné v takovém případě výrobu automatizovat?

7. ZÁVĚR

Tento článek se věnoval aplikaci drátkobetonu a účinkům drátků v betonu. Kromě navýšení pevnosti a houževnatosti drátky ovlivňují mnoho dalších vlastností betonu. Mezi ně patří např. zvýšení odolnosti proti agresivnímu prostředí, zvýšení trvanlivosti konstrukce a snížení vlivu účinků objemových změn (smršťování). U klasického drátkobetonu dochází k rozmíchání drátků v čerstvém betonu. V konstrukci jsou poté drátky celoplošně rozmístěny a jsou orientovány všemi směry. Drátkobeton je vhodné využívat u konstrukcí, u kterých nelze určit směry hlavních napětí. U konstrukcí, kde jsme schopni směry hlavních napětí určit, mohou drátky posloužit k úspoře betonářské výztuže. Při usměrnění drátků bychom byli schopni množství betonářské výztuže ještě více omezit. Případně by bylo možné konstrukce provádět pouze z drátkobetonu.

Dále se článek věnoval betonu při zatížení střelou. Hlavním cílem bylo pochopení chování materiálů při průstřelu. Byly zde rozděleny materiály do dvou skupin – houževnaté (ocel) a křehké (beton). Pro oba typy materiálů byl stanoven hlavní rozdíl v porušení. Následně byly navrženy rozměry a vyztužení desek, které by sloužily jako dodatečná balistická ochrana staveb. Tyto desky byly navrženy tak, aby odolaly střele ráže 9 x 19 mm LUGER.

Poslední částí článku je experiment, který se týkal výroby drátkobetonových obkladových desek. Byly vyrobeny 4 typy desek s různým vyztužením drátky. Díky výrobě v domácích podmínkách došlo k výrobním nedokonalostem. Výsledná třída betonu byla mnohem nižší než ta, se kterou bylo uvažováno do výpočtu. Veškeré vzorky byly tedy prostřeleny skrz. Na vzorcích však byl viditelný rozdíl v porušení dle typu vyztužení. Usměrnění drátků tedy mělo vliv na výsledek.



Obrázek 16: Fotografie ze střelby

Pro následný výzkum bude potřeba navrhnout několik úprav pro vzorky, které by zlepšily odolnost. Mezi ně například patří vylepšení receptury betonové směsi, rozmyšlení rastru drátků, případně úprava rozměrů. Dále by bylo vhodné zamyslet se nad možnostmi automatizované výroby a následným upevněním desek na konstrukci.

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří Českému vysokému učení technickému v Praze, které tuto práci finančně podporovalo v rámci projektu SGS22/037/OHK1/1T/11.

Reference

- „Expert z ČVUT vymýšlejí pevnější, méně nápadné bariéry proti útokům autem,“ (2018). [Online]. Available: <https://ct24.ceskatelevize.cz/domaci/2354872-experti-z-cvut-vymysleji-pevnejsi-mene-napadne-bariery-proti-utokum-autem>. [Přístup získán 16. 12. 2021].
- M. Pavec, „Český vynález: květináče proti teroru. Běžnou zábranu útočící kamion odsune, tato ho zastaví,“ (2017). [Online]. Available: <https://www.lidovky.cz/byznys/kvetinace-proti-teroru-beznou-zabranu-utocici-kamion-odsune-tato-ho-zastavi>. [Přístup získán 05. 12. 2021].
- Ing. V. Ráček, doc. Ing. J. Vodička, CSc., „Trvanlivost vlákobetonů a návrhová životnost vlákobetonových konstrukcí,“ (2015). [Online]. Available: <https://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/12723-trvanlivost-vlakobetonu-a-navrhova-zivotnost-vlakobetonovych-konstrukci>. [Přístup získán 05. 12. 2021].
- „Karbonatace betonu,“ [Online]. Available: <https://www.ebeton.cz/pojmy/karbonatace-betonu/>. [Přístup získán 18. 12. 2021].
- J. Krátký, K. Trtík a J. Vodička, Drátkobetonové konstrukce, R. Karasová, Editor, Praha: Informační centrum ČKAIT, 1999.
- „Smršťování betonu,“ [Online]. Available: <https://www.ebeton.cz/pojmy/smrstovani-betonu/>. [Přístup získán 18. 12. 2021].
- „222 REM FMJ,“ [Online]. Available: <https://www.sellier-bellot.cz/produkty/kulove-naboje/kulove-naboje-fmj/detail/182/>. [Přístup získán 05. 04. 2021].
- „9 mm LUGER / 9 mm PARA / 9 × 19,“ [Online]. Available: <https://www.sellier-bellot.cz/produkty/pistolove-a-revolverove-naboje/pistolove-a-revolverove-naboje/detail/290/>. [Přístup získán 24. 09. 2021].
- V. Schutová (2022), Drátkobeton jako balistická ochrana. Diplomová práce.

VYUŽITÍ ZÓNOVÝCH MODELŮ POŽÁRU PŘI MODELOVÁNÍ POŽÁRU V TUNELECH

Nicole Svobodová, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
nicole.svobodova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek se zabývá využitím zónových modelů požáru při modelování požárů v silničním železobetonovém tunelu délky 500 m. Je zde stručně popsán dosavadní stav poznání v oblasti charakteristik požárů v tunelech. Požár je simulován pomocí vybraných programů využívajících zónový model požáru, tj. pomocí programu CFAST a B-RISK. V obou programech je uvažován požární scénář pro případ hoření těžkého nákladního vozidla (HGV) s nákladem dřeva. Ohnisko požáru je umístěno uprostřed tunelu. Požární scénář je modelován na základě křivky rychlosti uvolňování tepla převzaté z již existujícího experimentu. V obou programech je uvažováno s prostorovou segmentací modelovaného tunelu s ohledem na limity zónových modelů požáru. Výstupy z obou zónových programů jsou převedeny do tabulkového procesoru. Následně je provedeno porovnání výsledných grafů, a to především grafu rychlosti uvolňování tepla a průběhu teplot plynů v horní kouřové vrstvě. Oba programy jsou nakonec zhodnoceny z hlediska relevantnosti jejich výstupů vzhledem k modelovanému prostoru.

KLÍČOVÁ SLOVA

Požár v tunelu • Zónový model požáru • Software na modelování požáru

ABSTRACT

This article deals with the use of fire zone models in modelling reinforced concrete road tunnel fires. The current state of knowledge in the field of tunnel fire characteristics is briefly described here. The fire is simulated using selected fire zone modelling programme tools, i.e., using the CFAST and B-RISK programmes. In both programmes, a fire scenario is considered in the event of a burning heavy goods vehicle (HGV) with a load of timber. The fire source is located in the middle of the tunnel. The fire scenario is modelled on the basis of the heat release rate curve taken from an existing experiment. In both programmes, the spatial segmentation of the modelled tunnel is considered with regard to the fire zone model limits. The outputs from both fire zone programmes are transferred to the spreadsheet. Subsequently, a comparison of

the resulting graphs is performed, especially the heat release rate graph and the upper layer temperature graph. Both programmes are finally evaluated in terms of the relevance of their outputs with respect to the modelled space.

KEYWORDS

Tunnel Fire • Zone Fire Model • Fire Modelling Software Tool

1. ÚVOD

Tunely představují kritickou součástí dopravní infrastruktury, a to jak v hornatých oblastech, tak ve velkých městech. Při požárech v tunelech je kvůli hořícím pohonným hmotám a uzavřenosti prostoru obvykle dosahováno extrémních teplot mnohem dříve než při požárech v budovách. Pravděpodobnost propuknutí požáru je až dvacetkrát vyšší v silničních tunelech než v tunelech železničních (Munich Reinsurance Group 2003) a tyto požáry mohou být často fatální, vzhledem ke vzniku kouře a toxických zplodin hoření a možné nadměrné době trvání požáru (jako např. požár v tunelu Mont Blanc v roce 2001). Je zřejmé, že tunelům z hlediska požární bezpečnosti je třeba věnovat dostatečnou pozornost. V matematickém modelování požáru existují zjednodušené modely (tj. zejména nominální a parametrické teplotní křivky) a zpřesněné modely. Pro zjištění průběhu požáru je možné provést teplotní analýzu prostoru. K tomu lze využít CFD modely, nebo zónové modely požáru. Přestože využití zónových modelů požáru není pro tento druh prostoru typické, v dnešní době již existují zónové programy, které dokáží modelovat požár v tunelech a na ně je tento článek zaměřen (Jacobs 2007, Karlsson et al. 2000).

2. CHARAKTERISTIKY POŽÁRŮ V TUNELECH

Požáry v tunelech se od otevřených požárů liší zejména vlivem přirozeného větrání na průběh hoření a tepelnou zpětnou vazbou z okolního prostředí (Beard et al. 2012, Ingason et al. 2015).

V minulosti došlo k mnoha velkým požárům v silničních tunelech, železničních tunelech i metrech. Při analýze počtu skutečných požárů v silničních tunelech dominují svými

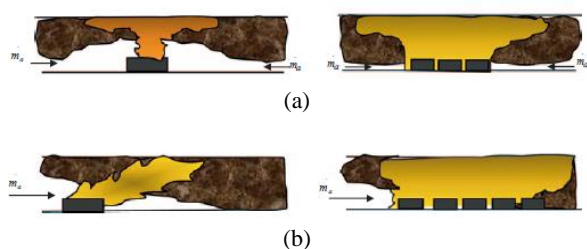
* Školitel: Ing. Josef Novák, Ph.D.

následky požáry těžkých nákladních vozidel (Heavy Goods Vehicle – HGV), a to jak z hlediska poškození konstrukce tunelu, tak z hlediska počtu úmrtí. Požáry v železničních tunelech je ve většině případů obtížnější odhalit a nelze je uhasit, dokud se vlak zcela nezastaví. Riziko vážné nehody s mnoha úmrtími je proto mnohem vyšší v železničních tunelech nebo metrech než v silničních tunelech. Hašení požárů v kolejových vozidlech je extrémně obtížné a představuje enormní zátěž pro záchranné složky. V případě požárů v metrech je oproti železničním nehodám následkem více úmrtí (Ingason et al. 2015).

2.1. Vliv ventilace

Z hlediska požární bezpečnosti tunelů má větrání kritický vliv na rozvoj požáru a proces spalování. Základní znalosti fyzikálních vlastností požárů v tunelech vycházejí z výzkumů požárů v uzavřených prostorech nebo chodbách (Ingason et al. 2015).

Požáry v tunelech jsou obecně řízeny palivem vzhledem k omezenému přístupu vzduchu (Obr. 1). V tunelech bez umělé ventilace může být zejména při požáru více vozidel přívod vzduchu nedostatečný k udržení úplného spalování (např. požáry na Mont Blancu, Tauernu a St. Gotthardu) (Beard et al. 2005). To vede ke zvýšení produkce oxidu uhelnatého (CO) a veškerý kyslík dopravovaný do zdroje ohně může být spotřebován. Tunely jsou obvykle vybaveny nuceným větráním (Ingason et al. 2015).



Obr. 1: Požár řízený palivem (levá strana) a požár řízený ventilací (pravá strana): (a) tunel s přirozeným větráním; (b) tunel s nuceným větráním (Ingason et al. 2015)

2.2. Parametry průběhu požáru

Mezi nejdůležitější parametry průběhu požáru v tunelu patří rychlost uvolňování tepla (Heat Release Rate – HRR), rychlost proudění, efektivní výška tunelu a geometrie zdroje požáru. Ze zkušeností z velkých požárů v tunelech vyplývá, že rychlost uvolňování tepla je hlavním parametrem pro popis vývoje a následků požáru. HRR je ovlivněna mnoha faktory, jako je zdroj hoření a typ vozidla, geometrie a velikost vozidla, tepelná zpětná vazba konstrukcí tunelu, materiál a geometrie tunelu a podmínky ventilace.

Stanovení HRR během požárních experimentů lze provést různými měřicími metodami, jejichž přesnost je silně ovlivněna způsobem měření a počtem a typem použitých sond. U požárních experimentů ve velkém měřítku je chyba měření v rozmezí 15–25 %, zatímco v požárních laboratořích je to typicky 7–11 %.

Teplota plynů je zásadní pro určení vystavení osob i konstrukcí tepelným tokem, odhadu doby detekce požáru a stanovení možnosti šíření požáru (Ingason et al. 2015).

2.3. Požární bezpečnost v tunelech

Požární bezpečnost v tunelech zajišťují stavební konstrukce tunelu zohledňující teploty plynů a tepelné toky, dále ventilační systémy, evakuační systémy zohledňující požadavky na viditelnost v kouři, detekční a hasicí systémy (Ingason et al. 2015).

Samočinná stabilní hasicí zařízení (SSHZ) se v budovách a skladech používají již více než století. Sprinklery byly poprvé použity v tunelech v Japonsku v roce 1963. V minulosti bylo provedeno mnoho experimentů SSHZ v tunelech ve skutečném nebo velkém měřítku (např. tunel Futatsugoya v roce 1969) a několik experimentů i v malém měřítku (např. Ingason 2008, Ingason et al. 2013) (Ingason et al. 2015).

2.4. Experimenty požárů v tunelech

Provádění experimentů ve velkém měřítku je všeobecně drahé, časově náročné a logisticky obtížné na uskutečnění. Přesto jsou experimenty ve velkém měřítku nutné k zajištění přijatelné míry validace při reálném měřítku. Údaje získané z rozsáhlých požárních experimentů slouží jako základ pro dnešní technické normy a směrnice pro navrhování tunelů (NFPA 2014, Piarc 1999, Ingason et al. 2015).

2.5. Matematické modelování požárů v tunelech

Matematické modelování požáru lze všeobecně rozdělit na zjednodušené a zpřesněné modely požáru. Mezi zjednodušené modely požáru, na kterých je v požárně inženýrské praxi obvykle založeno posuzování požární odolnosti prvků, patří zejména nominální a parametrické teplotní křivky. Tyto zjednodušené modely jsou však velmi konzervativní. Mezi zpřesněné (zdokonalené) modely, které lze využít při modelování požáru v tunelech, se řadí především modely dynamického proudění kapalin a plynů, tzv. CFD modely (Computational Fluid Dynamics) a zónové modely (ČSN EN 1991-1-2).

Modelování dynamiky tekutin (CFD) za posledních několik desetiletí rychle pokročilo spolu s výrazně zvýšenou kapacitou počítačů. CFD modelování bylo doposud široce používáno při navrhování požární bezpečnosti staveb založené na požárně inženýrském přístupu. Přesnost CFD modelování je vysoce závislá na přesnosti vstupních hodnot (Ingason et al. 2015).

Zónové modely požáru představují idealizovaný průběh požáru v uzavřeném prostoru a jejich princip spočívá v rozdělení výpočetního prostoru do jedné nebo dvou homogenních zón (vrstev) se stejným směrnou hustotou, teplotou a koncentrací plynů (Ingason et al. 2015, Klote 1993, Kučera a kol. 2010, Karlsson et al. 2000).

Hlavními výhodami zónových modelů jsou jednoduchost jejich algoritmů (ve srovnání s CFD modely) a rychlost výpočtu. Přestože zónové modely všeobecně nejsou vhodné pro modelování prostorů s jedním převládajícím rozměrem (např. šachty, tunely, chodby) (Ingason et al. 2015, Klote 1993, Kučera a kol. 2010, Karlsson et al. 2000), dodnes bylo vyvinuto a validováno několik programů využívajících zónový model požáru, které jsou schopny řešit simulace těchto liniových prostorů. Některé ze známých zónových modelů jsou programy

CFAST (Peacock et al. 2019) a B-RISK (Wade et al. 2016). Při správném použití je lze využít ke studiu požárního prostředí uvnitř tunelu (Chow 1996).

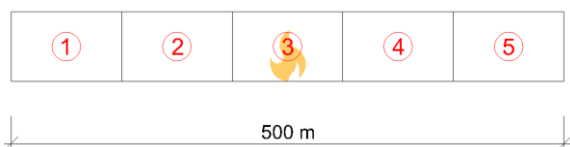
3. ILUSTRATIVNÍ PŘÍKLAD

Přestože modelování tunelu (jakožto liniové stavby) není pro zónové modely požáru typické, cílem bylo zjistit možnosti těchto zónových programů, které umožňují modelování tohoto druhu staveb, vytvořit v těchto programech stejný model a porovnat jejich výstupy. Řešeným prostorem je silniční železobetonový tunel délky 500 m s idealizovaným obdélníkovým průřezem šířky 10 m a světlé výšky 5 m. Tunel je větrán pouze přirozeně bez mechanické ventilace.

3.1. Modelování požáru

V řešeném tunelu je uvažován požár těžkého nákladního vozidla s nákladem dřeva o rozměrech 2,5 x 15 m a výšce 3,4 m. Požární scénář je modelován na základě křivky HRR převzaté z již existujícího experimentu (Ingason et al. 2005). Křivka HRR sloužila jako hlavní vstupní údaj pro zvolené zónové programy.

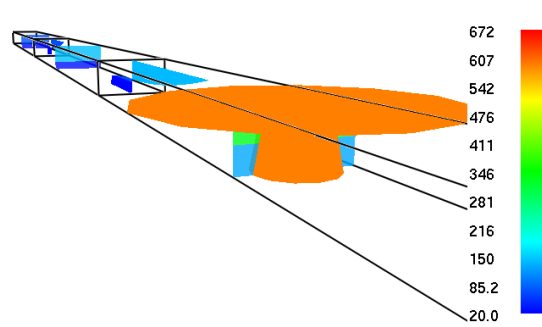
Požár byl modelován ve zvolených volně dostupných zónových programech umožňujících modelování liniových staveb, tj. v programu CFAST (Peacock et al. 2019) a B-RISK (Wade et al. 2016). Limit délky modelovaného prostoru není v programech explicitně specifikován. Přesto tyto programy doporučují lineární prostor segmentovat za účelem získání přesnějších výsledků. Řešený tunel byl proto segmentován, a to na pět stejných částí délky 100 m, které jsou propojeny pomyslným otevřeným otvorem o velikosti průřezu tunelu (Obr. 2).



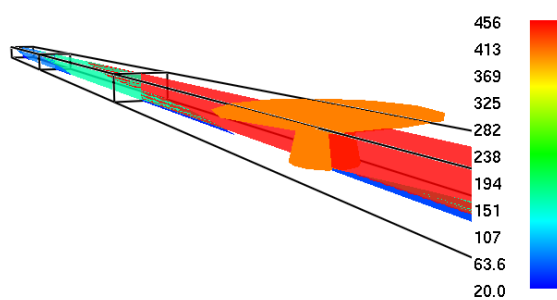
Obr. 2: Segmentace tunelu

V obou programech byly definovány rozměry jednotlivých segmentů tunelu a jejich otvory, materiály konstrukcí a jejich charakteristiky. Zdroj požáru byl umístěn uprostřed celého tunelu. Bylo uvažováno s hořením materiálu na bázi dřeva s chemickým vzorcem $C_6H_{10}O_5$ a spalným teplem 18,1 MJ/kg. Model vrstvy plynů při požáru byl uvažován dle McCaffreyho (Karlsson et al. 2000). Vliv proudění byl zanedbán. V programu CFAST byl navíc pod stropní konstrukci do osy zdroje požáru umístěn termočlánek (Target), program B-RISK tuto možnost nenabízí. Základní křivka HRR sloužící jako vstup do jednotlivých programů je značena „HRR input“ (Obr. 5).

Oba programy navíc umožňují vizualizaci požáru pomocí implementovaného programu Smokeview (Forney 2013), která je zde uvedena pro čas, v němž je v daném programu dosaženo maximálních teplot (Obr. 3-4).



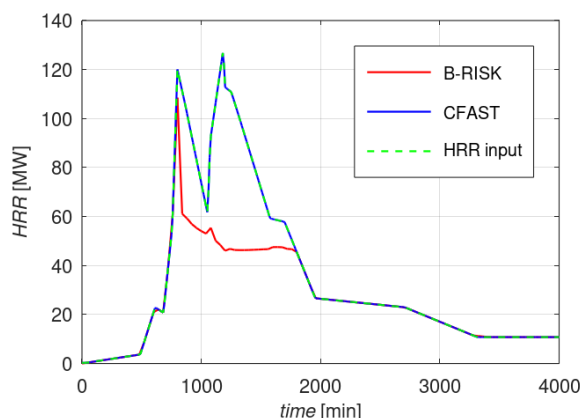
Obr. 3: Vizualizace požáru: CFAST (v čase 1194 minut)



Obr. 4: Vizualizace požáru: B-RISK (v čase 800 min)

3.2. Výstupní grafy

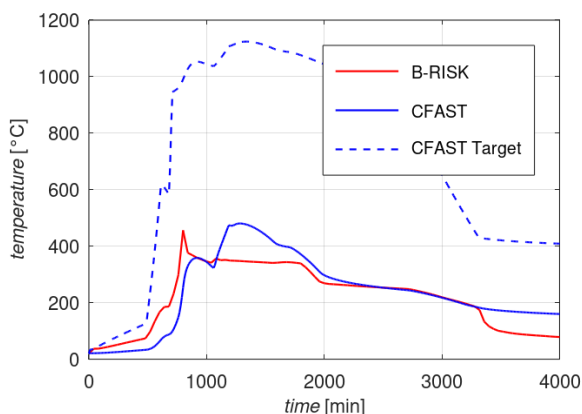
Výstupy z obou programů byly následně převedeny do tabulového procesoru. Níže jsou vyobrazeny výsledné grafy rychlosti uvolňování tepla (Obr. 5) a teploty plynů horní kouřové vrstvy (Obr. 6). Uvedené grafy znázorňují průběh požáru v prostředním segmentu tunelu, v němž je umístěn zdroj hoření.



Obr. 5: Rychlost uvolňování tepla uprostřed délky tunelu

Výstupní křivka HRR z programu CFAST má shodný průběh jako vstupní křivka HRR, oproti tomu u výstupní křivky z programu B-RISK je patrný výrazný pokles po fázi prvotního prostorového vzplanutí (Obr. 5).

Možným důvodem shody průběhu křivky HRR u programu CFAST se vstupní křivkou HRR je případ, že CFAST uvažoval se shořením veškerého paliva a tehdy dosahuje křivka HRR svých předepsaných maximálních hodnot dle ČSN EN 1991-1-2 (Peacock et al. 2019).



Obr. 6: Teplota horní kouřové vrstvy uprostřed délky tunelu

U křivek teplot horní kouřové vrstvy je zřejmý zajímavý fenomén v případě výstupů z programu CFAST (Obr. 6). Průběhy teplot horní kouřové vrstvy se u obou programů příliš neliší, avšak při umístění termočlásku (Target) pod stropní konstrukci do osy zdroje požáru v programu CFAST je viditelný mnohonásobně vyšší průběh teplot okolních plynů.

Při modelování prostoru jako chodba nebo tunel v programu CFAST jsou podmínky uvnitř prostoru počítány běžným dvouzónovým modelem a teploty proudu horkých plynů pod stropem jsou vypočítány pomocí upravených empirických korelací specifických pro chodby a tunely. Tento způsob výpočtu ovlivňuje detektory, sprinklery a termočlásky (target) v blízkosti stropu a má za následek vyšší výsledné teploty plynů u stropu (Peacock et al. 2019).

3.3. Zhodnocení

Zónové programy CFAST a B-RISK umožňují modelování požáru v tunelech, jejich výsledky se však poměrně liší. Oba programy nevyžadují zcela stejné množství a formu vstupních údajů, mají odlišnou citlivost některých parametrů paliva na výpočet a využívají zřejmě odlišné korelace zejména při výpočtu teplot proudu horkých plynů pod stropem. Přestože jednoduchost a rychlost výpočtu je oproti CFD modelům velkou výhodou zónových modelů, je zřejmě nutné dbát obezřetnosti při interpretování jejich výstupů v tomto kontextu (Peacock et al. 2019, Wade et al. 2016).

Další výzkum by bylo vhodné zaměřit na rozdíly a korelace v matematickém základu jednotlivých programů při modelování tunelů a zejména provést porovnání s CFD modely (viz např. Tavelli et al. 2014).

4. ZÁVĚR

Tento článek byl zaměřen na využití zónových modelů požáru při modelování požárů v tunelech. Stručně popsány byly vybrané charakteristiky požárů v tunelech, jako je vliv ventilace, parametry průběhu požáru, prvky požární bezpečnosti v tunelech, požární experimenty a možnosti matematického modelování požáru v tunelech. Byl uvažován železobetonový silniční tunel, který byl modelován ve vybraných zónových progra-

mech, tj. CFAST a B-RISK. Byl zvolen požární scénář s hořícím nákladního vozidla (HGV) s nákladem dřeva. Výstupy z obou programů byly porovnány a zhodnoceny.

Z dosavadních výsledků uvedených v tomto článku je patrné, že se výstupy mohou lišit v závislosti na použitém programu. Nároky jednotlivých programů na množství a formu vstupních informací, stejně jako některé korelace specifické při výpočtu podmínek v tunelech, jsou odlišné. Při modelování prostorů netypických pro zónové modely je vhodné dbát obezřetnosti při interpretování výstupů z těchto programů a znát korelace algoritmů, z jimiž daný zónový program pro tento druh prostoru uvažuje.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek byl vytvořen v rámci finanční podpory Studentské grantové soutěže ČVUT, č. projektu SGS22/033/OHK1/1T/11.

Reference

- Jacobs, Jean-Pierre. *Comprehensive fire protection and safety with concrete*. B.m.: British Cement Association, British Ready-mixed Concrete Association, 2007.
- Karlsson, Björn a James G. Quintiere. *Enclosure fire dynamics*. Boca Raton, FL: CRC Press, 1999. Environmental and energy engineering series. ISBN 978-0-8493-1300-4.
- Beard, Alan a Richard Carvel, ed. *The handbook of tunnel fire safety*. 2nd ed. London: ICE, 2012. ISBN 978-0-7277-4153-0.
- Ingason, Haukur, Ying Zhen Li a Anders Lönnemark. *Tunnel Fire Dynamics* [online]. New York, NY: Springer New York, 2015 [vid. 2022-03-14]. ISBN 978-1-4939-2198-0. Dostupné z: doi:10.1007/978-1-4939-2199-7
- Beard, A. a R. Carvel. *The Handbook of Tunnel Fire Safety*. Th. B.m.: Telford Publishing, 2005.
- Ingason, Haukur. Model scale tunnel tests with water spray. *Fire Safety Journal*. 2008, **43**(7), 512–528.
- LI, Ying Zhen a Haukur Ingason. Model scale tunnel fire tests with automatic sprinkler. *Fire Safety Journal*. 2013, **61**, 298–313.
- Association, National Fire Protection. *Standard for road, tunnels, bridges, and other limited access highways (NFPA 502)*. B.m.: Quincy: National Fire Protection Association, 2014.
- Piarc, Fire. *Smoke Control in Road Tunnels*. PIARC Technical Committee C5 Road Tunnel. 1999.
- Klote, J. a G. Forney. *Zone Fire Modelling With Natural Building Flows and a Zero Order Shaft Model*. USA, Gaithersburg: NISTIR, 1993.
- Kučera, Petr a Zdeňka Pezdová. *Základy matematického modelování požáru*. V Ostravě: Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství, 2010. ISBN 978-80-7385-095-1.
- Peacock, R. D., P. A. Reneke a G. P. Forney. *CFAST – Consolidated Model of Fire Growth and Smoke Transport (Version 7) Volume 2: User's Guide*. 2019.
- Wade, Colleen, Greg Baker, Kevin Frank, Roger Harrison a Michael Spearpoint. *B-RISK 2016 user guide and technical manual*. 2016, 144.
- Forney, Glenn P. *Smokeview (Version 6) A Tool for Visualizing Fire Dynamics Simulation Data Volume II: Technical Reference Guide* [online]. NIST SP 1017-

2. 2013 [vid. 2020-12-20]. Dostupné z: doi:10.6028/NIST.SP.1017-2
- Chow, W.K. Simulation of tunnel fires using a zone model. *Tunnelling and Underground Space Technology* [online]. 1996, **11**(2), 221–236. ISSN 08867798. Dostupné z: doi:10.1016/0886-7798(96)00012-0
- Ingason, Haukur a Anders Lönnemark. Heat release rates from heavy goods vehicle trailers in tunnels. *Fire Safety Journal*. 2005, **40**, 22.
- Svobodová, N., Benýšek, M. a Štefan, R. *Analysis of zone fire models and their application in structural fire design*. In: 27th Concrete Days. Curich: Trans Tech Publications, 2021. Solid State Phenomena. ISSN 1012-0394. ISBN 978-3-0357-1668-9, after review.
- Tavelli, Silvia, Renato Rota a Marco Derudi. A critical comparison between CFD and zone models for the consequence analysis of fires in congested environments. In: *6th International Conference on Safety and Environment in Process and Power Industry (CISAP6 2014)*. B.m.: ITA, 2014, s. 247–252. ISBN 88-95608-27-5.

SAF - STRUCTURAL ANALYSIS FORMAT

Štěpán Šonka, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
stepan.sonka@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

V tomto článku je představen open source formát SAF (Structural Analysis Format) sloužící k výměně výpočetních modelů stavebních konstrukcí. SAF je založen na formátu Microsoft excel a jako takový byl vytvořen a uveden do praxe v posledních letech s důrazem na praktickou použitelnost a možnost plnohodnotného zapojení statiků do pracovních procesů v rámci BIM. Vývoj formátu SAF spadá pod iniciativu v rámci Nemetschek Group, řízenou námi ve společnosti Scia Engineer. V článku je poskytnut základní popis principu fungování open source formátu SAF, webová stránka a veřejné úložiště na GitHubu včetně diskuse. Poskytnut je přehled všech objektů nyní dostupných v SAFu včetně popisu, jakým jsou jednotlivé objekty definovány. Uplatnění SAFu v rámci BIM problematiky je uvedeno na dvou příkladech, kde jsou vyhodnoceny klady a zápory uvedených postupů. Na konci článku je nastíněn jak další možný vývoj v rámci formátu SAF, tak i jeho rozšířená aplikace v praxi.

KLÍČOVÁ SLOVA

Analýza konstrukcí • Výměna dat • SAF • BIM • Open source

ABSTRACT

This article introduces in last recent years developed data exchange excel based file format called SAF (Structural Analysis Format) with focus on structural engineering discipline and possibilities of BIM workflows for structural engineers. SAF is an open source project and it is being developed under Nemetschek Group, driven by us in Scia Engineer company. SAF format basic description is provided with the links to GitHub repository and SAF documentation web page. Review of all SAF supported objects is shown and data structure is explained within the SAF objects represented by the single excel sheet. Types of used attributes are described in general with option to refer between objects within the one SAF file, which is representing the analysis model. Usage of SAF is described by two examples of BIM workflows where pros and cons are evaluated. Possibilities for future development in SAF and extended usage in practice are discussed at the end of this article.

KEYWORDS

Structural Analysis • Data Exchange • SAF • BIM • Open Source

1. INTRODUCTION

The construction industry is moving towards digitisation step by step. There is already variety of BIM (Building Information Modeling) collaboration online platforms offering complete solutions

for project management and whole live cycle management of buildings - from pre-design phase to demolition. As a one of inputs for these BIM collaboration platforms are often used models in IFC format. IFC (Industry Foundation Classes) format was introduced in 1994, continuously developed and maintained by buildingSMART is now widely adopted by all stakeholders in constructions processes and by tools (CAD software etc.) that engineers are using in their daily practice. IFC offers an unrestricted data exchange and together with capabilities of collaborating platforms offers options for cooperation between almost all professions participating in construction process - MEP engineers, architects, draftsmen, electrical engineers, investors, contractors and others. All of them can cooperate and profit from the BIM processes. Main advantages are common data storage, data distribution, clear rights structure, clash detection, comparison of model's revisions, issue tracking and more. It is clear that this trend is going to continue even leveraged now with the recent experience with Covid-19 pandemic. (BuildingSmart n.d.) (Hong et al. 2022) (Adrian Michalski 2022)

Structural engineers unfortunately stay aside these offered solutions at the moment. Structural analysis model is not usually stored on BIM collaborating platform and structural analysis is being done outside of the BIM processes, without direct connection to structural model (IFC) and information flow to other stakeholders. There is the existing IFC Structural Analysis View (IFC SAV) dedicated to structural engineering but the format has not met the same level of adoption as standard IFC and is not used widely at all. IFC SAV is not being further developed and maintained now. Therefore comes SAF (Structural Analysis Format) on the scene. With the aim to improve workflow of structural engineers, providing them with the opportunity for being part of the complete BIM workflow and ability to easily transfer data between various software. SAF initiative started in SCIA, the company of the Nemetschek Group. First SAF version was released in the year 2019 and since then is being constantly developed. SAF is basically excel based format with sheets dedicated to structural analysis objects (materials, nodes, beams, slabs, loads, supports and hinges etc.). Properties are stored in excel cells, in rows are defined objects and columns represent specific attributes. Every excel sheet represents set of similar analysis elements. Format is readable even in the excel itself and can be easily adjusted also outside of the structural analysis application, that is capable of reading and interpreting the SAF file. SAF can be also inspected in free SAF viewer web application, which is part of the Scia Auto-Converter (Figure 1). SAF is an open source format that everyone can adopt and contribute to the development. SAF is designed to open doors of cooperation for structural engineers with ambition to become widely adopted standard for structural analysis mod-

* Supervisor: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

els. SAF adoption of companies such as Dlubal, Frilo, Graphisoft, Scia Engineer, IDEA StatiCa and others shows that the ambition is justifiable. (BuildingSmart n.d.) (Nemetschek & Scia n.d.c)

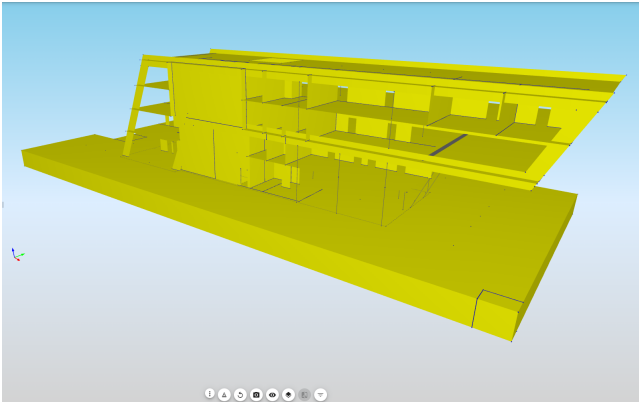


Figure 1: SAF 3D render in free SAF viewer (.jpg file).

2. WHAT IS SAF

SAF is a new format defined based on excel file with a purpose to easily transfer data between applications and people incorporated in construction process. SAF main domain is the structural analysis design part of the construction process. SAF is open to contribution of the structural analysis community, repository of documentation itself can be found on GitHub where issues and discussion are being raised, solved and implemented into the SAF format. (Nemetschek & Scia n.d.c), (Nemetschek & Scia n.d.b)

2.1. SAF definition

The structure is clearly defined by the freely accessible SAF web page www.saf.guide. Where everyone can find definition of all objects supported in SAF, everyone can browse in previously released version (1) (Figure 2) and also check out the newly defined objects and changes in pre-release preview of next version of SAF documentation (2) (Figure 2). On the left side of the page there is a tree object structure where everyone can inspect the all defined objects. Short feedback loop for objects in the design state is key for avoiding issues in the state of adoption and implementation by other parties. The SAF documentation is now following semantic versioning rules (version 2.0.0 and latest) which define clear rules for the versioning and backward compatibility of versions. All versions are described with a version number MAJOR.MINOR.PATCH. For more about semantic versioning see <https://semver.org/>. Important for adoption is also the fact that there is SAF SDK (Software Development Kit) available upon request - it makes implementation for every party easier since there is a lot of done in advance (validation rules for the input file etc.). (Nemetschek & Scia n.d.c) (Preston Werner n.d.) (Dlubal 2021)

2.2. SAF objects

There is 40 objects available in SAF and they can be divided in 5 main categories: General Information, Analysis Elements, Supports and Hinges, Loads and Results. All objects and their classification can be found in Table 1. Object names are self-explanatory designed regarding to its purpose. General Information and Results are presented in first column together (both categories contains only two objects). (Nemetschek & Scia n.d.c)

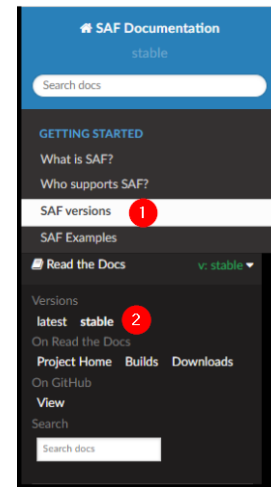


Figure 2: Navigation on SAF webpage through the version (.jpg file).

In the **General Info** objects are stored general information about projects. Typically name, time and place data, level of detail, source application, SAF version, information about GCS (Global Coordinate System) definition, national code used and other general information.

In the **Analysis Elements** objects are stored data about the structure itself. Data related to materials definition, nodes, cross-sections, beams, slabs, walls, internal edges, storeys etc. These data define the structure in 3D space.

The **Supports and Hinges** objects allows users to place additional data on already defined objects belonging to Analysis Elements. These additional data are constrains type objects, typically support in node, line supports, surface supports with various type of other constrains objects available in SAF.

The **Loads** are group of objects which are providing another type of additional data. Examples of load objects are point loads, thermal load, dedicated surface loads, free surface load etc.

In the **Results** group are so far two objects defined. Internal forces on beams (1D members) and internal forces on 2D element edges. (Nemetschek & Scia n.d.c)

2.3. SAF objects structure

SAF objects structure is coherent among all objects. Every sheet (except of Project and Model sheet where structure is slightly different) follow same rules. Each sheet in SAF file represents the specific type of object. In the Figure 3 there is an example presented of sheet StructuralCurveMember. It defines 1D analysis object, usually column, brace, beam or girder. Every row represents one member (analysis object). Attributes of that member (analysis object) are stored in columns. Every column represents value for specific attribute which name is presented in a column header. For example we can see here that member (analysis object) in row 4 has attribute "Name" equals to value "B278", attribute "Cross section" equals to "CS2" and attribute "Type" equals to "beam" etc. Attribute values could be different for every object (row) as is clear in the excel example. In general there could be three types of values stored as attributes: A general string type value ("Name" = "B278"), string used as a reference to another SAF object ("Cross section" = "CS2", where "CS2" is the name of valid cross section defined in StructuralCrossSection sheet) and an enum, where value

Table 1: SAF objects review and classification

General Info and Results	Analysis Elements	Supports and Hinges	Loads
Project	StructuralMaterial	StructuralPointSupport	StructuralLoadGroup
Model	StructuralCrossSection	StructuralSurfaceConnection	StructuralLoadCase
	CompositeShapeDef	StructuralCurveConnection	StructuralLoadCombination
ResultInternalForce1D	StructuralPointConnection	StructuralEdgeConnection	StructuralPointAction
ResultInternalForce2DEdge*	StructuralCurveEdge	RelConnectsStructuralMember	StructuralPointMoment
	StructuralCurveMember	RelConnectsSurfaceEdge	StructuralCurveAction
	StructuralCurveMemberVarying	RelConnectsRigidCross	StructuralCurveMoment
	StructuralCurveMemberRib	RelConnectsRigidLink	StructuralSurfaceAction
	StructuralSurfaceMember	RelConnectsRigidMember	StructuralSurfaceActionThermal
	StructuralSurfaceMemberOpening		StructuralCurveActionThermal
	StructuralSurfaceMemberRegion		StructuralPoinActionFree
	StructuralStorey		StructuralCurveActionFree
	StructuralProxyElement		StructuralSurfaceActionFree
			StructuralSurfaceActionDistri

can be set to one of the pre-defined values, for example "National code" in the Model sheet. (Nemetschek & Scia n.d.c)

Not all data are required to be filled in excel. There are three types of data from the perspective of importance. First group is always required - attributes like unique names, coordinates defining nodes, nodes defining the 1D and 2D elements, value for force load, reference on which 2D structural analysis element the load should be applied etc. Second group are required values triggered by a condition "required if" attributes. For example in case of StructuralSurfaceAction object (Surface Load) when it should be applied to the sub-region of the specific slab. The specific reference to a sub-region is required only if "Force Action" (load is applied to) equals to "On 2D member Region". Third option are not required values, these can be filled and then they provide more precise information about an object but they are not spatial for the data transfer. For example "Type" equals to "beam" in the Figure 3 is not required values and cell could be left empty. (Nemetschek & Scia n.d.c)

Name	Cross section	Type	Nodes	Segments	Begin node	End node
2 B347	CS2	beam	N130;N33	Line	N130	N33
3 B166	CS2		column=attribute	row=one object		N1
4 B278	CS2	beam	N528;N479	Line	N528	N479
5 B62	CS2	beam	N123;N124	Line	N123	N124
6 B164	CS2	beam	N7;N301	Line	N7	N301
7 B195	CS2	beam	N53;N36	Line	N53	N36
8 B327	CS1	beam	N92;N7	Line	N92	N7
9 B337	CS1	beam	N49;N302	Line	N49	N302
10 B303	CS2	beam	N77;N606	Line	N77	N606
11 B231	CS2	beam	N155;N15	Line	N155	N15
12 B294	CS2	beam	N302;N287	Line	sheet=set of objects	StructuralCurveMember

Figure 3: SAF object structure explained (.jpg file).

3. STRUCTURAL ENGINEERS IN BIM PROCESSES

Let us take a look on first examples of integration SAF and structural engineers into the BIM workflows. First example is with embedded analysis model directly in BIM authoring application. Second example provides more flexibility of BIM workflows using the SAF format and web application called Scia AutoConverter in connection to BIM collaboration environment.

3.1. Example Workflow: Embedded Analysis Model

Structural model is created and as part of that model an analysis model could be automatically or on demand created. Analysis model is in this case created actually by an architect or draftsman and then issued to the structural engineer. It could be done with files exchange using a SAF file, dedicated file XML export or other proprietary direct link between CAD application and structural analysis application. In this workflow SAF offers a standardized solution for creation of analysis model in BIM authoring application that could be handed to various analysis software and therefore provides option to save development capacities that are needed to maintain variety of file exports and direct between app connections designed for every software exclusively. These types of connections are usually two-way with the ability to update models. Examples: ArchiCAD SAF export, Scia Engineer and Autodesk Revit connection. (Figure 4) (Graphisoft n.d.) (CADS & company n.d.) (Autodesk n.d.)

Pros of this approach are:

- All-in-one model provides simple solution, especially for well established partnership between stakeholders and well developed connections.

Cons of this approach:

- The analysis model together with constrains and loads is being created in CAD application which is not mainly focused on structural analysis.
- The modeller has additional responsibilities outside of scope of his field of his/her domain.
- Analysis model definition is as flexible as authoring BIM application allows. Additional changes are usually necessary in final structural analysis application.

3.2. Example Workflow: BIM Collaboration Environment

Structural model is created in BIM authoring application (Allplan, ArchiCAD, Revit etc.). IFC model is exported to BIM collaboration environment with using file export/import or with API call when available. Model is being converted from structural model to analysis model using the web application Scia AutoConverter and can be saved on BIM collaboration platform or exported directly to SAF format. Scia AutoConverter is a web application

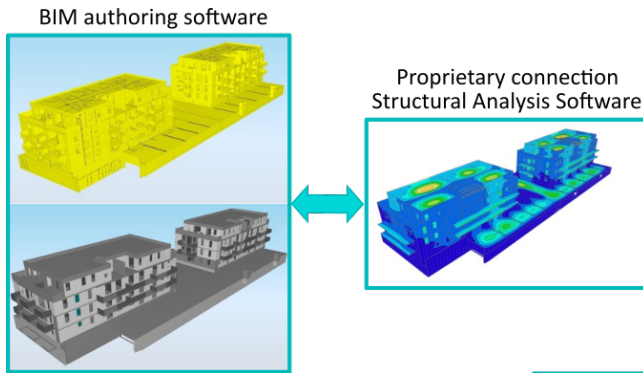


Figure 4: SAF in BIM workflow - embedded model (.jpg file).

design for conversion of the structural models (IFC models) to analysis ones and allows export to SAF format. Successful conversion puts quality requirements for IFC models created in BIM authoring software, because they are used by structural engineers afterwards. Certain level of attribute export settings and precision in modeling is required. Scia AutoConverter brings automation to the process of model creation in structural analysis application - process that was usually doubled in workflow of structural engineers and brought additional time cost with the remodeling of the structure based on 2D drawings or based on IFC file obtained from architect or modeller. There are also other benefits brought by the collaboration platform like both way revision comparison and issue tracking for structural engineers and other stakeholders in the process. Structural analysis model can be imported via SAF or API when available to desired structural analysis software that structural engineers are using (Scia Engineer, Dlubal, Sofistik etc.). (Figure 5) SciaEngineer (n.d.) Allplan & Bimplus (n.d.)

Pros of this approach are:

- Structural analysis discipline is fully in hands of structural engineer.
- Modeller can fully focus in his discipline. He is not confronted with analysis model creation, only handover the data in BIM environment.
- High level of flexibility in creation of analysis models for structural engineer.
- Structural analysis model creation is an automated process that brings the time and costs reduction.

Cons of this approach:

- Process might be too complex for smaller projects.

4. FUTURE OF SAF

We are going to work on extensions of the SAF format in the coming months and years. At the current state we are able to transfer geometry on very high level, complex shaped double curved surfaces and spline 1D members can be written down to SAF and exchanged smoothly. The extension will be necessary in the part of defining supports and constrains. For example non-linear behaviour described with non-linear curves is not possible at the moment in SAF and now could cause a data loss in the transfer process. Loads sorting objects like StructuralLoadGroup and StructuralLoadCase requires review and improvements. Also new enums and referencing between SAF objects is on the table which

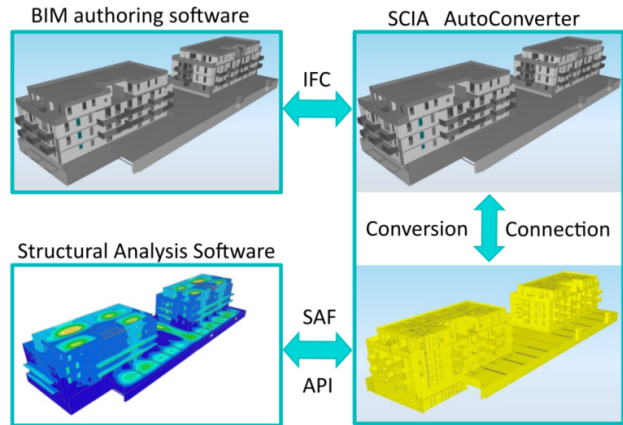


Figure 5: SAF in BIM collaboration platform workflow (.jpg file).

will improve SAF capabilities. Recently approved proposals from GitHub discussion will be implemented soon in development preview documentation. GitHub discussion and participation of the community is highly appreciated. (Nemetschek & Scia n.d.a)

Also, it is great to see that other companies are more and more using SAF format. It means that communication between multiple applications and software is being standardized, easier to develop and maintain. It brings more reliable and advance tools for structural engineers into their daily practice. (IDEA n.d.)

What we are looking for also at the moment is an extension and usage SAF towards automated workflows in structural engineering. With usage tools of parametric modeling and visual scripting like Grasshopper, Rhino. Imagine that you define a parametric structure in Grasshopper, with ease you will export it in SAF or even directly import the structure into the structural analysis software with SAF file in background. Then API will automatically run the calculation with all desired checks and based on results you can steer (manually or automatically) the geometry definition in Grasshopper and optimize the structure in pre-defined boundaries with structural analysis application providing you the final valid structural engineering report. This is not actually so far away.

5. CONCLUSION

The SAF (Structural Analysis Format) is presented in broader view of BIM processes including the structural engineering discipline into BIM workflows. SAF is an easy to use excel based structural analysis model data exchange format with focus on structural engineering discipline. This format is an open source project held under Nemetschek Group driven by us in Scia Engineer company. SAF format is generally introduced and important information about documentation location, principles of releasing versions are described. SAF is an open format with repository located on GitHub where everyone can contribute and discuss new development based on needs of the structural engineers on the market. Provided is also brief review of all objects supported in SAF format. Rules and principles on which data are stored in the excel sheet on object level are introduced. Also basic rules of SAF attributes types and references are described. Examples of two main BIM workflow with focus on structural engineering and usage of SAF are described and evaluated. First workflow is more straightforward with higher demand on modeler where structural analysis model in being created together with structural model in BIM

authoring application. Second workflow is more general, using the BIM collaboration platform and Scia AutoConverter tool providing more flexibility to structural engineer and saving dramatic amount of time and costs. The future options for usage and extension of SAF discussed at the end of the article.

ACKNOWLEDGEMENTS

This article was created thanks to possibilities I was given in Scia Engineer company by Herman Oogink with the participation on two projects in the great international team. First, an open source project of creating a new standardized format for data transfer of structural analysis models (SAF). Second, the development of the new web application Scia AutoConverter that is based on algorithms converting IFC models into the valid structural analysis model within a seconds.

I would like to thank also to my supervisor specialist Ing. Michaela Frantová, Ph.D. and supervisor prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng. for providing patience and guidance through my study and for bringing to me the opportunity to start working in Scia Engineer company on innovative projects and allowing me to be more focused on those interesting topics and yet they let me participate on the ongoing interesting research topic of the Czech Technical University in Prague, number SGS22/037/OHK1/1T/11.

References

- Adrian Michalski, Eryk Głodzińska, K. B. (2022), 'Lean construction management techniques and bim technology – systematic literature review', *Procedia Computer Science* **196**, 1036–1043.
- Allplan & Bimplus (n.d.), 'Allplan bimplus collaboration platform', *Allplan Bimplus webpage* <https://www.bimplus.net/apps>.
- Autodesk (n.d.), 'Revit - robot integration', *Autodesk web page* <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-professional/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2017/ENU/RSAPRO-UsersGuide/files/GUID-B850E0C3-2314-4FEC-B5D1-A7C0CBDF290F-htm.html>.
- BuildingSmart (n.d.), 'Industry foundation classes (ifc)', *Web page* www.buildingsmart.org/standards/bsi-standards/industry-foundation-classes.
- CADS & company (n.d.), 'Revit scia engineer link - help', *Technical specification*.
- Dlupal, D. (2021), *Untersuchung des Structural Analysis Format (SAF) auf Eignung für eine BIM-gestützte Tragwerksplanung*.
- Graphisoft (n.d.), 'Archicad analysis model creation', *Web help* www.helpcenter.graphisoft.com/user-guide-chapter/85615/.
- Hong, Y., , Hammad, W. A. & Nezhad, A. A. (2022), 'Optimising the implementation of bim: A 2-stage stochastic programming approach', *Automation in Construction* **136**.
- IDEA (n.d.), 'Checkbot – zrychlení práce v bim', *IDEA Articles Archive* <https://www.ideastatica.com/cz/podpora/checkbot-zrychleni-prace-v-bim>.
- Nemetschek & Scia, E. (n.d.a), 'Saf format github discussion', *Web page* www.github.com/StructuralAnalysisFormat/StructuralAnalysisFormat-Doc/discussions.
- Nemetschek & Scia, E. (n.d.b), 'Saf format github repository', *Web page* www.github.com/StructuralAnalysisFormat.
- Nemetschek & Scia, E. (n.d.c), 'Saf online documentation', *Web page* www.saf.guide.
- Preston Werner, T. (n.d.), 'Semantic versioning documentation', *Web page* www.semver.org.
- SciaEngineer (n.d.), 'Scia autoconverter', *Web application* www.autoconverter.structuraltoolkit.com/en-GB/login.

PROBLEMATIKA NÁVRHU MOSTU PŘES ÚDOLÍ ŘEKY GOTTLLEUBA V PIRNĚ

Vojtěch Šulc, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
vojtech.sulc@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Předmětem článku je alternativní návrh přemostění údolí řeky Gottleuba. První část se zabývá návrhy různých variant a volbou vhodné výsledné konstrukce. Vybraná konstrukce je tvořená betonovým komorovým nosníkem budovaná metodou letmé betonáže. Předběžnými ručními posudky je ověřena vhodnost zvoleného návrhu. Je proveden návrh předpínací výztuže se zohledněním fází výstavby nosné konstrukce. Vedení předpětí je postupně optimalizováno. Konstrukce je posouzena jak na mezních stavech použitelnosti, tak mezních stavech únosnosti k čemuž je využit výpočetní software, jehož výstupy byly současně ověřovány ručními výpočty. Byl proveden návrh a posouzení spodní stavby tvořené rámovými pilíři a pilíři s vrubovými klouby. Detailní návrh založení mostu není předmětem tohoto článku.

KLÍČOVÁ SLOVA

Betonový most • časově závislá analýza • letmá betonáž • předpjatá konstrukce • silniční most

ABSTRACT

The subject of the article is an alternative design of bridge over the Gottleuba river valley. The first part of the article deals with the design of various variants and the choice of a suitable final design. The selected structure consists of a concrete box girder built using balanced cantilever method. The suitability of the selected design is verified by preliminary manual assessments. The design of prestressing reinforcement is performed including the construction phases. Geometry of the prestressing has been gradually optimized. The design is assessed both for serviceability limit states and ultimate limit states, for which both software and manual verification of program outputs are used. The design and assessment of the substructure consisting of frame pillars and pillars with concrete hinges been undertaken. The detailed design of the bridge foundation is not the subject of the work.

KEYWORDS

Concrete bridge • free balanced cantilever method • prestressed construction • road bridge • time dependt analysis

1. ÚVOD

Účelem článku bylo zabývat se alternativním návrhem přemostění hlubokého údolí řeky Gottleuba v Pirně v Německu. Jedná se o součást přeložky spolkové silnice B 172. V současné době zde probíhá výsun semi-integrované spřažené mostní konstrukce. Předmětem zadání je variantní řešení přemostění ve vztahu ke stávající navržené konstrukci a předpokládaný mnou zvolený způsob výstavby.

Tato část prakticky předurčuje charakter celé konstrukce. Bylo nutné zvolit jak esteticky, tak staticky vhodný most v kombinaci s postupem výstavby. Celý návrh musí být v souladu s danými okrajovými podmínkami. Byla zvolena dodatečně předpjatá letmo betonovaná konstrukce. Výpočty a posouzení mostu jsou koncipovány jako komentovaný statický výpočet, který je snadněji kontrolovatelný. Nedílnou součástí je základní výkresová dokumentace. I přes fakt, že se jedná o most ve Spolkové republice Německo jsou uplatněny postupy podle českých předpisů a norem. Z německé projektové dokumentace je přebráno šířkové uspořádání s tvarem římsy, svodidly a protihlukovou stěnou. Výškové i směrové vedení je rovněž shodné s původní dokumentací.

2. POPIS OBLASTI A KONSTRUKCE

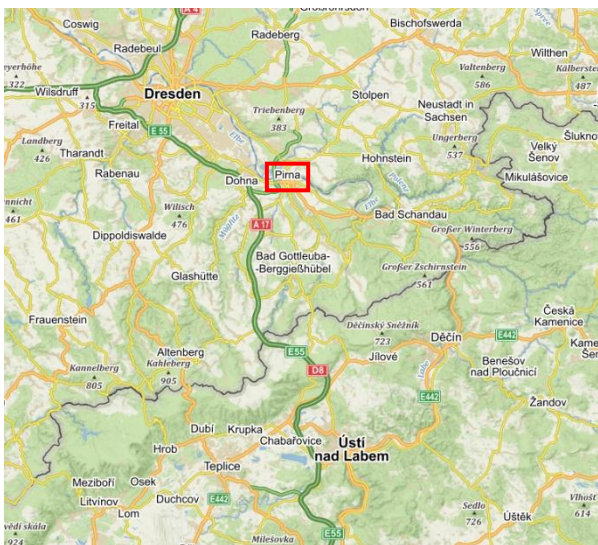
Řešená oblast se nachází na území velkého okresního města Pirna ve spolkové zemi Sasko v zemském okresu Saské Švýcarsko-Východní Krušné hory. Od státních hranic je vzdálena přibližně 23 km po silnici B 172. Jedná se o relativně hluboké údolí řeky Gottleuba jižně od středu Pirny. Nedaleko Pirny je národní park Saské Švýcarsko volně navazující na jeho českou část. Zmiňovaný národní park se rozléhá v okolí města Bad Schandau. Přemostované překážky:

- Řeka Gottleuba, neboli Rybný potok.
- Zemská silnice S 174 (Rottwerndorfer Straße)
- Atletický stadion LSV Pirna
- Dům č.p. 47

Převáděná komunikace je 27 km dlouhá spolková silnice B 172. Na státních hranicích s naší republikou u Hřenska přechází v silnici I/62, která pokračuje do Ústí nad Labem. Obě tedy kopírují tok řeky Labe. Stávající komunikace končí přímo v centru Pirny. To není z dopravního hlediska příliš vhodné řešení. Proto byl vyprojektován jižní obchvat Pirny B 172n. Komunikace na mostě je v současné projektové dokumentaci navržena jako tří pruhová se dvěma stoupacími

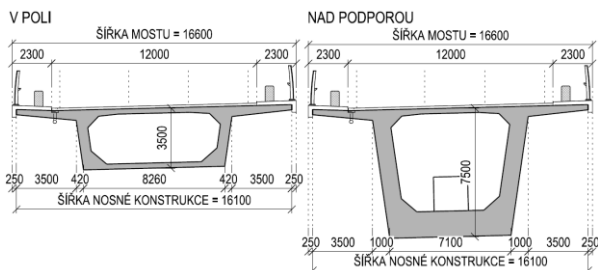
* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

pruhy a jedním klesajícím. Sklon nivelety na mostě je konstantní 4,0 %. V příčném směru je povrch mostovky v jednosměrném sklonu 2,5 %. Ve variantním řešení byla zvolena letmo betonovaná konstrukce.



Obrázek 1 – Umístění stavby

Délka mostu je téměř 950 m. Výška nivelety nad terémem dosahuje přes 70 m. Jednotlivá rozpětí jsou 63-93-5x121-95-60 m. Výška nosné konstrukce je proměnná od 3,5 m do 7,5 m. V oblastech bez náběhů je nosná konstrukce konstantní výšky 3,5 m. Šířka nosné konstrukce je 16,1 m, přičemž šířka dolní desky u nejvyššího průřezu je 7,1 m. Na opěrách a pilířích P2 a P9 je konstrukce uložena na ložiscích. Na pilířích P3 a P8 jsou nevrženy vrubové klouby v hlavě pilířů. Ostatní pilíře jsou rámově vetknuté do mostovky.

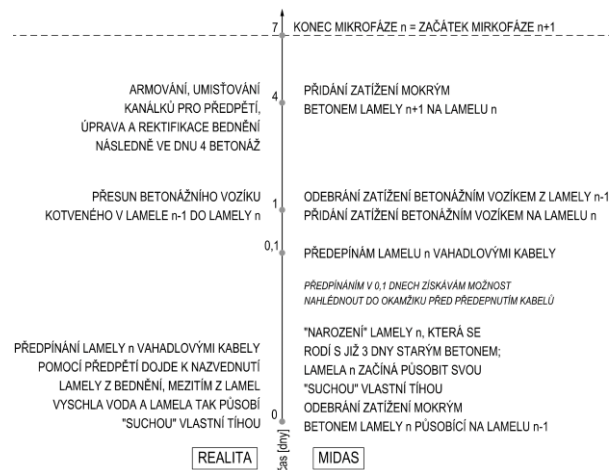


Obrázek 2 - Vzorový příčný řez

3. NÁVRH NOSNÉ KONSTRUKCE

Byly použity prutové a deskostěnové výpočetní modely, druhý jmenovaný zejména pro návrh příčného směru komového trámu.

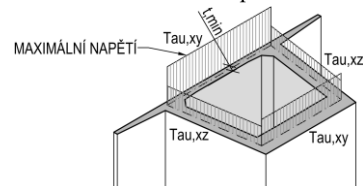
Důraz byl kladen správné zadání všech mikrofází vzniku lamely. Skutečná časová osa a její verze zadaná do výpočetního modelu je uvedena dále.



Obrázek 3 – Časová osa

Byli provedeny posudky jak MSÚ, tak MSP. U MSP byly řešeny mezní stavy omezení napětí, průhybu a trhlin, kde byly posouzeny smykové trhliny ve stěnách. V MSP byl proveden návrh dekomprese pro kvazistálou kombinaci zatížení.

Posudek MSÚ v podélném směru je založen na posudcích interakce normálové síly s ohybovým momentem se zahrnutím přídatné tahové síly od smykového namáhání, posudku křehkého lomu a posudcích smyku, kroucení a únavy. K prvním jmenovaným posudkům bylo využito teorie mezních přetvoření se zohledněním počátečního stavu.

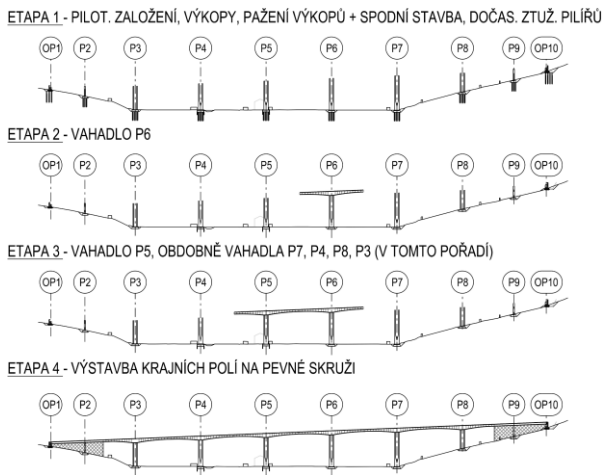


Obrázek 4 - Skica průběhu smykového napětí na příčném řezu komorového průřezu od vlivu kroucení

3.1. Postup výstavby

V první etapě jsou zhotoveny základy a spodní stavba zahrnující pilíře a opěry. U vysokých štíhlých pilířů je nutné zajistit jejich stabilitu vzájemným ztužením stěn pilířů. V další etapě již konzolovým způsobem výstavby dochází ke zhotovení vahadla P6. Následují vahadla P5, P7, P4, P8 a P3. Uvažují pouze s jedním párem betonážních vozíků a tento fakt respektují i ve výpočetním modelu. To učiním mimo jiné z důvodu, že na převáděné komunikaci za mostem navazuje tunel Kohlberg, jehož výstavba zabere jistě více času než výstavba řešeného mostního objektu, tudíž v rámci ušetření finančních prostředků na další pár betonážních vozíků navrhuji použití pouze jednoho páru. To má za následek fakt, že při spojování některých vahadel uzavírací spárou dochází ke spojení 2 velmi rozlišně starých betonových konstrukcí. Po vybetonování párových lamel dochází k předepnutí příslušných vahadlových kabelů. Po dokončení celého vahadla se napínají kabely spojitosti. Nejprve kladné kabely vedené ve spodní desce a následně průběžné kabely spojitosti se soudržností. V průběhu výstavby vahadel na ložiskových pilířích je nutné zajistit stabilitu těchto vahadel. To je provedeno nejprve přikotvením nosné konstrukce k pilíři a následně podpěrnými bárkami. Po dokončení těchto vahadel

dochází k betonáži krajních polí na pevné prostorové skruži. Poté již následují dokončovací práce, instalace příslušenství, a nakonec uvedení do provozu.



Obrázek 5 - Postup výstavby

3.2. Návrh předpětí

Návrh předpínacích kabelů byl proveden nejprve předběžně pomocí ručních výpočtů v programu Excel. Následně byl návrh ověřen pomocí zadání do programu Midas.

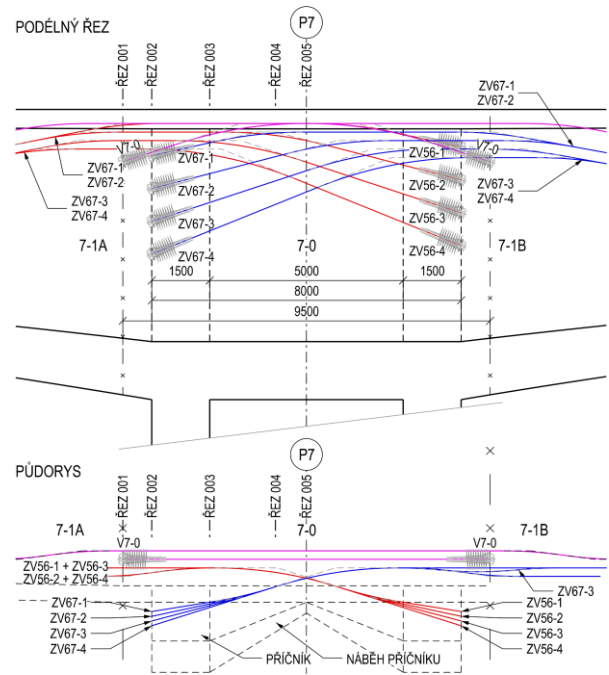
Vahadlové kabely jsou nad podporou vedeny ve 2 výškových hladinách. V níže vedené úrovni je vedeno 6 nejkratších kabelů. Bylo navrženo 30 vahadlových kabelů složených z 22 lan.

Veškeré navržené kabely jsou vnitřní kabely se soudržností.

Dolní kladné kabely jsou vedeny v dolní desce a kotveny v nálticích z ní. Jsou navrženy v počtu 6 kabelů. Všechny kabely v konstrukci jsou 22 lanové.

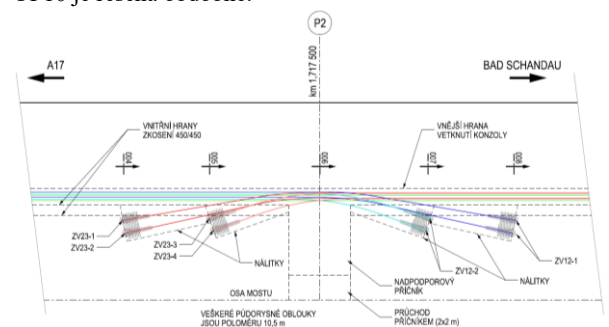
Zvedané kabely jsou vedeny z příčnicku nad pilířem přes pole a kotveny jsou v protilehlém příčnicku následujícího pilíře. Jedná se o 8 kabelů. V poli uvažují vedení ve 2 vrstvách po 2 kabelech.

U všech kabelů byly detailně řešeny vzájemné konfliktní pozice kabelů.



Obrázek 6 - Řešení předp. kabelů v zárอดku

Detailně bylo řešeno i předepnutí částí betonovaných na pevné skruži. Konceptně je předpětí těchto částí složeno ze 3 skupiny kabelů. První skupina je vedena od opěry a kotvena za ložiskovým pilířem P2 v nálticích z horních rohů komorového příčného řezu. Druhou skupinu tvoří kabely vedeny opět od opěry a kotveny v nálticích z dolní desky jako kladné kabely v poli P2-P3. Poslední skupina je tvořena kabely vedenými od oblastí před pilířem P2 a kotveny jako ostatní zvedané kabely letmo betonovaných částí v protilehlém příčnicku. Předpětí části konstrukce betonované na pevné skruži v oblasti opěry OP10 je řešena obdobně.



Obrázek 7 - Vedení předpětí nad P2

3.3. Příčný směr

Pro vyšetření příčného směru byl použit deskostěnový model v programu Scia Engineer. Nejprve byla ověřena nutnost navrhovat příčné předpětí horní desky předběžnými posudky. Následně v podrobném statickém výpočtu byla navržena betonářská výztuž a bylo zpracováno schéma vyztužení příčného řezu. Byly provedeny posudky MSÚ i MSP. Do namáhání navržené výztuže byl započítán ohyb, smyk i kroucení včetně jejich vzájemné interakce. Neopomenut byl také posudek únavy.

Zvláštní péče byla věnována rámovým rohům.

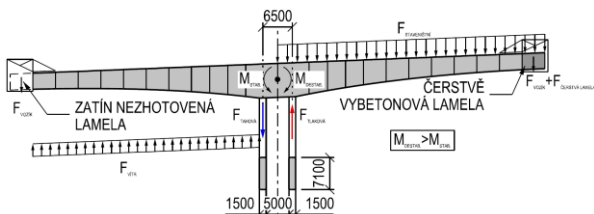


Obrázek 8 - Deskostěnový model

4. NÁVRH SPODNÍ STAVBY

Výška pilířové stěny P7A od líce základu po spodní líc nosné konstrukce je 64,31 m, u pilíře P7B je to 64,57 m. Jedná se o nejvyšší pilíře na mostě. Klíčové je stanovení správných vzpěrnostních délek, které vstupují obrovskou měrou do výpočtu účinků 2. řádu. Ty není vždy naprosto snadné určit a existuje několik možných postupů. V mnou navržené konstrukci se během výstavby a provozní fáze u jednotlivých tlačných stěn pilířů změni dramaticky vzpěrnostní délky.

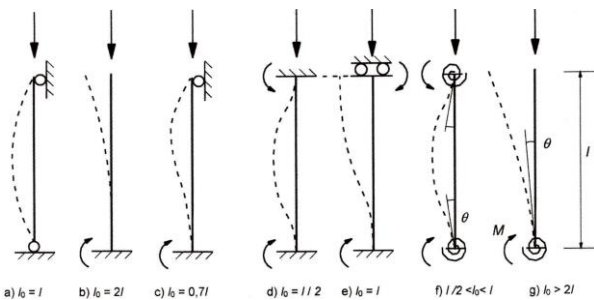
Byly provedeny posudky MSÚ i MSP. Ty byli primárně prováděny ručně, přičemž bylo provedeno jejich ověření pomocí výpočtů v dostupných softwarech. Nezanedbatelnou částí je posouzení mezního stavu EQU ve stavebních stavech konstrukce. To bylo provedeno jak v předběžných výpočtech ručními posudky, tak i podrobnými posudky v podrobném statickém výpočtu.



Obrázek 9 - Uvažovaný mezní stav EQU

4.1. Vzpěrné délky

Použil jsem celkem 3 způsoby výpočtu vzpěrných délek. Nejjednodušším z nich je odhad na základě Obrázku 5.7 čl. 5.8.3.2. (3) normy ČSN EN 1992-1-1, který uvádím dále v textu.



Obrázek 10 - Příklady různých tvarů vybočení a odpovídajících účinných délek

Další možností je provést výpočet dle rovnice (5.15) čl. 5.8.3.2. (3) normy ČSN EN 1992-1-1. Ten je možné uplatnit pro pravidelné vodorovně ztužené rámové soustavy. Jako poslední možný způsob jsem zvolil výpočet na základě vzpěrnostní analýzy v programu Midas Civil, který umožňuje získ součinitele kritického zatížení α_{cr} . Za jeho pomoci je možné dopočítat hodnotu kritického zatížení a z rovnice pro Eulerovo kritické břemeno vyjádřit vzpěrnou délku L_{cr} .

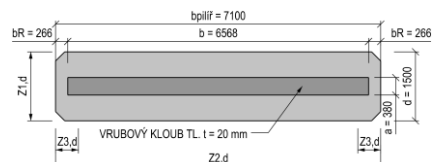
Posudky vzpěrné únosnosti s účinkem 2. řádu ještě ověřuji ručním výpočtem s uvážením obou možných metod (pro omezený rozsah práce se nezabývám výpočtem pomocí nelineární analýzy zahrnující geometrickou nelinearitu).

4.2. Vrubové klouby

Byl proveden návrh vrubových kloubů na krajních pilířích bez ložisek. Hlavním důvodem bylo úmyslné změkčení konstrukce v podélném směru pomocí navržení těchto kloubů na nejnižších pilířích.

Návrh vrubových kloubů je proveden podle postupů, které jsou k nalezení v dostupné literatuře. Většina z nich vychází z řešení publikované panem profesorem Leonhardtem.

Byla navržena šikmá výztuž, proveden byl výpočet potřebné plochy kloubu. Konstrukce byla posouzena na příčné tahové síly. V neposlední řadě byl proveden posudek místě zatížené plochy z Eurokódu.



Obrázek 11 - Navržený vrubový kloub

5. ZÁVĚR

Článek se zabývá autorovou diplomovou prací. Byly zmapovány okrajové podmínky a stávající realizovaná varianta. V reiferši byl kladen zřetel na studium mostů podobného charakteru jako je stávající návrh. Bylo předloženo několik možných variant přemostění zahrnující betonové i ocelové konstrukce stavěné nejrůznějšími technologiemi počínaje podélným výsunem, přes výsunovou skruž až po letnou betonáž. Nakonec byla vybrána předpjatá letmo betonovaná varianta. Byly provedeny předběžné ruční posudky. Rámové pilíře mostu byly navrženy jako dvojice štíhlých stěn s výjimkou pilířů krajních.

Navržená soudržná předpínací výztuž je vedena uvnitř stěn a desek komory. K výpočtům byl použit software Midas Civil.

V průběhu zpracování byly poměrně detailně kontrolovány vzájemné kolizní situace mezi kabely. Návrh předpětí byl optimalizovaný v několika krocích a byl předložen i méně konzervativní návrh předpětí, než byl v práci použit.

Krajní rámové pilíře P3 a P8 se jevíly příliš tuze v podélném směru. Po prozkoumání možností bylo přistoupeno k upuštění od návrhu vzájemného spojení stěn pilíře v patě plným obdélníkovým průřezem a zároveň byly navrženy vrubové klouby v hlavě pilířů.

V pokročilejší fázi práce je věnován prostor spodní stavbě mostu tvořené rámovými pilíři a pilíři s vrubovými klouby v hlavě.

U pilířů byla podrobně rozebrána problematika vzpěrných délek. To bylo provedeno pro různé stavební fáze pilířů. Pro stádium, kdy stěny pilíře působí jako osamělé konzoly bylo navrženo montážní ztužení. Byl proveden výpočet momentu 2. řádu pomocí jmenovité křivosti i tuhosti. Výsledné momenty byly vzájemně porovnávány i s hodnotami z výpočetních softwarů Idea Statica a FINE. Následně byly pilíře posouzeny

na MSÚ, což zahrnovalo interakci normálové síly a ohybového momentu, kroucení a smyk stěn pilíře včetně jejich interakce. Byl posouzen i mezní stav EQU.

U pilíře P8 byl proveden návrh vrubového kloubu, kterému v práci předchází řešeršní část získaná z dostupné literatury. Tu považuji za možná ještě důležitější než samotný návrh kloubu, z důvodu jejího přínosu. V práci jsou uvedeny i návrhové síly a posuny pro ložiska a mostní závěry. Detailní návrh založení mostu není předmětem práce.

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří Doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D. za konzultace, užitečné rady a pomoc při vypracování.

Reference

- Navrátil, Jaroslav. Předpjaté betonové konstrukce. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- Stráský, Jiří. Betonové mosty. Praha: ŠEL, 2001. Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika. ISBN 80-86426-05-x.
- Vítek, Jan. *Historie předpjátého betonu*. 1. vyd. Praha: ČKAIT, 2016, 320 s. Betonové stavitelství. ISBN 978-80-87438-84-8.
- Hrdoušek, Vladislav a Helena Včelová. Letmé betonování mostů. *Lafarge Cement JOURNAL*. Čížkovice: Lafarge Cement, a. s., 2018, **15**(12018), 16-19, 29 s.
- Omezení nadměrných průhybů komorových mostů optimalizací vedení předpínacích kabelů. In: VRÁBLÍK, Lukáš a Vladimír KŘÍSTEK. *Udržitelná výstavba*. Praha, 2005.
- Souček, Petr, Petr Drbohlav, Josef Richter a Pavel MAŘÍK. Letmo betonovaný most přes údolí Hačky na silnici I/7. In: *13. Betonářské dny*. 1. vyd. Hradec Králové: Česká betonářská společnost, 2006, s. 63-69. ISBN 80-903807-2-7.
- Schacht, Gregor a Steffen Marx. Concrete Hinges: Historical development and contemporary use. In: *3rd fib International Congress - 2010: Volume 3*. 1. vyd. Washington, 2010, s. 2822-2843. ISBN 978-1-61782-821-8.
- ČSN EN 1992-1-1 ed.2 (73 1201): Navrhování betonových konstrukcí Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019, 208 s.

NUMERICAL SIMULATION OF SLAB STRIP MADE OF STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE

*Kryštof Toman, **

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, The Czech Republic.
krystof.toman@fsv.cvut.cz

ABSTRACT

This article deals with the numerical prediction of behaviour of a slab strip during bending load test. The slab strip is made of steel fibre reinforced concrete and is reinforced with conventional longitudinal bars in tensile areas. Deformations, tensile strains in reinforcement, compressive strains in steel fibre reinforced concrete and average crack width are predicted in critical cross sections on a basis of numerical simulation in ATENA software before real testing. Experimental verification of the panel's behaviour was carried out by the "fib Working Group WP 2.4.1 Modelling of Fibre Reinforced Concrete Structures" within 2nd Blind Simulation Competition. The result is a comparison between the numerical prediction and the real experiment.

KEYWORDS

Steel fibre reinforced concrete • Non-linear analysis • Software ATENA • SBeta material model • Bending test

1. INTRODUCTION

The purpose of this 2nd Blind Simulation Competition is to verify a capacity of existing FEM-based models to predict behaviour of structural elements made from steel fibre reinforced concrete (SFRC). ATENA software (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis) developed by Červenka Consulting s.r.o is used for the author's prediction. This software works with finite element method and primarily it is used for nonlinear analysis of concrete structures. The numerical analysis of the slab strip is realized in 2D space and the SBeta material model was used to describe fibre reinforced concrete.

2. INPUT PARAMETERS OF SPECIMEN

The input parameters of specimen were taken from the assignment of the competition. The slab strip with a cross-section of 400 mm x 125 mm is supported by three supports. A span of each of the two fields is 3.0 m. The slab strip will be loaded with a pair of equal forces on the upper surface - each of the loads will be placed within half the span. The slab

strip is reinforced with conventional longitudinal bars positioned at the bottom region and over the intermediate support.

Material properties of the slab strip were provided by the competition organizer. The panel is made of concrete class C50/60-XD3(P)CL0.20-D_{max}12.5. Material parameters were specified on test specimens. The secant modulus of elasticity in compression is 31.9 GPa, the mean compressive strength determined on cylinders is 57.8 MPa. The concrete is reinforced with HE ++ 90/60 steel fibres with a tensile strength of 1900 MPa. The content of fibres in the mixture is 60 kg/m³. The residual flexural tensile strength determined according to fib Model Code 2010 recommendations was measured on six specimens. Results of these tests are load – CMOD diagram. The flexural tensile strength ranges from 5.3 MPa to 7.6 MPa. Concrete reinforcement was also subjected to material tests. The yield strength is slightly above 600 MPa.

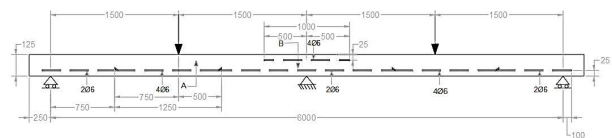


Figure 01: Geometry of the bending load test

3. NUMERICAL MODEL

3.1. Geometry

Geometry of the bending load test is based on the assignment. The slab strip is modelled as a one macro element divided by finite element mesh. A size of the finite element was chosen with regard to sufficient adequacy of the results to the required computational time. The finite elements are quadrangular with the sides of the elements 12.5 mm. The panel is divided into 10 elements along the height of the cross section. The lateral supports are modelled as free in the horizontal direction and the middle support is fixed. There are macro elements between supports and surface of slab strip. These macro elements represent distribution bearings and limit the region of singularity.

* Supervisor: doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

The reinforcing bars are inserted into the model as linear elements parallel to the member axis. A diameter of the bars is considered to be 5.7 mm according to the specifying parameters stated in the competition documents.

3.2. Material model of fibre reinforced concrete

The SBeta material model was used to describe the fibre reinforced concrete. This model is primarily intended for simulations of pure concrete material. Nevertheless, it offers the possibility of adjusting individual parameters and it is possible to capture different behaviour of fibre concrete. The SBeta material model includes the following effects of concrete behaviour: nonlinear behaviour in compression including strengthening and softening, fracture of concrete in tension based on the nonlinear fracture mechanics, reduction of compressive strength and reduction of shear stiffness after cracking. The material model does not affect the real cohesion of the reinforcement and concrete, it assumes it as perfect. It is assumed that the pull out or slippage of the reinforcement in the cross-section will not be the determining factor in the experiment, and therefore this is neglected in the simulation.

The input values of the material model parameters are derived from the assignment. The modulus of elasticity and compressive strength of the concrete correspond exactly to the mean measured values. The tensile strength of concrete is determined from the record of load versus CMOD. The tensile strength is the maximum stress before crack initialization and before the first force drop after loading. It is calculated as the average value from 4 samples with a similar value. Tensile strength is considered to be 5.12 MPa. The fibre concrete option is selected for the tensile softening type and the parameter values (fracture energy, tensile softening parameter c_1 and c_2) are determined by inverse analysis.

(4) SFRC Based on Fracture Energy

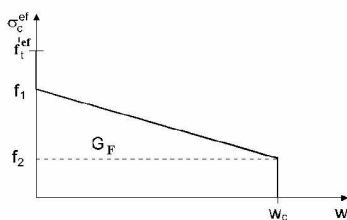


Fig. 2-8 Steel fiber reinforced concrete based on fracture energy.

Parameters: $c_1 = \frac{f_1}{f_t^{ef}}, c_2 = \frac{f_2}{f_t^{ef}}, w_c = \frac{2G_f}{f_1 + f_2}$

Figure 02: c_1 and c_2 parameters of steel fibre concrete of material SBeta

Inverse analysis was performed on tensile test specimens. Such parameters were sought for which the records of the numerical simulation correspond to the actual record from the load test.

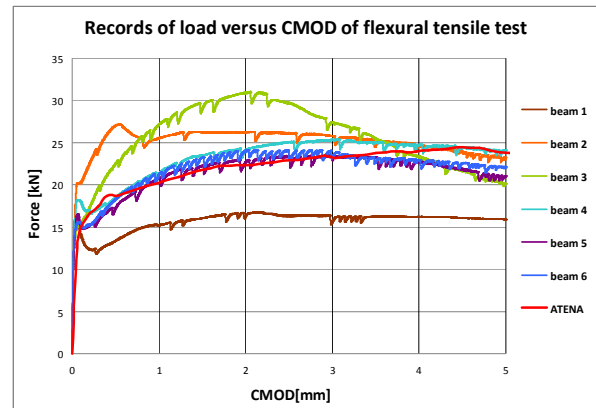


Figure 03: Comparison of inverse analysis results

The softening compression was changed to the value $w_d = -0.0125m$. The other parameters of the material model remained at the default values. All input parameters of the material model are listed in the following table.

Type:	CCSBETAMaterial
Initial elastic modulus:	$E = 31.9 \text{ Gpa}$
Poisson's ratio:	$\nu = 0.2$
Tensile strength:	$R_t = 5.12 \text{ MPa}$
Compressive strength:	$R_c = 57.8 \text{ MPa}$
Type of tension softening:	fibre reinforced concrete
Fracture energy:	$G_f = 3.998E-03 \text{ MN/m}$
parameter of softening 1	$c_1 = 0.35$
parameter of softening 2	$c_2 = 0.95$
Crack model:	fixed
Compressive deformation on compressive strength:	$e_c = -0.002834$
Compressive strength reduction of cracked concrete:	$c = 1.0$
Type of pressure softening:	Crush Band
Softening compression:	$w_d = -0.0125m$

Table 01: Parameters of fibre concrete

3.3. Material model of reinforcing bars

The stress/strain diagram of the reinforcing bars is entered as multi-linear with the same course for the tensile and compressive area. The diagram is composed of 4 points, which are determined from the real stress/strain diagram. These are the origin point, the point of yield strength, the point of ultimate strength and the end point. The specific values are listed in the following table.

Point	Strain [%]	Stress [MPa]
1	0,000	0
2	0,279	600
3	10,000	770
4	11,000	100

Table 02: points of stress/strain diagram of the reinforcing bars

3.4. Other setups

Monitoring points were introduced into the model to obtain comparable results. These are mainly monitors of applied loads, deflection at the loaded sections, tensile strain in the reinforcing bars and compressive strain in the FRC. Near the supports and loads, the monitors have been moved to an area where the results will not be affected by the

location of the bearings. The results are obtained from a displacement controlled test. The loaded cross section is shifted by 0.5 mm in each calculation step. 500 calculation steps are set to obtain all values up to a 50 mm deflection at the loaded section.

4. RESULTS

4.1. Prediction of slab strip behaviour

The following behaviour of the slab strip is predicted by numerical simulation: up to the total applied load of 22 kN, the main load-bearing capacity of the slab strip linearly increases without significant cracks. In the area between the force of 22 kN and 46 kN, the yield strength of the reinforcement is gradually reached and cracks develop. In this area, the fibres in the concrete structure are activated. After reaching a force of 46 kN, the total load-bearing capacity of the slab strip is exhausted and beyond this limit, there is a significant increase in deformation without a significant increase in load-bearing capacity. The residual strength is affected by the ultimate stress of the reinforcing bars. The maximum force is reached in the last step of the test and it is 55.8 kN.

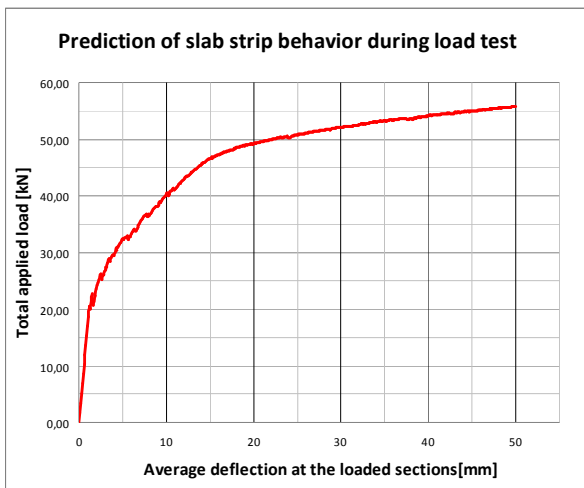


Figure 04: Prediction of slab strip behaviour during load test

4.2. Comparison with experiment

On 26 and 28 January 2022, real load tests of two slab strips were conducted in the laboratory of the Structural Division of the Department of Civil Engineering of Minho University (LEST). All the 8 quantities compared were measured during the load tests. Specifically, these are average deflection in the loaded sections, total applied load tensile strain in the flexural reinforcement at the loaded section, compressive strain in the SFRC at the loaded section, tensile strain in the top flexural reinforcement over the intermediate support, compressive strain in the SFRC over the intermediate support, average crack width in the sagging region and average crack width in the hogging region.

The maximum applied load in specimen 1 was 40.52kN and the maximum applied load in specimen 2 was 44.12kN in

the experiment. The average value of the maximum applied load is 42.26 kN. The numerical computational model predicted a maximum load capacity of 55.80kN, which is 32% higher. The comparison of other quantities is shown in the following table.

	The real experiment			ATENA	Difference
	Slab 1	Slab 2	Average		
Maximum total applied load [kN]	40,52	44,12	42,32	55,80	+32%
Maximum tensile strain in the flexural reinforcement at the loaded section [%]	3,80	4,57	4,19	23,98	+473%
Minimum compressive strain in the SFRC at the loaded section [%]	-0,75	-1,24	-1,00	-2,45	+146%
Maximum tensile strain in the top flexural reinforcement over the intermediate support [%]	6,76	10,01	8,39	25,1	+199%
Minimum compressive strain in the SFRC over the intermediate support [%]	-4,67	-3,09	-3,88	-2,37	-39%
Maximum of average crack width in the sagging region - steel reinforcement level [mm]	0,92	0,72	0,82	0,30	-63%
Maximum of average crack width in the hogging region - steel reinforcement level [mm]	-	0,76	0,76	0,29	-62%

Table 03: Comparison of results

The following graphs summarize the curves of the compared quantities as a function of the average deflection in the loaded section. For the experiment, these are the average values from the measurements of two specimens.

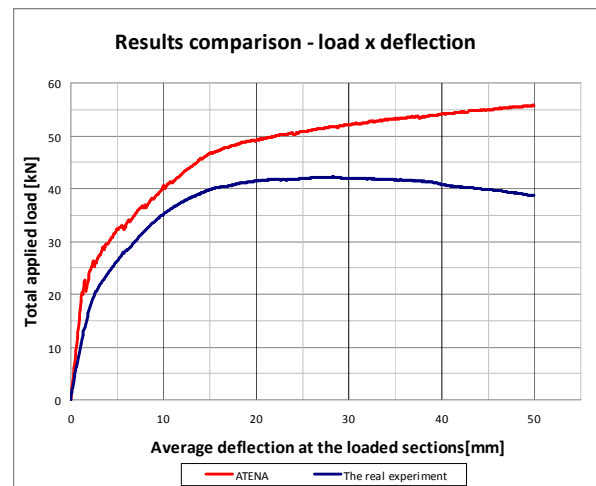


Figure 05: Results comparison – load x deflection

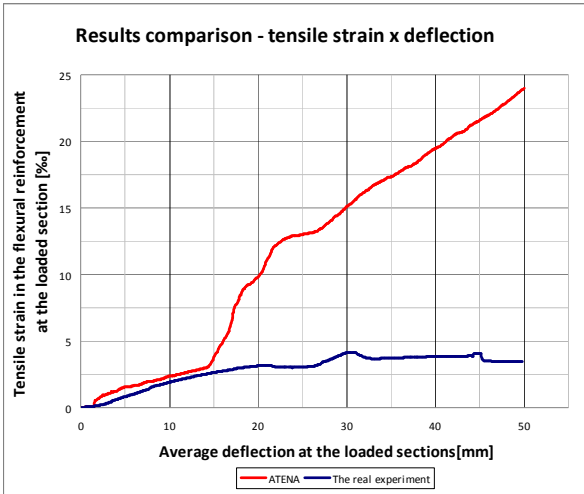


Figure 06: Results comparison – tensile strain x deflection

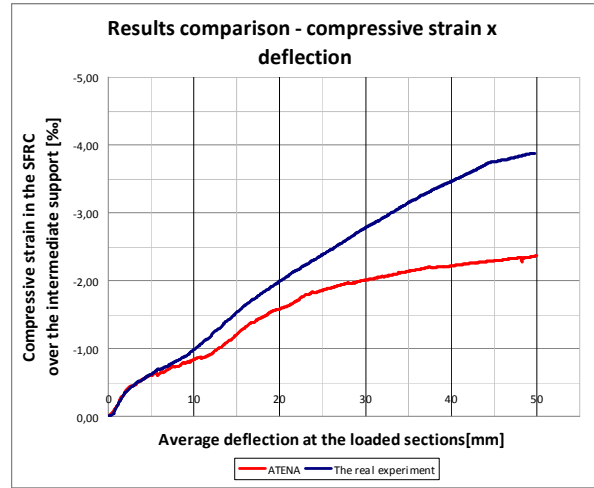


Figure 09: Results comparison – compressive strain x deflection

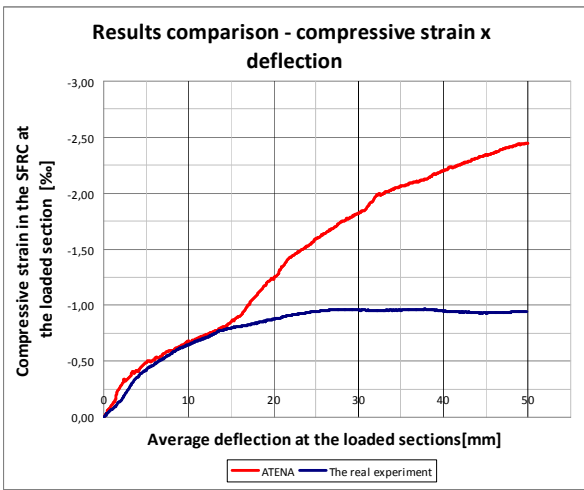


Figure 07: Results comparison – compressive strain x deflection

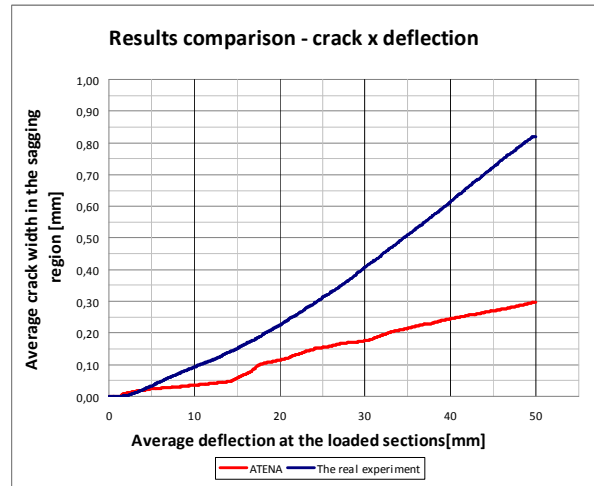


Figure 10: Results comparison – crack x deflection

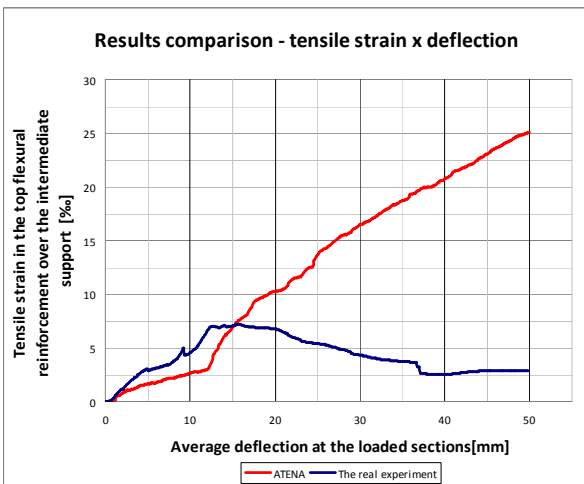


Figure 08: Results comparison – tensile strain x deflection

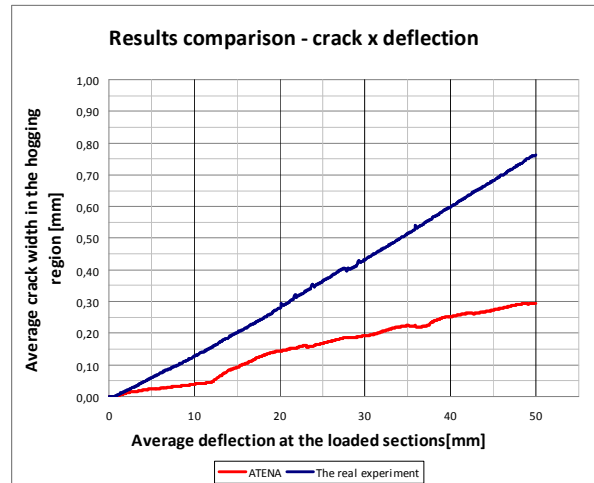


Figure 11: Results comparison – crack x deflection

4.3. Evaluation of results

In the area of linear elastic behaviour of the slab strip, the results of numerical simulation and real experiment are very similar. A smaller but still sufficient step can be found in the region of initial crack development, up to approximately 10 mm deflection. Although the real specimen shows a lower modulus of elasticity and a lower load capacity, but considering the many variables that enter into the whole problem, the results in this area can be considered satisfactory. In the deflection region from 10mm, there is a significant effect on the behaviour of the slab strip due to the development of cracks. In the numerical model, there is a considerable stretching of the reinforcing bars and a corresponding increase in the strain of the compressed part of the concrete. In the experiment, the stress along the section height is probably more linearly distributed and does not reach such high values in the extreme fibres. Nevertheless, the cracks are wider in the actual experiment.

Based on the numerical simulation performed and compared with the actual experiment, it can be concluded that the material model SBeta used to describe steel fibre reinforced concrete is suitable in areas of linear elastic material behaviour. In areas after significant crack development, the agreement of the results was poor. In order to obtain sufficient agreement, another set of input material parameters can be sought to match the tests performed on both tensile test specimens and slab strips. Whether such a combination of input parameters exists is the subject of further research.

5. CONCLUSIONS

The behaviour of the plate strip is predicted by numerical simulation. The fibre reinforced concrete is described by the SBeta material model in the ATENA software. The material parameters determined by the tests were applied to the model according to reality. Other parameters were added based on inverse analysis.

By comparison with the real experiment, agreement was found in the linear elastic behaviour of the fibre concrete. In the region beyond the crack development, the behaviour of the SBeta model is more similar to that of concrete and the set of input parameters found does not sufficiently represent the behaviour of fibre concrete. The subject of further research will be whether the parameters can be adjusted to achieve sufficient agreement. An alternative route is to use more complex material models to describe the SFRC.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was supported with the professional help of Associate Professor Ing. Iva Broukalová, Ph.D., and the author would like to thank to her.

REFERENCES

- Barros, J., Sanz, B. (2021), *Assignment of 2nd Blind Simulation Competition*.
- Červenka, V., Jendele, L. a Červenka, J. (2010), *ATENA Program documentation: Theory*.
- EN 14651:200 + A1 2007 (09/2007), *Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)*.
- Barros, J., Sanz, B. (2022), *Experimental results of 2nd Blind Simulation Competition*.

LINEAR LOCAL BUCKLING OF THIN UHPC WALLS WITHOUT INTERMEDIATE STIFFENERS

Jan Vesecký, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
jan.vesecky@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Moderní cementové kompozity, jako např. UHPC, umožňují výstavbu stále subtilnějších prvků s tenkostěnnými průřezy, blízcími se svými proporcemi průřezům typickým pro ocelové konstrukce. S těmito prvky je ovšem spojena problematika ztráty stability dílčích stěn, které nebyla dosud u betonových konstrukcí věnována téměř žádná pozornost. Článek se proto zabývá jedním ze základních způsobů ztráty stability prvků s tenkostěnným průřezem – lokálním boulením stěn. Numerickými výpočty jsou stanoveny hodnoty kritického napětí vnitřních i okrajových stěn proměnné délky, vystavených tlakovému, ohybovému nebo smykovému namáhání za předpokladu lineární pružné odezvy materiálu a nulových imperfekcí. Pro nejnižší hodnoty kritického napětí jsou odvozena kritéria maximální přípustné štíhlosti stěn z UHPC a v závěru článku jsou pro stěnu referenčních rozměrů stanoveny minimální přípustné tloušťky, potřebné pro zajištění stabilního chování.

KLÍČOVÁ SLOVA

Stabilita • Lokální boulení • Tenkostěnný průřez • Štíhlost • UHPC

ABSTRACT

Modern cementitious composites, such as UHPC, enable the construction of increasingly more slender elements with thin-walled cross sections resembling the proportions typical for steel structures. However, such members are subjected to the problem of loss of stability of individual walls. This problem has historically received little attention in the field of concrete structures. Therefore, this paper deals with one of the basic types of stability loss of thin-walled elements – local buckling. The critical stress values of variable length internal and outstanding walls, subjected to compression, bending, or shear loads assuming a linear elastic material response and zero imperfections, are determined by numerical analysis. For the lowest values of critical stress, criteria for the maximum admissible slenderness of UHPC walls are obtained, and finally the paper concludes with the minimum admissible thicknesses required to ensure stable behavior for a wall with reference dimensions.

KEYWORDS

Stability • Local buckling • Thin-walled cross-section • Slenderness • UHPC

1. INTRODUCTION

Most of the typical reinforced concrete (or prestressed concrete) beam members are designed with a solid cross section, stiff enough to prevent any potential stability failure. The same is true for most of the typical concrete columns, except the very slender ones, which may fail due to buckling. However, in general, for the majority of today's concrete structures, the stability check of individual members is not performed at all.

The situation changes considerably with the development of modern cementitious composites, most notably ultra-high performance concrete (UHPC). Due to its high compressive strength, significant tensile strength, and ductility (when compared to regular concrete), UHPC is suited for the design of members with (open or closed) thin-walled cross section. The thickness of individual walls of such a member can be as low as 25-30 mm (see Coufal et al., 2022 and Figure 1), comparable to a typical steel thin-walled cross-section.



Figure 1: Completed thin-walled UHPC structures:
a) footbridge near Vrapice village (KŠ Prefa),
b) experimental footbridge with Pi-section (FHWA).

* Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng.

Then, an important question naturally arises, whether such a member is stiff enough to reach its full capacity (strength failure), or whether it will earlier buckle (stability failure). There are multiple types of stability failure of thin-walled members.

1.1. Instabilities of thin-walled members

Slender columns and beams with a solid cross-section may lose only global stability, because the cross-section is highly rigid in its own plane. Therefore, the whole member (or its part between the lateral supports) buckles which usually leads to the collapse of the member. The types of global stability failure are

- Flexural buckling in compression;
- Torsional buckling in compression;
- Torsional-flexural buckling in compression;
- Lateral torsional buckling in bending.

Examples are shown in Figure 2.

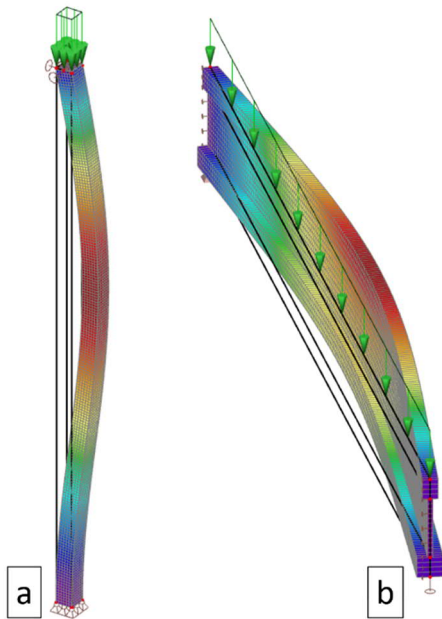


Figure 2: Selected types of global instabilities
a) flexural buckling, b) lateral torsional buckling.

While all mentioned global stability problems are relevant also for thin-walled members, additionally a loss of local stability may also occur. Then only a part of the cross-section buckles, while the rest may still be able to transfer loads. To identify local stability problems, cross-section of a member can no longer be assumed as rigid in its own plane, but instead must be considered as a set of interconnected walls. The types of local stability failure are:

- Local buckling;
- Distortional buckling;
- Web crippling.

Examples are shown in Figure 3.

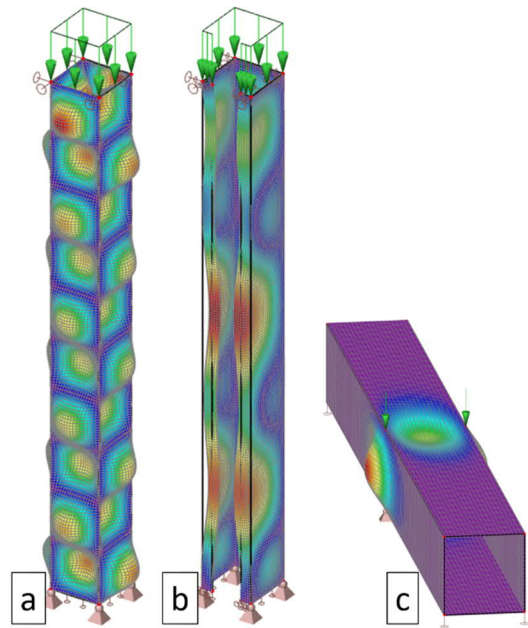


Figure 3: Types of local instabilities
a) local buckling, b) distortional buckling, c) web crippling.

1.2. Transition from cross-section to individual walls

There is, in general, infinitely many shapes of thin-walled cross-sections. Therefore, it is impossible to analyze every shape and it is convenient to split thin-walled members into individual walls (see Figure 4) and analyze those instead. There exist only two major types of walls obtained from the decomposition of thin-walled members:

- Internal wall – supported along all edges;
- Outstand wall – supported along three edges and free along one longitudinal edge;

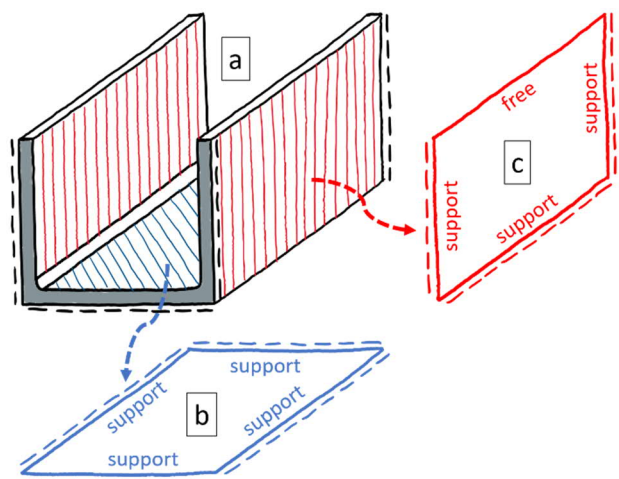


Figure 4: Decomposition of the thin-walled member with stiffened ends: a) original member, b) internal wall, c) outstand wall.

1.3. State of the art

The topic of local stability and especially the local buckling of thin walls is established for over a hundred years since the first formulation of the governing equations (see Section 2.1).

The problem is generally well researched and understood in the case of steel structures and the main conclusions and results may be found in multiple theoretical papers and monographs (for example, Timoshenko & Gere, 1961; Ziemian et al., 2010; Young et al., 2012) as well as design standards (for example EN 1991-1, Parts 1, 3 and 5). These results are derived from a wide range of linear and nonlinear numerical simulations as well as full-scale and reduced-scale experiments.

In contrast, there is currently very little knowledge about the local stability problems regarding the thin-walled cementitious composite members. This is most likely due to the fact that for many years it was virtually impossible to build actually thin-walled members. This situation changed in the last 20 years, with the first UHPC structures in the 2000s and especially with “bolder” UHPC (and TRC) structures in 2010s.

Only a few theoretical papers regarding the local buckling of UHPC thin-walled members have been published so far (Lee et al., 2021a; Lee et al., 2021b) and there are no provisions regarding local stability in any design codes and standards for concrete structures.

Thus, it is apparent that research in this topic is of high importance.

2. LOCAL BUCKLING

This paper is focused on the issue of local buckling, which is probably the most important type of local stability problem as listed in Section 1.1.

2.1. Theory – governing equations

To analyze the (local) buckling of a wall, it is necessary to link together in-plane wall theory (first introduced by George Biddell Airy in 1862 (published 1866)) and out-of-plane plate bending theory (first introduced by Marie Sophie Germain in 1816 (published 1821)). Assuming isotropic material properties, a set of fourth-order elliptic nonlinear partial differential equations (called Von Karman equations), is obtained (Föppl, 1907; Von Karman, 1910):

$$D_{ep} \cdot \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) - E_t \cdot t_w \cdot \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - 2 \cdot \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \partial y} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = f_z \quad (1)$$

$$\frac{\partial^4 \Phi}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 \Phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \Phi}{\partial y^4} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 = 0 \quad (2)$$

(+ appropriate boundary conditions)

where D_{ep} is the elastoplastic stiffness matrix, E_t is the tangential modulus of the material, t_w is the thickness of the wall, f_z is the lateral surface load, w is the load-induced deflection, calculated as the difference between the total deflection (w_{tot}) and the initial deflection due to imperfections (w_0), and finally Φ is the Airy stress function, from which the

unit in-plane normal (n_x , n_y) and shear (n_{xy}) forces can be calculated as the second partial derivations, multiplied by the thickness t_w .

Von Karman equations can be in general geometrically and materially nonlinear, including the effect of damage by introducing the matrix Ω , containing the damage parameters ω in tension (cracks) and compression (crushing).

However, in this paper, only the linearized form of equations is investigated.

2.2. Linear local buckling

A linear form of Von Karman equations can be considered when the following requirements are fulfilled (in addition to the required isotropic properties):

- Zero lateral load ($f_z \equiv 0$)
- Linear elastic material response (i.e., constant modulus of elasticity and Poisson’s ratio);
- No creep and/or shrinkage effects;
- “Perfect” wall without imperfections ($w_0 = 0$);
- Infinitesimal strains and displacements.

Then the Eqs. (1) and (2) can be combined into a single fourth-order linear homogeneous partial differential equation (Timoshenko & Woinowsky-Krieger, 1959):

$$D_{el} \cdot \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) + \left(n_x \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - 2 \cdot n_{xy} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + n_y \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = 0 \quad (3)$$

(+ appropriate boundary conditions)

where D_{el} is the elastic stiffness matrix.

The Eq. (3) represents a classical eigenvalue problem. Therefore, for the given homogeneous boundary conditions a pairs of eigenvalues and eigenfunctions can be found. Those represent the critical unit forces (n_{cr}) and the corresponding buckling shapes (w). Eigenvalues are usually represented in the form of critical stresses rather than critical unit forces, using a simple relation:

$$\sigma_{cr} = \frac{n_{cr}}{t_w} \quad (4)$$

In the most cases, the first (lowest) critical stress is the most important one.

It should be noted that the exact solution of an eigenvalue problem (Eq. (3)) can be found only for a very limited number of (special) cases, despite all simplifying assumptions. Therefore, only an approximate solution can be found in most cases, usually by using numerical methods (see Section 3.1).

2.3. Fundamental solution – simply supported wall

At first, it is important to investigate a case, for which an analytical solution can be found – an infinitely long wall ($l_w = \infty$) with a finite height (h_w) hinged on both longitudinal sides and loaded on the single longitudinal side by an uniform compressive force (n), see Figure 5.

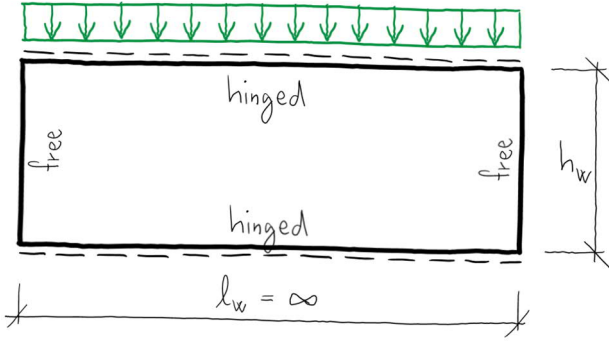


Figure 5: Scheme of the simply supported wall subjected to uniform vertical compression.

The analytical solution in such a case is similar to the analytical solution of a column with rectangular cross-section. Bending stiffness of a rectangular cross-section with a width (b) and height conveniently denoted (t) can be calculated as:

$$D_{rectangle} = E \cdot I = \frac{E \cdot b \cdot t^3}{12} \quad (5)$$

where I is an axial moment of inertia of the cross-section.

Assuming that a rectangular cross-section is instead a unit strip of a plate ($b = "1"$) with the thickness (t_w), the bending stiffness is slightly modified due to the effect of planar stress:

$$D_{plate} = \frac{E \cdot t_w^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \quad (6)$$

where μ is Poisson's ratio of the material. For the typical structural materials, bending stiffness of a plate is higher, compared to the stiffness of a rectangular cross section with the same width:

- Concrete ($\mu = 0,2$) – 4,2 % stiffness increase;
- Steel ($\mu = 0,3$) – 9,9 % stiffness increase;
- Perfectly plastic incompressible material ($\mu = 0,5$) – 33,3 % stiffness increase.

Then, the first critical unit force (usually called Euler force) of a wall, corresponding to the first buckling mode (see Figure 6) is defined as:

$$n_E = \frac{\pi^2 \cdot D_{plate}}{h_w^2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_w^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot h_w^2} \quad (7)$$

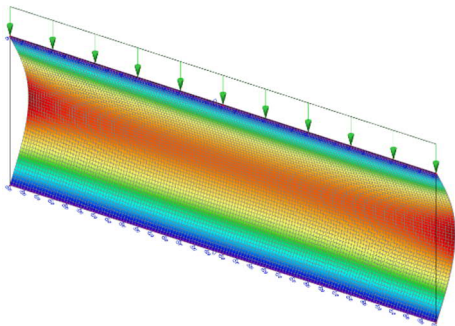


Figure 6: First buckling mode of the simply supported wall subjected to the uniform vertical compression (result for the finite length of the wall).

By dividing the uniform force by the thickness of a wall (t_w), a so-called Euler stress is obtained:

$$\sigma_E = \frac{n_E}{t_w} = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 \quad (8)$$

Let us define the slenderness of a wall as:

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} \quad (9)$$

And the Euler stress (Eq. (8)) can be finally expressed in the form:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot \lambda_w^2} \quad (10)$$

which will be later useful for the derivation of the limiting slenderness of a wall with arbitrary boundary conditions.

2.4. Arbitrary configuration of boundary conditions

As stated before, a local buckling eigenvalue problem (Eq. (3)) cannot be solved analytically in the most cases. Thus, it is convenient to relate the solution of an arbitrary configuration of boundary conditions and an arbitrary type of loading to the value of Euler stress of the simply supported wall (Eq. (10)), provided that the wall is rectangular (with length l_w and height h_w) and without any openings. Such relation can be formulated as:

$$k = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_E} \quad (11)$$

where k is so-called linear local buckling factor. To distinguish normal and shear stress buckling, the linear local buckling factor is usually denoted either k_σ or k_τ , and the critical (normal/shear) stress can be expressed as:

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \cdot \sigma_E \quad (12)$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E \quad (13)$$

Nevertheless, for the simplicity, throughout the rest of this paper, buckling factor will be denoted only as k .

3. LINEAR LOCAL BUCKLING FACTOR

As shown in the previous chapter, the linear local buckling factor (k) is one of the most important quantities describing the local buckling of the wall. Therefore, its values for the most practical cases of the UHPC walls are computed using the finite element method.

It is important to note that the linear local buckling factor is not a constant but rather that it is a function dependent on the length to height ratio of the wall (l_w/h_w). It is therefore expressed in the form of charts and then the minimum value (k_{min}) is evaluated for each type of boundary conditions and loading.

3.1. Numerical modelling

To find an approximate solution of an eigenvalue problem (Eq. (3)) a finite elements analysis was employed, using a general purpose software Scia Engineer 21.1. A problem with infinitely many degrees of freedom was therefore transformed

into a typical generalized eigenvalue problem of a matrix with a finite size, formally written as:

$$(K - \sigma_{cr} \cdot K_{\sigma}) \cdot w = 0 \quad (14)$$

where K is the global stiffness matrix of the wall and K_{σ} is the global initial stress matrix.

A very fine square mesh was used for the analysis to ensure the minimum error of an approximate solution. Always at least 100 square elements was used in the direction of the shorter side of the wall, thus:

$$a_e \leq \frac{\min(h_w, l_w)}{100} \quad (15)$$

where a_e is the size of the side of the square element.

A standard Cholesky decomposition was used to compute initial solution and global initial stress matrix. Subsequently, two different methods were used to solve the generalized eigenvalue problem (Eq. (14)):

- Lanczos method when multiple eigenvalues were desired, while the number of DOF was less than 1 million;
- Polynomial method when only a single (lowest) eigenvalue was desired and the number of DOF was greater than 0,5 million.

It was proven that those two methods were the fastest, while providing very accurate results (compared to each other as well as to other methods, e.g., subspace iteration or iterative ICGC).

3.2. Assumed boundary conditions

It was shown in Section 1.2 that an arbitrary thin-walled cross-section can be decomposed into a set of individual walls – either internal or outstand (see Figure 7).

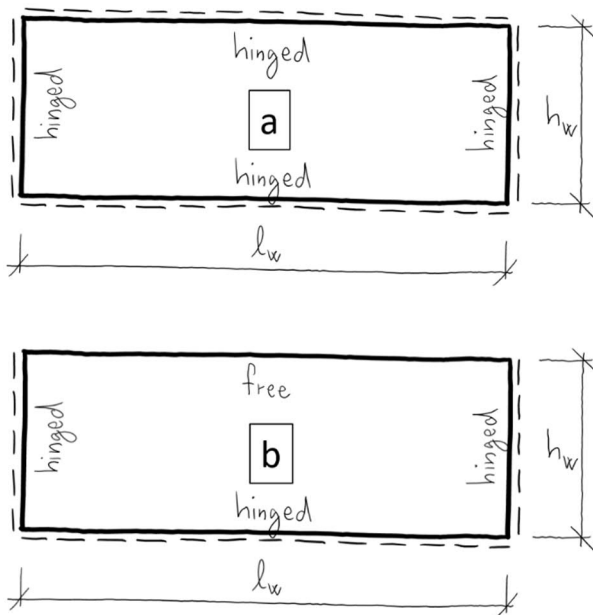


Figure 7: Scheme of a) internal and b) outstand wall with hinged boundary conditions.

The corners of the original cross-section where the walls are connected shall be replaced by boundary conditions along the longitudinal edge.

The most accurate representation of such a connection should be a combination of two springs – one providing partial out-of-plane rigidity, while the other providing partial rotational rigidity. However, the actual stiffness of those springs may vary from near-zero to almost infinity. In most cases, the provided out-of-plane rigidity is much higher than the rotational rigidity, thus it is reasonable to consider a perfectly rigid out-of-plane boundary condition without any rotational rigidity. Such boundary conditions will be furthermore called as *hinged*. It should be noted that if the connections do not provide enough out-of-plane rigidity, then the stability failure is called distortional buckling instead of local buckling and such a case is not considered in this paper.

Furthermore, in the case of an outstand wall, one of the longitudinal edges of the wall is not connected to any other wall, and then there should be no boundary conditions at all and such edge shall be called as *free*.

In relation to the trailing edges of the wall, simple stiffeners were considered on both sides, providing full out-of-plane restraint and zero rotational restraint. Therefore, *hinged* boundary conditions were imposed on both trailing edges.

No intermediate stiffeners were considered in this study.

3.3. Assumed types of loading

Generally, the loading of an individual wall can be arbitrarily complex, resulting in a complicated stress pattern, which may even vary along the longitude of the wall. However, as long as the linear behavior is maintained, any loading pattern can be constructed as a summation of basic loading types.

Therefore, in this paper only basic types of loading are considered, which produce an uniform stress pattern along the longitude of the wall (see also Figure 8). These are:

- Uniform compression;
- Uniform bending;
- Compression-bending interaction;
- Uniform shear.

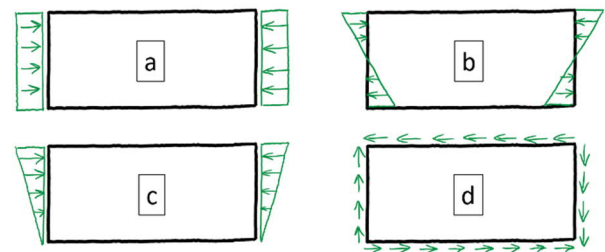


Figure 8: Assumed types of loading;
(a) uniform compression, b) uniform bending,
c) compression-bending interaction, d) uniform shear.

3.4. Assumed material properties

In Section 2.2, multiple requirements (assumptions) were listed to simplify the general governing equations of local buckling into a single governing equation of the linear local buckling.

It must be emphasized that those requirements are in general not fulfilled for the real thin-walled UHPC members:

- Modulus of elasticity and Poisson's ratio remain constant only prior to the first tensile crack and roughly prior to 70-80% of the compressive strength (Hamdy et al., 2014; Coufal et al., 2022);
- Material parameters may be even heterogeneous if the fiber reinforcement is predominantly oriented in one direction, for example, due to 3D printing (Yang et al., 2022);
- In the long term, the effect of creep and shrinkage is apparent;
- Wall is always imperfect and the magnitude of deflection may be comparable to the thickness of the wall (i.e., large displacements).

However, those sources of nonlinearity are not considered in this paper and therefore the results obtained in the next sections should be treated as the initial and partially overestimated approximation of the real local buckling strength of thin UHPC walls.

In this context, the following constant linear elastic material properties were considered:

- Modulus of elasticity $E = 50\,000$ MPa;
- Poisson's ratio $\mu = 0,2$.

It will be shown later, that the resulting linear local buckling factor k is independent of the modulus of elasticity, but depends on the Poisson's ratio in some cases.

3.5. Uniform compression

Internal walls, hinged along all edges and subjected to the uniform compression acting in the longitudinal direction buckle in multiple square-shaped half-waves (see Figure 9 and Figure 11), while the minimum linear local buckling factor k_{min} is reached each time the l_w/h_w ratio reaches an integer value.

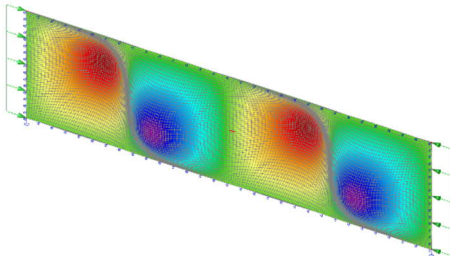


Figure 9: Linear local buckling of the hinged internal UHPC wall, $l_w/h_w = 4$, subjected to uniform compression.

Outstand walls hinged along three edges, free along a single longitudinal edge and loaded similarly buckle always in a single half-wave (see Figure 10 and Figure 11). However, for

the infinitely long wall ($l_w/h_w = \infty$) the linear local buckling factor for any number of half-waves approaches the same value, which is also the minimum value k_{min} . Therefore, in practice, for a very long outstand wall, the stability failure may occur in any number of half-waves.

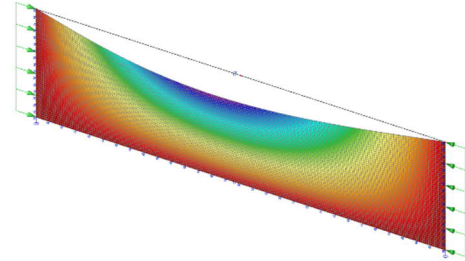


Figure 10: Linear local buckling of the hinged outstand UHPC wall, $l_w/h_w = 4$, subjected to uniform compression.

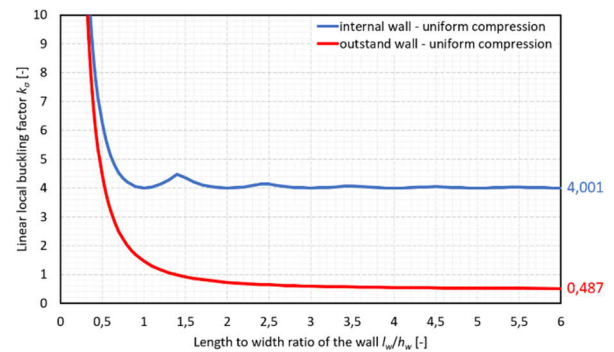


Figure 11: Linear local buckling factor of the hinged internal/outstand UHPC wall subjected to uniform compression.

3.6. Uniform bending

Internal wall, hinged along all edges and subjected to the uniform bending acting in the longitudinal direction buckles in multiple rectangle-shaped half-waves (see Figure 12 and Figure 16), while the minimum linear local buckling factor k_{min} is reached each time the l_w/h_w ratio reaches the multiple of $2/3$.

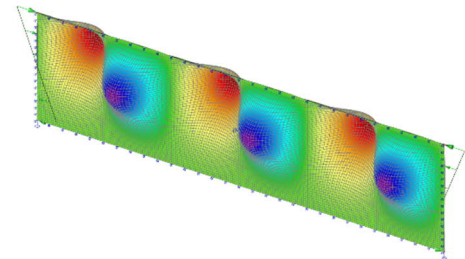


Figure 12: Linear local buckling of the hinged internal UHPC wall, $l_w/h_w = 4$, subjected to uniform bending.

In the case of an outstand wall, two significantly different types of uniform bending can be applied (see Figure 13):

- Negative bending – the compression is acting along the free edge;
- Positive bending – the compression is acting along the hinged edge.

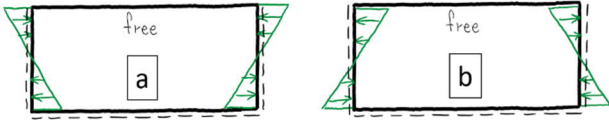


Figure 13: *Outstand wall subjected to a) negative bending, b) positive bending.*

When negative bending is imposed, the observed behavior is similar to the one of uniform compression of the outstand wall. It tends to buckle always in a single half-wave (see Figure 14 and Figure 16), but for the infinitely long wall, any number of half-waves is possible as well as the minimum value k_{min} at that moment.

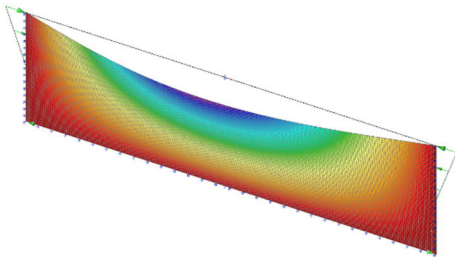


Figure 14: *Linear local buckling of the hinged outstand UHPC wall, $l_w/h_w = 4$, subjected to negative bending.*

In contrast, when positive bending is imposed, the free edge is „pretensioned“ and the behavior is the same as in the case of internal wall and the buckling occurs in multiple rectangle-shaped half-waves (see Figure 15 and Figure 16).

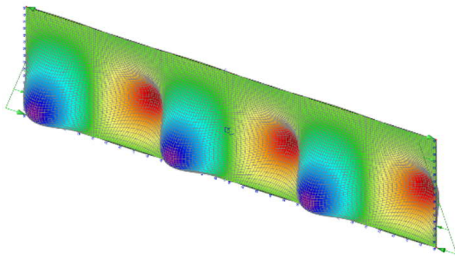


Figure 15: *Linear local buckling of the hinged outstand UHPC wall, $l_w/h_w = 4$, subjected to positive bending.*

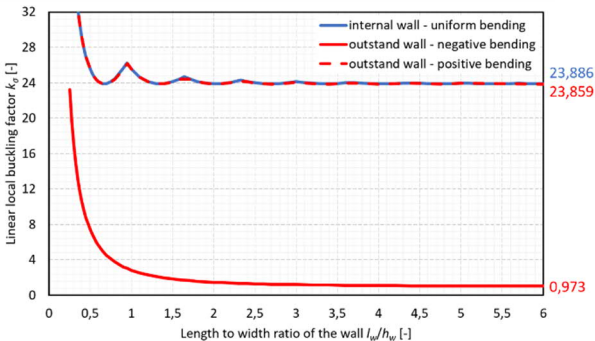


Figure 16: *Linear local buckling factor of the hinged internal/outstand UHPC wall subjected to uniform bending.*

3.7. Bending-compression interaction

In general, any ratio between bending- and compression-induced stress can be assumed. However, in this paper, only

the case when 50% of the stress is caused by bending and 50% by compression is investigated. Such a combination results in a triangularly shaped stress pattern along the longitude of the wall, with maximum compressive stress along one longitudinal edge and zero stress along the other longitudinal edge.

The observed buckling patterns are similar to the uniform bending in the case of internal wall and outstand wall subjected to compression + negative bending (see Figure 17, Figure 18, and Figure 20).

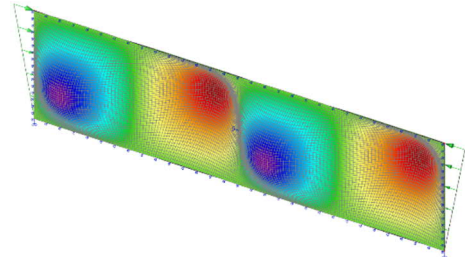


Figure 17: *Linear local buckling of the hinged internal UHPC wall, $l_w/h_w = 4$, subjected to 50% compression-negative bending interaction.*

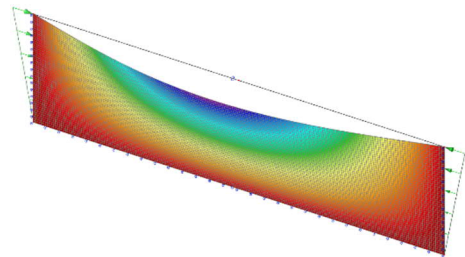


Figure 18: *Linear local buckling of the hinged outstand UHPC wall, $l_w/h_w = 4$, subjected to 50% compression-negative bending interaction.*

However, in the case of an outstand wall subjected to compression + positive bending, the free edge is no longer pretensioned and therefore the wall tends to always buckle in a single half-wave (see Figure 19 and Figure 20).

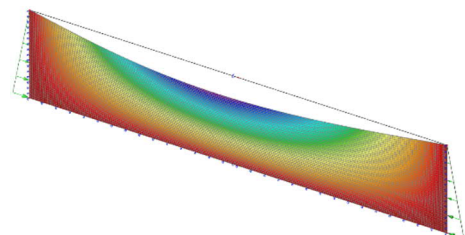


Figure 19: *Linear local buckling of the hinged outstand UHPC wall, $l_w/h_w = 4$, subjected to 50% compression-positive bending interaction.*

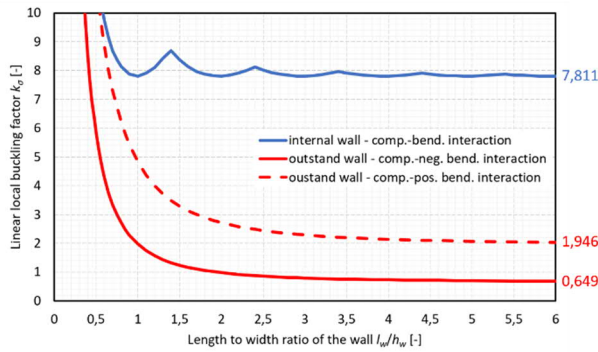


Figure 20: Linear local buckling factor of the hinged internal/oustand UHPC wall subjected to 50% compression-bending interaction.

3.8. Uniform shear

Internal walls hinged along all edges and subjected to a uniform shear buckle with multiple diagonally oriented half-waves (see Figure 21 and Figure 23). However, the minimum linear local buckling factor k_{min} is not reached multiple times, as in the case of compression and bending, but only once for the infinitely long wall.

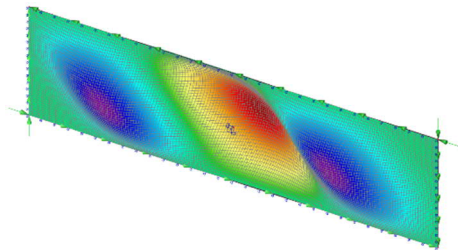


Figure 21: Linear local buckling of the hinged internal UHPC wall, $l_w/h_w = 4$, subjected to uniform shear.

In the case of outstand walls, a single half-wave buckling always occurs as the first (see Figure 22 and Figure 23) except for very short walls with the ratio $l_w/h_w \leq 0,7$ when multiple half-waves may occur.

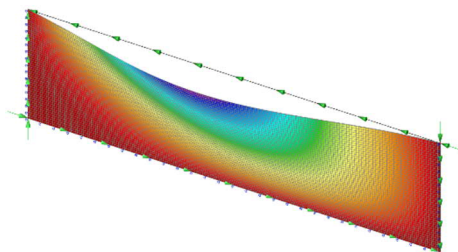


Figure 22: Linear local buckling of the hinged outstand UHPC wall, $l_w/h_w = 4$, subjected to uniform shear.

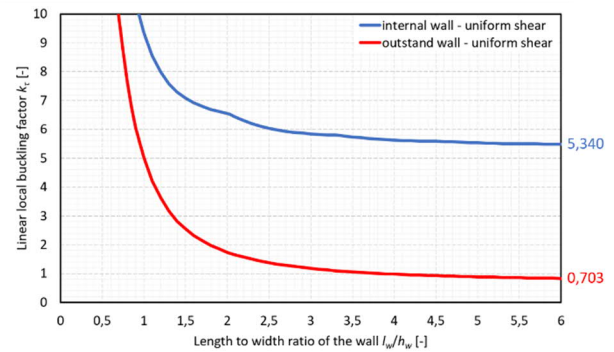


Figure 23: Linear local buckling factor of the hinged internal/oustand UHPC wall subjected to uniform shear.

3.9. Minimum linear local buckling factor

In most of the cases, members with thin-walled cross-section are usually relatively long, thus the length of an individual wall is significantly greater than its height, i.e., $l_w/h_w \gg 1$. Therefore, it is often reasonable to consider the minimum possible value of the linear local buckling factor k_{min} , rather than using the exact value, which is just slightly higher.

For that reason, the values of the minimum linear local buckling factor k_{min} are summarized in Table 1. In theory, those values are generally reached for the limit case $l_w/h_w = \infty$, however, due to the numerical solution those values were computed for the ratio $l_w/h_w = 75$. The difference is negligible.

Table 1: Minimum linear local buckling factor of the internal/oustand UHPC walls with hinged edges and subjected to different types of loading.

Loading	k_{min} [-]	
	Internal	Outstand
Compression	4,001	0,487
Comp. + negative bending	7,811	0,649
Negative bending	23,886	0,973
Comp. + positive bending	-	1,946
Positive bending	-	23,859
Shear	5,340	0,703

3.10. Comparison of UHPC and steel walls

It was stated in Section 1.3 that while there is currently almost no literature regarding local buckling of thin-walled UHPC members (or members made out of cementitious composites in general), there is, in contrast, a wide range of sources regarding local buckling of thin-walled steel members. Therefore, it is convenient to compare UHPC results presented in this paper with steel results from the literature (Timoshenko & Gere, 1961; Ziemian et al., 2010; Young et al., 2012; EN 1993-1-5, 2006), see Table 2.

It is apparent from the table that the linear local buckling factor is identical for UHPC and steel in the case of internal walls, therefore it is independent of both the modulus of elasticity and Poisson's ratio of the material.

Table 2: Comparison of minimum linear local buckling factor for UHPC and steel internal and outstand walls.

Loading	k_{min} [-]			
	Internal		Outstand	
	UHPC	Steel	UHPC	Steel
Compression	4,001	4,00	0,487	0,43
Comp. + neg. bend.	7,811	7,81	0,649	0,57
Negative bending	23,886	23,9	0,973	0,85
Comp. + pos. bend.	-	-	1,946	1,70
Positive bending	-	-	23,859	23,8
Shear	5,340	5,34	0,703	0,66

In contrast, the linear local buckling factor differs for UHPC and steel in the case of outstand walls, with UHPC being higher. The only exception is the outstand wall subjected to positive bending, which behaves similarly to the internal wall subjected to uniform bending. It can be shown that the difference in the values of linear local buckling factor is caused only by the different Poisson's ratio of both materials, while the modulus of elasticity does not influence the results.

Therefore, it can be concluded that the results related to the linear local buckling of internal steel walls can be directly adopted and applied for internal UHPC walls. Contrary, the linear local buckling of outstand UHPC walls must be addressed individually due to the different Poisson's ratio compared to steel.

In addition, it is shown that the linear local buckling factor of the outstand walls is inversely proportional to the Poisson's ratio of the material.

4. LIMITING SLENDERNESS OF THE WALL

It is of high practical importance to utilize linear local buckling factors from the previous chapter to distinguish between thin UHPC walls that may and may not lose stability due to local buckling prior to reaching compressive strength (or tensile strength in the case of bending and shear). The universal quantity for such distinction is limiting slenderness of the wall $\lambda_{w,lim}$.

It can be calculated first by the assumption of equilibrium between the strength of the material and the critical buckling stress, i.e., the case when both types of failure occur at once.

$$f = \sigma_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot \lambda_w^2} \quad (16)$$

From this equation, by rearrangement of variables, the limiting slenderness of the wall can be evaluated:

$$\lambda_{w,lim} = \sqrt{k} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2}{12 \cdot (1 - \mu^2)}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (17)$$

When the actual slenderness of the wall is higher than the limiting slenderness, it will fail due to linear local buckling prior to the strength failure.

Because the Eq. (17) depends on the modulus of elasticity and the strength of the material, it is not possible to tabulate the resulting limiting slenderness for each type of boundary conditions and loading. This problem is addressed in the next two sections.

4.1. Limiting slenderness of the wall with referential material parameters

While the value of Poisson's ratio of all UHPC mixtures can be in general assumed as $\mu = 0,2$ (Hamdy et al., 2014), the strength f and the modulus of elasticity E may vary significantly. Therefore, it is beneficial to express the limiting slenderness of the wall with referential material parameters and then later modify its value by suitably selected coefficients.

Referential material parameters can be chosen arbitrarily. In this paper, they were chosen as follows:

$$E_{ref} = 50\,000 \text{ MPa} \quad (18)$$

$$f_{c,ref} = 150 \text{ MPa} \quad (19)$$

$$f_{t,ref} = 10 \text{ MPa} \quad (20)$$

where E_{ref} is the referential modulus of elasticity, $f_{c,ref}$ is the referential compressive strength, and $f_{t,ref}$ is the referential tensile strength.

By substituting Eqs. (18) and (19) into the Eq. (17) the limiting slenderness of the "referential" UHPC wall subjected to compression can be evaluated as:

$$\lambda_{w,c,ref,lim} = 16,8991 \cdot \sqrt{k} \quad (21)$$

and by substituting and Eqs. (18) and (20) into the Eq. (17) the limiting slenderness of the "referential" UHPC wall subjected to tension or shear can be evaluated as:

$$\lambda_{w,t,ref,lim} = 65,4498 \cdot \sqrt{k} \quad (22)$$

4.2. Generalized limiting slenderness of the wall

With known limiting slenderness of the referential wall, it is convenient to finally express the limiting slenderness of the wall with arbitrary material parameters by employing referential material parameters and expanding Eq. (17) in the following form:

$$\lambda_{w,lim} = \sqrt{k} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2}{12 \cdot (1 - \mu^2)}} \cdot \sqrt{\frac{E_{ref}}{f_{ref}}} \cdot \sqrt{\frac{E}{E_{ref}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ref}}{f}} \quad (23)$$

The last two ratios from the equation can be denoted as the coefficient of real modulus of elasticity (c_E) and the coefficient of real strength (c_f):

$$c_E = \sqrt{\frac{E}{E_{ref}}} \quad (24)$$

$$c_f = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f}} \quad (25)$$

Then the Eq (23) can be written as:

$$\lambda_{w,lim} = \sqrt{k} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2}{12 \cdot (1 - \mu^2)}} \cdot \sqrt{\frac{E_{ref}}{f_{ref}}} \cdot c_E \cdot c_f \quad (26)$$

and finally evaluated using Eqs. (21) and (22) and the appropriate type of the reference strength (compressive or tensile):

$$\lambda_{w,c,lim} = 16,8991 \cdot \sqrt{k} \cdot c_E \cdot c_f \quad (27)$$

$$\lambda_{w,t,lim} = 65,4498 \cdot \sqrt{k} \cdot c_E \cdot c_f \quad (28)$$

In the case of both tensile and compressive stress acting on the wall at once (i.e. bending), both equations need to be evaluated and the value of the limiting slenderness which corresponds to the type of strength failure, that would occur as the first, should be used.

By evaluating Eqs. (27) and (28), assuming all loading cases described in the Sections 3.5 to 3.8 and selecting minimum possible values of the linear local buckling factor k_{min} from the Table 1 a conservative values of limiting slenderness of the wall can be derived, which are summarized in the Table 3.

Table 3: Limiting slenderness of the internal/outstand UHPC walls with hinged edges and subjected to different types of loading.

Loading	Failure	$\lambda_{w,lim} [-]$	
		Internal	Outstand
Compression	C	33,80 · $c_E \cdot c_f$	11,79 · $c_E \cdot c_f$
Comp. + neg. b.	C	47,23 · $c_E \cdot c_f$	13,61 · $c_E \cdot c_f$
Negative bending	C	82,59 · $c_E \cdot c_f$	16,67 · $c_E \cdot c_f$
	T	319,87 · $c_E \cdot c_f$	64,56 · $c_E \cdot c_f$
Comp. + pos. b.	C	-	23,57 · $c_E \cdot c_f$
Positive bending	C	-	82,54 · $c_E \cdot c_f$
	T	-	319,69 · $c_E \cdot c_f$
Shear	T	151,24 · $c_E \cdot c_f$	54,88 · $c_E \cdot c_f$

5. LIMITING THICKNESS OF THE WALL

In the previous chapter, the limiting slenderness of the walls subjected to different types of loading was evaluated. It is then also possible to easily evaluate the limiting thickness $t_{w,lim}$ by combining Eqs. (9) and (26) and rearranging the variables:

$$t_{w,lim} = \frac{h_w}{\lambda_{w,lim}} = \frac{h_w}{\sqrt{k} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2}{12 \cdot (1 - \mu^2)}} \cdot \sqrt{\frac{E_{ref}}{f_{ref}} \cdot c_E \cdot c_f}} \quad (29)$$

5.1. Wall with referential material parameters and dimensions

In the Table 4, the limiting thickness from the Eq. (29) is evaluated assuming referential material parameters as defined by Eqs. (18) to (20) and by assuming referential height:

$$h_{w,ref} = 1000 \text{ mm} \quad (30)$$

Table 4: Limiting thickness of the referential internal/outstand UHPC walls with hinged edges and subjected to different types of loading.

Loading	Failure	$t_{w,ref,lim} [\text{mm}]$	
		Internal	Outstand
Compression	C	29,6	84,8
Comp. + neg. b.	C	21,2	73,5
Negative bending	C	12,1	60,0
	T	3,1	15,5
Comp. + pos. b.	C	-	42,4
Positive bending	C	-	12,1
	T	-	3,1
Shear	T	6,6	18,2

It is apparent that the outstand wall subjected to compression, negative bending, or a combination of both is the most susceptible to local buckling, while the internal wall subjected to bending or shear is the least likely to buckle.

5.2. Arbitrary wall

Finally, it is possible to easily calculate limiting thickness of an arbitrary rectangular UHPC wall using values from the Table 4 and by defining the coefficient of the real height of the wall as:

$$c_h = \frac{h_w}{h_{w,ref}} \quad (31)$$

Then the limiting thickness can be calculated as:

$$t_{w,lim} = t_{w,lim,ref} \cdot \frac{c_h}{c_E \cdot c_f} \quad (32)$$

6. IMPORTANT REMARKS

It is important to recall that all results presented in this paper and especially the limiting slenderness and thickness of the wall provided in Table 3 and Table 4 were calculated with the assumptions in Section 2.2 related to the linear behavior. Behavior of the real thin-walled UHPC members is highly nonlinear (both materially and geometrically).

Thus, the obtained limiting slenderness and thickness represent the first approximation and the theoretical upper limit, which can never be reached for the real structures and therefore the presented results should be used with knowledge of this limitation.

Secondly, the coefficients c_E and c_f (Eqs. (24) and (25)) include the real modulus of elasticity and the real strength of UHPC. However, it is not mentioned which type of material parameters (in terms of statistics) should be used. While it is up to each engineer to use the most appropriate values, it is recommended to use 5% quantile of the modulus of elasticity and the 95% quantile of strength. Such a combination of material parameters provides the safest estimate of the limiting slenderness/thickness of the wall.

7. CONCLUSIONS

In this paper, a relatively new and underresearched topic of the local stability of thin-walled UHPC members was addressed, focusing especially on the issue of linear local buckling of individual walls under compression, bending and shear. The importance of this topic is most likely to grow significantly in the near future.

It was shown that the linear local buckling factor k is independent of the modulus of elasticity as well as Poisson's ratio of the material in the case of hinged internal wall, but that it is dependent on the Poisson's ratio in the case of hinged outstand wall. Therefore, it is not possible to adopt the results from the extensive literature on the topic of local buckling concerning steel structures.

For a total of 10 combinations of boundary conditions and types of loading, a limiting slenderness and limiting thickness of UHPC walls was calculated, assuming a minimum value of

the linear local buckling factor k_{min} . These results may be used as the useful first estimate (upper bound) for the local stability check of thin-walled UHPC members.

8. FUTURE RESEARCH

The author's future research regarding this topic is going to be focused on the extension and generalisation of the results presented in this paper, with respect to the linear local buckling.

Furthermore, the research is also going to account for the nonlinear behavior of thin-walled UHPC members and therefore ultimately to establish the real (nonlinear) values of the limiting slenderness subjected to an arbitrary type of loading.

ACKNOWLEDGEMENTS

Hereby, the author would like to appreciate the financial support by the Grant Agency of the Czech Technical University in Prague, grant No. SGS22/038/OHK1/1T/11 „Local Stress and Stability of Cementitious Composite Members“ („Lokální napjatost a stabilita prvků z cementových kompozitů“).

Furthermore, the author would like to appreciate the financial support by the Ministry of Industry and Trade of the Czech Republic, grant No. CZ.01.1.02/0.0/0.0/20_321/0025126 „Research and development of the use of UHPC for the main structural members of civil engineering structures of transportation buildings“ („Výzkum a vývoj využití UHPC pro hlavní konstrukční prvky inženýrských konstrukcí dopravních staveb“).

References

- Airy, G. B. (1866), *An Elementary Treatise on Partial Differential Equations*, London and Cambridge: MacMillan and Co.
- Coufal, R., Kalný, M., Kolísko, J. & Vitek, J. L. (2022), *Technická pravidla ČBS 07 – Ultra vysokohodnotný beton (UHPC)*, Česká betonářská společnost ČSSI
- EN 1993-1-1 (2005), Eurocode 3: *Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels: CEN
- EN 1993-1-3 (2006), Eurocode 3: *Design of steel structures – Part 1-3: Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*. Brussels: CEN
- EN 1993-1-5 (2006), Eurocode 3: *Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements*. Brussels: CEN
- Föppl, A. (1907). *Vorlesungen Über Technische Mechanik*, Druck und Verlag von B.G. Teubner
- Germain, M. S. (1821), *Recherches sur la théorie des surfaces élastiques*, Paris: M.me v.e Courcier
- Hamdy, K. S. E. et al. (2014), Mechanical properties of Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete. *Int. Journal of Engineering and Innovative Technology* **4**(4), pp. 4-10
- Lee, J. et al. (2021a), ‘Theoretical Local Buckling Behavior of Thin-Walled UHPC Flanges Subjected to Pure Compression’, *Materials* **14**(9), 2130
- Lee, J. et al. (2021b), ‘Experimental and numerical evaluations of local buckling in thin-walled UHPFRC flanges’, *Thin-Walled Structures*, Vol. 163, 107662
- SCIA Engineer, Documentation, available at: <https://kc.scia.net/Documentation/>
- Timoshenko, S. P. & Gere, J. M. (1961), *Theory of Elastic Stability*, 2nd ed., New York: McGraw-Hill, ISBN: 978-0-486-47207-2
- Timoshenko, S. P. & Woinowsky-Krieger, S. (1959), *Theory of Plates and Shells*, 2nd ed., McGraw-Hill, ISBN: 0-07-085820-9
- Von Karman, T. (1910). *Festigkeitsprobleme im Maschinenbau*, In: ‘Encyklopädie der Mathematischen Wissenschaften’, Druck und Verlag von B.G. Teubner, pp. 311-385
- Young, W. C., Budynas, R. G. & Sadegh, A. M. (2012), *Roark's Formulas for Stress and Strain*, 8th ed., McGraw-Hill, ISBN: 978-0-07-174248-1
- Ziemian, R. D. et al. (2010), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 6th ed., New Jersey: John Wiley & Sons, ISBN: 978-0-470-08525-7

AKTUÁLNÍ LEGISLATIVA ČR PRO NÁVRH MOSTŮ VYSOKORYCHLOSTNÍCH TRATÍ

Pavel Vrba, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
pavel.vrba@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Výstavba vysokorychlostních tratí je v současnosti často zmiňovaný způsob zkvalitnění železniční dopravy ve světě i ČR. S rozvojem těchto tratí se objevuje potřeba nových přemostění splňující nové požadavky. Požadavky na návrh mostů vysokorychlostních tratí se týkají samotného chování konstrukce s ohledem na dynamická zatížení, ale také přibývají omezení vyplývající z návrhu železničního svršku. Zásadním aspektem při návrhu mostní konstrukce vysokorychlostních tratí je odezva na dynamická zatížení, která při vysokých rychlostech vlakových souprav vznikají. Příspěvek shrnuje problematiku dynamického zatížení železničních mostů z pohledu aktuální legislativy. Pozornost je dále věnována obecně platným normám a interním předpisům Správy železnic, které řeší problematiku návrhu mostů a jejich uplatnění při návrhu mostů vysokorychlostních tratí.

Cílem příspěvku je shrnutí aktuálního stavu legislativy pro návrh mostů vysokorychlostních tratí.

KLÍČOVÁ SLOVA

Vysokorychlostní trať, dynamická analýza, železniční most, normy

ABSTRACT

Currently, the construction of high-speed railways is a frequently mentioned method for the improvement of railway transportation across the Czech Republic as well as the world. Due to its development, there is a need to analyze new approaches to bridge construction to comply with new demands. Bridge design requirements of high-speed railway bridges relate to the dynamic response of construction. Furthermore, there is an addition due to increased demands of railway superstructure because of high speed.

The main aspect of high-speed railway bridge design is the response to the dynamic load which emerges from the high-speed train set. The paper describes the dynamic loads of railway bridges from the point of current legislation. In addition, it focuses on European norms and internal regulation of the railway's state organization Správa železnic., which

deals with bridge design application of high-speed railway bridges.

The paper aims to summarize the current legislation state of high-speed railway bridge design

KEYWORDS

High-speed railway, dynamic response, railway bridge, Norms

1. ÚVOD

1.1. Vysokorychlostní tratě

Projekty staveb vysokorychlostních tratí (dále VRT) na území české republiky s sebou přináší potřebu přemostění stávajících komunikací, vodních toků a terénních překážek. Návrh mostních konstrukcí pro traťové rychlosti přesahující 200 km/h s sebou přináší značná dynamická zatížení, která musí být v návrhu zohledněna.

V současné době na našem území probíhá příprava pilotních projektů rychlých spojení. Pro projektování vysokorychlostních tratí v minulých letech vznikla řada studií a podkladových materiálů vycházející ze zkušeností ze zahraničí (zejména Francie). Krom provedených studií a interních předpisů Správy Železnic, jsou pro návrh konstrukcí závazné normové podklady jejíž využití, v kontextu projektování dynamicky významně zatížených konstrukcí, je nejednoznačně uchopitelné.

Cílem příspěvku je shrnutí aktuálního stavu legislativy (technické normy a interní předpisy správce železnic) s ohledem na návrh mostů vysokorychlostních tratí, tedy dynamicky významně zatížených konstrukcí. Snahou tohoto příspěvku je ucelení problematiky navrhování dynamicky zatížených konstrukcí a poukázání na případné nesoulady.

1.2. Dynamika železničních mostů

Vlakové soupravy projíždějící rychlostí přesahující 200 km/h generují nezanedbatelná dynamická zatížení podobná Rayleiovým vlnám. Jedná se o povrchové vlnění s kruhovým charakterem, jehož následkem je oscilace povrchu konstrukce (a s tím i kolejového svršku). Jedná o zatížení technickou

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

seismicitu jejíž zdroje účinků jsou známé a na které se návrh mostu musí uzpůsobit.

Z níže uvedeného znění dynamické pohybové rovnice vynuceného kmitání jsou patrné parametry, ovlivňující dynamickou odezvu konstrukce. Jsou jimi tuhost, hmotnost, útlum a časový průběh zatížení.

$$Kr(t) + C\dot{r}(t) + M\ddot{r}(t) = f(t) \quad (1)$$

Hmotnost zahrnuje vlastní tíhu samotné konstrukce i další stálé zatížení konstrukcí a vybavení mostního svršku. Tuhost je dána průřezovými a materiálovými charakteristikami nosné konstrukce a případným spolupůsobením v úrovni nosné konstrukce – kolejový svršek. Tyto parametry jsou ovlivněny samotným návrhem konstrukce.

Průběh zatížení je odvozený od použitého vlaku a traťové rychlosti. Zatížení definuje norma formou HSLM sestav nebo jinými vlakovými soupravami, jejíž provoz lze na dané trati předpokládat.

Útlum je klíčovým parametrem dynamické analýzy, jehož hodnotu nelze spolehlivě odhadnout. Hodnota je zde ovlivněna použitým materiálem, jeho vadami, skladbou kolejového svršku a jeho dynamickými parametry nebo charakterem deformace.

Vibrace konstrukce mohou mít vliv na velikost vnitřních sil, způsobovat lokální únavová poškození a důsledkem rezonance může být kolaps celé konstrukce. Deformace způsobené vibracemi mohou ovlivnit bezpečnost, plynulost a komfort dopravy. Z těchto důvodů je dynamické vyšetřování mostů vysokorychlostních tratí důležité. Vhodným návrhem lze docílit požadovaného komfortu, bezpečnosti a udržitelnosti železniční dopravy.

„Správné pochopení problémů dynamiky mostů přispívá totiž k hospodárnému navrhování nových konstrukcí a k racionálnímu využívání mostů v provozu.“
(Frýba, Dynamika železničních mostů)

2. POŽADAVKY NA MOSTY VYSOKORYCHLOSTNÍCH TRATÍ

Mosty vysokorychlostních tratí jsou v našem regionu zcela novou skupinou navrhovaných konstrukcí. Přináší tak řadu nových principů a pravidel platných pro jejich návrh. Rostoucí dopravní rychlosti je nutné zohlednit geometrii příčného uspořádání na mostě i dalšími pravidly definující umístění konstrukce z hlediska požadavků železničního svršku. Další požadavky pro tyto mosty vycházejí například z potřeb pro údržbu a plynulosti dopravy.

Parametrům návrhu mostů z hlediska koncepce návrhu se dle provedené rešerše podkladů věnují následující zdroje (zpravidla se tyto podklady nevěnují statické nebo dynamické analýze).

- Interní předpisy Správy železnic (S3, MVL 110, MVL150, Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR)
- Normové podklady (ČSN EN 1990, ČSN EN 73 6201)
- Odborná literatura

Obecně se pro mosty VRT požaduje splnění nejvyššího stupně spolehlivosti, kvality, bezpečnosti staveb. Předpokládá se

velkokorysé geometrické vedení tratě s ohledem na pohodlí cestujících, které musí být splněno i v rámci souvisejících inženýrských konstrukcích. S ohledem na bezpečnost a plynulost provozu jsou tratě VRT vždy vedeny minimálně ve dvoukolejném uspořádání.

2.1. Navrhování mostů dle interních předpisů

2.1.1. Interní předpis SŽ S3

Předpis SŽ S3 se obsahuje souhrn zásad pro projektování železničního svršku tratí s normálním rozchodem. V nejnovější verzi (od roku 2021) byl doplněn o díl XVII pojednávající o železničním svršku pro rychlosti nad 200 km/h (do 360 km/h). V oboru rychlostí odpovídající VRT předpis definuje rozměry drážní stezky, odstupy překážek od osy koleje, pravidla pro umístování výhybek a kolejových dilatačních zařízení (KDZ). Nové parametry jsou v souladu s Manuálem VRT.

Z hlediska projektování mostů vrt předpis definuje geometrické uspořádání koleje a mostního svršku. Předpis nijak neřeší problematiku návrhu mostu z hlediska dynamických zatížení. Ustanovení ohledně umístování bezстыkové kolejí jsou dle předpisu podrobně řešena v MVL 150.

2.1.2. Interní předpis MVL 110 a MVL 150

MVL 110 Standardní typy nosných konstrukcí železničních mostních objektů definuje zásady pro navrhování „běžných“ železničních mostních objektů. MVL 110 předkládá základní kritéria pro návrh železničních mostů a způsob jak přistupovat k návrhu konstrukce. První část tohoto předpisu společně s ČSN EN 73 6201 a ČSN EN 1990 tvoří myšlenkový základ vhodný pro návrh koncepce železničního mostu.

Část předpisu, věnující se výčtu jednotlivých „běžných“ konstrukcí není z pohledu VRT použitelná (jako standardní konstrukce jsou uvažovány jednokolejné, kolmé mosty o jednom poli). Návrhu konstrukcí významně zatížených dynamickými účinky se MVL 110 nevěnuje.

MVL 150 Kombinovaná odezva mostu a koleje navazuje svým pojetím na předpisy SŽ S3. Podrobněji se věnuje návrhu bezстыkové koleje a jejího dopadu na návrh mostu. Předpis definuje požadavky umístění kolejových dilatačních zařízení (KDZ) a jejich vliv na návrh mostu.

Předpis požaduje stanovení namáhání, od dynamických účinků dopravy, pro posouzení únosnosti kolejnic. MVL 150 se nevěnuje návrhu mostu z hlediska dynamického zatížení ani neuvádí dynamické parametry bezстыkové koleje a mostního svršku.

2.1.3. Manuál pro mosty VRT ve stupni DÚR

Další požadavky pro návrh mostů VRT jsou definovány v Manuálu pro projektování VRT ve stupni DÚR (dále jen Manuál VRT) jehož znění je v tuto chvíli utajováno. Manuál nelze v tuto chvíli citovat, avšak většina požadavků z něj vyplývajících je v souladu se zkoumanými předpisy.

2.2. Zásady navrhování mostů dle norem

Základními normami pro návrh mostních konstrukcí jsou ČSN EN 73 6201 Projektování mostů, která se primárně věnují

návrhu mostu z hlediska geometrie a údržby. Další normou je ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí, která definuje zatížení, princip mezních stavů, pravidla týkající se zatížení a posuzování konstrukcí.

2.2.1. Zásady navrhování konstrukcí ČSN EN 1990

V základní části norma definuje způsoby zatěžování konstrukcí a metodiku posuzování dle mezních stavů. Pro návrh konstrukcí je dle normy požadována vhodná volba materiálu, statického schématu a konstrukčními zásadami. Norma definuje metodiku mezních stavů a požadavky jejich omezení.

Norma dále klasifikuje zatížení na zatížení, statická, dynamická a kvazistatická. Pro návrh mostních konstrukcí na dynamické účinky se zpravidla používají kvazistatické zatížení (požadavek platný pro konvenční tratě). Pro mosty VRT platí předpoklad značných dynamických zatížení, pro které je předběžné stanovení dynamického součinitele nepřesné (bez dynamické analýzy).

Příloha A2 normy definuje požadavky pro aplikaci na mostní konstrukce. Definuje požadavky kombinační pravidla, požadované hodnoty součinitelů a kritéria pro omezení mezních stavů.

2.2.2. Norma projektování mostů ČSN EN 73 6201

Norma ČSN EN 73 6201 definuje základní požadavky pro návrh konstrukcí z hlediska prostorového uspořádání, vedení koleje, požadavků na odstupy od překážek, požadavky na služební chodník/drážní stezku nebo požadované geometrické rezervy. Norma definuje volný mostní prostor (VMP) v závislosti dopravní rychlosti (pro VRT je dle rychlosti příslušný VMP=3,5m). Statické schéma a nosná konstrukce se má volit dle vzájemného působení nosné konstrukce, spodní stavby a železničního svršku (s odkazem na ČSN EN 1991-2). Doporučení článku 14.11.1 hovoří o snaze minimalizovat počet přechodů mezi nosnými konstrukcemi, z čehož vyplývá preference spojených nosníků (protichůdný požadavek z hlediska návrhu bezстыkové koleje nebo možný rozkol s politikou používání KDZ). Kolejnicové pásy na nově budovaných mostech se dle této normy a požadavků předpisu SŽ S3 požadují řešit ve smyslu průběžného kolejového lože v odůvodněných případech pevné jízdní dráhy.

2.3. Obecné požadavky dynamicky zatížených konstrukcí

Dynamika železničních mostů je obor věnující se studiu odezvy mostní konstrukce na železniční zatížení, které je reprezentováno pohybujícími se nápravovými silami. Nejdůležitějšími vlastnostmi ovlivňující dynamické chování železničních mostů jsou frekvenční vlastnosti konstrukce, frekvenční vlastnosti vozidel, útlumové vlastnosti konstrukce a rychlost pohybu vozidel.

Mezi frekvenční vlastnosti konstrukce patří délka, hmotnost a tuhost nosné konstrukce mostu. Frekvenční vlastnosti vozidel reprezentují hmotu vozidel a jejich způsob tlumení. Pro popis útlumových charakteristik se často používá tzv. logaritmický dekrement útlumu. Logaritmický dekrement je definován jako

přirozený logaritmus poměru po sobě následujících amplitud. Rychlost pohybu vozidel je nutno uvažovat jako celé spektrum možných rychlostí v daném úseku.

Pohybující se vozidla působí na mostní konstrukce formou svislých, ale i vodorovných zatížení. Následkem těchto dynamických složek zatížení je nárůst deformací ve srovnání se složkami statickými. V běžné praxi se tyto účinky zohledňují formou tzv. dynamického součinitele. Dynamický součinitel vyjadřuje násobnost účinku dynamického zatížení vůči statickému. S ohledem na míru zjednodušení není dynamickým součinitelem možno dostatečně popsat všechny vlivy, avšak pro návrh mostů konvenčních tratí jde o přijatelný postup. V případě vysokorychlostních tratí se jedná o nevhodné zjednodušení.

Dynamická odezva mostní konstrukce patří mezi nejdůležitější aspekty návrhu mostů VRT. Výzkumy ukazují, že s rostoucí se rychlostí vlaku je návrh více ovlivňován tuhostí konstrukce než pevností jednotlivých materiálů. Dalšími rozhodujícími faktory jsou provozní bezpečnost a komfort jízdy.

Vlivem úpravy jednotlivých mostních parametrů dochází k ovlivnění samotné odezvy. S rostoucí hmotností průřezu (setrvačná hmota) klesá hodnota vlastní frekvence kmitání. S rostoucí tuhostí průřezu roste hodnota vlastní frekvence kmitání. Dle teorie dynamiky by se vlastní frekvence kmitání (nebo jejich násobky) neměli blížit nebo rovnat budící frekvenci zatížení (nebo jejím násobkům), aby se předešlo jevu rezonance. Kmitání konstrukce může dále způsobovat materiálovou únavu prvků, snížení jejich únosnosti nebo ztrátu stability.

Na výše uvedené parametry a vlastnosti byl kladen důraz při zpracovávání rešerše legislativních podkladů. Získané poznatky o přístupu legislativy k dynamickému namáhání jsou popsány v další kapitole.

3. LEGISLATIVA A DYNAMICKÁ ODEZVA KONSTRUKCE

Na VRT tratích jsou kritickými parametry při posouzení omezení MSP. Mezní hodnoty pro posouzení mezního stavu použitelnosti je uvedeno v Eurokódu ČSN EN 1990 ed.2. Snahou je zaručení dostatečného komfortu jízdy pro cestující a bezpečnost provozu na trati.

Provádění dynamické analýzy a podmínky pro její splnění jsou popsány v ČSN EN 1991-2. Norma dále definuje zatížení železničních mostů, jejich specifika a pravidla užití.

3.1. Normy definující dynamiku konstrukcí

3.1.1. Zásady navrhování konstrukcí ČSN EN 1990

Pro konvenční tratě platí použití implicitního nebo explicitního (dynamické součinitele) zohlednění dynamických účinků zatížení. Pro návrh mostů VRT definuje pravidla pro provádění dynamické analýzy konstrukcí. Podrobně je řešena problematika šetření, pro které konstrukce je dynamická analýza nutná.

Pro případy, kdy je dynamická analýza požadována se musí ve výpočtu uvažovat všechny nosné prvky a všechny nenosné prvky osazené na nosné konstrukci s jejich vlastnostmi

(hmota, tuhost, útlum). V případě interakce konstrukce se základovou půdou se může vliv zeminy modelovat vhodnou náhradou tlumičů a pružin.

Aby byla zajištěna bezpečnost dopravy pro konstrukce vyžadující dynamickou analýzu, musí se ověřit maximální zrychlení konstrukce. Svislé zrychlení konstrukce nesmí přesáhnout hodnoty $3,5\text{m/s}^2$ pro konstrukce s průběžným kolejovým ložem (preferovaný železniční svršek pro VRT) nebo $5,0\text{m/s}^2$ pro mosty s pevnou jízdní dráhou. Během posouzení se mají prověřit všechny frekvence až do maxima z hodnot 30 Hz, 1,5 násobek vlastní frekvence kmitání nosné konstrukce nebo frekvence příslušející třetímu vlastnímu tvaru kmitání. První vlastní frekvence kmitání ve vodorovném směru nesmí překročit hodnotu 1,2 Hz.

Dle přílohy A2 se musí vězení přetvoření mostu provést z důvodu bezpečnosti dopravy pro následující požadavky.

- Svislá zrychlení a průhyby nosné konstrukce
- Volné zdvihání v místě ložisek
- Zkroucení nosné konstrukce
- Natočení, svislé a podélné posunutí konců nosné konstrukce
- Vodorovné posunutí a pootočení nosné konstrukce

3.1.1. Zatížení dopravou ČSN EN 1991-2

Dynamická analýza se musí dle normy (1991-2) provést s využitím charakteristických hodnot zatížení stanovených ze skutečných vlaků. Výběr skutečných vlaků musí uvažovat každé přípustné vozidlo přejíždějící po konstrukci rychlostí nad 200 km/h. Dynamická analýza se musí provést také s využitím modelu zatížení HSLM na mostech navrhovaných pro mezinárodní trať (všechny plánované VRT jsou předpokládány jako mezinárodní trať). Pro mosty se dvěma nebo více kolejemi má být pro účely dynamické analýzy uvažováno zatížení pouze jedné koleje.

Pro každý skutečný vlak a modely zatížení HSLM musí být uvažována řada rychlostí od 40 km/h až po maximální návrhovou rychlost. Maximální návrhová rychlost odpovídá 1,2 násobku maximální traťové rychlosti v daném úseku. Volba „kroků“ mezi rychlostmi není normou definována, norma pouze požaduje zahuštění v oblastech rezonančních rychlostí.

Norma připouští aplikaci roznosu zatížení na trojici sousedících kolejových podpor v poměru 1:2:1. Tento předpoklad následně přejímá norma ČSN EN 15528 a interní předpis SŽ S5. Podélné roznašení zatížení není dle normy možné řešit pomocí přerozdělení v kolejovém loži.

Pro návrh železničních mostů norma požaduje použití pouze dolní meze předpokládaného útlumu. Pro rozpětí menší než 30 m mají dynamické účinky vzájemného působení vozidla a mostu tendenci snižovat extrém odezvy při rezonanci. Účinek tohoto jevu je možné předcházet uvažováním dodatečného útlumu $\Delta\theta$ dle postupu této normy.

Kapitola 6.4 této normy definuje požadavky na provádění dynamické analýzy a rozsah použití (případně stanovení) dynamického součinitele. Dle provedené dynamické analýzy je možné sestavit příslušný dynamický součinitel, který lze následně použít při kvazistatickém návrhu konstrukce.

Maximální dynamické účinky jsou předpokládány při rezonančních špičkách. Jakékoli podhodnocení hmotnosti

bude nadhodnocovat vlastní frekvenci konstrukce a tím i dopravní rychlost, při které k rezonanci dochází. Každé nadhodnocení tuhosti mostu nadhodnocuje vlastní frekvenci konstrukce a rychlost, při které k rezonanci dochází.

Pro zajištění bezpečnosti dopravy je dle normy nutné provést následující kroky.

- Ověření maximálních hodnot zrychlení nosné konstrukce.
- Při nutnosti dynamické analýzy porovnat výsledky této analýzy s účinky statické analýzy zvětšené o dynamický součinitel. Pro návrh se použije méně příznivý stav.

Norma mimo jiné definuje standardní způsoby zatěžování železničních mostů, kombinací pravidla, součinitele a postupy spojené s návrhem železničních mostů.

3.1.2. Příloha P Železniční aplikace ČSN EN 15528

Tato norma ve své základní části nedefinuje způsob navrhování mostů, avšak příloha P představuje příklad provádění základní dynamické analýzy mostu.

Dle normy má být v prvním kroku dynamické analýzy proveden posudek parametrů konstrukce, identifikace vlastností mostu a potenciálního rizika nadměrné dynamické odezvy. Modely pohyblivých zatížení pro jednotlivé nápravy jsou dle normy konzervativní a zjednodušující, protože zanedbávají odpružení vozidla, setrvačnost vozidla a jeho neodpružené hmotnosti. Pro provádění dynamické analýzy je možné použít roznos nápravových ve smyslu normy ČSN EN 1991-2.

Pro zpřesnění dynamické analýzy může být zavedena dynamická interakce mostu a vozidla. Tento postup není dále nijak rozveden. Norma dále předpokládá použití dat o tlumení konkrétního mostu, pokud jsou dostupná (dle ČSN EN 1991-2 toho v návrhu konstrukce není možné dosáhnout a proto uvádí doporučené hodnoty).

3.2. Normy navrhování konstrukcí

Za účelem navrhování konstrukcí na účinky dynamického zatížení byly analyzovány Eurokódy navrhování konstrukcí (obecná pravidla a rozšíření věnovaná mostním konstrukcím) v následujícím rozsahu.

- Navrhování betonových konstrukcí (ČSN EN 1992-1 a 1992-2)
- Navrhování ocelových konstrukcí (ČSN EN 1993-1 a 1993-2)
- Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí (ČSN EN 1994-1 a 1994-2)
- Navrhování geotechnických konstrukcí (ČSN EN 1997-1)

Eurokód navrhování betonových konstrukcí (ČSN EN 1992-1) se k otázce ověřování dynamického zatížení konstrukcí v kapitole 7.1 (Mezní stavy použitelnosti) zmiňuje následujícím způsobem: „*Další mezní stavy (jako jsou vibrace) mohou být důležité u zvláštních konstrukcí, ale nejsou obsaženy v této normě*“ (EN 1992-1). Společně s rozšířením pro mosty (ČSN EN 1992-2) pak obě tyto normy řeší

namáhání konstrukce únavou (cyklické zatížení), ale problematiku dynamického namáhání konstrukcí více neřeší. Eurokódy věnující se ocelovým a spráženým konstrukcím (viz výše) se o dynamické odezvě konstrukcí zmiňují v souvislosti s mezním stavem použitelnosti, kde zmiňují nepříznivý vliv na pohodlí uživatelů a případné poškození konstrukce vlivem rezonance. Následně se tyto normy odvolávají na ustanovení normy ČSN EN 1990. Národní příloha NA2.24 normy ČSN EN 1993-1 pojednává o snaze vyvarovat se podobnosti rozsahu mezi budícími frekvencemi zatížení a vlastními frekvencemi konstrukce. Normy předpokládají užití dynamických součinitelů při posuzování nežádoucích účinků únavy.

Geotechnické konstrukce (dle ČSN EN 1997-1) musí vzít v úvahu zatížení vyvolávající interakci založení s konstrukcí. Zvláštní pozornost se má věnovat zatížením vyvolávající dynamickou odezvu v konstrukci. Dle kapitoly 6 (plošné základy) mají být provedeny opatření, aby se nevyskytla rezonance v úrovni základové spáry. Dle základního ustanovení kapitoly 7.2 (piloty) má být zamezeno nepříjemným vibracím. Způsob konkrétního zohlednění těchto zatížení a nebezpečné rozsahy vibrací nejsou popsány.

3.3. Další ustanovující předpisy

Předpis SŽ S5 k roku 2021 řeší problematiku přechodnosti železničních objektů s rychlostí do 200 km/h. Pro určování přechodností vyššími rychlostmi není aktualizován. Z hlediska návrhu konstrukce na účinky dynamických zatížení předpis hovoří o mezním stavu použitelnosti. Omezení nežádoucího kmitání se má provést s ohledem na zajištění bezpečnosti jízdy a vyloučení nežádoucích únavových namáhání. V odůvodněných případech se má provést dynamická analýza (VRT).

Pro přepočítání mostní konstrukce se doporučuje rozdělení nápravového zatížení v podélném směru na tři kolejnicové podpory v doporučené vzdálenosti 533 mm. Dynamické účinky se dle předpisu řeší pomocí dynamického součinitele uvedeného v příloze (platí do rychlostí 200 km/h, dále součinitele nejsou stanoveny). Dle přílohy A daného předpisu se dynamická analýza konstrukce provádí dle požadavků uvedených v ČSN EN 1993-2 (viz příslušná kapitola tohoto příspěvku).

Předpis ve své přílohové části řeší provádění diagnostických průzkumů a dynamické studijní zkoušky (podrobněji viz ČSN EN 73 6209). Poznatky z těchto příloh nemají pro dynamickou analýzu konstrukce zásadní význam.

4. SHRUTÍ

4.1. Aktuální nedostatky v legislativě

ČSN EN 1990 uvádí možnost zahrnutí vlastností základové půdy do modelů pomocí vhodné náhrady pružin a tlumičů. Tento postup není dále rozepsán.

Dle požadavků na provádění dynamické analýzy dle ČSN EN 1990 (příloha A2) se má zohlednit interakce hmot mezi vozidly vlaku a konstrukcí nebo dle dalšího bodu útlumové a tuhostní charakteristiky odpružení vozidla. Jakým způsobem

norma neuvádí. Avšak dle ČSN EN 1991-2 lze za předpokladu použití skutečných vlakových souprav v dynamické analýze interakci vozidla a konstrukce zanedbat. Zároveň se však má uvažovat s kolísáním nápravových zatížení po délce vlaku (dále není rozvedeno).

Eurokódy věnující se navrhování konstrukcí (ČSN EN 1992 až 1997) problematiku dynamicky zatížených konstrukcí obecně neřeší, pouze vymezují případná negativa spojená s vibracemi konstrukce (MSP).

Útlum způsobuje postupné uklidnění kmitavého pohybu konstrukce po přejezdu vlakové soupravy. S rostoucí hodnotou útlumu dochází k dřívějšímu ustálení pohybu konstrukce. Pro zohlednění dynamických vlastností kolejového lože nebyl nalezen vhodný prováděcí předpis.

Předpis SŽ S5 neřeší stanovení přechodnosti železničních mostů s dopravními rychlostmi přesahující 200 km/h. Vyjádření dynamického chování v předpisu se orientuje na konstrukce konvenčních tratí pomocí stanovení dynamického součinitele.

Předpis SŽ S5 doporučuje pro určení přechodnosti použít logaritmický dekrement útlumu měřený na skutečné konstrukci. Tento postup je z hlediska ČSN EN 1991-2 příliš složitý, náhradním řešením je pak volba logaritmického útlumu dle materiálu konstrukce. Tento postup však nezohledňuje žádné další parametry daného mostu.

Dle teorie dynamiky je odezvou mostu na přejezd vozidla kmitání konstrukce. Kmitání může být popsáno jako Deterministický pohyb (pohyb lze po celou dobu konkrétně popsat) nebo pohyb Stochastický (náhodný). V prvním případě se jedná o pohyb vyvolaný vlakovou soupravou. Druhý případ odkazuje na případné nerovnosti trati (kolej, změny tuhosti pláň, atd.), které jsou těžko predikovatelné. Popis druhého pohybu a jeho vliv na odezvu konstrukce žádná z uvedených norem nepopisuje.

4.2. Vhodné legislativní podklady

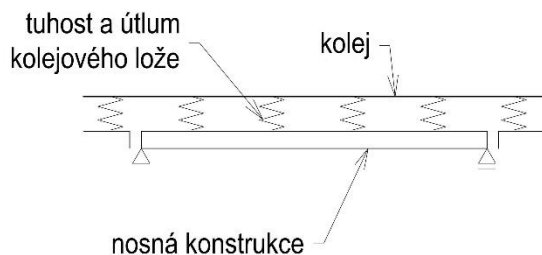
Základní požadavky na mostní konstrukce jsou pro navrhování vysokorychlostních tratí shodné s předpisy pro konvenční tratě. V souvislosti s navrhování VRT stojí za zmínku díl XVII předpisu SŽ S3 a dále pak Manuál pro projektování VRT.

Pro návrh mostů vysokorychlostních tratí (z pohledu dynamické analýzy) jsou dle aktuálního stavu legislativy vhodné zejména následující zdroje.

- ČSN EN 1990 – Příloha A2
- ČSN EN 1991-2
- ČSN EN 15528 – Příloha P

4.3. Řešení některých požadavků

Odborná literatura často pojednává o zohlednění dynamických charakteristik kolejového lože (zejména útlumu) pomocí různých teorií. V tuto chvíli nebyl nalezen předpis, o který by se taková analýza mohla opřít. Aplikace dynamických a geometrických parametrů kolejového lože by mohla probíhat dle následujícího schématu (prozatím není prováděcí předpis).



Důležitým aspektem pro návrh konstrukcí je nalezení vhodného způsobu zohlednění kolejového lože. Zejména vlastnosti kolejového lože spojené s útlumem. Útlum a jeho vliv na dynamickou odezvu konstrukce je zásadním faktorem. V současné době existuje teorii popisující útlum konstrukcí, nicméně neexistuje právní opora určující preferovaný přístup, jednotlivé dynamické parametry nebo konkrétní postup v naší krajině.

Dle požadavků ČSN EN 1990 je možné zohlednit charakteristiky zemin při provádění analýzy. Norma ČSN EN 1997-1 požaduje ověření při dynamické interakci mezi konstrukcí a založením. Oba zmiňované požadavky vytváří prostor pro úvahy nad způsobem zohlednění těchto požadavků a jejich vlivu na návrh konstrukce mostu.

5. ZÁVĚR

Cílem tohoto příspěvku je shrnutí stavu aktuální legislativy týkající se návrhu mostních konstrukcí pro vysokorychlostní tratě. Postupně jsou popsány standardně používané předpisy pro návrh železničních mostů konvenčních tratí, ve kterých je hledán přínos pro mosty VRT. Dopad jednotlivých podkladů je zhodnocen v příslušných kapitolách.

Na základě prozkoumané literatury jsou následně sepsány požadavky nebo přístupy jednotlivých předpisů, které by mohli být pro návrh mostů VRT důležité, ale v aktuální době je jejich výklad nejednoznačný.

Z dosavadních poznatků se pozitivní přínos setrvačné hmoty s rostoucím rozpětím pole snižuje a tím vzniká prostor pro použití lehčích konstrukcí jako jsou ocelobetonové spřažené konstrukce, případně samotné ocelové konstrukce. Se zmenšujícím se rozpětím nosné konstrukce roste vlastní frekvence kmitání a zároveň roste citlivost konstrukce na dynamická zatížení.

Pro splnění požadavků na MSP je u těchto konstrukcí potřeba značné tuhosti a hmotnosti. Dále je nutné zohlednit aplikaci možných úlev jako je roznos zatížení skrze blízké pražce viz ČSN EN 15528 a přidavného útlumu dle ČSN EN 1991-2 (nelze aplikovat článek 6.3.6.2 – geometrický roznos v kolejovém loži). Vhodným nástrojem pro zefektivnění návrhu mostních konstrukcí krátkých rozpětí by bylo zohlednění dynamických vlastností kolejového lože jako soustavy pružin, případně objemových prvků. Tento přístup je v této chvíli čistě teoretický, bez normového podkladu.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek vznikl za finanční podpory SGS21/042/OHK1/IT/11, Českého Vysokého učení technického v Praze.

Reference

Technické normy:

- ČSN 73 6200 Mosty – Terminologie a třídění, Praha: ČNI, 2011
- ČSN EN 73 6201: Projektování mostních objektů, Praha, ČNI, 2008
- ČSN EN 1990 ed. 2 (ČSN 73 0002): Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Ed. 2. Praha: ČNI, 2021.
- ČSN EN 1991-2 ed. 2 (ČSN 73 6203): Eurokód: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Ed. 2. Praha: ČNI, 2018.
- ČSN EN 1991-1-1, Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, Praha, ČNI, 2004
- ČSN EN 1992-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Praha, ČNI, 2006
- ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady, Praha, ČNI, 2007
- ČSN EN 1993-1-1, Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Praha, ČNI, 2011
- ČSN EN 1993-2, Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty, Praha, ČNI, 2008
- ČSN EN 1994-1-1 Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Praha, ČNI, 2011
- ČSN EN 1994-2 Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty, Praha, ČNI, 2007
- ČSN EN 1997, Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla, Praha, ČNI, 2006
- ČSN EN 15528 - Železniční aplikace - Traťové třídy zatížení pro určení vztahu mezi dovoleným zatížením infrastruktury a maximálním zatížením vozidla, Praha: UNMZ, 2016

Interní předpisy

- SŽ S3 Železniční svršek, Praha, SŽ, 2020
- SŽ S5 Správa mostních objektů, Praha, SŽ, 2021
- MVL 150 Kombinovaná odezva mostu a koleje, Praha, SŽDC, 2016
- MVL 110 Standardní typy nosných konstrukcí železničních mostních objektů, Praha, SŽDC, 2018
- Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR. Praha, 2020.

Odborná literatura

- Frýba, Ladislav. *Dynamika železničních mostů*. Praha: Academia, 1992. ISBN 80-200-0262-6.
- Frýba, Ladislav. *Dynamics of railway bridges*. Praha: Academia, 1996. ISBN 80-200-0544-7.

- Vlasák, Martin a Filip Kutina. *Technicko-Provozní studie - Technická řešení VRT: Subsystém INF - Mosty*. Praha, 2017.
- Vrba, Pavel. Betonové mosty středních rozpětí na vysokorychlostních tratích. In: *10th PhD Workshop of the Department of Concrete and Masonry Structures 2021*. Praha: ČVUT, 2021, s. 6. ISBN 978-80-01-06842-7.

SHRNUTÍ EXPERIMENTÁLNÍCH MĚŘENÍ BEZSTYKOVÉ KOLEJE

Filip Bláha, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
Filip.blaha@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek je shrnutím dosavadních provedených experimentů na modelu bezстыkové koleje na mostech, případně na jeho dílčích částech, a stručným shrnutím vyhodnocených výsledků těchto experimentů.

Z hlediska parametrů důležitých pro posouzení příčné stability bezстыkové koleje na mostech se jedná o měření podélného a příčného odporu koleje. Celkový podélný odpor bezстыkové koleje má zásadní vliv na přenos přídatných podélných sil do kolejnicových pásů a s tím spojeným rizikem ztráty stability a vybočení koleje. Právě proti příčnému vybočení bezстыkové koleje přímo působí příčný odpor koleje. Na tento důležitý parametr bylo proto zaměřeno druhé experimentální měření příčného odporu koleje. V rámci vyhodnocení tohoto experimentu bylo zjištěno, že dílčí roli ve výsledném příčném odporu koleje hraje i parametr torzní tuhosti použitých kolejnicových upevňovačů. Z tohoto důvodu bylo přistoupeno k třetímu a zároveň poslednímu provedenému experimentu, a to sice k měření závislosti krouticího momentu a natočení kolejnice v upevňovači. Toto měření bylo provedeno již jen na dílčí části modelu bezстыkové koleje.

Výše popsané parametry získané na základě vyhodnocení experimentálních měření bezстыkové koleje na mostech jsou dle autora dostačující pro vstup do výpočetních modelů bezстыkové koleje na mostech. Cílem celé práce ohledně bezстыkové koleje je pomocí těchto modelů popsat chování bezстыkové koleje z hlediska vnášení přídatných sil od silového i nesilového zatížení a stanovit vliv těchto sil na příčnou stabilitu koleje na mostech.

KLÍČOVÁ SLOVA

Bezстыková • Kolej • Odpor • Experiment • Vyhodnocení

ABSTRACT

Important parameters for the assessment of the continuously welded rail on the bridges is the longitudinal and lateral resistance. The first performed experiment was the measurement of the longitudinal resistance. The longitudinal resistance of the continuously welded rail has a primary impact at the transfer of additional longitudinal forces to the rails and is also associated with risk of losing rail stability. The lateral resistance of the continuously welded rail is important against the lateral

rail buckling. It was found that the parameter of torsional stiffness of the used rail fasteners also affects the lateral resistance of the rail partially. The dependence of the torque and the rotation of the rail in the fastener was measured and evaluated for this purpose.

The above-described parameters obtained from the evaluation of experimental measurements of continuously welded rail on the bridges are sufficient to use into the computational models of continuously welded rail on the bridges. The aim of the whole work regarding continuously welded rail is to use these models to describe the behaviour of continuously welded rail in terms of transfer additional forces from different loads and to determine the effect of these forces on the lateral stability of the continuously welded rail on the bridges.

KEYWORDS

Continuously • Rail • CWR • Experiment • Evaluation

1. ÚVOD

Vzhledem k rozvoji železniční dopravy po celém světě a zároveň k celkovým snahám stavět větší a složitější konstrukce překračující stále větší a delší překážky je nesporně důležité pro návrh bezстыkové koleje na takovýchto konstrukcích znát přesně její parametry chování.

V současných normách a předpisech je použití bezстыkové koleje omezeno buď maximální délkou dilatačních celků vycházející z dosavadních zkušeností, nebo musí být použít na daném mostě ověřeno statickým výpočtem. Kritérii pro posouzení je jednak napětí v kolejnicových pásech, jednak maximální horizontální a vertikální posuny horního lince nosné konstrukce.

Z chování bezстыkové koleje však vyplývá, že tyto požadavky jdou vzájemně proti sobě. Při větší tuhosti, tzn. větším podélném odporu, jsou posuny nosné konstrukce logicky menší, avšak zároveň se v kolejnicových pásech generuje větší normálové napětí. Naopak při nižším odporu koleje je situace analogicky opačná.

Další neznámou v této problematice je limitní velikost výše zmíněných kritérií. Omezení napětí vychází z materiálových vlastností kolejnicové oceli a jeho maximální či minimální velikost je tak jednoduše opodstatnitelná. Omezení po-

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

sunů nosné konstrukce však pravděpodobně vychází z jakéhosi historického požadavku a v současné době není zřejmé, z čeho dané limity posunů vychází.

Dalším parametrem, s kterým přímo souvisí příčná stabilita (odolnost proti vybočení) kolejového roštu, je příčný odpor. Příčný odpor se skládá z odporu vlivem třením mezi pražci a kamenivem šterkového lože, odporem šterkového lože před čely pražců a dále z ohybové tuhosti kolejnic a torzní tuhosti kolejnicových upevňovadel. Ani jeden ze výše uvedených parametrů součástí celkového příčného odporu mezinárodní norma UIC vůbec nespecifikuje.

Cílem mé disertační práce je experimentálně stanovit a komplexně popsat chování bezстыkové koleje na mostech. Získané parametry chci porovnat s aktuálně používanými normovými parametry pro návrh bezстыkové koleje a snahou celé disertační práce a souvisejících publikací bude používané parametry aktualizovat či doplnit, aby bylo možné při návrhu železničního mostu využít plného potenciálu bezстыkové koleje.

2. EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ

2.1. Experimentální model bezстыkové koleje

V rámci několikaletého výzkumu bezстыkové koleje na mostech bylo v rámci diplomové práce a během doktorského studia provedeno množství experimentálních měření na modelu bezстыkové koleje.

Pro potřeby experimentální měření byl zhotoven model bezстыkové koleje v reálném měřítku, který se skládal z železobetonové vany, jejíž povrchová úprava byla provedena tak, aby co nejvíce korespondovala s reálnou mostní konstrukcí. V této vaně bylo zřízeno šterkové kolejové lože s celkem 8 betonovými pražci. Lože bylo řádně upraveno dle standardů používaných na železničních tratích. Pražce byly osazeny běžně používanými upevňovadly Vossloh, v nichž byly upevněny dvě kolejnice UIC60. Pohled na celý experimentální model včetně umístěných zatěžovacích lisů a používaných snímačů je na Obrázku 1.



Obrázek 1: Model bezстыkové koleje při měření kolejového roštu v příčném směru

2.2. Měření podélného odporu bezстыkové koleje

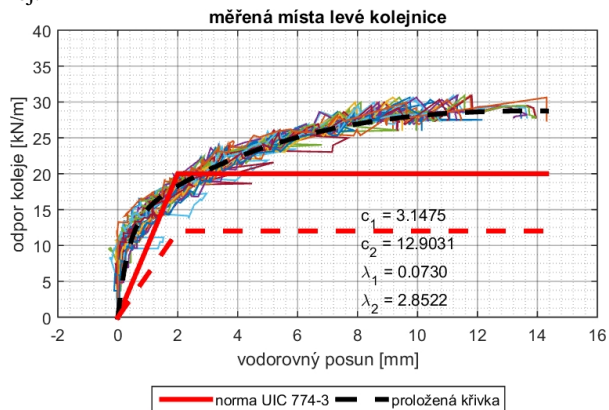
Jako první experiment bylo zvoleno, dle autora nejdůležitější parametr bezстыkové koleje, měření podélného odporu bezстыkové koleje. Zmiňovaná norma UIC rozlišuje podélný odpor nezátížené a vertikálně zatížené koleje, tj. včetně uvážení přítížení železniční dopravou. Z tohoto důvodu bylo měření rozděleno do dvou částí.

2.2.1. Měření podélného odporu vertikálně nezátížené koleje

Nejprve bylo přistoupeno k snazší části, tj. měření podélného odporu nezátížené koleje. Do čela obou kolejnic byly umístěny hydraulické lisy. Tato pozice umožňovala podélné zatěžování obou kolejnic. Nad kolej byly instalovány ocelové trubky, na nichž byly připevněny snímače pohybu, které snímaly podélné posuny kolejnic. Na 1., 2., 3., 5. a 8. pražec byly umístěny stejné snímače monitorující posun kolejnic vůči hornímu lici pražce. Na stojiny obou kolejnic byly z levé i z pravé strany mezi 1.-2., 2.-3., 3.-4., 5.-6. a za posledním pražcem nalepeny tenzometry. Poslední tenzometr byl zapojen jako kompenzační a eliminoval tak účinky teploty.

Všechny osazené snímače byly na začátku měření připojeny k měřicí ústředně a bylo prověřeno jejich správné zapojení a zaznamenávání. Velikost vnášené podélné síly pomocí osazených hydraulických lisů byla ovládána manuálně. Byla přidávána v krocích přibližně 10 kN. Po navýšení síly bylo vyčkáno na ustálení tlaku hydraulického oleje a tím i k posunům kolejnic. Následně byla působící síla opět zvýšena o zmiňovaných 10 kN. Poté, co bylo předpokládáno, že je dosaženo plastické části pracovního diagramu, byla kolej odtížena a několik minut bylo vyčkáno několik minut na ustálení deformace koleje. Poté byl započat nový zatěžovací cyklus.

Cílem měření bylo dosáhnout plastických posunů koleje. Z hlediska použité měřicí aparatury bylo tento jev poměrně obtížné in-situ vyhodnotit. V rámci prvního měření nebylo plastických posunů vždy dosaženo, proto bylo měření opakováno. V rámci přehlednosti článku je na Obrázku 2 znázorněno až konečné vyhodnocení podélného odporu. Na zmíněném grafu je proložena křivka množstvím zaznamenaných dat včetně uvedených parametrů příslušné křivky. Červenou čarou je pro srovnání uveden normový průběh podélného odporu dle UIC pro standardně (20 kN/m) a dobře (12 kN/m) udržovanou kolej.



Obrázek 2: Výsledný podélný odpor koleje z 2. měření

2.2.2. Měření podélného odporu vertikálně zatížené koleje

Jak již bylo zmíněno v předchozí kapitole, ve výpočetních modelech pro návrh a posouzení bezстыkové koleje na mostě se používá nejen odpor nezátížené koleje, ale též i vertikálně zatížené koleje. Z tohoto důvodu bylo nutné provést i takovéto uspořádání experimentu.

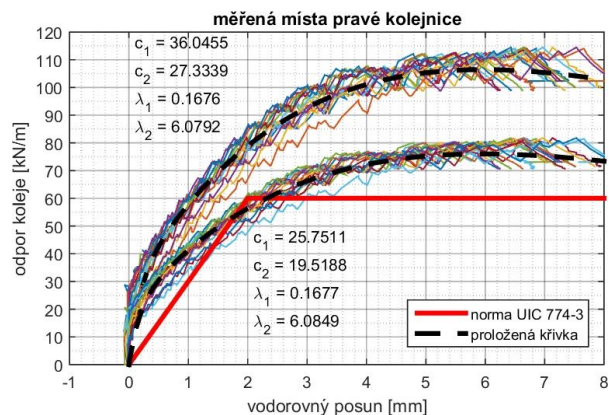
Cílem bylo simulovat zatížení ze zatěžovacího modelu LM71. Vzhledem k tomu, že nad kolejí se nacházeli ocelové trubky, jejichž použití pro uchycení snímačů se osvědčilo, bylo upuštěno od myšlenky simulace spojitého zatížení. Byla tedy zvolena varianta simulace 4 osamělých sil na koleji, tzn. nahrazení 2 náprav modelu LM71.

Jako náhrada dvojkolí železničního vozidla byly použity ocelové válcované nosníky osazené napříč přes obě kolejnice. Nahrazení značné hmotnosti železničního vozidla bylo provedeno pomocí naskládání železobetonových silničních panelů. Vzhledem k podjezdné výšce portálového jeřábu bylo navrstveno 10 panelů nad sebe, což je v daných podmínkách Kloknernova ústavu ČVUT maximální dosažitelné množství. Toto zatížení odpovídalo cca 92 % procentům účinnosti dvou osamělých náprav modelu LM71. To lze z hlediska provedení a vyhodnocení daného experimentu považovat za dostatečnou účinnost. Pohled na celé umístění břemeno je na Obrázku 3.



Obrázek 3: Pohled na vertikálně zatížený model koleje

V rámci měření vertikálně zatížené koleje bylo provedeno několik měřicích cyklů. Vzhledem k uspořádání experimentu bylo cíleno na vyvození větších posunů, aby bylo s jistotou dosaženo plastických posunů a nemuselo tak dojít k opakování měření. Opět pro přehlednost článku je uveden až výsledný stanovený odpor koleje. Vzhledem k tomu, že v rámci experimentu bylo při uvažování podélného roznosu zatížení 25/50/25 zatíženo jen několik pražců, jsou na výsledném grafu na Obrázku 4 znázorněny 2 proložené křivky. Horní z nich odpovídá podélnému odporu vztaženému pouze na vertikálně zatížené pražce, dolní křivka je pak vztažena na podélný odpor všech 8 pražců, tj. celé délky koleje modelu. U obou křivek jsou opět uvedeny jejich parametry. Z hlediska působení zatížených i nezatížených pražců lze očekávat, že obě křivky vymezují prostor grafu, kde bude ležet výsledná křivka částečně vertikálně zatížené koleje. Pro srovnání je uvedena křivka odporu dle UIC (60 kN/m), která v rámci svislého zatížení nerolizuje kvalitu údržby koleje.



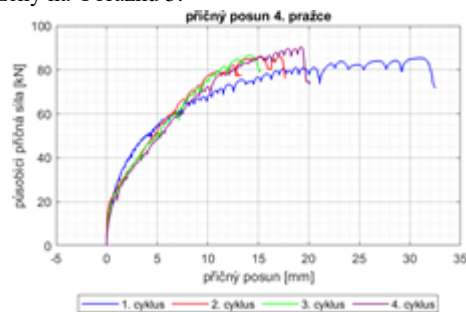
Obrázek 4: Podélný odpor svisle zatížené koleje

2.3. Měření příčného odporu bezстыkové koleje

Jak níž bylo zmíněno na začátku tohoto článku, při ztrátě stability kolejnících pásů proti samotnému vybočení kolejníc brání příčný odpor koleje. Z tohoto důvodu bylo jako druhý experiment provedeno měření příčného odporu koleje. Samotné měření proběhlo na stejném modelu bezстыkové koleje, kde však bylo změněno uspořádání zatěžovací a měřicí soustavy.

Kolej byla zatěžována z vnějšího líce pravé kolejnice mezi 4. a 5. pražcem, tj. symetricky v 1/2 délky koleje. Na konstrukci byly měřeny posuny celkem ve 20 bodech koleje. Příčný posun byl měřen na každém z osmi pražců, dále na obou kolejnících nad přílehlými pražci od místa zatěžování, na obou kolejnících nad krajními pražci a poslední 4 snímače měřily podélný posun a natočení kolejnice vzhledem ke krajním pražcům.

Celkem byly provedeny 4 zatěžovací cykly. V každém cyklu byla síla přidávána v krocích cca 5-10 kN až do vizuálního dosažení plastického posunu koleje (v průběhu času mezi prvním a druhým experimentem byla změněna měřicí soustava, která již umožňovala grafický výstup závislosti posunů na působící síle v reálném čase). V této části pracovního diagramu nebylo měření ukončeno, ale hydraulický lis byl ještě mírně vysouván, aby byl plastický posun spolehlivě potvrzen. Posuny byly měřeny i během odtěžování koleje. Zatěžovací křivky ze všech 4 cyklů měřené na 4. pražci (nejbližší pražec ose symetrie) jsou zobrazeny na Obrázku 5.



Obrázek 5: Zatěžovací křivky 4. pražce ze všech zatěžovacích cyklů

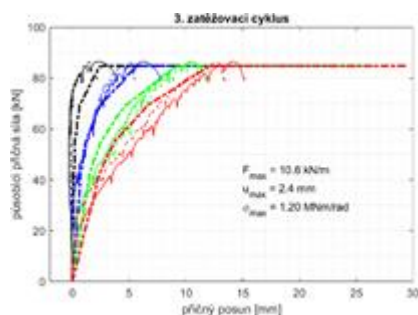
Na rozdíl od podélného odporu, kde docházím ke stejným posunům po celé délce kolejníc a k víceméně rovnoměrnému posunu všech pražců, zde do vyhodnocení příčného odporu vstupuje ohybová tuhost kolejového roštu ve vodorovném příčném

směru. Tato ohybová tuhost se skládá jednak z ohybové tuhosti obou kolejnic, dále pak z torzní tuhosti jednotlivých upevňovačů.

Z tohoto důvodu nebylo v případě příčného odporu možné použít „obyčejné“ numerické vyhodnocení, ale bylo nutné přistoupit k vyhodnocení pomocí výpočetního modelu v softwaru Midas Civil. Jelikož na konci každého zatěžovacího cyklu docházelo k plastickým posunům a výpočet by byl singulární, byl postup obrácen – bylo zatěžováno pomocí vynucené deformace a z jednotlivých podporových reakcí byla zpětně stanovena celková působící síla.

V rámci výpočtu a vyhodnocení bylo zjištěno, že důležitým vstupním parametrem je právě torzní tuhost kolejnicového upevňovačů, která ovlivňuje celkovou ohybovou tuhost kolejnicového roštu. V rámci výpočtů byl měněn parametr příčného odporu (posun na začátku plastické větve, neboť max. odpor byl znám z celkové působící síly při plastickém posunu celého kolejnicového roštu) a zároveň byl měněn parametr torzní tuhosti upevňovačů.

Žádnou kombinací výše uvedených pametrů nebylo dosaženo spolehlivé přesnosti posunu všech 8, resp. všech 4 prážů v rámci využití symetrie. Příklad změřených a vyhodnocených posunů v závislosti na zvolených parametrech je na Obrázku 6.



Obrázek 6: Příklad průběhu změřených a vypočtených posunů v závislosti na uvedených parametrech plastického posunu a torzní tuhosti upevňovačů

2.4. Měření torzní tuhosti použitého kolejnicového upevňovačů

Z předchozí kapitole je jasné, že do výpočetního modelu vstupují 2 nezávislé parametry, jejichž kombinací je pravděpodobně možné dosáhnout více podobných výsledků. Z tohoto důvodu je nutné jeden parametr eliminovat – experimentálně stanovit.

Pro potřeby tohoto experimentu byl použit již jen samotný prážec, do jehož upevňovačů byly uchyceny kusy kolejnic. Použití tohoto dílčího modelu bylo podmíněno podmínkami měření v hale Kloknerova ústavu ČVUT, kde již nebylo možné použít kompletní model koleje. Tyto kolejnice byly z jedné strany zatěžovány pístem hydraulického lisu, čímž docházelo k natočení kolejnic.

Z hlediska měření nebylo možné měřit přímo natočení v úhlových jednotkách, proto bylo přistoupeno k měření posunů konců kolejnic. Umístění hydraulického lisu a snímačů je zobrazeno na fotografii ze samotného měření na Obrázku 7.



Obrázek 7: Schéma uspořádání experimentu na stanovení torzní tuhosti upevňovačů

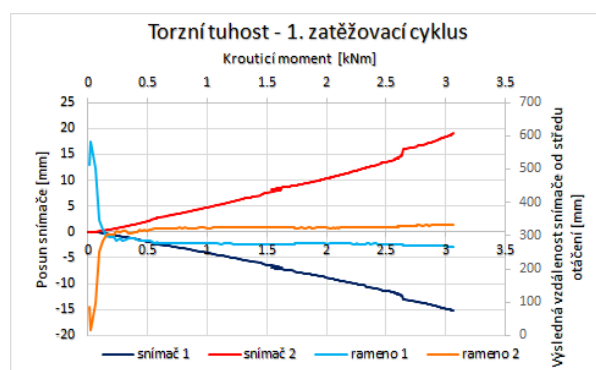
V rámci tohoto měření bylo provedeno celkem 8 zatěžovacích cyklů, tj. 4 zatěžovací cykly na každé upevňovač. Tyto 4 cykly probíhaly ve střídavém režimu, takže bylo střídáno zatěžování ve směru a proti směru hodinových ručiček.

Pro stanovení torzní tuhosti upevňovačů bylo v rámci vyhodnocení nutné převést působící sílu na krouticí moment a posuny na natočení. Během vyhodnocování dat však bylo zjištěno, že posuny z obou snímačů nejsou stejné. To je způsobeno primárně tím, že kolejnice se neotáčí kolem středu upevňovačů, ale vlivem působících sil se střed otáčení posouvá blíže ke kraji upevňovačů. Tento jev je viditelný i na Obrázku 7.

Tento problém byl jednoduše odstraněn tak, že bod otáčení byl pomyslně přesunut pod krajní snímač, hodnoty posunů byly sečteny v absolutní hodnotě a vzdálenost bodu otáčení a měření byla použita suma obou ramen snímačů. Tímto způsobem byl přesně stanoven úhel natočení kolejnice.

S posunem bodu otáčení souvisí další problém, a to sice stanovení ramena působení síly potřebného ke stanovení krouticího momentu. Zde byl použit poměr absolutních hodnot posunů z obou snímačů. Tím bylo možné stanovit velikost posunu středu otáčení od původního středu. Proměnné rameno bylo použito pro stanovení průběhu krouticího momentu.

Hodnoty posunů obou snímačů v závislosti na kroutícím momentu z 1. zatěžovacího cyklu jsou znázorněny v grafu na Obrázku 8. Ve stejném grafu jsou pro ilustraci znázorněna stanovená ramena – vzdálenosti od posunutého středu otáčení k příslušným snímačům.



Obrázek 8: Průběh posunů jednotlivých snímačů a průběh jejich vzdáleností od posunutého středu otáčení v průběhu 1. zatěžovacího cyklu

3. SHRUTÍ PROVEDENÝCH EXPERIMENTÁLNÍCH MĚŘENÍ

Pomocí zmíněných 3 experimentálních měření byly stanoveny zásadní parametry bezстыkové koleje na mostech pro vstup do statických výpočtů bezстыkové koleje na mostech.

Pomocí těchto parametrů je možné porovnat normový přístup dle UIC a chování bezстыkové koleje s parametry stanovenými experimentálně.

Z dosavadních výsledků je patrné, že experimentálně stanovený podélný odpor, vertikálně nezátížené i zatížené koleje, se od normového průběhu liší. Z hlediska parametrů příčného odporu koleje v uzavřeném šterkovém loži a torzní tuhosti upevňovadla nelze tyto parametry porovnat, neboť norma UIC ani jiné známé předpisy tento parametr v uzavřeném šterkovém loži nestanovují.

4. ZÁVĚR

Autor tohoto článku doufá, že provedení výše popsaných experimentálních měření, jejich vyhodnocení a následné použití stanovených parametrů ve statických výpočetních modelech přispěje k lepšímu pochopení chování bezстыkové koleje.

Cílem celé série experimentů není však jen lepší pochopení chování bezстыkové koleje na mostech, ale zejména posouzení a případný návrh úpravy limitních kritérií tak, aby byl provoz železničních vozidel z hlediska ztráty stability koleje bezpečný, zároveň však mohl být naplno využit potenciál bezстыkové koleje, zejména pak z hlediska aplikace tohoto bezdlaťového systému na větších a složitějších mostních konstrukcích.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek vznikl za finanční podpory SGS21/042/OHK1/1T/11, Českého Vysokého učení technického v Praze.

References

- VANT ZAND, J.; MORAAL, J. Ballast resistance under three dimensional loading. ERRI D, 1997, 202. [online]. Available from: <http://www.esveld.com/Download/TUD/Ballast%20tests.pdf>
- UIC 774–3. Track/bridge Interaction: Recommendations for Calculations. 2.vydání. Paříž: UIC, 2001.
- ČD S3/2. Bezстыková kolej. Praha: České dráhy, 2002.
- ČSN EN 1991-2. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- ESVELD, Coenraad. Modern railway track. 2nd ed. Zaltbommel: MRTProductions, 2001, 654 s. ISBN 90-800324-3-3.
- ESVELD, C. DESIGN OF HIGH SPEED TRACK ON LONG BRIDGES [online]. , 7 [cit. 2016-01-15]. Dostupné z: <http://www.esveld.com/Download/TUD/bridges.pdf>
- LICHTBERGER, Bernhard. Track compendium: track system, substructure, maintenance, economics. Hamburg: DVV Media Group, 2011, 621 s. ISBN 978-3-7771-0421-8.
- HAMBLY, Edmund C. Bridge deck behaviour. 2nd ed. New York: Chapman and Hall, 1991, xx, 313 s. ISBN 0-419-17260-2.
- DAI, Gong-lian a Wen-shuo LIU. Applicability of small resistance fastener on long-span continuous bridges of high-speed railway. Journal of Central South University [online]. 2013, 20(5), 1426–1433 [cit. 2016-01-14]. DOI: 10.1007/s11771-013-1631-7. ISSN 2095-2899. Dostupné z: <http://link.springer.com/10.1007/s11771-013-1631-7>
- VLASÁK, Martin, FOGLAR Marek. Metodika řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje (metodický základ mvl 150). Praha 2015. [online]. Dostupné z: http://concrete.fsv.cvut.cz/vystupy/download/TA03031099-Met_komb_od_kce_kol.pdf
- LEE, HyeYeon. Rail structure Interaction Analysis. [online]. Dostupné z: http://www.idea-rs.com/wp-content/uploads/2015/05/Czech-mbm_Rail-Structure-Interaction-Analysis.pdf
- CALÇADA Rui, DELGADO Raimundo & MATOS António Campos e, GOICOLEA José & GABALDÓN Filipe. Track-bridge interaction on high-speed railways. London: CRC Press, 2009. ISBN 978-0-415-45774-3.
- BLÁHA, Filip. Experimentální stanovení podélného odporu bezстыkové koleje na mostech. Praha, 2014. Diplomová práce. ČVUT v Praze. Vedoucí práce Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.
- PLÁŠEK O., ZVĚŘINA P., SVOBODA R., LANGER V., ŽELEŽNIČNÍ STAVBY II, MODUL 6 BEZSTYKOVÁ KOLEJ, [online], Brno 2006, Dostupné dne 5. 4. 2015 z: <http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/neprihlaseny/index.php?dir=Skripta/BN02-Zeleznicni%20stavby%20II/&file=M06-Bezstykova%20kolej.pdf>

VÝROBA BETONU S RECYKLOVANÝM KAMENIVEM V PRAXI

Zdeněk Hlavsa, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
zdenek.hlavsa@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek se zabývá výrobou betonu z recyklovaného kameniva v průmyslové výrobě. V první části článek uvádí data o produkci stavebního a demoličního odpadu v ČR, důvody pro jeho recyklaci a využití jako recyklovaného kameniva do betonu. Dále prezentuje praktické zkušenosti s výrobou směsného recyklovaného kameniva, upozorňuje na problematické pasáže v procesu výroby a shrnuje podmínky pro použití recyklovaného kameniva v betonu podle platných norem. V druhé části článku jsou prezentovány vlastnosti betonu z recyklovaného kameniva, které jsou nejčastěji zpochybňovány investory a projektanty, uvádí výsledky zkoušek provedených během vývoje a následně každodenní výroby. V neposlední řadě analyzuje dopady těchto vlastností na praktické využití ve stavební výrobě. V závěru článek navrhuje možné úpravy předpisů pro širší uplatnění recyklovaného kameniva v betonu a směr dalšího vývoje pro lepší porozumění limitům tohoto materiálu.

KLÍČOVÁ SLOVA

beton • recyklované kamenivo • stavební a demoliční odpad • recyklace • vlastnosti betonu

ABSTRACT

The paper deals with the topic of the production of recycled aggregate concrete in an industrial environment. The first part of the paper presents data about the production of construction and demolition waste in the Czech Republic, arguments for recycling and production of recycled aggregate for its use in the concrete industry. The paper also presents practical experience with the production of mixed recycled aggregate at the demolition site, points out problematic aspects in the production process and summarizes conditions for the use of recycled aggregate in the concrete according to valid standards. The second part of the paper presents results of tests conducted during the development and the results of a daily production. The properties which are most commonly questioned by developers and designers are discussed. The paper presents a discussion over the impact of those properties for practical use in the construction industry and a conclusion with the proposals of possible changes of the valid standards for the wider use of recycled aggregate in concrete and the direction of the next research for a better understanding of the limits of this material.

KEYWORDS

concrete • recycled aggregate • construction and demolition waste • recycling • properties of concrete

* Supervisor: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc.

1. ÚVOD

Využití recyklovaného kameniva do betonu je v posledních letech velmi diskutované téma. Problematikou se zabývá mnoho vědeckých prací a v některých západních zemích je již beton s recyklovaným kamenivem v běžném sortimentu produktů betonáren. Nyní se tato technologie začíná dostávat i do průmyslové výroby betonu v Česku. Jedná se o další přirozený krok ve vývoji betonářského průmyslu, přičemž k tomuto vývoji přispívá několik aspektů. Hlavním motivem je vyčerpávání stávajících ložisek přírodního kamene, jejichž zásoby se rapidně snižují a v následujících letech by mohlo dojít k uzavření až poloviny kamenolomů a pískoven v ČR. Současně zde není ani pozitivní výhled do budoucna, jelikož povolovací proces pro otevření nového nebo rozšíření stávajícího ložiska může trvat i přes deset let. Dále je zde velké množství stavebního a demoličního odpadu (SDO), které je produkováno každý rok a zaujímá velké procento z celkového množství odpadu vyprodukovaného lidskou činností. Podmínky pro ukládání SDO na skládky se na základě nové legislativy zpřísnují a stavební firmy musí hledat nové způsoby, jak se tohoto odpadu efektivně zbavit. V neposlední řadě je zde zvyšující se důraz na udržitelnou výstavbu. Investoři stále častěji vyžadují výstavbu nových budov s co nejlepším hodnocením v certifikaci dokládající ekologickou výstavbu a využití recyklovaných materiálů je jeden ze způsobů, jak toto hodnocení zlepšit.

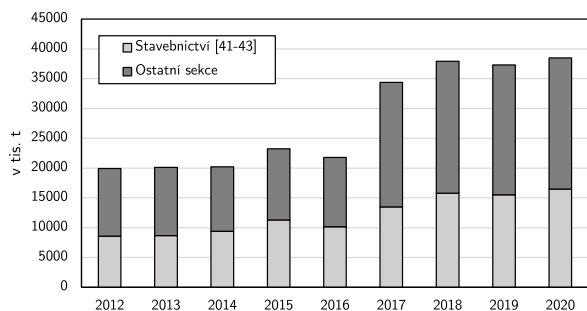
Pro úspěšné uplatnění recyklovaného kameniva v betonu v průmyslové výrobě je nutné vedle fungující technologie pro výrobu betonu zvládnout i technologii výroby samotného recyklovaného kameniva. K této problematice se pojí i otázky logistiky zásobování a s tím spojené procesy.

2. STAVEBNÍ A DEMOLIČNÍ ODPAD, VÝROBA RECYKLOVANÉHO KAMENIVA DO BETONU

2.1. Stavební a demoliční odpad

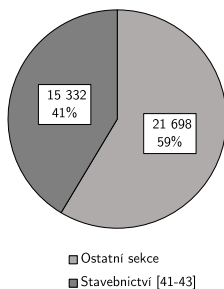
Každoročně se v České republice, a i jiných evropských státech, vyprodukuje velké množství odpadu. Obrázek 1 znázorňuje množství vyprodukovaného odpadu mezi lety 2012 až 2020 v ČR. Skokový nárůst mezi lety 2016 a 2017 je způsobený změnou metodiky Českého statistického úřadu ve sbírání dat, která je nyní přesnější. Lze předpokládat, že množství odpadu vyprodukovaného před rokem 2017 by bylo taktéž vyšší za předpokladu použití přesnějšího sberu dat.

V posledních několika letech bylo v České republice vyprodukováno přes 35 mil. tun odpadu z toho největším producentem je sekce stavebnictví do které spadá výstavba budov, inženýrské stavitelství a specializovaná stavební činnost (viz Obrázek 2). Největší podíl na celkovém množství vyprodukovaného odpadu má

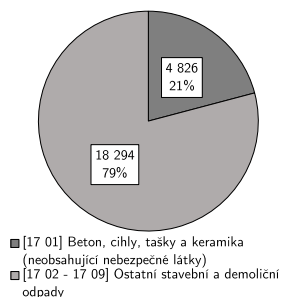


Obrázek 1: Celková produkce odpadu a produkce odpadu ze sektoru stavebnictví v ČR v letech 2012 - 2020.

SDO. V posledních letech bylo vyprodukováno SDO přes 23 mil. tun, což je více jak 60 % podíl na celkovém množství odpadu. Největší část SDO je ve formě zeminy a kamení (přes 50 %), dále se jedná o ocel a železo (okolo 10 %). Část SDO, která má potenciál k tomu být recyklována a využita výrobu betonu, jsou odpady betonu, cihel, tašek a keramiky, které v souhrnu zaujímají přibližně 20 % z celkového množství SDO (viz Obrázek 3). Spotřeba kameniva do betonu je okolo 6 mil. tun za rok. Nyní se beton vyrábí výhradně za použití přírodního kameniva, kterého v následujících letech hrozí silný nedostatek. SDO tak nabízí potenciál k nahrazení přírodního kameniva recyklovaným a ušetřit tak přírodní kamenivo na aplikace, kde je nezastupitelné.



Obrázek 2: Množství vyprodukovaného odpadu (v tisících tun) a procentuální podíl sektoru stavebnictví oproti ostatním sektorům podnikového odpadu v ČR (průměrná hodnota za období 2017 - 2020).



Obrázek 3: Množství (v tisících tun) a podíl recyklovatelných materiálů pro výrobu recyklovaného kameniva do betonu z celkového objemu SDO (průměrná hodnota za období 2017 - 2020).

2.2. Recyklované kamenivo do betonu

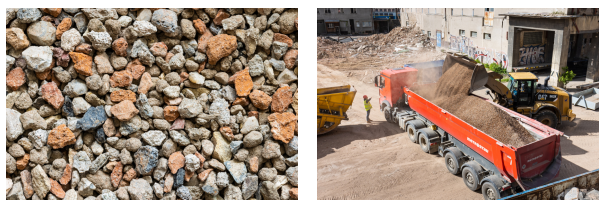
Stavební a demoliční suť vhodná pro výrobu recyklovaného kameniva do betonu vzniká z demolic betonových a cihelných objektů. Obrázek 4 znázorňuje proces výroby recyklovaného kameniva od demolic po expedici výsledného materiálu na betonárnu. Nejdůležitějším faktorem při výrobě recyklovaného kameniva je důsledné třídění nežádoucích materiálů. Třídění musí začít již před samotnou demolicí těžkou technikou, kdy by mělo být demontováno co nejvíce nekonstrukčních částí, jejichž výskyt je v kamenivu při výrobě betonu nežádoucí. Jedná se především o sklo, asphalt, plasty, dřevo, anebo materiály na bázi sádry. Materiály jako dřevo a plast významně snižují objemovou hmotnost kameniva a tudíž i betonu z něj vyrobeného, současně hrozí jejich vyplavání na povrch v průběhu ukládání betonu, což může v některých případech znehodnotit celou konstrukci. Materiály na bázi sádry pak mohou zpomalit proces hydratace cementu a opět způsobit problém při stavební výrobě. Při manipulaci s recyklátem na deponiích by se mělo dbát na to, aby do něj nebyla přimíchávána zemina a jiné prachové znečištění vyskytující se na stavbě. Vysoký podíl jemných částic v kamenivu může mít dopad na konzistenci betonu v průběhu času, ale třeba i na účinnost použitých přísad v betonu. Během drcení a následného třídění by měly být odstraněny větší kusy železných prutů, které by mohly poškodit strojní zařízení při výrobě nebo čerpání betonu. Ze zkušenosti nelze nežádoucí materiály z výsledného recyklátu bezzbytkově eliminovat. Proto je nutné materiál kontrolovat a neshodné dodávky vracet zpět do recyklačního střediska nebo odvážet na skládku.



(a) Probíhající práce na demolovaných objektech. (b) Neroztříděná stavební suť z demolic.



(c) Třídění stavební suti na různé frakce. (d) Skladování roztříděné stavební suti na deponii.



(e) Detail recyklovaného kameniva hrubé frakce. (f) Nakládka recyklovaného kameniva pro odvoz na betonárnu.

Obrázek 4: Proces výroby recyklovaného kameniva do betonu ze stavebního a demoličního odpadu.

Ačkoliv je výsledná kvalita recyklovaného kameniva velmi důležitá, logistika spojená se skladováním a zásobováním betonáren

hraje taktéž klíčovou roli ve výrobě betonu s recyklovaným kamenivem. Většina velkých demolic se uskutečňuje v centru měst. Nejvýhodnější variantou je případ, kdy se recyklované kamenivo vyrábí přímo na místě demolované stavby a odkud se expeduje na jednotlivé betonárny. Tato varianta výrazně snižuje náklady spojené s dopravou a případnými poplatky za skládkovné. Nicméně tato varianta není vždy možná a to z důvodu nedostatku místa pro skladování, drcení a třídění recyklátu na místě demolice nebo z důvodu chybějící technologie pro jeho výrobu. V takovém případě je možné recyklát vyrábět v recyklačním středisku, nicméně to má dopad na náklady spojené s dopravou, které rostou v závislosti na vzdálenosti recyklačního střediska od demolované stavby a betonárny. Tyto náklady mohou být tak vysoké, že cena za výsledný beton s recyklovaným kamenivem může být vyšší než cena za beton s běžným přírodním kamenivem. Horší vlastnosti betonu a k tomu ještě vyšší cena nemotivuje stavební firmy k používání betonu s recyklovaným kamenivem na stavbách a tudíž zde není po tomto materiálu poptávka. Tento přístup se však v budoucnu může změnit v závislosti na silnicích požadavcích na udržitelnou výstavbu, která bude muset být doložena řadou certifikací. Vyšší cena betonu pak v takovém případě nemusí hrát roli.

2.3. Současné podmínky použití recyklovaného kameniva v betonu

Podmínky použití recyklovaného kameniva do betonu jsou uvedeny v normách ČSN EN 206+A2 a ČSN P 73 2404. Normy rozlišují dva typy hrubého recyklovaného kameniva, které se liší v poměru jednotlivých složek obsažených v recyklátu. Shrnutí podmínek pro složení hrubého recyklovaného kameniva a jeho použití do betonu podle zmíněných norem předkládá Tabulka 3. Normy umožňují použití pouze recyklované kamenivo skládající se převážně z betonového odpadu. V praxi se ale recyklované kamenivo z betonu považuje za kvalitní surovinu, které má vlastnosti srovnatelné s kamenivem přírodním. Současné betonový recyklát není zdaleka tak dostupný jako recyklát směsný s vyšším podílem cihelné složky. Právě u směsného cihelného recyklátu, který končí převážně na skládkách nebo ve stavebních jámách jako zásypový materiál, by měla být snaha o tzv. upcycling.

V případě, že dodavatel betonu chce vyrábět beton s recyklovaným kamenivem, který nevyhovuje podmínkám Tabulka 3, musí si opatřit vlastní podnikovou normu, podle které bude beton vyrábět. Proces výroby betonu musí posoudit autorizovaná osoba, která následně vydá stavebně technické osvědčení, na základě kterého je možné materiál vyrábět. Tento složitý proces v současnosti nemotivuje mnoho výrobců betonu k zavedení betonu s recyklovaným kamenivem mezi svůj sortiment produktů.

3. PRAKTICKÉ ZKUŠENOSTI S VÝROBOU BETONU Z RECYKLOVANÉHO KAMENIVA

Během vývoje betonu s recyklovaným kamenivem pro průmyslovou výrobu byly v první fázi vyzkoušeny dva druhy hrubého recyklátu: betonový a cihelný. Obě receptury betonových směsí byly stejné a lišily se pouze v hrubé složce recyklovaného kameniva. V recepturách byl použit cement CEM I 42,5 R Radoťín, jako príměs byl použit popílek. Cílová pevnostní třída betonů byla C 25/30. Během míchání bylo v obou případech přidáno větší množství záměsové vody oproti navržené receptuře a to z důvodu vysoké nasákavosti recyklovaného kameniva. Více vody bylo přidáno do receptury s cihelným recyklátem.

Betonové směsi byly podrobeny zkouškám čerstvého a ztvrdlého betonu, jejichž výsledky uvádí Tabulka 1. Počáteční konzistence obou betonových směsí byla stejná a ztráta po 90 minutách

Tabulka 1: Porovnání vlastností betonových směsí s betonovým a cihelným recyklátem.

Parametr	Stáří	Jednotka	Typ recyklátu	
			betonový	cihelný
Sednutí kužele	5 min	mm	180	180
	90 min	mm	140	150
ČOH*	5 min	kg m ⁻³	2210	2130
ZOH**	28 d	kg m ⁻³	2220	2150
Pevnost v tlaku	2 d	MPa	22,6	19,1
	7 d	MPa	38,3	34,6
	28 d	MPa	46,3	41,8
Průsak	90 d	MPa	60,3	52,2
	28 d	mm	24	19
Modul pružnosti	28 d	GPa	26,5	21,7

*ČOH = objemová hmotnost čerstvého betonu

**ZOH = objemová hmotnost ztvrdlého betonu

Tabulka 2: Vliv podílu směsného recyklovaného kameniva na vlastnosti betonu.

Parametr	Stáří	Jednotka	Podíl recyklátu		
			0 %	50 %	100 %
ZOH	28 d	kg m ⁻³	2300	2150	2050
Pevnost v tlaku	28 d	MPa	36,8	31,4	24,1
Modul pružnosti	28 d	GPa	30,0	19,7	14,5

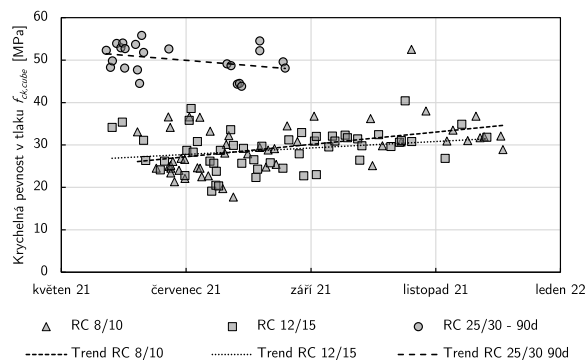
se lišila pouze o 10 mm. Hlavní rozdíl v obou směsích je v objemové hmotnosti, která má následně dopad i na pevnost a modul pružnosti betonu. Obecně lze tvrdit, že beton s betonovým recyklátem má lepší vlastnosti než beton s cihelným recyklátem, nicméně rozdíl mezi oběma není zásadní.

V druhé části vývoje byl sledován vliv podílu směsného recyklovaného kameniva na objemovou hmotnost ztvrdlého betonu, pevnost a statický modul pružnosti. V receptuře s 50 % podílem recyklovaného kameniva byla nahrazena pouze hrubá frakce (8/16) kameniva, zatímco v receptuře se 100 % podílem recyklovaného kameniva byla nahrazena hrubá frakce (8/16) i drobná frakce (0/8) kameniva. Výsledky uvádí Tabulka 2, kde je vidět výrazný pokles objemové hmotnosti ztvrdlého betonu a statického modulu pružnosti v závislosti na podílu recyklátu v betonu. Tento pokles má zásadní vliv na použitelnost betonu do řady konstrukcí. Beton s tak nízkým modulem pružnosti nelze použít např. do vodorovných, převážně ohýbaných konstrukcí nebo do silně tlačných svislých konstrukcí, kde by mohlo dojít k nadměrnému přetvoření vlivem dotvarování. Objemová hmotnost má naopak vliv na akustické vlastnosti betonu, což vzbuzuje nedůvěru u projektantů bytových budov, kde je akustika jeden z hlavních posuzovaných parametrů. Zatímco pokles pevnosti betonu lze kompenzovat např. vyšší dávkou cementu nebo snížením vodního součinitele, objemová hmotnost a modul pružnosti jsou z větší části závislé na vlastnostech použitého kameniva v betonu.

Následně byl beton s recyklovaným kamenivem zaveden do běžné výroby. Z důvodu výrobních možností betonáren byl vyráběn pouze beton s 50 % podílem recyklovaného kameniva hrubé frakce. Během výroby byly prováděny zkoušky pevnosti v tlaku různých pevnostních tříd betonu, aby byl získán přehled o kolísavosti kvality betonu v čase. Obrázek 5 zobrazuje výsledky kontrolních zkoušek provedených v období přibližně 7 měsíců. Z grafu je patrné, že k výkyvům v pevnosti betonu dochází, z toho důvodu byly na začátku receptury navrženy s dostatečnou rezervou.

Tabulka 3: Podmínky použití recyklovaného kameniva podle norem ČSN EN 206+A2 a ČSN P 73 2404.

Norma Typ RK	ČSN EN 206+A2		ČSN P 73 2404	
	Typ A	Typ B	Typ 1	Typ 2
Podíl betonové složky	min. 90 %	min. 50 %	min. 90 %	min. 70 %
Podíl cihelné složky	max. 10 %	max. 30 %	max. 10 %	max. 30 %
Podíl recyklátu v betonu do 50 %	pouze SVP X0	pouze SVP X0 a max. C 30/37	pouze SVP X0	pouze SVP X0 a max C 8/10
Podíl recyklátu v betonu do 30 %	do SVP XC4, XF1, XD1, XA1	nelze použít	do SVP XC4, XF1 a XF3	nelze použít



Obrázek 5: Výsledky zkoušek krychelné pevnosti v tlaku prováděného během reálné výroby na betonárně.

4. ZÁVĚR

Velké množství stavebního a demoličního odpadu, které je vyprodukované každý rok nabízí alternativní zdroj kameniva do betonu v době, kdy zásoby přírodního kameniva jsou postupně dočerpávány. V ČR dosud nebyla motivace k využívání recyklovaného kameniva do betonu, nicméně tento stav se nyní začíná měnit a výrobci betonu postupně zařazují beton s recyklovaným kamenivem do svého sortimentu produktů. Ke zvýšení motivace by pomohlo zmírnění podmínek použití recyklovaného kameniva uvedených v současných znění norem ČSN EN 206+A2 a ČSN P 73 2404. Benevolentnější přístup by mohl být kompenzován vyššími nároky na kontrolu kvality recyklovaného kameniva i samotného betonu.

Beton s recyklovaným kamenivem ukazuje také svoje limity ve formě nízkého modulu pružnosti a objemové hmotnosti. Zatímco modul pružnosti je kritický hlavně u konstrukčních prvků citlivých na přetvoření, objemová hmotnost betonu ovlivňuje stránku hlavně použitelnosti ve formě horších akustických vlastností u bytové výstavby. V dalším výzkumu se autor plánuje zaměřit právě na akustické vlastnosti toho materiálu. Při návrhu receptur betonových směsí s recyklovaným kamenivem by se měla aplikovat vždy vyšší bezpečnostní rezerva vzhledem k větším výkyvům kvality kameniva.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek vznikl za podpory společnosti TBG Metrostav s.r.o. Zároveň bych chtěl poděkovat svému školiteli prof. Ing. Janu L. Vítkovi, CSc. za konzultace a pomoc při vypracování tohoto příspěvku.

Reference

- Godány, J. (2021), 'Současný stav disponibilních zásob u využívaných ložisek stavebního kamene a šterkopísku v ČR', *Beton TKS 2021*(1), 15–21.
- Produkce, využití a odstranění odpadů za období 2020 (2021), Publikace, Český statistický úřad, Praha.
- Vyhláška č. 273/2021 Sb. ze dne 12. července 2021 o podrobnostech nakládání s odpady (2021), *Výhláška, PS ČR*, Praha.
- Zákon č. 541/2020 Sb. ze dne 1. prosince 2020 o odpadech (2020), *Zákon, PS ČR*, Praha.
- ČSN EN 12620+A1 (2008), *Kamenivo do betonu*, Česká technická norma, Český normalizační institut, Praha.
- ČSN EN 206+A2 (2021), *Beton - specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*, Česká technická norma, Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha.
- ČSN P 73 2404 (2021), *Beton - specifikace, vlastnosti, výroba a shoda - doplňující informace*, Česká technická norma, Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha.

RYCHLOST ÚLOMKŮ CEMENTOVÝCH KOMPOZITŮ VYSTAVENÝCH VÝBUCHU

Kateřina Horníková, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
katerina.hornikova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tématem tohoto příspěvku je prezentace dat získaných provedeným experimentem. Experiment byl zaměřen na odolnost různých typů cementových kompozitů vůči působení vysoké teploty a následnému výbuchu. V rámci stanovení výbuchové odolnosti byla měřena rychlost odletujících částic metodou Photonic Doppler Velocimetry (označován jako PDV). Tato rychlost byla měřena vždy na středu povrchu odvráceného od výbuchu. Byla měřena pro všechny zkušební tělesa a to bez ohledu na to, zda a jak byla tato tělesa vystavena působení vysoké teploty. Díky tomu bylo možné pozorovat vliv působení teploty na dané materiály. V rámci tohoto příspěvku jsou prezentována změřená data, vzájemně porovnávána a je stanovena dynamická pevnost těchto materiálů.

KLÍČOVÁ SLOVA

Vysoké teploty • Výbuch • Rychlost odletujících částic • Photonic Doppler Velocimetry • Pevnost

ABSTRACT

This article deals with the presentation of results obtained by the performed experimental program. This experiment was focused on the resistance of various types of cement composites to exposed high temperature and subsequent near field blast. As a part of the determination of blast resistance, the velocity of flying elements was measured by the Photonic Doppler Velocimetry method (short as PDV). This velocity was measured at the center of the surface on the other side of specimens from the blast. It was measured for all test samples, regardless of whether and how these specimens were exposed to high temperature. This made it possible to observe the effect of high temperature on used materials. In this paper, measured data are presented, compared with each other and the spall strength of these materials is determined.

KEYWORDS

High temperature • Blast • Velocity of flying elements • Photonic Doppler Velocimetry • Spall Strength

1. ÚVOD

Tento příspěvek volně navazuje na příspěvky z předchozích ročníků Workshopu doktorandů (Horníková 2020, Horníková 2021). V těchto příspěvcích byl prezentován experiment, zaměřující se na odolnost betonových prvků vůči požáru a následnému výbuchu. V rámci příspěvků byl prezentován samotný experiment a základní data jím získána.

Aktuální příspěvek se zaměřuje čistě na vyhodnocení měření rychlosti odletujících částic. V rámci stanovování výbuchové odolnosti použitých zkušebních těles byla měřena rychlost odletujících částic při spodním povrchu vzorku. Tato rychlost ukazuje, jak budou odletující částice urychleny, a lze z toho odvodit, jak moc budou nebezpečné pro okolní konstrukce nebo obyvatele. Pokud bude rychlost částic velká, budou působit jako projektil, který může mít fatální následku pro osoby v blízkosti konstrukce. Pokud bude těchto projektilů více (povrch se roztrhne a odlítnou z povrchu tisíce částic) můžou tyto projektily mít negativní dopad nejen na osoby v jejím blízkosti, ale mohou ohrozit také stabilitu a únosnost okolních konstrukcí. Snahou při správné volbě materiálu, odolného vůči výbuchu, je tedy co možná nejvíce snížit rychlost odletujících částic, a to i za cenu rozsáhlejšího poškození konstrukce. V praxi se předpokládá, že bude konstrukce výbuchem poškozena, a v případě kolapsu nebude zvyšovat škody právě svým negativním působením na okolí.

V rámci tohoto příspěvku je tedy uveden stručný popis experimentu, použitých materiálů a zkušebních těles. Dále pak popis měření Photonic Doppler Velocimetry (dále už jen PDV), prezentace dat získaných tímto měřením. Dále je uveden příklad využití získaných dat pro další výpočty a studie.

2. EXPERIMENT

2.1. Koncept experimentu

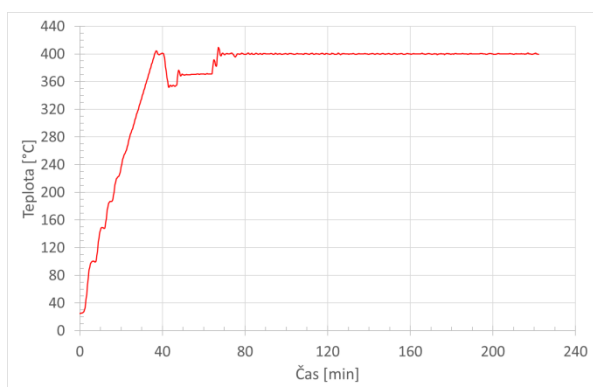
Tento experiment je součástí rozsáhlého experimentálního programu zabývajícího se odolností cementových kompozitů vůči požáru a následnému výbuchu. V rámci tohoto experimentu byly nejprve stanoveny materiálové vlastnosti (mechanické i tepelně technické vlastnosti) vybraných materiálů. Výsledky této části experimentu jsou prezentovány v článku (Horníková et al. 2020). Následovala série experimentů pro stanovení samotné odolnosti vybraných materiálů. Zkušební tělesa byla nejprve vystavena působení

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

vysoké teploty po stanovenou dobu. Po vychladnutí těles byla tělesa neprodyšně zabalena a převezena na další pracoviště, kde byla vystavena blízkému výbuchu. Všechna tělesa byla vystavena stejné teplotě a výbuchu o stejných parametrech (stejná vzdálenost i velikost výbušniny). Podrobný popis samotných zkoušek, použitých materiálů a zkušebních těles je uveden v následujících kapitolách.

2.1.1. Uspořádání požární zkoušky

Při zkoušce požární odolnosti byla zkušební tělesa vystavena působení vysoké teplotě dvěma způsoby. V prvním případě byla zkušební tělesa umístěna dovnitř zkušební pece a byla tak vystavena působení vysoké teploty z obou stran. Ve druhém případě byla zkušební tělesa umístěna do stěny zkušební pece tak, aby byla vystavena působící teplotě pouze z jedné strany. Experiment proběhl najednou, kdy byla všechna tělesa vystavena působení teploty 400 °C po dobu 3 hodin. Skutečná teplotní křivka je uvedena na Obrázek 1.



Obrázek 1 Skutečná teplotní křivka experimentu

Následující Obrázek 2 znázorňuje rozmístění vzorků ve zkušební peci. Na levé straně obrázku jsou vidět také vzorky umístěné ve stěně pece. Ty byly ze zadní strany (venkovní strana pece) zaizolovány izolací z minerální vaty tak, aby průběh teploty ve vzorku byl co možná nejméně ovlivňován působením okolní teploty.

Při tomto experimentu byl měřen průběh (nárůst) teploty ve vzorcích, a byl stanoven hmotnostní úbytek (úbytek volné vody) jednotlivých vzorků. Tyto výsledky jsou prezentovány v předchozím článku.

2.1.2. Uspořádání výbuchové zkoušky

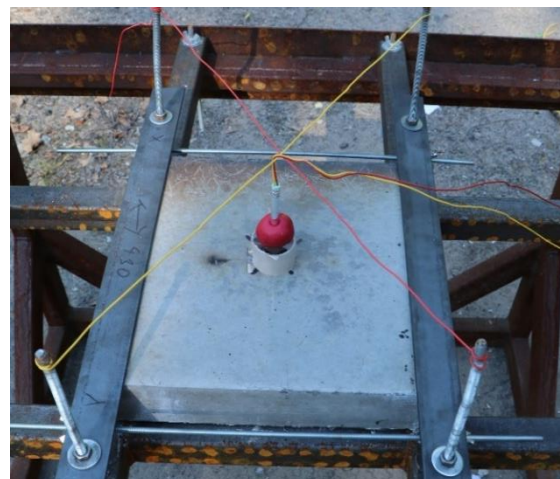
Základní uspořádání zkoušky je znázorněno na Obrázek 3. Betonové vzorky byly upnuty do ocelového rámu, který byl připevněn na ocelový stůl. Toto uspořádání zajišťovalo, že byly zkušební vzorky vždy 0,75m od země. Současně byly vzorky pevně upevněny tak, aby zkušební vzorky nebyly výbuchem odmrštěny mimo testovací oblast. Detailnější znázornění upevnění samotného zkušebního vzorku je na Obrázek 4.



Obrázek 2 Rozmístění vzorků ve zkušební peci



Obrázek 3 Uspořádání zkoušky - umístění vzorku



Obrázek 4 Uspořádání zkoušky - umístění nálože

2.2. Použité materiály a velikost vzorků

V rámci prezentovaného experimentu byly použity následující materiály:

- Běžný beton C30/37 – označení RC
- Vysokopevnostní vláknobeton s ocelovými vlákny UHPFRC – označení U
- Isover beton – označení S (beton s příměsí drti z minerálních vláken)

Běžný beton (označený RC) byl vybrán jako referenční materiál a to především s ohledem na jeho prozkoumanost. K tomuto materiálu je možné najít velké množství informací v odborné literatuře a díky tomu ověřit správnost provedených experimentů.

Vysokopevnostní vláknobeton byl vybrán vzhledem ke své vysoké pevnosti a známé odolnosti vůči blízkému výbuchu.

Isover beton byl vybrán jako zástupce heterogenních materiálů. Vzhledem k tomu, že do tohoto materiálu je přidána drť minerálních vláken, jedná se o velmi heterogenní materiál, avšak s nízkou tlakovou pevností ale díky své heterogenitě s velkým potenciálem k pohlcení rázové vlny.

Pro experiment byly použity zkušební desky o rozměrech 300 x 300 x 60 mm. Ty byly rozděleny do tří skupin po třech vzorcích – skupina vzorků bez ohřevu, skupina s ohřevem z jedné strany a skupina s ohřevem ze všech stran.

2.3. Měřené parametry

V rámci experimentu byly měřeny následující parametry:

- Rychlost ohřevu vzorků ohříváných ze všech stran
- Rychlost ohřevu vzorků ohříváných z jedné strany
- Úbytek hmotnosti vzorků díky ohřevu (úbytek vody)
- Úbytek hmotnosti vzorků po výbuchu (velikost výtrže)
- Rychlost odletujících částic na odvrácené straně od výbuchu

Tento příspěvek se zabývá pouze hodnocením posledního měřeného parametru, a to rychlost odletujících částic, respektive zrychlení povrchu odvráceného výbuchu.

2.4. Stručný popis metody Photonic Doppler Velocimetry (PDV)

Metoda Photonic Doppler Velocimetry (dále jen PDV) je metoda využívající laserový paprsek. Ten je namířen na předem daný bod na prvku, od kterého se odráží zpět do kolimátoru (zařízení, ze kterého je vysílán paprsek a zároveň snímá jeho zpětný odraz). Tato vzdálenost je předem definována. Při měření je tento bod urychlen a při jeho pohybu se zkracuje délka tohoto paprsku. Díky tomu, že měřicí přístroj zaznamenává změnu délky a čas, je možné poté určit rychlost, respektive zrychlení daného bodu v čase. Měření je ukončeno, pokud se daný bod přestane pohybovat, nebo pokud se délka laserového paprsku sníží na 0.

Výstupem z tohoto měření je průběh změny rychlosti v čase. Přesněji pak je z grafu možné odečíst maximální

dosaženou rychlost a čas jejího dosažení a zda se daný element oddělil od zkušebního tělesa či nikoli.

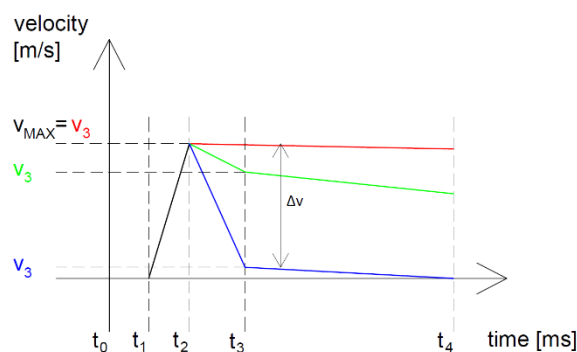
Výstup měření je zobrazen jako graf, jehož idealizovaná podoba je znázorněna na Obrázek 5. Pro lepší pochopení tohoto grafu je celý děj schematicky znázorněn na Obrázek 6. Na uvedeném grafu jsou znázorněny tři ideální případy průběhu a jsou zde vyznačeny důležité body. Čas t_0 udává čas, kdy došlo k sepnutí měřícího zařízení a zároveň aktivace rozbušky. Tento čas lze zjednodušeně považovat za začátek výbuchu. V čase t_1 je měřený povrch (bod) uveden do pohybu. V čase t_2 dosáhne povrch (bod) maximální rychlost. Následuje pokles rychlosti, který je způsobený odolností materiálu. Materiály s nízkou tahovou pevností mají pokles rychlosti minimální, mnohdy žádný (reprezentuje červená čára). Materiály s vysokou tahovou pevností u kterých nedojde k odštěpení materiálu (reprezentuje modrá čára) mají významný pokles rychlosti až do bodu t_3 kdy dochází téměř k zastavení povrchu. Běžné chování (reprezentuje zelená čára) je pak pokles do bodu t_3 a následný odlet vytržených částic. Po překročení času t_3 pak dochází k odštěpení materiálu.

Na schématu na Obrázek 6 je znázorněn první popsany případ (červená čára) s odštěpenou částicí letící směrem ke kolimátoru.

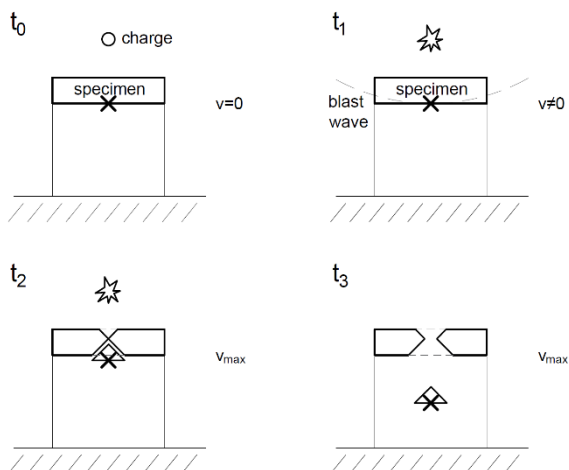
V grafu znázorněná hodnota Δv udává změnu rychlosti mezi časy t_2 a t_3 . Tato rychlost jde zjednodušeně použít pro výpočet pevnosti daného materiálu σ_{spall}

$$\sigma_{spall} = \frac{1}{2} \rho_0 C_B \Delta v_{fs} \quad (1)$$

kde σ_{spall} je pevnost [MPa], ρ_0 [kg/m³] je objemová hmotnost, C_B [m/s] je rychlost zvuku v daném materiálu a $\Delta v_{fs} = \Delta v$ [m/s] je změna rychlosti mezi maximální dosaženou rychlostí a rychlostí v čase t_3 (minimum pullback velocity). Zvolená metodika výpočtu je určena především pro homogenní materiály jako je například kov. V tomto případě je použita pouze pro orientaci a znázornění dalšího způsobu využití získaných dat.



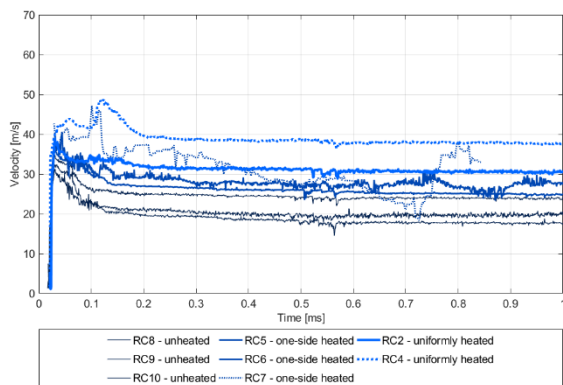
Obrázek 5 Schéma výstupu z měření PDV



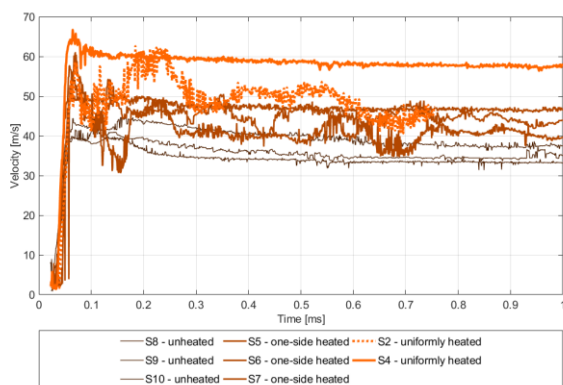
Obrázek 6 Schéma průběhu experimentu v závislosti na čase uvedeném v grafu

3. VÝSLEDKY MĚŘENÍ – PDV

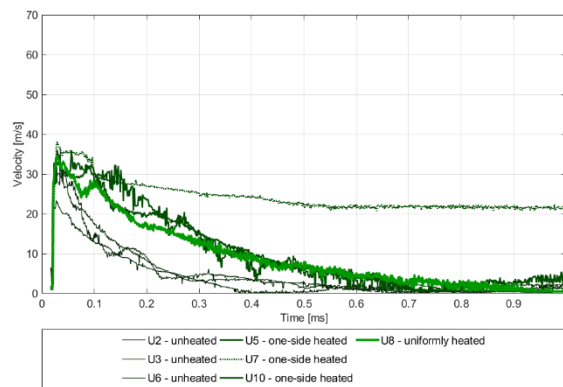
Jak již bylo zmíněno, výsledkem provedeného měření PDV je graf závislosti rychlosti elementu na čase. Tato závislost je znázorněna grafem pro každé jednotlivé měření. Takto získané grafy všech zkušebních těles jsou znázorněny dále.



Obrázek 7 Rychlost odvráceného povrchu – materiál RC

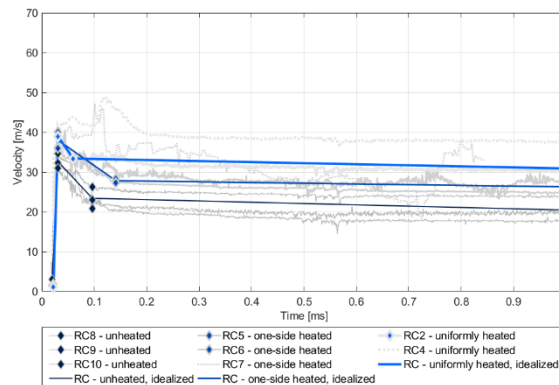


Obrázek 8 Rychlost odvráceného povrchu – materiál S

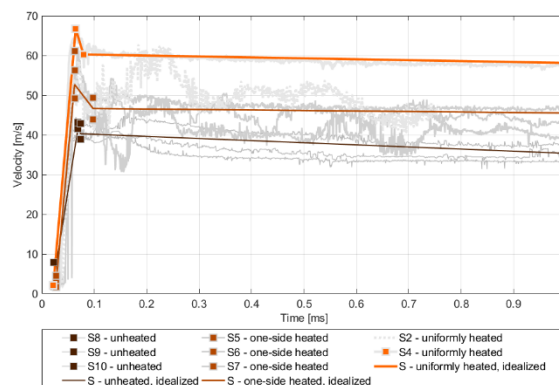


Obrázek 9 Rychlost odvráceného povrchu – materiál U

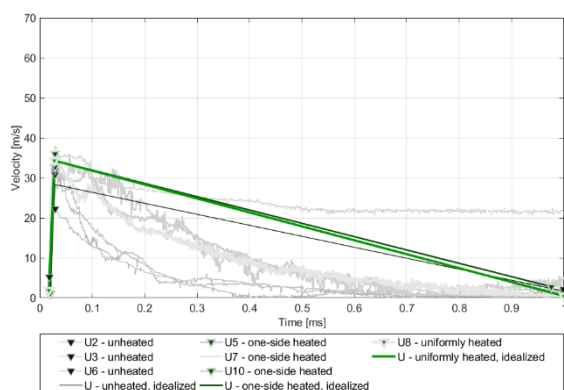
Grafy uvedené na Obrázek 7 – Obrázek 9 znázorňují všechny získané výsledky. Vzhledem k tomu, že jsou hodnoty rychlosti při měření zaznamenávány ve velice krátkých časových intervalech, je v grafu uvedeno velké množství hodnot. Díky tomu jsou důležité hodnoty hůře čitelné. Proto byl zvolen způsob idealizace těchto grafů tak, aby bylo možné z nich získat požadovaná data. Grafy s idealizovaným průběhem jsou znázorněny dále v Obrázek 10 – Obrázek 12.



Obrázek 10 Rychlost odvráceného povrchu – materiál RC – idealizovaný průběh



Obrázek 11 Rychlost odvráceného povrchu – materiál S – idealizovaný průběh



Obrázek 12 Rychlost odvráceného povrchu – materiál U – idealizovaný průběh

V Tabulka 1 jsou uvedeny hodnoty dosažené rychlosti ve studovaných časech (čas t_2 a t_3). Dále je zde uveden rozdíl rychlostí, který je dále využit pro výpočet pevnosti dle vzorce (1). Výsledky tohoto výpočtu jsou uvedeny v Tabulka 2.

Tabulka 1 Hodnoty rychlosti pro všechny materiály

Materiál RC			
	rychlost vmax [m/s]	rychlost v3 [m/s]	Δv [m/s]
Bez ohřevu	32,63	23,40	9,23
Ohřev z jedné strany	38,00	27,82	10,18
Ohřev ze všech stran	38,94	33,38	5,56
Materiál S			
	rychlost vmax [m/s]	rychlost v3 [m/s]	Δv [m/s]
Bez ohřevu	41,39	40,29	1,1
Ohřev z jedné strany	55,48	46,64	8,84
Ohřev ze všech stran	66,76	60,25	6,51
Materiál U			
	rychlost vmax [m/s]	rychlost v3 [m/s]	Δv [m/s]
Bez ohřevu	28,33	0	28,33
Ohřev z jedné strany	34,33	0	34,33
Ohřev ze všech stran	34,33	0	34,33

Pro materiál U byla uvažovaná rychlost v čase $t_3 = 0$, jelikož nedošlo k odštěpení materiálu, pouze k jeho delaminaci (vznik trhliny podélně s plochou odvrácenou povrchu) a lehkému vyboulení.

Hodnoty objemové hmotnosti uvedené v Tabulka 2 jsou hodnoty stanovené v rámci experimentu vždy pro prvky s daným způsobem ohřevu. Hodnoty rychlosti zvuku v materiálu jsou stanoveny na základě předchozích experimentů pracoviště. Pro zjednodušení bylo uvažováno, že hodnota rychlosti zvuku se nemění v závislosti na ohřevu materiálu a zůstává konstantní. Toto zjednodušení lze aplikovat, jelikož právě předchozími měřeními bylo zjištěno, že změna objemové hmotnosti a dalších parametrů má minimální (zanedbatelný) vliv na změnu rychlosti šíření zvuku v daném materiálu.

Tabulka 2 Hodnoty a výpočet pevnosti pro všechny materiály

		ρ [kg/m ³]	C_B [m/s]	Δu_{fs} [m/s]	σ [MPa]
RC	Bez ohřevu	2 449	4 700	9,2	52,9
	Ohřev z jedné strany	2 441	4 700	5,6	32,1
	Ohřev ze všech stran	2 402	4 700	10,2	57,6
U	Bez ohřevu	2 659	5 000	28,3	188,1
	Ohřev z jedné strany	2 478	5 000	34,3	212,5
	Ohřev ze všech stran	2 560	5 000	34,3	219,5
S	Bez ohřevu	1 705	4 000	1,1	3,8
	Ohřev z jedné strany	1 536	4 000	6,5	20,0
	Ohřev ze všech stran	1 601	4 000	9,8	31,4

Z prezentovaných dat je patrné, že výbuch nejvíce urychlil povrch materiálu S, naopak nejméně povrch materiálu U. Co se týče trendu, pak nejvíce urychlen byl povrch u zkušebních vzorků, které byly vystaveny působící teplotě ze všech stran. Naopak nejnižší rychlosti dosahovaly vzorky které nebyly vystavené působící teplotě jelikož nebyly tímto jevem nijak poškozeny. Rychlosti u vzorků vystavených teplotě ze všech stran materiálů RC a U jsou přibližně o 20% vyšší než u těles bez působení teploty. U Materiálu S došlo k navýšení o více než 60%. Z uvedeného vyplývá nejnižší odolnost materiálu S vůči působení kombinovaného účinku zatížení.

Z hlediska pevnosti pak nejvyšších hodnot dosahovaly materiály U a nejnižší naopak materiály S. Zvolená metodika výpočtu je určena především pro homogenní materiály. V případě zda využitých materiálů se jedná o velice heterogenní materiály. S ohledem na toto ve výsledcích není možné zvolit trend a je potřeba je vnímat pouze jako orientační. Vliv na výsledky má také počet a přesnost měření pro danou skupinu, která ne vždy byla zastoupena dostatečně reprezentativním počtem.

4. ZÁVĚREČNÉ SHRUTÍ

Tento příspěvek prezentuje výsledky měření PDV. Jedná se o metodu, která měří rychlost daného povrchu v čase. Čím vyšší je hodnota rychlosti, tím menší množství energie z výbuchu daný prvek pohltí. V případě kdy prvek pohltí většinu energie, nedojde k jeho protržení a vytvoření výtrže. Prezentované výsledky uvádí nejvyšší dosaženou rychlost odletujících částic u vzorků materiálu S, který byl zároveň nejvíce poškozen. Naopak nejnižší rychlosti byly naměřeny u materiálu U, což vypovídá o tom, že prvek pohltí největší množství energie. V případě porovnání rychlosti v závislosti na ohřevu byly naměřeny nejvyšší rychlosti u vzorků ohřátých ze všech stran a naopak nejnižší hodnoty vykazovaly vzorky bez ohřevu. To vypovídá o tom, že působící teplota měla negativní vliv na vlastnosti materiálu. Prvky jím pak byly oslabeny a ty hůře odolávaly působení výbuchu.

Příspěvek dále prezentuje metodiku výpočtu pevnosti materiálu a výsledky tohoto propočtu. Jedná se o orientační hodnotu určenou k dalšímu studování.

Uvedené výsledky lze dále porovnávat z hlediska rozdílů časů mezi uvedením do pohybu a dosažení maximální

rychlosti a podobně. Zároveň je možné k porovnání zahrnout ostatní data získaná experimentem, tedy jak moc úbytek vody při ohřevu ovlivní výbuchovou odolnost, porovnání úbytků hmotností při ohřevu s úbytky hmotností po výbuchu a podobně. Všechna tato porovnání jsou dále nadále studována a zpracovávána.

ACKNOWLEDGEMENTS

Príspevek vznikl za finanční podpory Grantové agentury České republiky projektu č. 22-33039S.

Reference

- Horníková, K. (2020), Vliv kombinovaného účinku působení vysoké teploty a výbuchu na betonové prvky. Proceedings of PhD Workshop,
- Horníková, K. (2021), Vyhodnocení měření rychlosti úlomků cementových kompozitů vystavených výbuchu. Proceedings of PhD Workshop,
- Horníková, K., Scheinherrova, L., Štefan, R., & Foglar, M. (2020). Experimental investigation of physical, thermal, hygral and mechanical properties of cementitious composites at high temperatures. *Construction and Building Materials*, 255, 119244.

MĚŘENÍ PÓROVÉHO TLAKU V BETONU ZA VYSOKÝCH TEPLOT

Roman Chylik, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
roman.chylik@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Následující příspěvek se zabývá měřením pórového tlaku v betonu pomocí inovativní, autorem vyvinuté techniky měření. Zprvu shrnuje výsledky 3 nezávislých měření, prováděných pomocí totožného schématu a při snaze o co nejpodobnější okrajové podmínky. Následně je prezentován průběh a výsledky měření na vzorku větších rozměrů, který byl měřen pomocí dvou měřicích zařízení současně.

KLÍČOVÁ SLOVA

Pórový tlak • Měření • Vysoké teploty • Odštěpování • Beton • Požár

ABSTRACT

The following paper deals with the measurement of pore pressure in concrete exposed to high temperature using an innovative, author-developed measurement technique. First, it summarizes the results of 3 independent measurements, performed using the same scheme and in an effort to find the boundary conditions as similar as possible. Subsequently, the process and results of measurements on a specimen of larger dimensions, which was measured using two measuring devices simultaneously, are presented.

KEYWORDS

Pore pressure • Measurement • High temperatures • Spalling • Concrete • Fire

1. ÚVOD

V případě, kdy je beton vystaven působení vysokých teplot, dochází v jeho matici k fyzikálním změnám a transportním procesům spojeným zejména s odpařováním vody ze struktury betonu. Následkem odpařování vody a transportu vodní páry skrze pórový systém betonu je vznik pórového tlaku. Ačkoliv hodnotu pórového tlaku lze určit na základě různých matematických modelů a následky působení pórového tlaku jsou snadno a přímo viditelné případným odštěpováním betonu, je komplikované hodnotu pórového tlaku stanovit experimentálně.

2. METODY MĚŘENÍ

Měření pórového tlaku probíhalo podle autorem vyvinuté měřicí techniky. Zprvu byl pórový tlak měřen na jednotlivých

tělesech, avšak naměřené hodnoty se i přes veškerou snahu o totožné provedení měření (poloha vrtu, délka a průměr vrtu, složení betonu, stáří vzorku, vlhkost vzorku, výkon zahřívacího zařízení) značně lišily. Z tohoto důvodu bylo provedeno validační měření pomocí dvou vrtů s manometrem současně.

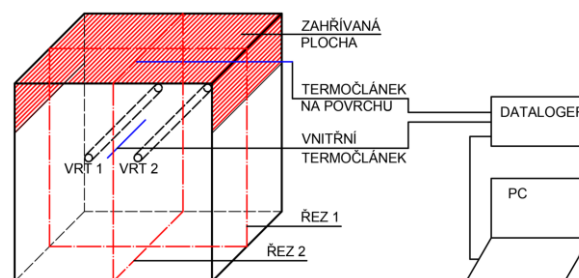
2.1. Jednotlivá měření

Na obrázku 4 je uvedeno porovnání 3 jednotlivě provedených měření pórového tlaku v betonu při vystavení vysokým teplotám. Měření probíhalo na krychlích o hraně 150 mm. Sběrný vrt o délce 100 mm a průměru 8 mm se nacházel 30 mm od zahřívajícího povrchu. Vzorek byl před měřením uskladněn ve vodě pro zajištění jeho plné saturace. Pro ověření hypotézy, že naměřené rozdíly lze přisoudit odchylce v pórovitosti a kvalitě betonu, který nebyl vyroben v rámci jedné záměsi, přestože byly vzorky vyrobeny ze shodné receptury.

2.2. Validační měření a výpočet teplotního pole

Validační měření bylo provedeno na krychli o hraně 200 mm. Vzorek obsahoval dva vrty délky 100 mm a průměru 8 mm. Osa sběrných vrtů byla 75 mm od zahřívajícího povrchu. Vzorek v průběhu měření je zobrazen na obrázku 2 a naměřené hodnoty pórového tlaku na obrázku 5. Celkové schéma experimentu je znázorněno na obrázku 1.

Kromě měření pórového tlaku byly měřeny i teploty, a to mezi zdrojem teplotního zatížení (keramická dečka) a vzorkem a rovněž i v místě sběrných vrtů. Pro přesnější představu o rozložení teplot napříč vzorkem byl proveden výpočet rozložení teplot v průřezu. V místě zahřívání byla známa teplota – změřena povrchovým termočlánkem mezi zahřívací dečkou a vzorkem a na místě kontaktu se vzduchem byla uvažována počáteční teplota $T_0 = 20^\circ\text{C}$. Emisivita materiálu byla uvažována 0,7.



Obrázek 1 : Schéma měření.

* Školitel: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

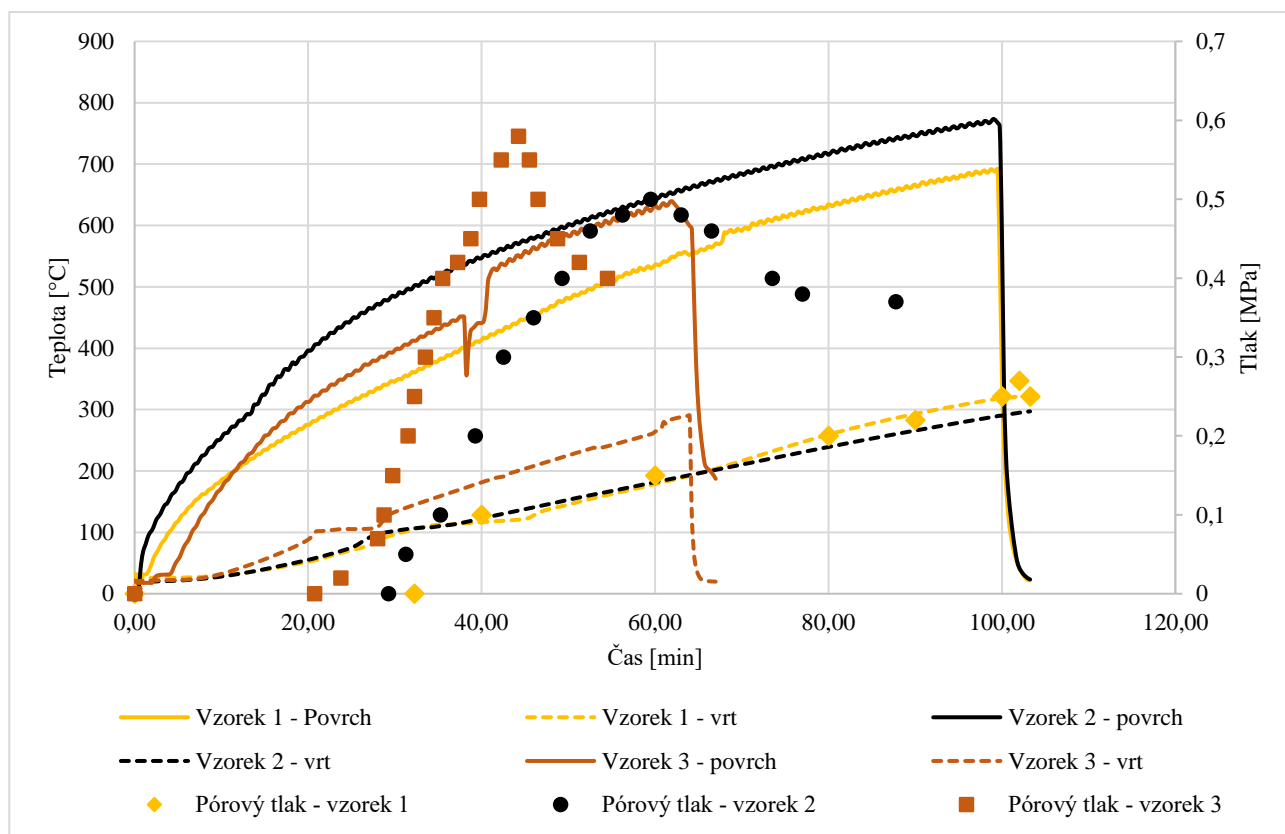
Jak lze vidět z obrázku 3 a 4, v průběhu zahřívání v čase $t = 45$ min nastalo odštěpování vzorku. Jelikož má zahřívací dečka rozměry 200x300 mm a podstava zkušební krychle jen 200x200 mm, docházelo k ohřívání i bočních stěn v délce 50 mm (zahřívání plocha je znázorněna na obrázku 1). Částečné zahřívání bočních stěn bylo zvoleno cíleně, aby směr prostupu nasycené a částečně nasycené vrstvy směřoval ke sběrným vrtům. Z numerické simulace teplotního pole je patrné, že teplota povrchu v době odštěpování byla v rozmezí 260 – 360 °C.



Obrázek 2 : Vzorek během měření

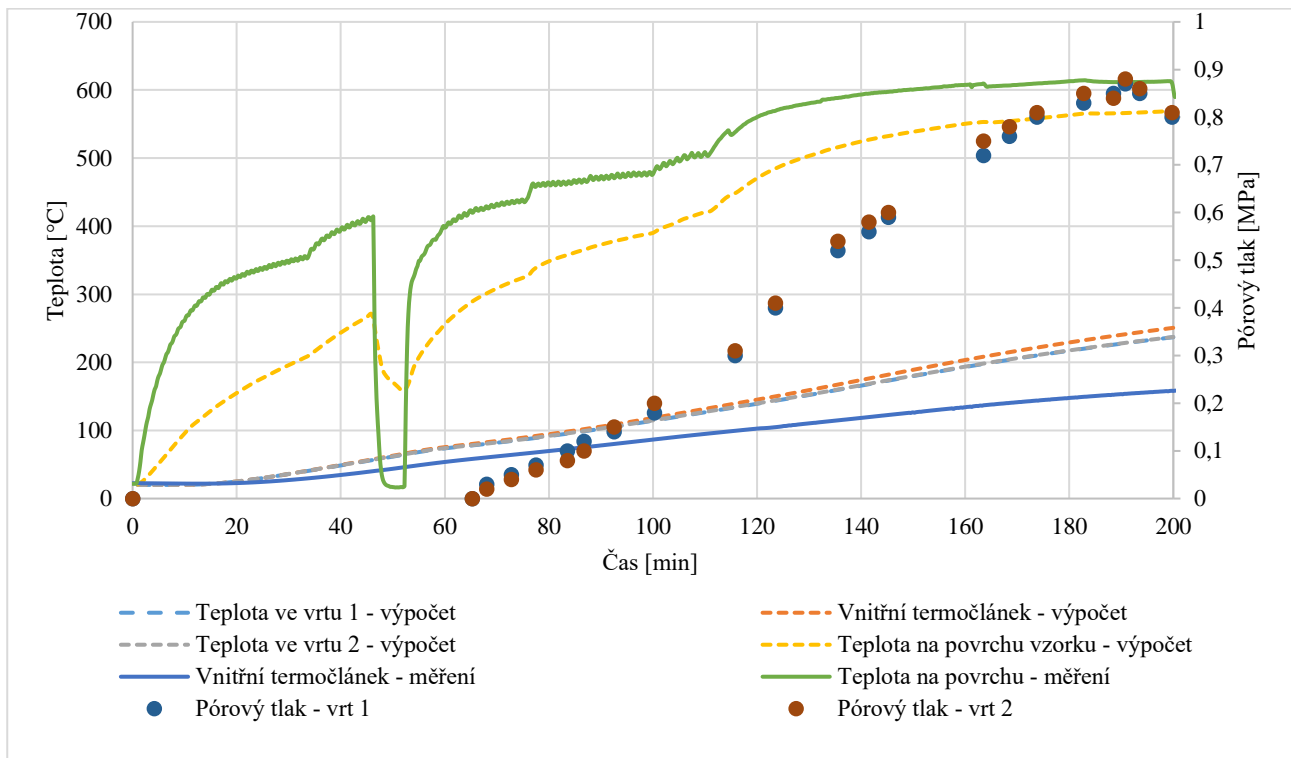


Obrázek 3: Vzorek po odštěpování během zahřívání

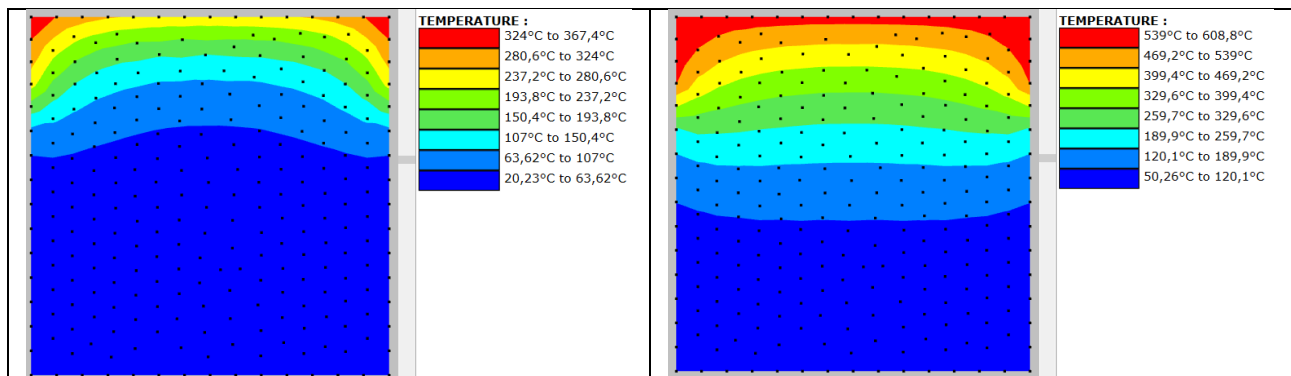


Obrázek 4 : Porovnání tří jednotlivých měření pórového tlaku.

* Školitel: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

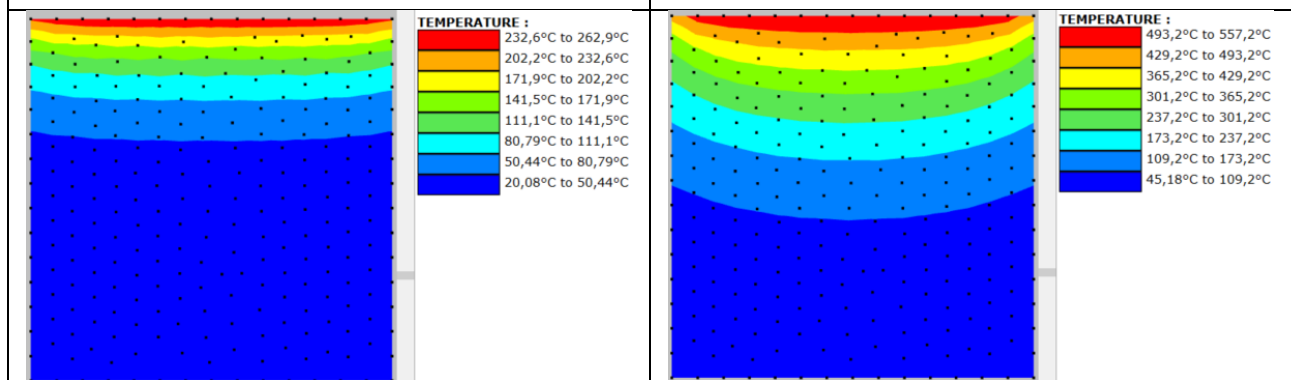


Obrázek 5 : Výsledky validačního měření pórového tlaku na dvou vrtech současně.



Obrázek 6: Rozložení teplotního pole v průřezu v čase odštěpování - řez 1

Obrázek 7: Rozložení teplotního pole v průřezu v době měření maximálních hodnot pórového tlaku – řez 1



Obrázek 8: Rozložení teplotního pole v průřezu v čase odštěpování – řez 2

Obrázek 9: Rozložení teplotního pole v průřezu v době měření maximálních hodnot pórového tlaku – řez 2

* Školitel: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

3. ZÁVĚR

Sdružené validační měření pórového tlaku pomocí dvou samostatných vrtů v rámci jednoho vzorku ukázalo, že byla dosažena velmi vysoká přesnost a shoda v naměřených hodnotách. Maximální hodnota pórového tlaku dosahovala 0,9 MPa (pro oba vrty). Odštěpování, které nastalo ve 45 minutě zahřívání, probíhalo v rozmezí jedné minuty pro obě odštěpené plochy. Výpočet teploty v průřezu vzorku ukázal, že odštěpování nastalo při teplotě betonu v rozmezí 260 – 360°C, což odpovídá pórovému tlaku < 5 MPa v případě uvažování dokonale izolovaného a plně saturovaného prostředí a výpočtu podle vztahu Hyland & Vexler.

Z porovnání průběhu vývoje pórového tlaku a maximálních dosažených hodnot je zřejmé, že vyvíjená metoda měření pórového tlaku je do značné míry citlivá na okrajové podmínky v průběhu měření. Avšak, probíhá-li měření za podmínek konstantních a na materiálu shodných mechanických a fyzikálních vlastností, lze metodu hodnotit jako přesnou a funkční. Z dosavadně provedených experimentů zaměřených na měření pórového tlaku v betonu vystaveného vysokým teplotám lze konstatovat, že nově vyvíjená měřicí technika má potenciál být jednoduchou a dostatečně přesnou metodou měření, kterou je možné využít pro elementární porovnání hodnoty pórového tlaku.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek vznikl za podpory projektu SGS22/033/OHK1/1T/11, SGS22/091/OHK1/2T/11 a SGS22/090/OHK1/2T/11

Reference

- Jeongwon, K., Dongwoo, R., & Takafumi, N., (2011) The spalling mechanism of high-strength concrete under fire. *Magazine of Concrete Research* vol. 63, 357-370
- Gyeongcheol, Ch., Gyuyong, K., Minho, Y., Euichul, H., Jeongsoo, N., & Nenad, G. (2019), Effect of moisture migration and water vapor pressure build-up with the heating rate on concrete spalling type. *Cement and Concrete Research*, vol. 116, 1-10
- Li, Y., Zhang, D., & Tan, K. H., (2020) On measuring techniques of pore pressure in concrete at elevated temperature. *Cement and Concrete Composites*, vol. 114
- Phan, L. T., (2008) Pore pressure and explosive spalling in concrete. *Materials and Structures*, vol. 41, 1623-1632
- Tomáš, J., Metody měření pórového tlaku v betonu vystaveném vysokým teplotám *Diplomová práce. Praha: České vysoké učení technické, 2021.*

* Školitel: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

DEBRIS VELOCITY ASSESMENT OF FIBER CONCRETE SPECIMENS LOADED BY BLAST LOAD

Ondřej Janota, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
ondrej.janota@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Předmětem tohoto příspěvku je shrnutí prezentace poznatků získaných v rámci experimentu zaměřeného na stanovení výbuchové odolnosti prvků z vysokohodnotného drákovbetonu (dále UHPFRC). V rámci toho experimentu byla měřena rychlost spodního povrchu jednotlivých vzorků a následně porovnávána. Byly tak získány grafy vývoje rychlosti těchto povrchů v případě všech tří módů porušení (prvek bez porušení, odštěpení spodního a horního povrchu, průraz). Vývoj rychlosti spodního povrchu je v rámci toho příspěvku ukázán na třech vzorových prvcích s výše uvedenými způsoby porušení. V druhé části jsou pak naměřená data porovnávána s vytvořenými numerickými modely.

KLÍČOVÁ SLOVA

Výbuchová odolnost • UHPFRC desky • rychlost výtrže • numerické modely

ABSTRACT

This paper presents overview of the experimental measurement focused on the blast resistance of the ultra-high performance fiber reinforced composited specimens. Soffit velocity measurement was performed during the experiment. These velocity measurements were performed hand in hand with the video recording of the soffit. Three typical soffit velocity development were obtained. Each for typical failure mode (No damage, spall and crated and breach). In the second part, experimental results are compared to the numerical models.

KEYWORDS

Blast resistance • UHPFRC slabs • debris velocity • cracks

1. EXPERIMENTAL SETUP

Specimens were made of two proprietary UHPFRC materials with compressive strength 180 MPa (Premix A) and 150 MPa (Premix B). Amount and length of fibers in each concrete mixture were similar as well as other material characteristics. Specimen dimensions were 1000 x 1000 mm x 100, 150 and

200 mm. To eliminate the effect of the side reflection of pressure wave, the specimen proportions were numerically tested and evaluated as sufficient. The pressure wave reached the bottom side of the specimen and caused the damage under the blast charge sooner than it reached side sides and reflected.

To evaluate known approaches of RC and UHPFRC blast resistance prediction, different scaled distances were used for each experiment. The charge of SEMTEX 1A explosive varied from 100 g to 1000 g. Clear distance between slab's top surface and explosive varied from 0 mm (contact blast) to 100 mm (close-in blast). Each explosive was situated in the centre of the slab. Shape of the explosive was cylinder with diameter/length ratio equal to one. The detonation point was positioned approximately 20 mm below the top surface of blast charge.

Specimens were placed on a 720 mm high steel frame (Fig. 1). On the top, three steel plates were welded peripherally to avoid falling specimen from the steel frame during the blast. Supporting of the specimens with steel frame enabled considering boundary conditions as simply supported slab in both directions.



Fig. 1: Specimen with the explosive charge and mirror under specimen.

2. SPALL VELOCITY DEVELOPEMENT

Spall velocity was measured by the PDV device. Results from the measurement show velocity of spalling debris (i.e. spall velocity) during blast propagation (from the initiation of blast until destruction of the collimator). Results from the PDV were divided into groups according to their final failure modes.

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Three typical velocity development curves with their phenomena are presented.

In case that the failure mode was crater or no damage, then instead of spall velocity the bottom surface velocity was measured. Therefore, both collimators survived and both acceleration and deceleration of the surface were recorded. Figure 2 shows typical development of the bottom surface velocity.

Channel 1, measuring the centre of the specimen, indicated no movement until the pressure wave reached bottom surface. After that, approximately 0.14 ms after the explosion, rapid acceleration occurred. Time duration of this acceleration was almost infinitely small. After the velocity peak was reached, the surface starts to decelerate. The deceleration was, in comparison with the acceleration, gradual. Deceleration can be divided into two parts. From 0.1 ms to 0.22 ms the deceleration was slow. After that time the deceleration rate increased. Finally, bottom surface stopped moving. After that time, there was no significant movement.

Channel 2, which measured the area located 75 mm from the centre of the specimens, showed similar trend. The movement started at the exactly same time as the centre point. However, the acceleration was not so rapid, and the velocity peak was not so high. After that point the deceleration occurred. Up to approximately 0.20 ms, the deceleration rate was higher than in case of channel 1. In 0.20 ms the area started to accelerate again but the second peak value reached lower values. After the second velocity peak occurred, the surface started to decelerate again around 0.24 ms. From time 0.32 ms deceleration of both measured areas were equal. Side area measured by channel 2 stops moving in 0.5 ms.

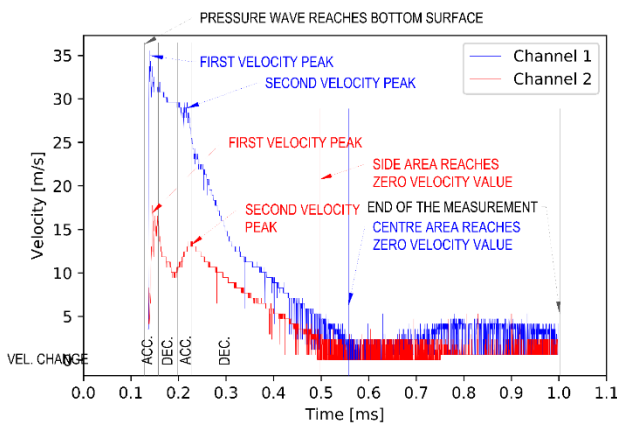


Fig. 2: Typical bottom surface velocity for crater only/ no damage failure mode

In case of the crater and spall failure mode was reached, the spall velocity development was similar to the development of velocity in case of only crater failure mode (Figure 3). After 0.14 ms the bottom surface started to rapidly accelerate. The velocity peak was immediately reached and the deceleration occurred. This part of deceleration lasted for about 0.15 ms and in 0.3 ms, area measured by channel two started to accelerate again. This acceleration was relatively small in comparison to main acceleration. After the second peak value was reached the area measured by channel 1 decelerated. This deceleration lasted for about 0.12 ms. Since then the velocity of centre part

after the second deceleration was almost constant. However, there are parts of the curve where the velocity is constant it is not possible to precisely determine when the spall is fully ejected.

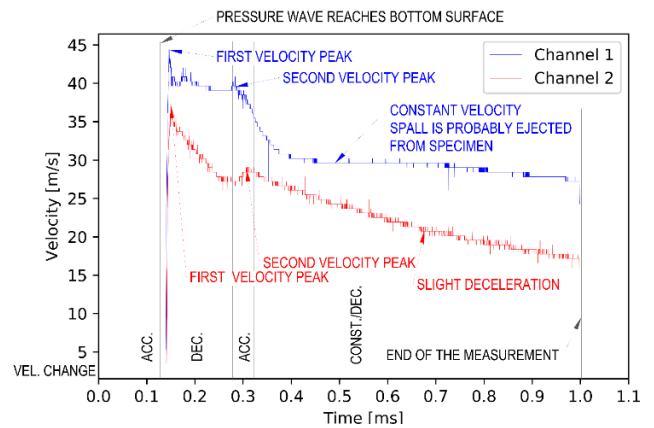


Fig. 3: Typical spall velocity for crater and spall failure mode

Development of spall velocity of breached specimens is relatively simple in comparison to the previous two failure modes (Figure 4). After the pressure wave reached the bottom surface, both measured areas rapidly accelerated and reached maximum velocity. Velocity of the spall was almost constant for the rest of the measurement. The measurement ended as the collimators were destroyed by the debris or measurement was manually stopped.

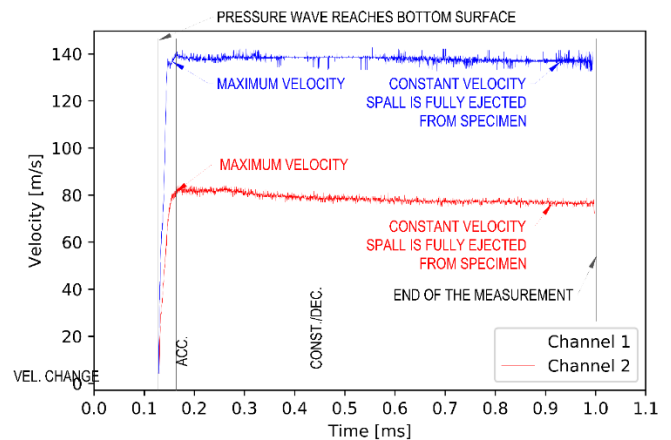


Fig. 4: Typical spall velocity for breach failure mode

Generally, the velocity development curve revealed following phenomena. The first velocity peak occurred immediately after the bottom surface was accelerated. This velocity was, in majority of the experimental results, the highest. In some cases, the highest velocity occurred after second or even third peak. This phenomenon can be caused by the wave reflection. If there was no spall, the bottom surface reached velocity peak and then decelerated in several phases. Each phase ended by further velocity peak. This peak, in most measurement, did not reach the values of the previous peak. Reason for this peak was probably multiple wave reflection at the edge of the specimen. Velocity development of the specimens with the crater and spall failure mode was similar to the only crater failure mode. However, in some cases the velocity stayed constant after one of the velocity peaks the ejection of the spall cannot be

determined only from PDV results. In case of breach, the curve was relatively simple. After first velocity peak was reached, the velocity did not significantly decrease and stayed almost constant for the rest of the measurement.

3. NUMERICAL MODELLING

As mentioned in the introduction, the numerical modelling of explosion experiments is intended to help understand in detail the processes that take place in the test samples. With successful numerical simulation, it is then possible to vary different material models and boundary conditions and compare the results. Currently, it is not possible to simulate blast loading in commonly used software and there is a need to use specialized software that can simulate both the behavior of common materials under blast loading and encompass the behavior of gases and energetic materials. These software include the LS-DYNA program, which is widely used for the calculation of nonlinear time-dependent problems and the simulation of fast phenomena, and was used to develop numerical models for both experiments. Two factors are then central to the correct implementation of the numerical model. The first factor is the material model, which is able to account for the behaviour of concrete/concrete wire under fast phenomena loading (material hardening and softening; strain rate effects and the associated dynamic factor increasing the strength of the material under fast phenomena loading). The second factor is the very definition of blast loading and its force.

3.1. Material model

Due to the complexity of the task, the commonly used material models are not sufficient. Determining the correct material model thus becomes one of the most complex tasks in the creation of a numerical model. Within LS-DYNA, a library of material models is available that contains multiple options to simulate the behaviour of concrete. A common problem with all the available material models is that they have all been developed to simulate plain concrete and adapting them to the behaviour of fibreconcrete is very difficult or even impossible. A widely used material model for this purpose is the MAT72_Rel3 material model (Schwer et al., 2005), (Malvar et al., 1994), (Markovich et al., 2011). MAT72_Rel3 is defined using three plastic surfaces and an equation of state, ensuring that the above phenomena are taken into account. The mathematical description of the equation of state and each surface is available to the user and their definitions can be modified. In combination with other input parameters, the openness of the model is one of the main factors why this material is used for fibreconcrete concrete simulations. In the case of developing a custom material model, two options are offered.

For commonly used concretes, it is possible to have the program generate individual parameters based on the desired strength of the concrete. The parameters obtained can then be modified to make the tensile behaviour of the material model

match that of fibreconcrete or UHPC/UHPFRC. The second option is to define all the parameters yourself. Due to the number of these parameters, a significant number of tests that are not commonly used (uniaxial tensile tests, triaxial compression tests for different pressure magnitudes) are required to determine them accurately.

3.2. Blast load

The LS-DYNA software allows several approaches to model the explosion and the resulting load (pressure wave). The applicability of each method is described in detail in (Hilding, 2016). In the case of contact and very close explosion, three methods are applicable. The first is to use a Lagrangian - Eulerian (ALE) mesh of elements, cf. Fig. 5. Within this network, the Eulerian elements move freely in the Lagrangian network. This method is able to simulate the behavior of gases and materials with large deformation. A second network is then added to this network, which forms the UHPFRC plate sample itself and interacts with the Eulerian elements. The advantage of this method is the ability to observe the propagation of the explosive and the size of the pressure wave, the choice of the material model of the explosive and its equation of state. The disadvantages are, in particular, the need to create a domain that simulates the air around the test sample and the dependence of the result on the chosen shape of the Lagrangian network. This domain is needed for proper propagation of the pressure wave and expansion of the explosive. The existence of two grids led to a significant increase in the required computational time. The second approach uses the so-called meshless method (Xu et al., 2014) (Smoothed particle hydrodynamics, SPH). The explosive is not modeled by an element mesh but by particles, cf. Fig. 6. The individual particles are constrained by the material model, the equation of state and furthermore by their distance. The load is transferred to the panel by the collision of each particle with the test sample. The advantages of this approach are the reduced computational effort and computational time, the absence of a secondary mesh simulating the ambient air, and the shape variability of the explosive. The disadvantages are the dependence of the resulting load on the total number of particles and the visible discretization of the load in the case of a lower number of particles. A third approach to enable explosion modelling in LS-DYNA, is the use of an internal mechanism called the PARTICLE BLAST METHOD (PBM). This method is very similar to the second approach. The explosive is replaced by a system of particles that represent an ideal gas and behave according to Newton's laws of motion (Teng et al., 2014). The advantage of this methodology is its ease of use and very little computational effort. In the implementation it is sufficient to define the shape of the explosive, the number of particles simulating the explosive and the basic parameters of the explosive material. The disadvantages are the impossibility to define the equation of state and the limited possibility to define the material properties of the explosive.

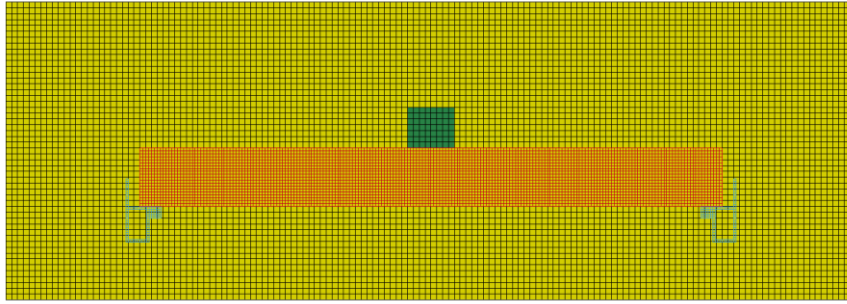


Fig. 5: *ALE model*

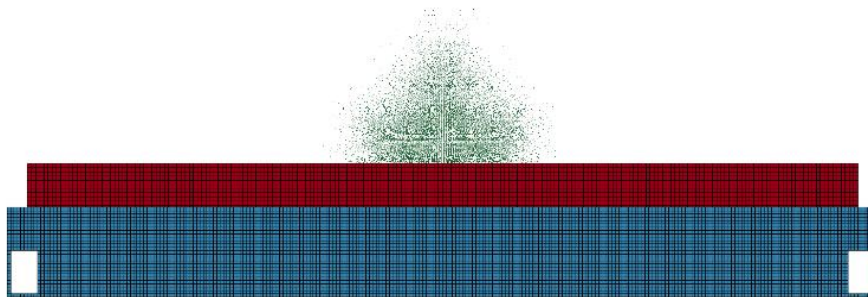


Fig. 6: *SPH model*

4. ACCURACY OF NUMERICAL MODELS

4.1. Evaluation of numerical approaches

The comparison of the different methods was made on the basis of the results obtained from the measurement of the pressure waveform on the underside of the specimen and the velocity of the bottom surface of the test specimen, see Fig. 7 and Fig. 8. The results show a very good agreement between the different methods. In the case of the bottom surface acceleration, the difference between the ALE and SPH methods is within 10%. A more pronounced difference is evident in the case of the PBM method where about 40% higher maximum velocity is achieved. Subsequently, the velocity decreases to similar values as in the case of the ALE and SPH methods. As in the case of surface velocity, the pressure evolution on the bottom surface of the test sample is similar for all three approaches. From the result, it is clear that the difference between the approaches is minimal and the methods can be considered equivalent. However, without experimental measurements of the explosive in question, it is not possible to determine the accuracy of the methods in terms of the resulting loads on the test specimens.

CONCLUSION

Two types of UHPFRC were tested for their contact and close-in blast resistance. Materials with compressive strengths

180 MPa and 150 MPa were tested. The blast loading was created using SEMTEX 1A explosive. Weight of explosive varied from 100 g up to 1000 g. The distance between top surface and the explosive charge varied from 0 to 100 mm.

Presented results in this article were focused only on the evaluation of the soffit velocity. Velocity development of three different modes of were described in detail.

Moreover three different approaches for modelling the explosion in LS-DYNA were investigated and compared in the context of numerical model building. The results show that despite the different definition of the explosive and the explosion propagation mechanism, the approaches are equivalent. The comparison of experimental and numerical results shows the accuracy of the numerical models in the case of the resulting damage and crack propagation. However, the results are burdened by the inability to simulate sample fragmentation and the unclear definition of damage. In the case of comparing an exact measured quantity, the bottom surface velocity, the numerical model shows significant shortcomings. The course of the initial acceleration is identical to the experimental results, but the same maximum velocity is not achieved in the numerical model. The following lower surface velocity waveform is completely unrepresentative. The difference is again due to the inability to account for sample fragmentation in the numerical model

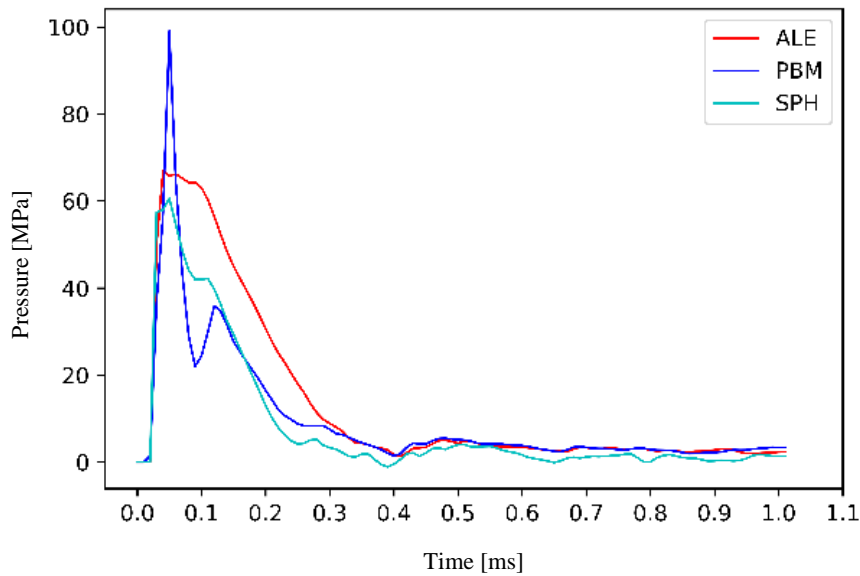


Fig. 7: *Soffit velocity*

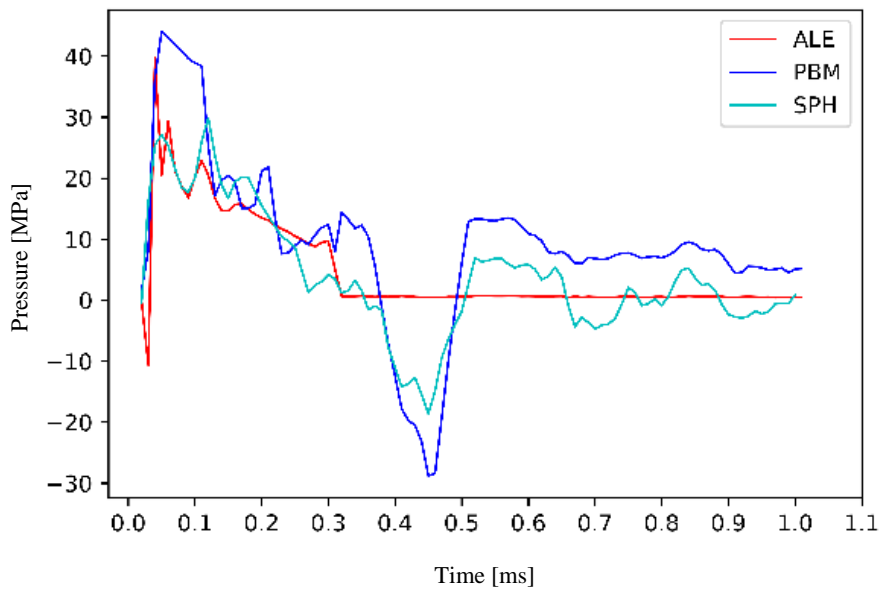


Fig. 8: *Pressure development on soffit*

ACKNOWLEDGEMENT

This work was financially supported by the Czech Technical University in Prague, project no SGS21/042/OHK1/1T/11 which is gratefully acknowledged.

References

Ahlers, Edvard B. Debris Hazards, A Fundamental Study: Final Report. IIT Research Institute, Chicago, 1990.

Cole, J. Kenneth, Larry W. Young A Terry Jordan-Culler. Hazards of Falling Debris to People, Aircraft, and Watercraft [online]. 1997 [cit. 2019-05-14].

Schwer, L. E., Malvar L.J., Simplified Concrete Modeling with *MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3 [online]. 2005.

Malvar L.J., Crawford, J.E, Wesevicj, J.W. And Simons, D. A new concrete material model for DYNA36, Karagozian and Case. Report No. TR94-14.3, 1994

Markovich N., Kochaiv E., Behn-Dor G. Calibration of a Concrete Damage Material Model in LS-DYNA for a

Wide Range of Concrete Strengths, Protective Technologies Research and Development Center, Finite Elements in Analysis and Design, Volume 47, Issue 11, 1280-1290 (2011)

Hilding D., Methods for Modelling Air Blast on Structure in LS-DYNA, Nordic LS-DYNA Users' Conference 2016

Xu J., Wang J., Interaction Methods for the SPH Parts (Multiphase Flows, Solid Bodies) in LS-DYNA, 13th International LS-DYNA Users Conference 2014.

Teng H., Wang J., Particle Blast Method (PBM) for Simulation of Blast Loading, 13th International LS-DYNA Users Conference 2014.

METODY MĚŘENÍ PEVNOSTI BETONU RANÉHO STÁŘÍ

Pavel Kasal, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
pavel.kasal@cvut.cz

ABSTRAKT

Článek popisuje vhodné metody pro měření pevnosti betonu v tlaku raného stáří. Tyto pevnosti se na staveništi měří především za účelem pro stanovení správného času pro odbedňování či jiné důležité kroky v procesu výstavby. Popsané metody jsou rozděleny do dvou kategorií na nedestruktivní a destruktivní. V kategorii nedestruktivních metod je detailněji popsána tvrdoměrná metoda, ultrazvuková metoda a metoda zralosti. V případě destruktivních metod je popsáno zkoušení vzorků či vývrtů ve zkušebním lisu a to včetně problematiky vytváření a ošetřování zkušebních vzorků. U každé z uváděných metod je popsán princip, postup měření, vhodnost jejího použití a případně jsou tvrzení podložena příkladem měření, které autor prováděl.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton raného stáří • Pevnost v tlaku • Tvrdoměrná metoda • Metoda zralosti • Destruktivní měření

ABSTRACT

The paper describes suitable methods for the estimation of compressive strength of early-age concrete. Those methods are used especially for the determination of a suitable time for stripping the formwork or other key steps during the construction project execution. Described methods are divided into destructive and non-destructive approaches. Non-destructive category of methods includes a detailed description of surface hardness method, ultrasonic pulse method, and maturity method. Description of destructive methods is focused on testing of samples and drilled cores including the sampling and curing of samples. Principle, the procedure of measurement, and suitable usage are introduced for every mentioned method. In some cases, claims are demonstrated over examples of measurements, which were done by the author.

KEYWORDS

Early-age concrete • Compressive strength • Surface hardness methods • Maturity method • Destructive testing

1. ÚVOD

Pevnost betonu v tlaku je jedna z klíčových vlastností betonu. V případě již vyzrálého betonu je spojena se správnou

funkcí konstrukce. V průběhu výstavby je ale hodnota pevnosti betonu raného stáří také důležitá například pro stanovení správného času pro odbedňování, zatížení či předpínání konstrukce. Znalost hodnoty pevnosti v tlaku v raném stáří může tak umožnit zkrácení doby pracovních záběrů a tím optimalizaci procesu výstavby. Důležité je správné stanovení hodnoty pevnosti, aby byla zachována bezpečnost během výstavby.

V současnosti se používají různé nedestruktivní i destruktivní metody pro stanovení pevnosti betonu raného stáří. V následujících kapitolách jsou tyto metody popsány včetně vhodnosti jejich aplikací.

Vzhledem k plánovaným publikacím se zaměřením na prezentaci výsledků je příspěvek zaměřen spíše rešeršně a úzce souvisí s tématem disertační práce.

2. NEDESTRUKTIVNÍ MĚŘENÍ PEVNOSTI

U nedestruktivních metod zkoumanou vlastnost stanovujeme pomocí měření jiné vlastnosti, kterou převádíme na pevnost v tlaku přes kalibrační vztah (matematicky přesněji regresní vztah). Poškození konstrukce či vzorku je u nedestruktivního měření buď žádné, nebo zanedbatelné. Příkladem zanedbatelného poškození může být otisk razníku odrazového tvrdoměru na povrchu betonu. Nejčastěji používanými metodami jsou: tvrdoměrné metody, metoda zralosti a ultrazvuková metoda. (Cikrle, 2021)

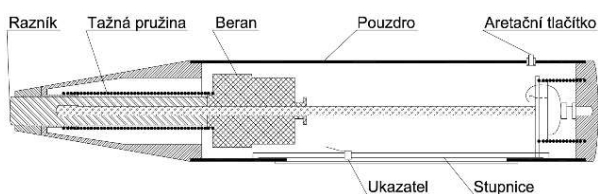
2.1. Tvrdoměrné zkoušení betonu

Rozšířenost stanovování pevnosti odrazovým tvrdoměrem spočívá v relativně jednoduchém postupu, při kterém se na základě zjištěného ukazatele tvrdosti stanovuje krychelná pevnost v tlaku betonu. Pojem tvrdoměrné zkoušení betonu se stal téměř synonymem pro měření Schmidovým tvrdoměrem. Před masivním rozšířením tohoto tvrdoměru však vznikla řada různým zejména vtiskových nebo vnikacích metod, jejímž principem bylo zarážení předmětu určitého tvaru definovanou silou do betonu. Zajímavým příkladem může být jedna z prvních metod představená sovětským profesorem Skramtajevem, který odstřeloval konstrukci ze vzdálenosti osmi metrů revolverem Nagant a poté počítal objem idealizovaného kužele, který střela do materiálu vytvořila. Na základě regresního vztahu pak pomocí vypočteného objemu stanovil pevnost v tlaku. (Cikrle, 2021; Cikrle, 2018)

* Školitel: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.

První typ Schmidtova tvrdoměru byl představen v roce 1950 švýcarským inženýrem Ernstem Schmidtem. Největší sortiment odrazových tvrdoměrů nabízí švýcarská firma Proceq, která vznikla již v roce 1954. Nabízené tvrdoměry se liší zejména mechanickou konstrukcí, velikostí a energií provedeného rázu. Na zmíněných vlastnostech pak závisí pevnostní rozsah použití a vhodná tloušťka zkoušené konstrukce. (Cikrle, 2018)

Jedním ze stále nejrozšířenějších tvrdoměrů pro běžné konstrukce je Schmidt N s analogovou stupnicí hodnoty odrazu, jehož konstrukce je téměř nezměněná již od roku 1965. Rozsah použití je dle údajů výrobce od 10 MPa do 70 MPa krychelné pevnosti (viz **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.**) a energie prováděného rázu je přibližně 2,25 J. Princip stanovení tvrdosti, ze které se následně odhaduje pevnost, spočívá v měření velikosti odrazu, tedy délce vratné dráhy beranu, která je po měření zobrazena na stupnici. Obrázek 1 zobrazuje schéma tradičního tvrdoměru typu Schmidt N. (Cikrle, 2021; Cikrle, 2018)



Obrázek 1 - Tradiční odrazový tvrdoměr [Schéma: autor]

Novější variantou kladívka Schmidt N je digitální kladívko SilverSchmidt s rozsahem použití od 10 MPa do 100 MPa. Měření je založeno na odlišném principu, kdy se měří koeficient vrácené energie, který je následně zobrazen na displeji. Princip spočívá v měření rychlosti úderu pomocí optických čidel těsně před úderem a rychlosti zpětného rázu okamžitě po úderu. Na základě tohoto měření kladívko vypočte poměr vrácené a vstupní energie, který se v procentech rovná koeficientu odrazu Q . Tento koeficient tedy na rozdíl od velikosti odrazu měřené Schmidtem N nevyžaduje korekci směru zkoušení, kvůli gravitaci. Přístrojem vhodným pro měření pevností raného stáří je právě SilverSchmidt L osazený hříbovým nástavcem, který umožňuje měření pevností v rozsahu 5 MPa až 30 MPa. Zmíněné typy Schmidtových tvrdoměrů zobrazuje obrázek 2. (Cikrle, 2021; Cikrle, 2019)



Obrázek 2 – Odrazové tvrdoměry: Schmidt N, SilverSchmidt N, SilverSchmidt L s hříbovým nástavcem [Foto: autor]

Postup samotného měření je dle evropské normy ČSN EN 12504-2 následující. Před začátkem měření by se měl přístroj vždy ověřit zkušebními měřeními minimálně pěti úderů na kalibrační kovadlině. Kovadlina je ocelový válec s průměrem přibližně 150 mm a hmotností okolo 16 kg, který má na horní podstavě vodící trubku pro zajištění kolmosti úderu. Zkušební měření na kovadlině by se mělo pohybovat v rámci normou stanovené odchylky (± 3 stupně tvrdosti) od výrobcem stanovené hodnoty pro daný přístroj. Po úspěšném absolvování měření na kalibrační kovadlině je možné zahájit měření na konstrukci. K získání spolehlivého odhadu tvrdosti povrchu na zkušební ploše konstrukce je třeba provést nejméně 9 úderů v bodech s minimální vzájemnou vzdáleností 25 mm a s minimální vzdáleností od kraje či hrany 25 mm. Každý vtisk od úderu razníku by měl být prohlédnut, zdali není rozdrčen a výsledek není tak ovlivněn dutinou pod místem úderu. (Cikrle, 2021; EN 13791, 2019; EN 12504-2, 2017)

Předběžným výsledkem zkoušky je střední hodnota ze všech zmíněných devíti úderů. Pro potvrzení platnosti výsledku je ale nutné zkontrolovat, jestli se některé z devíti čtení (odrazů) neliší od střední hodnoty více než o 30%. Pokud se více než 20% čtení liší od střední hodnoty o více než 30%, musí být celá sada zamítnuta. Proto je vhodné provést 10 úderů místo devíti a v případě, že dvě čtení nevyhoví výše uvedenému normovému požadavku, může být výsledná střední hodnota ze zbylých osmi čtení stále použita. (Cikrle, 2021; EN 12504-2, 2017)

Po měření by se měl opět přístroj ověřit na kalibrační kovadlině. Vzhledem k tomu, že kalibrační kovadlina je relativně těžký předmět pro měření na staveništi, nabízí výrobce i menší alternativu pro ověřování v terénu. Tato menší varianta kovadliny ovšem nenahrazuje standardní kovadlinu, na které by se mělo provést kontrolní měření alespoň po návratu do laboratoře. (Cikrle, 2021)

Při provádění měření je důležité věnovat pozornost zkoušenému povrchu. Povrch by měl být hladký a případně i zbroušen, aby hodnota odrazu nebyla zmenšena vlivem podrcení drobných výstupků na povrchu. Zohledněny by měly být i vlhkostní podmínky, které mohou také ovlivnit výsledek. (EN 12504-2, 2017)

Posledním a nejdůležitějším krokem je převedení hodnoty odrazu na odhad pevnosti v tlaku. V případě měření pevnosti raného stáří u dnešních betonů není vhodné používat obecné regresní křivky. Příkladem může být křivka dodávaná k odrazovému tvrdoměru Schmidt N, která byla vytvořena před mnoho lety a reprezentuje betony z 60. let minulého století. Od té doby došlo v oblasti technologie betonu k výraznému vývoji, který se týká zejména použití superplastifikátorů a přísad obecně. Z tohoto důvodu není tento vztah pro použití pro dnešní betony vhodný, protože poskytuje zpravidla výrazněji nižší hodnoty oproti skutečné pevnosti. (Cikrle, 2021; Kocáb, 2019)

Existují ale i další používané jednoparametrické vztahy třeba i k novějším SilverSchmidtům, které mohou pro přibližný odhad poskytovat dostatečný výsledek. Optimálním a doporučeným řešením je vytvoření vlastní regresního vztahu přímo pro používanou recepturu betonu. S tímto regresním vztahem je pak možné dosahovat poměrně přesných výsledků. (Kocáb, 2019)

Stanovení regresního vztahu spočívá ve vytvoření určitého množství zkušebních těles z dané receptury, které jsou pak zkoušeny postupně v různém stáří, jak odrazovým tvrdoměrem, tak i destruktivně ve zkušebním lisu. V praxi to znamená, že je vzorek upnut do lisu silou, která odpovídá 10% maximální odhadované síly před jeho porušením. Následně je provedeno tvrdoměrné měření dle postupu popsaného výše, pro které je možné využít zpravidla dvě strany krychle. Po dokončení tvrdoměrného měření se pokračuje se zatěžováním. Destruktivně stanovená pevnost se zaznamená na osu y. Výsledek tvrdoměrného měření tedy střední hodnota zjištěného ukazatele tvrdosti se zaznamená na osu x a vznikne jeden bod pro vytvoření budoucího regresního vztahu. Norma ČSN 13791 doporučuje získání deseti párů hodnot, tedy popsané měření provést na deseti zkušebních vzorcích různého stáří. V případě deseti výsledků je vysoká pravděpodobnost, že po vyřazení odlehklých hodnot zbyde minimálně 8 párů hodnot tj. bodů pro regresní vztah. Tento počet je již dostačující pro vytvoření dobrého regresního vztahu. Na závěr této podkapitoly je nutné zmínit, že popsané postupy odpovídají evropským normám ČSN EN 13791 a ČSN EN 12504-2. Tvrdoměrné metody jsou popsány i v dalších normách, které předepisují odlišný postup měření a vyhodnocení. Příkladem velmi často používané normy u nás je ČSN 73 1373, jejíž budoucnost je nejistá. (Cikrle, 2021; EN 13791, 2019; EN 12504-2, 2017; ČSN 73 1373, 2011)

Měření pevnosti raného stáří pomocí odrazových tvrdoměrů může při správném provedení a při vytvoření vlastního regresního vztahu pro používanou recepturu poskytovat relativně přesné výsledky. Je třeba věnovat pozornost povrchu zkoušené konstrukce a hlavně správnému provedení zkoušky. Technik, který měření provádí, by měl být seznámen se základním principem metody a správným postupem zkoušky a jejího vyhodnocení. Příkladem vlivu lidského faktoru na výsledek lze uvést třeba v případě odrazového tvrdoměru SilverSchmidt L s hříbovým nástavcem, u kterého je zvláště důležitá kolmá poloha ke zkoušenému povrchu a již při drobném odklonu od kolmice snadno dochází k odchýlkám. (Cikrle, 2019; Kocáb, 2019)

2.2. Ultrazvuková metoda

Princip ultrazvukové metody pro stanovování jakosti či fyzikálně mechanických vlastností je založen na měření rychlosti ultrazvukového vlnění materiálem opakovaným vysíláním ultrazvukových impulzů. (Cikrle, 2021)

Rychlost šíření ultrazvukového vlnění závisí na kvalitě materiálu. V případě kvalitního betonu je rychlost šíření ultrazvuku vyšší (> 4000 m/s), naopak u betonu velmi nízké kvality je rychlost nižší (< 3000 m/s). Tato metoda je velmi vhodná pro stanovení modulu pružnosti či rovnoměrnosti betonu, protože rychlost šíření ultrazvukového impulzu v materiálu je ovlivněna hlavně modulem pružnosti a hutností betonu. Ultrazvuková metoda je užitečná zvláště při průzkumu stávajících staveb či stanovení modulu pružnosti vzorků v laboratoři. (Cikrle, 2021)

Pro měření ultrazvuku se používá přístroj se dvěma sondami. Jedna sonda slouží jako budič ultrazvukového impulzu a druhá jako snímač. Kontakt sond se vzorkem či konstrukcí

zajišťuje akustický vazebný prostředek (plastelína či gel). Všechny naměřené hodnoty je nutné opravit tak, aby nezahrnovali i čas, kdy ultrazvuk prochází akustickým vazebným prostředkem, případně konstrukcí sondy. Tento čas se nazývá mrtvý čas a stanovuje se na etalonu (skleněný váleček - obrázek 3) se známou časovou charakteristikou. Komerční přístroje umožňují stanovení mrtvého času před měřením a na jeho základě upravují dále měřené hodnoty. (Cikrle, 2021)



Obrázek 3 - Ultrazvukový přístroj [Foto: autor]

Vztahy pro odhad pevnosti v tlaku na základě rychlosti šíření impulzu se liší v závislosti na receptuře betonu a mohou vykazovat určité nepřesnosti. Měření je také velmi citlivé na vlhkost materiálu. Je třeba rovněž brát v úvahu vyztužení prvku, které může při výběru nevhodného místa měření výrazně ovlivnit rychlost šíření ultrazvukových impulzů. Použití této metody v prostředí stavby ke stanovení pevnosti betonu raného stáří je poměrně problematické. Měření s ultrazvukovým přístrojem vyžaduje proškoleného technika, který je schopen nastavit přístroj (např. správnou hodnotu zisku a napětí), stanovit mrtvý čas, správně provádět měření. Ultrazvuková metoda je popsána v evropské normě ČSN EN 12504-4. (Cikrle, 2021; EN 12504-4, 2021)

2.3. Metoda zralosti

Metoda zralosti, jejíž základy vznikly již v 50. letech minulého století, umožňuje výpočtem stanovit hodnoty pevnosti v tlaku u betonu raného stáří. Princip výpočtu využívá předpoklad, že pevnost v tlaku je funkcí zralosti, tedy času a teplotní historie. Pro její použití je nejdříve třeba provedení kalibrace pro konkrétní betonovou směs, dále měření a záznam času a teploty betonu od momentu uložení čerstvého betonu do bednění. Na základě měřených dat a předem provedené kalibrace je odhadována hodnota pevnosti betonu v tlaku. Nejnižší hodnotou pevnosti, kterou je možno stanovit pomocí této metody je cca 5 MPa. Horní hranice je 70% hodnoty pevnosti po 28 dnech. (pozn.: Spíše než o kalibraci se jedná o regresní vztah, ale vzhledem k tomu, že norma to nazývá kalibrací, je to tak nazýváno i v tomto článku.) (Malhotra, 2004; NEN 5970, 2001)

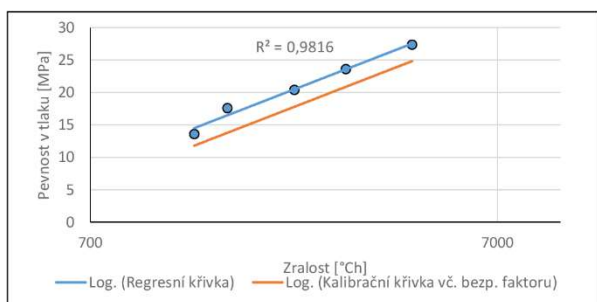
Cílem kalibrace je získání vztahu mezi zralostí a pevností v tlaku betonu raného stáří. Zralost betonu je možné snadno spočítat na základě snadno měřitelných dat (teploty a času) a pevnost v tlaku je jedna z klíčových vlastností, kterou chceme zjistit. Postup kalibrace je nutné předem stanovit s ohledem na to, pro jaký účel bude metoda zralosti použita (optimální od-

bedňování, předpínání, apod.). Pro účel použití se stanoví cílová hodnota pevnosti, ke které se kalibrace bude provádět, tedy například pro optimální odbedňování stropů 70% hodnoty pevnosti po 28 dnech. (Malhotra, 2004; NEN 5970, 2001)

Kalibrace se provádí v laboratoři pomocí minimálně pěti vytvořených standardních zkušebních vzorků z betonové směsi, která bude použita na staveništi. Po zhotovení zkušebních vzorků se v pravidelných intervalech měří jejich teplota a je postupně dle stanoveného rozvrhu destruktivně zkoušena jejich pevnost v tlaku pomocí lisu. Z naměřeného průběhu teploty v čase je možné pro každou zkušební krychli spočítat zralost v době provádění destruktivní zkoušky pevnosti v tlaku a přiřadit jí k výsledné pevnosti z lisu. (NEN 5970, 2001)

Výpočet zralosti si lze zjednodušeně představit jako integrál křivky průběhu teploty v čase od uložení betonu (vytvoření vzorku). Jednotkou zralosti jsou pak °Ch. Na základě vypočtených zralostí a destruktivně stanovených pevností zkušebních těles je možné za pomoci lineární regrese vynést regresní přímkou, která je obvykle posunuta v grafu směrem dolů o faktor bezpečnosti. S ohledem na možné odchylky měření teploty a odchylky v průběhu výroby betonu se zavádí tento faktor bezpečnosti, který minimalizuje riziko, že pevnost stanovená metodou bude vyšší než skutečná pevnost. (NEN 5970, 2001)

Výsledkem kalibrace je kalibrační přímkou zakreslená v grafu, kde na svislé ose je pevnost v tlaku a na vodorovné ose v logaritmickém měřítku zralost. Jedná se tedy o zmíněný vztah mezi pevností v tlaku a zralostí. Obrázek 4 zobrazuje příklad kalibrační křivky pro konkrétní recepturu betonu pevnostní třídy C25/30. Cílovou hodnotou kalibrace bylo 70% pevnosti betonu po dvaceti osmi dnech, což odpovídá 21 MPa. Dle normy stanovený bezpečnostní faktor dosahuje hodnoty 2,7 MPa. (NEN 5970, 2001)



Obrázek 4 - Příklad kalibrační křivky

Po provedení kalibrace je možné zahájit měření realizovaných konstrukcí na staveništi. Měření se provádí pomocí minimálně dvou měřících zařízení (sensorů). Zaznamenává se teplota betonu v čase ve dvou různých částech pracovního záberu konstrukce. Z průběhu teploty lze vypočítat zralost – kterou si lze zjednodušeně představit jako postupnou akumulaci průměrných teplot v jednotlivých hodinách od uložení betonu do konstrukce. Ze zralosti pomocí kalibrační křivky lze získat aktuální pevnost betonu v tlaku. (NEN 5970, 2001)

Pravidelnou validací se ověřuje platnost kalibrace s časovým odstupem po určitém intervalu. Princip validace spočívá v odběru vzorku betonu při betonáži a vytvoření alespoň jednoho zkušebního tělesa, u kterého se měří teplota v čase od

jeho vytvoření. Na základě teploty je předpovídána pevnost a po dosažení cílové pevnosti je provedena zkouška pevnosti v tlaku na zkušebním lisu. Destruktivně stanovená hodnota pevnosti je porovnávána s hodnotou předpovídávanou pomocí metody zralosti, a pokud je její odchylka větší než bezpečnostní faktor, musí se validace opakovat. V případě druhé neúspěšné validace je nutné provést znovu kalibraci. (NEN 5970, 2001)



Obrázek 5 - Ověření kalibrační křivky validací [Foto: autor]

Tabulka 1 – Výsledky validačních vzorků

Vzorek	ID	Date	Validace			
			Metoda zralosti vč. bezp. faktoru [MPa]	Bezp. faktor [MPa]	Metoda zralosti bez bezp. faktoru [MPa]	Destruktivně stanovená hodnota [MPa]
V1	12.21	18,4	2,7	21,1	23,1	-2,0
		18,9		21,6	23,2	-1,6
V1	01.22	15,2	2,7	17,9	17,6	0,3
		15,8		18,5	18,7	-0,2
V1	02.22	14,5	2,7	17,2	15,1	2,1
		15,0		17,7	15,2	2,5

Tato metoda je relativně jednoduchá pro použití v praxi a její výhodou je, že umožňuje nejen stanovení aktuálního vývoje pevnosti, ale i předpověď vývoje pevnosti při uvažování určité teploty zrajícího betonu v nadcházejících hodinách či dnech. Vliv lidského faktoru na výsledky měření je výrazně omezen, protože pokud je správně osazen senzor, měření může probíhat automaticky a je také jednoduše implementovatelné do měřících systémů, které nevyžadují manuální sběr výsledků, ale přenášejí data bezdrátově.

Nutností získání relevantních výsledků je používání receptury, pro kterou byla stanovena kalibrační křivka. Přesnost metody při běžné výstavbě za použití transport betonu ukazuje tabulka 1. Z výsledků je zřejmé, že dle normy stanovený bezpečnostní faktor pokrývá případné odchylky.

3. DESTRUKTIVNÍ MĚŘENÍ PEVNOSTI

U destruktivních metod měříme přímo zkoumanou vlastnost materiálu – pevnost v tlaku a jak již vypovídá z názvu při destruktivním zkoušení je zkušební těleso nevratně poškozeno. Do destruktivních metod se řadí zkoušení vytvořených či z konstrukce odvrtaných vzorků betonu ve zkušebním lisu.

3.1. Zkoušení vzorků vytvářených na staveništi

Jedná se o nejpoužívanější zkoušku pro ověřování pevností raného i pozdějšího stáří. Princip zkoušky spočívá v zatěžování zkušebního tělesa (např. krychle) až do porušení ve zkušebním lisu. Pevnost betonu v tlaku se spočítá na základě maximálního zatížení, tedy síly působící na těleso těsně před porušením. Aby výsledek zkoušky poskytoval relevantní informaci o pevnosti, je nutné věnovat pozornost správnému vytvoření vzorků, ošetřování a provedení zkoušky. (EN 12390-3, 2019)



Obrázek 6 - Vytváření zkušebních vzorků [Foto: autor]

Před vytvořením zkušebních těles je nutné odebrat nejméně 1,5 násobek odhadovaného množství betonu pro zkušební tělesa. Prováděný odběr betonu by měl být v souladu s doporučeními uvedenými v ČSN EN 12350-1. Následně se beton plní do forem, jejichž vnitřní povrch je ošetřen separačním prostředkem. Norma ČSN EN 12350-1 uvádí 4 možné způsoby hutnění betonu (malý ponorný vibrátor, vibrační stůl, propichovací tyč a hutnicí tyč) mezi nejvíce používané patří vibrační stůl a propichovací tyč. Je-li k dispozici vibrační stůl, doporučuje se plnění formy ve dvou vrstvách, které jsou vibrovány. Pokud není vibrační stůl k dispozici, používá se zpravidla propichovací tyč (viz obrázek 6 vpravo), která má průměr 16 mm a délku 600 mm. Plnění je vhodné provádět ve třech vrstvách a každou vrstvu ztuhnout dvaceti pěti vpichy

rovnoměrně po průřezu. Dále provedením lehkého poklepu pružným předmětem o stěny umožnit vyplavání velkých vzduchových pórů na povrch. V závěru vytváření vzorků před nasazením víka na formu se provede v případě potřeby opatrné odstranění přebytečného betonu a urovnaní zednickou lžící. (EN 12350-1, 2019; EN 12390-2, 2019)

Ošetřování vzorků je nutné provádět dle ČSN EN 12390-2. Vzorky je možné skladovat v uzavřené formě 16 hodin až 3 dny po vytvoření v prostředí o teplotě $20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$. Vzorek musí být uložen tak, aby nebyl vystaven vibracím a předešlo se tak segregaci kameniva u neztuhlého betonu či případným mikrotrhlinám během začátku tvrdnutí. Po odbednění, tedy nejpozději po třech dnech, by měl být skladován při teplotě $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ ve vodní lázni či v místnosti s vlhkostí $>95\%$. (EN 12390-2, 2019)

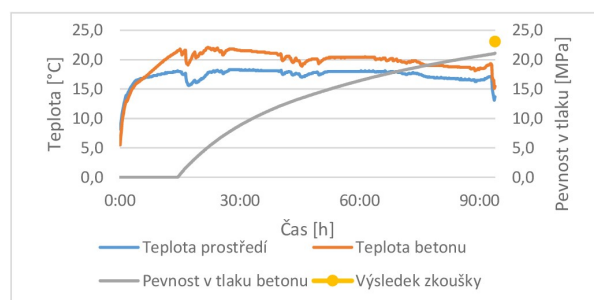
Před zkoušením se vzorek vyndá z vodní lázně či komory s vysokou vlhkostí. Následně se změří a zváží, v případě stanovení objemové hmotnosti se provede i vážení pod vodou. Po očištění vody z povrchu vzorku je možné vzorek umístit do lisu a zahájit zkoušku. Zatěžování je vhodné provádět rychlostí

$0,6 \pm 0,2 \text{ MPa/s}$ v souladu s ČSN EN 12390-3, to odpovídá $13,5 \text{ kN/s}$. Jak již bylo zmíněno v úvodu, pevnost v tlaku se spočítá na základě maximální síly, která na plochu vzorku (22500 mm^2 v případě standardních krychlí) působila těsně před porušením. Hodnota pevnosti se následně zaokrouhlí na $0,1 \text{ MPa}$. (EN 12390-3, 2019; EN 12390-2, 2019)

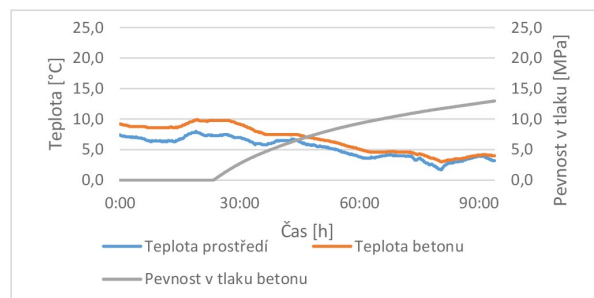
Plastové formy, a především ty méně kvalitní, se mohou časem vyboulit, proto je vhodné občas zkontrolovat stav forem. Pokud je forma a následně pak i strana krychle vyboulená, může to negativně ovlivňovat výsledky zkoušek z důvodu menší plochy strany krychle, která je plně v kontaktu s plochami zkušebního lisu.

Pokud jsou dodrženy zmíněné zásady a doporučení pro výrobu a ošetřování vzorků, tak je výhodou této metody přesnost výsledku. Zde je nutné vést v patrnosti, že výsledná pevnost platí pro zkušební vzorek a není totožná s pevností betonu v konstrukci, který byl jinak ošetřován – při jiné teplotě a vlhkosti.

Vliv teploty ošetřování lze ukázat na následujících měřeních. Obrázek 7 zobrazuje měření teploty zkušebního vzorku (první vzorek - tabulka 1), který byl odebrán na stavbě a umístěn v kanceláři stavby. Na základě kalibrační křivky (obrázek 4) použité receptury betonu pevnostní třídy C25/30 je vypočten i vývoj pevnosti v tlaku. Po dosažení cílové hodnoty 21 MPa pro odbedňování stropní konstrukce byl vzorek přepraven do laboratoře a destruktivně stanovena pevnost v tlaku s výsledkem $23,1 \text{ MPa}$.



Obrázek 7 - Vývoj teploty a pevnosti: zkušební vzorek



Obrázek 8 - Vývoj teploty a pevnosti: stropní konstrukce

V ten samý okamžik dosahoval dle výpočtu beton v konstrukci (obrázek 8) pevnosti pouze $13,0 \text{ MPa}$. Tento příklad je dobrou demonstrací, že je nutné vést v patrnosti teplotu zrání betonu, samozřejmě je nutné zmínit, že se jedná o zimní měření, proto je zde výrazná odchylka na nebezpečnou stranu.

Rozdílné vlhkostní podmínky mohou také odchylovat hodnoty pevnosti betonu ve vzorku a v konstrukci. To lze demonstrovat na výsledcích vzorků po dvaceti osmi dnech,

kteře byly zhotoveny z již zmíněné receptury. Tři z nich byly po odbednění skladovány v místnosti s běžnou vlhkostí vzduchu a tři ve vodní lázni, v obou případech byla teplota prostředí 20°C. Výsledky ukázaly, že průměrný rozdíl těchto jinak ošetřovaných vzorků je 7,6 MPa. Při nedostatečném ošetřování konstrukce a dobrém skladování vzorků také dochází k odchylkám mezi pevností betonu v konstrukci a pevností vzorku.

Stanovování pevnosti raného stáří pomocí zkušebních těles je velmi rozšířena a při správném provedení velmi přesná metoda. Je nutné mít na paměti při interpretaci výsledků zkušebních vzorků raného stáří, že beton v konstrukci zraje v jiných podmínkách. V porovnání s nedestruktivním zkoušením tato metoda vyžaduje větší úsilí z hlediska pracnosti. K velké výhodě této metody na rozdíl od nedestruktivních metod patří její akceptace při výstavbě. Jako příklad je možné zmínit společnosti, které se starají o dálniční sítě u nás, na Slovensku či Maďarsku a při výstavbě vyžadují výhradně destruktivní zkoušky pro pevnost raného stáří (ŘSD, NDS, Nif).

3.2. Zkoušení jádrových vývrtů

Pokud je nutné zjistit pevnost betonu, který zrál přímo v konstrukci, lze udělat jádrový vývrt, který je následně vyzkoušen destruktivně ve zkušebním lisu stejným způsobem jako zkušební vzorek. Tato metoda se pro stanovování pevnosti raného stáří během výstavby téměř nepoužívá. Nejčastější použití je při ověřování pevnosti u existující starší konstrukce. Důvodem méně častého použití je extrémní náročnost provedení, které je spojené především s vlastním vrtáním. Povrchy jádrového vývrtu, které jsou v kontaktu s lisem, je nutné zabrousit či „zakoncovat“ sírovým roztokem. Další nevýhodou jsou také otvory v konstrukci, které je nutné následně vyplnit. Z hlediska přesnosti se jedná o téměř ideální metodu, protože je zkoušen přímo beton z konstrukce. (EN 12390-3, 2019; EN 12390-2, 2019)

3.3. Zkoušení vzorků zrajících v konstrukci

Poslední velmi zřídka používanou metodou je vytvoření zkušebních vzorků a umístění přímo do konstrukce. Základní myšlenou je přiblížení podmínek zrání betonu ve vzorku a v konstrukci. Tato metoda se používá zejména v USA či v Kanadě, kde je zvykem měření pevnosti na válcích. V tomto případě lze zvolit menší rozměr válců s průměrem 100 mm a výškou 200 mm, použít jednorázové formy a tím odpadá i obtížné hledání místa s větší roztečí výztuže. Po vyjmutí formy se vzorkem pevnosti raného stáří z konstrukce je nutné vyřešit zaslepení otvoru v konstrukci.

4. ZÁVĚR

Po stanovení regresního vztahu pro používanou recepturu lze Schmidovým tvrdoměrem i metodu zralosti dosahovat velmi přesných výsledků při stanovování pevnosti v tlaku raného stáří na stavěništi. I přes to, že moderní tvrdoměry umožňují bezdrátové sdílení informací po naměření, je nutné manuální provádění měření na stavbě proškoleným technikem. V případě metody zralosti je třeba pouze osadit senzor a data

mohou být dále sbírána automaticky a je možné tuto metodu používat i pro odhad vývoje pevnosti.

Destruktivní stanovení pevnosti vzorků raného stáří je považováno za referenční metodu, která bezesporu poskytuje velmi přesné výsledky. Velmi vhodné je vést v patrnosti rozdílné podmínky zrání vzorku betonu a betonu v konstrukci zejména v zimním období.

PODĚKOVÁNÍ

Rád bych poděkoval kolegům z Ústavu stavebního zkušebnictví fakulty stavební VUT v Brně za předání teoretických i praktických zkušeností během kurzu certifikace NDT techniků ve stavebnictví. Oceňuji jejich odborný přístup a nadšení pro obor nedestruktivního měření.

Dílejší výsledky prezentovány v článku byly získány v rámci SGS22/034/OHK1/1T/11.

POUŽITÁ LITERATURA

- CIKRLE, Petr a Dalibor KOCÁB, 2018. Rebound Hammer Testing of Concrete - Part I. *Beton TKS*. Prague, (6), 45-47.
- CIKRLE, Petr, Dalibor KOCÁB a Josef ČERVENKA, 2019. Rebound Hammer Testing of Concrete - Part II. *Beton TKS*. Prague, (2), 14-18.
- CIKRLE, Petr, Petr MISÁK, Tereza KOMÁRKOVÁ, Ondřej ANTON a Petr DANĚK, 2021. *Nedestruktivní metody ve stavebním zkušebnictví*. Brno: Vysoké učení technické.
- ČSN 73 1373, 2011. *Non-destructive testing of concrete: Determination of compressive strength by hardness testing methods*. Prague: Česká agentura pro standardizaci.
- EN 12350-1, 2019. *Testing fresh concrete: Part 1: Sampling and common apparatus*. Brussels: European Committee for Standardization.
- EN 12390-2, 2019. *Testing hardened concrete: Part 2: Making and curing specimens for strength tests*. Brussels: European Committee for Standardization.
- EN 12390-3, 2019. *Testing hardened concrete: Part 3: Compressive strength of test specimens*. Brussels: European Committee for Standardization.
- EN 12504-2, 2017. *Testing concrete in structures: Part 2: Non-destructive testing - Determination of rebound hammer*. Brussels: European Committee for Standardization.
- EN 12504-4, 2021. *Testing concrete in structures: Part 4: Determination of ultrasonic pulse velocity*. Brussels: European Committee for Standardization.
- EN 13791, 2019. *Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components*. Brussels: European Committee for Standardization.
- KOCÁB, Dalibor, Petr CIKRLE a Petr MISÁK, 2019. Rebound Hammer Testing of Concrete - Part III. *Beton TKS*. Prague, (5), 42-47.
- MALHOTRA, V. M. a Nicholas J. CARINO, 2004. *Handbook on nondestructive testing of concrete*. 2nd ed. Boca Raton, Fla.: CRC Press. ISBN 08-031-2099-0.
- NEN 5970, 2001. *Determination of the compressive strength development of early age concrete on the basis of the weighted maturity*. 1. Netherlands: Dutch Standard.

VARIANTNÍ POSOUZENÍ ÚNAVY BETONU MOSTNÍ KONSTRUKCE

Miklas Petr, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
petr.miklas@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Príspevek se zabývá únavovým posouzením předpjaté betonové nosné konstrukce železničního mostu přes Chodovskou ulici v Praze pomocí několika postupů uvedených v ČSN EN 1992 a Model Code 2010.

První část se věnuje výpočtu dlouhodobých účinků zatížení na předpjatou nosnou konstrukci mostu.

Ve druhé části je uveden postup pro stanovení rozkmitů napětí a následně vytvoření spektra rozkmitů napětí na základě namáhání od reálných vlakových souprav.

Hlavní část je pak věnována jednotlivým posudkům předpjaté konstrukce na únavu. V práci je uvedeno celkem sedm postupů. Postupy jsou v práci uváděny od zjednodušených, které vycházejí z časté kombinace zatížení, přes postupy využívající například ekvivalentního rozkmitu napětí až k obtížnějším postupům, u kterých je nutné stanovit spektrum rozkmitů napětí a následně jej posoudit pomocí Palmgren-Minerova pravidla.

KLÍČOVÁ SLOVA

Únava betonu • Posouzení únavy betonu • Spektrum rozkmitů napětí • Eurokódy • Model Code 2010 • Palmgren-Minerovo pravidlo

ABSTRACT

This paper is focused on a fatigue assessment of concrete a superstructure of the railway bridge over Chodovská street in Prague, using several procedures given in ČSN EN 1992 and Model Code 2010.

The first part describes calculations of the effects of longterm actions on a prestressed bridge structure.

The second part of this paper describes a procedure for determining stress fluctuations and then set up of stress-range spectrum based on effects of actual trains. This spectrum is then used for a fatigue verification of concrete.

The main part of the paper is then devoted to various fatigue verifications of the structure – totally seven procedures are presented here. Individual procedures are presented from simplified ones using frequent combinations of actions, to more difficult procedures, which are based on individual stress-range spectra.

KEYWORDS

Fatigue of concrete • Verification of fatigue of concrete • Stress-range spectrum • Eurocodes • Model Code 2010 • Palmgren-Miner rule

1. ÚVOD

Cílem práce je posouzení únavy betonu na reálné mostní konstrukci. Jedná se o nosnou konstrukci železničního mostu přes Chodovskou ulici v Praze.

V první části je popsán výpočet dlouhodobých účinků zatížení na mostní konstrukci. Je popsán postup výpočtu modulem TDA ve SCIA Engineer. V závěru této kapitoly jsou pak uvedeny dosažené výsledky, které jsou následně využity pro další výpočet.

Druhá část se věnuje výpočtu a stanovení spekter rozkmitů napětí od skutečných vlakových souprav, které přes most přejely v během jednoho měsíce. Lze říci, že tuto skladbu vlakových souprav lze považovat za reprezentativní během celé životnosti mostu. Nejprve jsou stanoveny horní a dolní napětí během přejezdu všech vlakových souprav. Poté jsou tato napětí roztríděna do jednotlivých spekter rozkmitů napětí. Spektra rozkmitů napětí jsou následně využita pro posouzení únavy betonu pomocí Palmgren-Minerova pravidla.

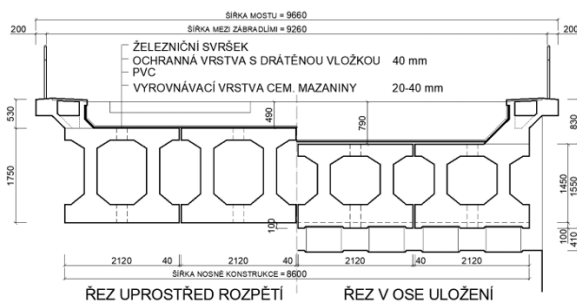
V hlavní části práce jsou uvedena všechna posouzení únavy nosné konstrukce mostu. Jsou zde uvedeny jednotlivé popisy všech dostupných postupů posouzení včetně výsledků jednotlivých posouzení. Celkem je v práci uvedeno sedm postupů posouzení. Čtyři jsou uvedeny v ČSN EN 1992. Další tři postupy jsou převzaty z Model Code 2010. Nejprve je uveden výpočet únavové pevnosti betonu v tlaku, a následně jednotlivé postupy. Tyto postupy jsou uvedeny od zjednodušených metod, které využívají například jen časté kombinace zatížení, přes metody využívající ekvivalentního rozkmitu napětí až po metody obtížnější využívající například Palmgren-Minerova pravidla. V závěru jsou jednotlivá posouzení porovnávána tak, aby byl patrný rozdíl mezi jednotlivými posudky.

2. VÝPOČET DLOUHODOBÝCH ÚČINKŮ ZATÍŽENÍ POMOCÍ MODULU TDA

2.1. Popis posuzované mostní konstrukce

* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

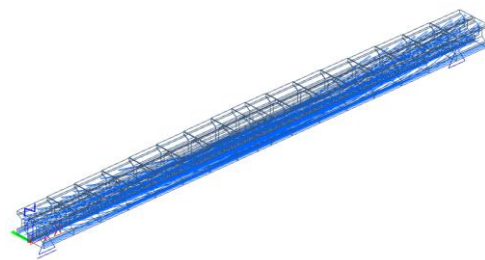
Toto posouzení únavy betonu je prováděno pro nosnou konstrukci železničního mostu přes Chodovskou ulici v Praze. Most je určen pro dvoukolejnou trať, na mostě se ovšem v současnosti nachází poze jedna kolej. Jedná se o konstrukci z prefabrikovaných předpjatých betonových nosníků – celkem jsou v konstrukci použity čtyři komorové nosníky (dva pod jednou kolejí). Každý komorový nosník je složen ze dvou prefabrikovaných polonosníků průřezu „I“, spojených podélnou dobetonávkou horní i dolní desky. Rozpětí nosné konstrukce je 30 m. Beton prefabrikované a monolitické části této mostní konstrukce je dle dřívějšího značení druh 500 (dnes C 35/45). Nosníky jsou proměnného průřezu. Výška průřezu je uprostřed rozpětí 1750 mm a v ose uložení 1450 mm. Nosníky mají tedy střechovitý sklon 2 % od středu rozpětí směrem ke krajům. Každý komorový nosník je předepnut pomocí 58 předpínacích kabelů – podrobnosti jsou uvedeny v kapitole 2.2. Vzorový příčný řez mostem je znázorněn na obr. 1 [6].



Obrázek 1: Příčný řez mostem uprostřed rozpětí a v ose uložení

2.2. Postup výpočtu dlouhodobých účinků zatížení

Výpočet dlouhodobých účinků zatížení na nosné konstrukci mostu přes Chodovskou ulici byl proveden v programu SCIA Engineer pomocí modulu TDA. Výpočet byl proveden pro jeden komorový nosník. Ten je zadán jako prutový prvek s průřezem proměnným po délce konstrukce. Průřezy byly zadány jako tzv. „fázované“. V první fázi se uvažuje realizace prefabrikovaných polonosníků o průřezu tvaru „I“, ve druhé fázi je pak realizována dobetonávka mezi těmito dvěma polonosníky, která obě části spojuje v jeden komorový nosník. Každý polonosník je dodatečně předepnut 29 předpínacími kabely. Předpětí je vnášeno v několika etapách, což je zohledněno ve výpočetním modulu TDA. V komorovém nosníku se tedy nachází celkem 58 kabelů. Jedná se o předpínací kabely složené z dvaceti patentovaných drátů o průměru 4,5 mm s pevností v tahu 1650 MPa. Některé kabely byly napínány po celé délce konstrukce z čela nosníků, ostatní kabely byly napínány z horního povrchu nosníků v mezilehlých průřezech. Část kabelů byla předpínána před zmonolitněním obou polonosníků a druhá část až po zmonolitnění v jeden komorový nosník. Výpočetní model nosné konstrukce je zobrazen na obr. 2.

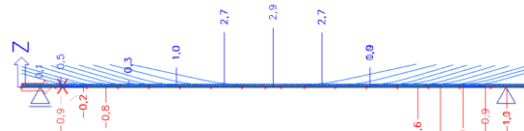


Obrázek 2: Výpočetní model nosné konstrukce mostu pro modul TDA

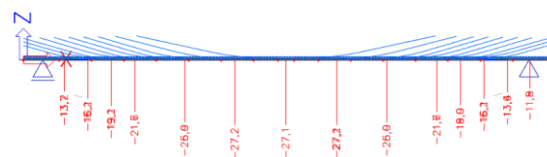
Po dokončení výpočetního modelu byl výpočet rozdělen do několika fází výstavby. Těchto fází bylo celkem sedm. První fází bylo vnesení předpětí a druhou zmonolitnění konstrukce, která byla poslední fází výstavby. Následovaly fáze zatížení ostatním stálým zatížením (výsledky se tiskly „těsně před“ a „těsně po“ příslušné fázi). Poslední tři fáze byly zadány během provozu, a to uvedení do provozu, čas přepočtu a konec životnosti. Časové intervaly mezi těmito hlavními fázemi byly ještě děleny na kratší subintervaly.

2.3. Výsledky dlouhodobých účinků zatížení získané modulem TDA

Pro únavové posouzení nosné konstrukce byly z analýzy konstrukce pomocí modulu TDA převzaty průběhy napětí po délce konstrukce v potřebných časových etapách. Výsledky jsou znázorněny na obr. 3 a obr. 4, kde jsou vyneseny hodnoty napětí v horních a v dolních vláknech nosné konstrukce těsně po vnesení předpětí do konstrukce.

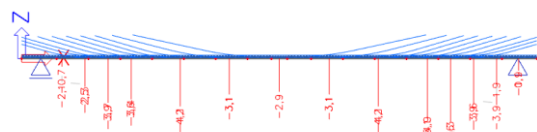


Obrázek 3: Průběh napětí betonu v horních vláknech nosné konstrukce po vnesení předpětí

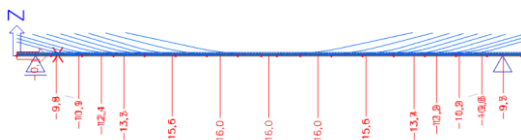


Obrázek 4: Průběh napětí betonu v dolních vláknech nosné konstrukce po vnesení předpětí

Na obr. 5 a obr. 6 jsou pak zobrazeny průběhy napětí v horních a dolních vláknech na konci životnosti. Z uvedených obrázků je tedy patrné, že hodnota tlakového napětí značně poklesne během životnosti konstrukce především v dolních vláknech. Do výpočtu je ovšem zahrnut i vliv ostatního stálého zatížení působícího na nosnou konstrukci.



Obrázek 5: Průběh napětí betonu v horních vláknech nosné konstrukce na konci životnosti



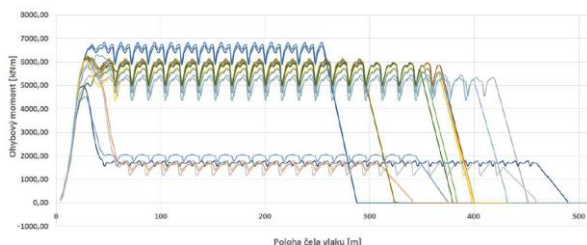
Obrázek 6: Průběh napětí betonu v dolních vláknech nosné konstrukce na konci životnosti

3. STANOVENÍ NAPĚTÍ A SPEKTRA ROZKMITŮ NAPĚTÍ V NOSNÉ KONSTRUKCI

3.1. Stanovení maximálních a minimálních napětí v nosné konstrukci od skutečných vlakových souprav

Maximální a minimální hodnoty normálových napětí byly stanoveny pro nejkritičtější průřez nosné konstrukce, který se nachází ve staničení 16 m. Tato napětí byla získána od skutečných vlakových souprav, které přejely přes nosnou konstrukci mostu v červnu roku 2016. Jedná se o zhruba 600 vlakových souprav jak nákladních, tak osobních vlaků. Data byla získána od Správy železnic, s.o. [7] a lze je považovat za reprezentativní pro celou dobu životnosti mostu.

Nejprve byly stanoveny ohybové momenty během průjezdu všech těchto vlakových souprav. Z ohybových momentů byla následně vypočtena napětí v horních i dolních vláknech. Napětí byla vypočtena v horních i dolních vláknech během celého průjezdu všech vlakových souprav. Na obr. 7 je znázorněn graf s průběhem ohybových momentů v nosné konstrukci při průjezdu několika celých vlakových souprav.



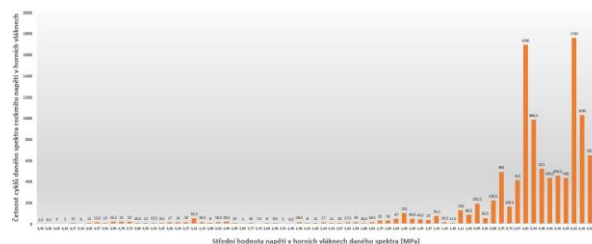
Obrázek 7: Průběh ohybových momentů v nosné konstrukci mostu během průjezdu několika vlakových souprav

Z grafu je vidět, že v konstrukci dochází k velkému nárůstu ohybového momentu během nájezdu lokomotivy vlakové soupravy a následně při nájezdu následujících vagonů dochází pouze k menšímu kolísání ohybových momentů a napětí v závislosti na aktuální poloze vagonů na mostě. Patrný rozdíl pak tvoří fakt, zda jsou vagony těžké – plně naložené nebo jestli jsou prázdné.

3.2. Stanovení spektra rozkmitů napětí

Ze získaných ohybových momentů během průjezdu všech uvedených vlakových souprav bylo cílem stanovit spektrum rozkmitů napětí. Pro jeho stanovení byla využita metoda stékajícího deště.

Nejprve byly seřazeny všechny ohybové momenty během průjezdu každé vlakové soupravy za sebe, z nich bylo následně pomocí metody stékajícího deště odvozeno spektrum rozkmitů napětí. Pro tyto účely byly ohybové momenty rozděleny do intervalů po 100 kNm. Na základě těchto ohybových momentů byly spočítány hodnoty normálových napětí v horních a v dolních vláknech nosné konstrukce, které byly následně využity pro posouzení únavy betonu pomocí Palmgren-Minerova pravidla. Spektrum rozkmitů napětí v horních vláknech je zobrazeno na obr. 8.



Obrázek 8: Spektrum rozkmitů napětí v horních vláknech

Z grafu je patrné, že největšího počtu cyklů je dosahováno v nižších úrovních napětí. Ve vyšších úrovních napětí je počet cyklů poměrně nízký.

4. POSOUZENÍ ÚNAVOVÝCH ÚČINKŮ DLE ČSN EN 1992-1-1 A ČSN EN 1992-2

Nejprve je nutné pro všechna posouzení stanovit únavovou pevnost betonu. V ČSN EN 1992 [4] je uveden následující vztah:

$$f_{cd,fat} = 0,85 * \beta_{cc(t_0)} * f_{cd} * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (1)$$

$f_{cd,fat}$ je návrhová únavová pevnost betonu v tlaku
 f_{cd} návrhová pevnost betonu v tlaku (při jednorázovém namáhání)
 f_{ck} charakteristická pevnost betonu v tlaku
 β_{cc} vliv stáří betonu v době začátku opakovaného zatížení
 Únavová pevnost betonu daného prefabrikovaného prvku vychází 19,856 MPa

4.1. Zjednodušená metoda ověření únavy betonu v tlaku dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.8.7. (2) [4]

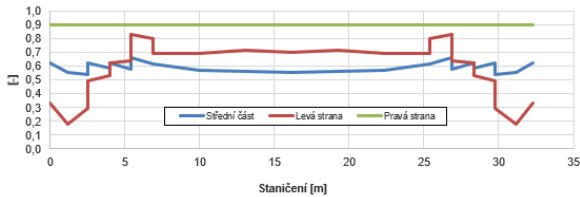
V této metodě se využívá častá kombinace zatížení. Z časté kombinace se pak musí stanovit maximální tlakové normálové napětí v konstrukci. Ve stejném místě se poté stanoví i minimální tlakové napětí (pokud by toto napětí vycházelo tahové, v posouzení únavy betonu se uvažuje nulová hodnota). Jedná se o poměrně jednoduchou metodu, kde postačí stanovit pouze únavovou pevnost betonu a maximální a minimální hodnotu napětí v příslušné kombinaci zatížení. Lze říci, že její výsledky vycházejí méně příznivě, než u metod podrobnějších. Ověření únavy betonu se posuzuje dle vztahu 2.

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 - \text{pro } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2)$$

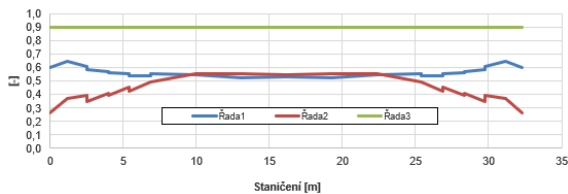
$$\leq 0,8 - \text{pro } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

$\sigma_{c,max}$ maximální tlakové napětí při časté kombinaci
 $\sigma_{c,min}$ minimální tlakové napětí při časté kombinaci, pokud je napětí tahové, dosazujeme 0

Konstrukce byla tímto postupem posouzena a bylo zjištěno, že konstrukce při takovémto posouzení nevyhovuje v horních ani dolních vláknech. Výsledky posouzení v horních i v dolních vláknech jsou znázorněny na obr. 9 a obr. 10. V dolních vláknech konstrukce nevyhovuje pouze nepatrně. Pokud se modrá část (střední část nerovnice pro posouzení) nenachází mezi červenou a zelenou, potom konstrukce při posouzení únavy betonu zjednodušenou metodou nevyhovuje.



Obrázek 9: Posouzení konstrukce na únavu v horních vláknech dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 6.8.7. (2)



Obrázek 10: Posouzení konstrukce na únavu v dolních vláknech dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 6.8.7. (2)

4.2. Ověření únavy betonu podle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.8.7 (1) [4]

Tuto metodu je možno použít pro posouzení únavy betonu mostů pozemních komunikací, pro které není – na rozdíl od mostů železničních – v EN jiný postup uveden. Výsledky bývají příznivější, než výsledky získané dle čl. 6.8.7 (2).

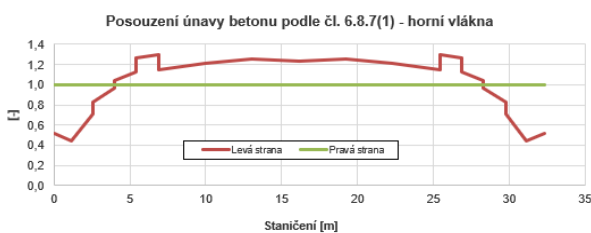
$$E_{cd,max,eq} + 0,43\sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1 \quad (3)$$

$E_{cd,max,eq}$ největší úroveň tlakového napětí

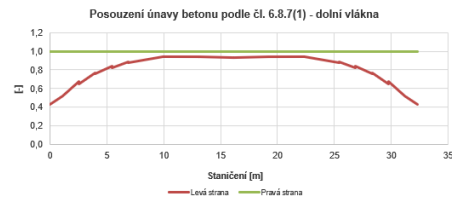
$E_{cd,min,eq}$ nejmenší úroveň tlakového napětí

R_i poměr největšího a nejmenšího napětí

Graficky jsou výsledky posouzení uvedeny na obr. 11 a obr. 12.



Obrázek 11: Posouzení konstrukce na únavu v horních vláknech dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 6.8.7. (1)



Obrázek 12: Posouzení konstrukce na únavu v dolních vláknech dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 6.8.7. (1)

Po dokončení posouzení bylo zjištěno, že konstrukce dle uvedeného postupu nevyhovuje při ověření na únavu v horních vláknech stejně jako u metody v čl. 4.1. tohoto příspěvku. Při posouzení dle uvedené rovnice v dolních vláknech ovšem vyhovuje, což je rozdíl oproti zjednodušené metodě, kde konstrukce nevyhověla ani v dolních vláknech. Pokud vyjde levá strana rovnice vyšší než 1, potom konstrukce nevyhovuje, což je patrné z obou uvedených grafů.

Rozdíl mezi oběma posouzeními je pravděpodobně dán zpřesněným postupem výpočtu podle této metody. Z grafu posouzení konstrukce v horních vláknech je patrné, že konstrukce nevyhovuje zhruba o 30 %. V dolních vláknech konstrukce při posouzení vyhovuje s rezervou zhruba 5 %.

4.3. Postup posouzení únavy dle ČSN EN 1992-2, příloha NN pro tlačný beton železničních mostů [5]

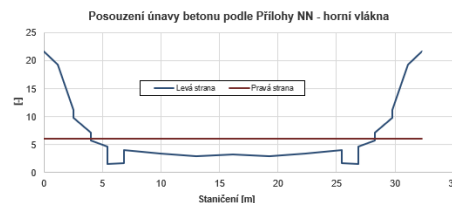
Pro železniční mosty existuje způsob pro posouzení únavy betonu, který využívá také tzv. ekvivalentní poškozující rozkmit napětí. Pro posouzení je nutné znát roční objem dopravy, návrhovou životnost mostu a počet kolejí. Posouzení únavy betonu se provede dle vztahu 4.

$$14 * \frac{1 - E_{cd,max,eq}}{\sqrt{1 - R_{equ}}} \geq 6 \quad (4)$$

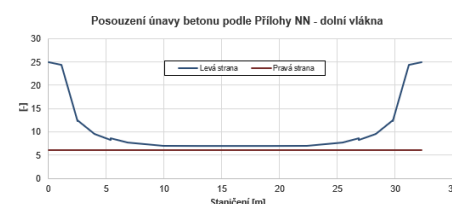
R_{equ} poměr maximální a minimální úrovně tlakového napětí

$E_{cd,max,eq}$ maximální úroveň tlakového napětí

Výsledky vynesení jsou vyneseny na obr. 13 a obr. 14 pro horní i dolní vlákna. Pokud při daném posouzení bude levá část rovnice menší než 6, pak konstrukce nevyhovuje. V grafu posouzení to pak znamená, že konstrukce nevyhovuje, pokud je modrá čára pod červenou čarou.



Obrázek 13: Posouzení konstrukce na únavu v horních vláknech dle ČSN EN 1992-2 příloha NN



Obrázek 14: Posouzení konstrukce na únavu v dolních vláknech dle ČSN EN 1992-2 příloha NN

Výsledky posouzení jsou v tomto případě obdobné, jako při předchozím posouzení uvedeném v kap. 4.2., tzn. v horních vláknech konstrukce nevyhověla a v dolních vláknech vyhověla s rezervou zhruba 15 %.

4.4. Ověření únavy pomocí součinitele únavového poškození dle ČSN EN 1992-2, čl. 6.8.7 [5]

Tato metoda využívá Palmgren-Minerova pravidla. Je tedy potřeba znát spektra rozkmitů napětí. Z rovnice 5 můžeme stanovit počet cyklů napětí potřebný pro únavové poškození, který závisí na působícím napětí a na únavové pevnosti betonu. Získané počty cyklů se následně dosadí do Palmgren-Minerova pravidla, kde se vyhodnotí únavové poškození konstrukce. Tato metoda je tedy poměrně náročná na množství potřebných dat a na pracnost.

$$N_i = 10^{14 * (1 - \frac{E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}})} \quad (5)$$

- N_i počet cyklů napětí potřebný pro únavové poškození betonu
 R_i poměr maximální a minimální úrovně tlakového napětí
 $E_{cd,max,i}$ maximální úroveň tlakového napětí

Touto metodou byla konstrukce posouzena v nejkritičtějším průřezu ve staničení 16 m – v blízkosti středu rozpětí. Konstrukce v tomto průřezu byla posouzena opět v horních i dolních vláknech, přičemž konstrukce nevyhověla v horních ani v dolních vláknech. Konstrukce v obou případech nevyhověla více než 10x. Metoda se zdá být velmi citlivá na velikost střední hodnoty napětí a bude podrobena dalšímu zkoumání.

5. POSOUZENÍ ÚNAVOVÝCH ÚČINKŮ DLE OFICIÁLNÍ VERZE MODEL CODE 2010

Pro posouzení únavy betonu metodami uvedenými v oficiální verzi Model Code 2010 je nutné znát η_c . Jedná se o tzv. průměrný faktor zohledňující gradient napětí v tlakové zóně úseku betonového průřezu. Tento součinitel se vypočte pomocí rovnice 6 [8].

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 * (\frac{|\sigma_{c1}|}{|\sigma_{c2}|})} \quad (6)$$

- $|\sigma_{c1}|$ minimální hodnota tlakového napětí ve vzdálenosti 300 mm od povrchu při příslušné kombinaci zatížení,
 $|\sigma_{c2}|$ maximální hodnota tlakového napětí ve vzdálenosti 300 mm od povrchu při příslušné kombinaci zatížení (stejně jako u $|\sigma_{c1}|$)

5.1. Zjednodušená metoda ověření únavy betonu dle Model Code 2010, čl. 7.4.1.3 – Level II [8]

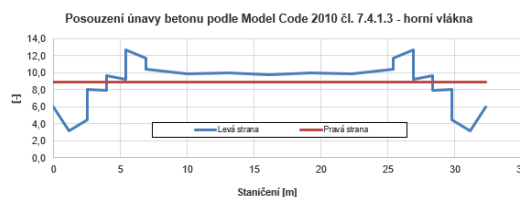
Jako první je zde uvedena zjednodušená metoda ověření betonu na únavu. Tato metoda využívá časté kombinace zatížení. Posouzení se provede dle vztahu 7. Pro posouzení je nutné znát průměrný faktor gradientu napětí,

únavovou pevnost betonu v tlaku a maximální hodnotu napětí při časté kombinaci.

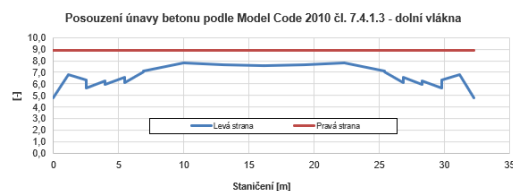
$$Y_{Ed} * \sigma_{c,max} * \eta_c \leq 0,45 * f_{cd,fat} \quad (7)$$

- $\sigma_{c,max}$ maximální tlakové napětí při časté kombinaci
 η_c průměrný faktor zohledňující gradient napětí v tlakové zóně úseku betonového průřezu

V následující části na obr. 15 a obr. 16 jsou zobrazeny grafy posouzení dle uvedené metody. Vodorovná červená čára znázorňuje pravou stranu rovnice (únavovou odolnost), zatímco modrá čára znázorňuje únavové namáhání, tzn. levou stranu nerovnice.



Obrázek 15: Posouzení konstrukce na únavu v horních vláknech dle Model Code 2010 – Level II



Obrázek 16: Posouzení konstrukce na únavu v dolních vláknech dle Model Code 2010 – Level II

Z výsledků je patrné, že posouzení únavy betonu vychází příznivěji než u zjednodušených metod dle ČSN EN 1992. V horních vláknech konstrukce opět nevyhověla, ovšem v dolních vláknech konstrukce vyhověla s rezervou 15 %.

5.2. Ověření únavy betonu dle Model Code 2010, čl. 7.4.1.4 – Level III [8]

Tato metoda porovnává požadovanou životnost konstrukce s předpokládanou dobou životnosti (počet cyklů n); je založena na ekvivalentním poškozujícím rozkmitu napětí. Pro splnění podmínky musí být splněna nerovnost ze vztahu 8. V tomto vztahu se porovnává skutečný předpokládaný počet rozkmitů napětí o určité výši během životnosti konstrukce s počtem cyklů (o stejné úrovni napětí), kterým je schopna konstrukce odolat, než dojde ke kolapsu konstrukce. Počet cyklů pro posouzení byl zvolen 2×10^6 .

$$n \leq N \quad (8)$$

Předpokládaný počet cyklů napětí v tlaku během životnosti konstrukce se vypočte dle rovnice 9 a rovnice 10.

$$\log N_1 = \frac{8}{Y-1} * (S_{cd,max} - 1) \quad (9)$$

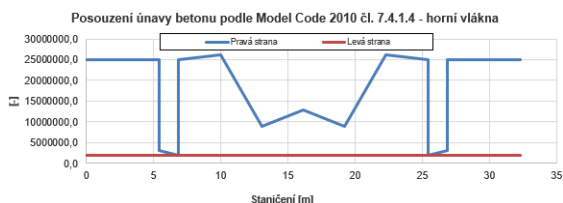
$$\log N_2 = 8 + \frac{8 * \ln(10)}{Y-1} * (Y - S_{cd,min}) * \log\left(\frac{S_{cd,max} - S_{cd,min}}{Y - S_{cd,min}}\right) \quad (10)$$

V konstrukci se vyskytovala i tahová namáhání. Počet cyklů životnosti v tahu se pak vypočte dle rovnice 11.

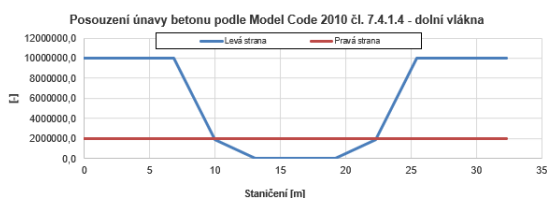
$$\log N = 12 * (1 - S_{td,max}) \quad (11)$$

$S_{cd,max}$	maximální úroveň tlakového napětí
$S_{cd,min}$	minimální úroveň tlakového napětí
$S_{td,max}$	maximální úroveň tahového napětí

V obr. 17 a obr. 18 jsou graficky uvedeny výsledky posouzení. Modrou čarou je znázorněn počet cyklů potřebný pro poškození konstrukce při daném rozkmitu napětí. Červenou čarou je zvolený minimální počet cyklů, jemuž musí konstrukce odolat - 2×10^6 .



Obrázek 17: Posouzení konstrukce na únavu v horních vláknech dle Model Code 2010 – Level III



Obrázek 18: Posouzení konstrukce na únavu v dolních vláknech dle Model Code 2010 – Level III

Z uvedených grafů posouzení je vidět, že konstrukce při posouzení touto zpřesněnou metodou v horních vláknech vyhovuje. Konstrukce nevyhovuje pouze v průřezech, ve kterých dochází v dolních vláknech k tahovému namáhání. To znamená, že konstrukce vyhovuje ve všech vláknech, kde dochází i při minimálním napětí k tlaku. Na rozdíl od metod uvedených v Eurokódu, metody uvedené v Model Code 2010 umožňují i posouzení únavy taženého betonu, které v tomto případě nevyhovuje. V dalším postupu výzkumu bude porovnán výsledek této metody s výsledky, které budou dosaženy při dosazení do této stejné metody pouze s tím rozdílem, že místo tahových namáhání bude dosazena 0.

5.3. Ověření únavy betonu dle Model Code 2010, čl. 7.4.1.5 – Level IV [8]

Tato metoda je založena na spektru napětí stanoveném na základě reálného namáhání konstrukce a pro posouzení využívá Palmgren-Minerova pravidla. Jedná se o postup, který by měl být nejvýstižnější z uvedených postupů v Model Code 2010 a měl by se nejvíce přibližovat skutečnému únavovému působení. Hodnoty potřebné pro stanovení odolnosti konstrukce jsou pro beton počítány přímo z únavové pevnosti betonu. Po stanovení spektra napětí v konstrukci se provede posouzení dle rovnice 12.

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \quad (12)$$

D	únavové poškození
n_{Ei}	použitý počet napěťových cyklů s rozkmitem skutečné úrovně napětí
N_{Ri}	počet cyklů rozkmitů napětí, který je schopen odolat danému rozkmitu napětí

Touto metodou byla konstrukce obdobně jako při ověření podle ČSN EN 1992 posouzena v nejkritičtějším průřezu 16 m, a to jak v horních, tak i dolních vláknech. Při tomto posouzení konstrukce v horních i v dolních vláknech s výraznou rezervou vyhověla. Metoda bude rovněž podrobena dalšímu zkoumání.

6. ZÁVĚR

Práce se zabývá posouzením únavy betonu několika metodami. Jedná se o čtyři metody uvedené v ČSN EN 1992 a tři metody uvedené v Model Code 2010. Z výsledků posouzení je vidět, že v ČSN EN 1992 i v Model Code 2010 jsou zjednodušené metody vždy znatelně konzervativnější. Podrobnější metody využívající ekvivalentního rozkmitu napětí poskytují výsledky příznivější, avšak ani u těchto posouzení konstrukce nevyhověla, byť pouze v horních vláknech. Nejpřesnější z použitých metod jsou metody založené na využití Palmgren-Minerova pravidla. U těchto metod došlo ke značným výkyvům výsledků, kdy při posouzení dle ČSN EN 1992 konstrukce výrazně nevyhověla, ovšem při posouzení dle Model Code 2010 konstrukce vyhověla s výraznou rezervou. Metody budou podrobeny ještě dalšímu zkoumání.

Závěrem lze říci, že při jednotlivých posouzeních dochází v některých případech ke značně různorodým výsledkům a je tedy vhodné nadále pokračovat ve zkoumání únavového chování betonu a jeho posuzování. Výsledkem dizertační práce by měla být doporučení pro zpřesnění posouzení únavy betonu, především u existujících konstrukcí.

PODĚKOVÁNÍ

Práce vznikla za podpory SGS 2019 a SGS 2020 a i nadále pokračuje. Dále je poděkování věnováno doc. Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D. za jeho odborné vedení a užitečné rady při zpracování této práce.

Reference

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*
- [3] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*
- [4] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí*
- [5] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*
- [6] *Archivní dokmunetace mostu Chodovská TU 0206 km 3,007, TSK Praha*
- [7] *Podklady přejezdů jednotlivých vlakových souprav přes most Chodovská, Správa železnic, státní organizace*
- [8] *fib, (2013), Model Code 2010 for Concrete Structures 2010. ISBN 978-3-433-60409-0*

MONITORING BETONOVÝCH OBLOUKOVÝCH MOSTŮ BĚHEM VÝSTAVBY

Vít Némčic, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
vit.nemcic@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek se zabývá monitoringem betonových obloukových mostních objektů během jejich výstavby. Konkrétně letmo betonovaného mostu přes Opárenské údolí, který se nachází na dálnici D8 spojující Prahu a Drážďany. Výstavba mostu byla velice složitá a náročná. Mostní objekt během jeho výstavby procházel mnoha stavebními stavy o rozdílném statickém systému, což s sebou přinášelo různé komplikace. Z důvodu složitosti výstavby byla navržena různá měření, která umožnila sledovat chování mostu během jeho výstavby. Dále článek pojednává o současně realizovaném mostním objektu přes VD ORLÍK (železniční most přes Vltavu u Červené nad Vltavou). V rámci výstavby mostního objektu je nutné, obdobně jako u mostu přes Opárenské údolí, zajistit komplexní monitoring během jeho výstavby.

KLÍČOVÁ SLOVA

Monitoring • Tenzometry • Měření teploty

ABSTRACT

The article deals with the monitoring of concrete arch bridge structures during their construction. In particular, the bridge over the Oparno valley which was cast using the free cantilevering, located on the D8 motorway connecting Prague with Dresden. The construction process of the bridge was very complex and challenging. During its construction, the bridge went through many construction stages, which brought various difficulties. Due to the complexity of construction, various measurements were designed that could monitor the behaviour of the bridge during its construction. Furthermore, the article deals with the currently designed bridge structure across the VD ORLÍK (the railway bridge to crossing the Vltava river at Červená nad Vltavou). As a part of the construction of the bridge, it is necessary to provide comprehensive monitoring during its construction, similar to that which was used at the bridge over the Oparno valley.

KEYWORDS

Monitoring • Tensometers • Temperature measurement

1. ÚVOD

Mostní objekt přes Opárenské údolí je železobetonový oblouk s horní mostovkou. Příčný řez oblouku je navržen jako dvoutrámový spojený horní deskou. Rozpětí oblouku činí 135 m. Konstrukci mostovky tvoří spojitý dvoutrám. Most má dvě samostatné konstrukce, každá pro jeden jízdní směr. Most byl během výstavby vybaven měřicími zařízeními (tenzometry, snímači teplot, geodetickými značkami), které umožnily sledovat jeho chování během výstavby. Monitoring mostu přes Opárenské údolí může sloužit jako podklad pro vytvoření optimálního návrhu monitoringu na aktuálně realizovaném mostním objektu: železniční most přes VD ORLÍK (most přes Vltavu u Červené). Mostní objekt je obdobně tvořen železobetonovým obloukem s horní mostovkou. Oblouk mostního objektu je navržen jako železobetonový komorový. Rozpětí oblouku je 156,0 m. Mostovka nosné konstrukce je navržena jako spojitý nosník s dvoutrámovým průřezem. Realizace mostního objektu začala v lednu 2022 přípravnými pracemi. Výstavba nosné konstrukce bude probíhat od roku 2023. Pro výstavbu mostního objektu přes VD ORLÍK byla zvolena identická technologie výstavby (letmá betonáž s postupným vyvěšováním). Cílem příspěvku je popis a zhodnocení dříve provedených měření na mostním objektu Opárno. Závěry z těchto měření mohou sloužit pro optimální návrh měření na objektu VD Orlick. Článek má rešeršní charakter.

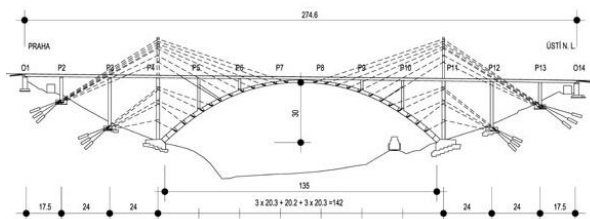
2. MONITORING U MOSTNÍHO OBJEKTU PŘES OPÁRENSKÉ ÚDOLÍ

Výstavba mostního oblouku metodou letmé betonáže s postupným vyvěšováním prochází mnoha stavebními stavy, což s sebou přináší různé komplikace. Přitom se požaduje, aby byly jednotlivé konstrukční části mostního objektu efektivně využity a konstrukce byla hospodárná zejména v definitivním stavebním stavu. Z důvodu vytvoření co nejpřesnějších statických modelů, které by vystihovaly reálné působení mostní konstrukce, bylo navrženo měření na vzorcích betonu (např. moduly pružnosti) a dále byla provedena měření na zkušebním tělese. I přes množství provedených měření a experimentů, existuje i dále celá řada faktorů, které jsou obtížně vystihnutečné, například:

- nepřesnosti předpokladů statického výpočtu;

* Školitel: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

- vliv teplotních změn;
- vlivy smršťování a dotvarování betonu;
- odchylky geometrické přesnosti;
- odchylky od předepsaných technologických postupů a předpisů;
- odchylky skutečně dosažené kvality materiálů apod.



Obrázek 1: Podélný řez mostem přes Oparenské údolí s pylony a dočasným zavěšením.

Výstavba segmentů mostního objektu byla prováděna v opakujícím se cyklu, při kterém probíhala geodetická měření geometrie mostu. Výsledky těchto měření byly zaznamenávány do projektantem připravených formulářů a odesílány k vyhodnocení. Záměrem těchto měření bylo co nejpřesnější nastavení polohy betonážního vozíku k dosažení požadovaného tvaru oblouku. Výstavbu mostního oblouku výrazně ovlivňoval vliv teplotních změn, které způsobovaly deformace mostního oblouku. Hodnoty změny výškové polohy od oslunění/ochlazení dosahovaly až ± 80 mm. Z důvodu omezení působení vlivů proměnné teploty, oslunění oblouku na závěsů oblouku a oblouk samotný se všechna geodetická měření a nastavování prováděla v brzkých ranních hodinách. S měřením po betonáži některých segmentů byly současně kontrolně měřeny i síly v zemích kotvách pod pilíři, které byly vybavené dynamometry.

Pro monitorování chování konstrukce z dlouhodobého hlediska bylo navrženo diagnostické sledování formou tenzometrického měření poměrných deformací, sledování průběhu teplotních polí v jednotlivých průřezích a geodetického měření skutečných tvarů konstrukce v jednotlivých etapách. U prvního z postavených mostů (levý most) byla konstrukce oblouku detailně sledována ve 13 průřezích – vyjma patního a vrcholového průřezu byly sledovány i průřezy pod podporami mostovky a průřezy mezilehlé. U pravého mostu bylo provedeno pouze kontrolní srovnávací měření v redukovaném rozsahu. K měření poměrných deformací bylo využito celkem 80 ks vibračních strunových tenzometrů s čidly pro sledování teploty. V každém měřeném řezu byly rozmístěny 4 ks tenzometrů. V referenčním řezu levého mostu byla také osazena souprava k dlouhodobému sledování teplotního namáhání průřezu oblouku a mostovky.

Měření během výstavby mostního objektu zahrnovalo:

- vyhodnocení vlastností betonu
- měření teplot od hydratačního tepla na vzorcích oblouku
- měření deformací oblouku strunovými tenzometry
- měření teplot v oblouku a jejich dálkový přenos přes GSM bránu
- geodetická měření během výstavby

- měření sil v zemních kotvách

2.1. Měření hydratačního tepla na vzorcích oblouku

Pro urychlení postupu výstavby je vhodné užít betonu s rychlým náběhem pevností. K tomu je obvykle potřeba použití cementů typu CEM I, které vyvíjejí větší hydratační teplo. Pro betonáž mostních oblouků mostu Opárno byl použit beton C 45/55 – XF2 z betonárny PZ Holcim Lovosice.

Před zahájením výstavby byla provedena řada zkoušek s cílem ověřit riziko vzniku příliš vysokých teplot v masivu monolitického betonového tělesa oblouku při betonáži, zejména v letních měsících. První zkouška byla provedena na zkušebním tělese části oblouku v měřítku 1:1. Teploty betonu zkušebního tělesa přesahovaly 75 °C. Z důvodu vysokých teplot nejprve došlo k úpravám betonové směsi a pokusům ovlivnit teplotu složek přímo na betonárně. V případě provedení úpravy betonové směsi lze teploty v betonu snížit jen nepatrně. Chlazení složek betonové směsi, zejména kameniva na betonárně, nebylo reálné. Další možné způsoby, které by snížily počáteční teplotu v betonu např. použití dusíku k chlazení směsi, v tomto případě nebyly ekonomické. Proto byl vyvinut originální způsob snížení teploty betonu v konstrukci. Způsob snížení teploty betonu spočíval v chlazení vodou vedenou v trubkách uvnitř jednotlivých lamel oblouku. To s sebou přinášelo další otázky, např. počet trubek, jejich rozmístění, potřebné množství vody atd. Pro optimální návrh byly provedeny numerické analýzy, které měly za cíl stanovit množství vyvinutého tepla v betonu, jež bylo nutné odebrat. Jakmile bylo ukončen vývoj betonové směsi, bylo možné stanovit množství tepla, které bylo třeba odebrat a dále stanovit potřebné množství chladicí vody a její teplotu. Velikost nádrže pro led s vodou byla stanovena na základě výpočtů. Řízení teploty chladicí vody i řízení průtoku chladicími trubkami bylo realizováno pomocí malého zařízení, jehož funkčnost byla ověřena na dalším modelu části oblouku. Po provedení experimentu bylo zjištěno, že zařízení je funkční, a že došlo ke snížení teploty betonu přibližně o 10 – 12 °C, tudíž nejvyšší teploty v průběhu letních měsíců nepřesáhly 65 °C. Následně po dalších vyhodnocení došlo pouze k úpravě polohy chladicích trubek v průřezu.

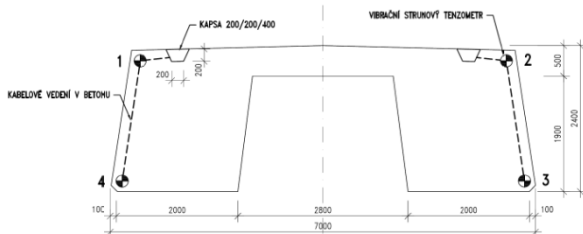
2.2. Měření deformací oblouku strunovými tenzometry

Strunové tenzometry sloužily ke sledování poměrných přetvoření v různých částech obloukové konstrukce po dobu stavby, ke zjištění vlivu dotvarování, vlivu teplotních jevů atd. Byly taktéž využity pro doplňková měření při zatěžovací zkoušce.

Oba mosty, tj. pravý most i levý most byly vybaveny strunovými tenzometrickými snímači, kdy každý tenzometr byl vybaven i teplotním snímačem. V oblouku levého mostu se nacházelo celkem 13 měřených řezů po 4 tenzometrech, v pravém mostu bylo 7 měřených řezů po 4 tenzometrech.

Odečet naměřených hodnot byl prováděn v pravidelných intervalech vždy po osazení před betonáží další lamely, popř. před dalšími významnými etapami (vyvážování lamel apod).

Po dokončení konstrukce v průběhu roku 2010–2011 byla měření prováděna 1x za 2–3 měsíce. Zpracovatel měření po dohodě s projektantem provedl po dobu stavby několik informativních měření pro možnost dodatečného vyhodnocení chování konstrukce v tomto období. Poslední etapou bylo podrobné měření v průběhu zatěžovací zkoušky ve dnech 14.–15.7.2015. Hodnoty získané dlouhodobým sledováním a měřeními při statické zatěžovací zkoušce byly důležitým údajem, který mapoval průběh poměrných přetvoření v jednotlivých průřezích konstrukce. V případě potřeby tak bylo možné na základě statického výpočtu provést porovnání shody dlouhodobého chování konstrukce s předpoklady. Hodnoty naměřené při stavbě při jednotlivých stavebních etapách byly průběžně poskytovány projektantovi, který na základě statických výpočtů s přihlédnutím k naměřeným hodnotám upřesňoval požadavky pro výstavbu při složitých technologických úkonech, jakými jsou např. vyvěšování částí oblouku včetně následného odkotvení apod.



Obrázek 2: Rozmístění tenzometrů v příčném řezu oblouku.

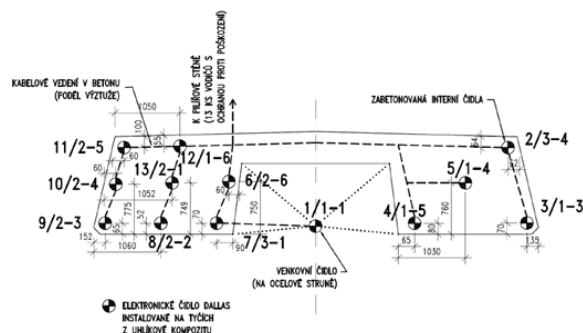
2.3. Měření teplot v oblouku a dálkový přenos přes GSM bránu

Měření byla využita pro zjištění průběhu teplotního gradientu obloukové konstrukce a dvourámového průřezu mostovky a dále např. pro kontrolu přednastavení ložisek, tvaru konstrukce apod.

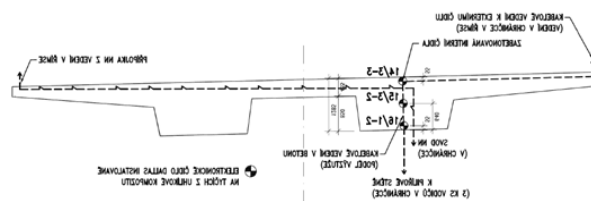
Levý most byl vybaven soustavou 16 snímačů teploty nacházející se v jednom měřeném řezu. V příčném řezu v obloukové konstrukci bylo umístěno 12 snímačů. Přenos teploty konstrukce na snímače byl realizován kontaktním způsobem, tzn. že čidla byla v konstrukci zabetonována. Dále bylo 1 externí čidlo teploty vzduchu umístěno mezi trámy oblouku ve vzdálenosti 1 m pod konstrukcí a dále 3 snímače umístěné v mostovce. Propojení mezi čidly a skříňkou bylo realizováno vodovzdornými kabely protaženými chráničkami zabetonovanými v konstrukci. Komunikační skříňka shromažďovala údaje z čidel. Centrální jednotka shromažďovala údaje z komunikační skříňky a ukládala je do paměti datalogeru. Přenos dat z konstrukce byl realizován 1x denně ve stanovený čas, kdy byla data pomocí GSM spojení odeslána v datovém souboru v předepsaném formátu na zvlášť k tomuto účelu zřízenou e-mailovou adresu správce zařízení. Sledování bylo ukončeno v březnu 2015, kdy došlo vlivem vnějších vlivů k poškození soupravy.

Uvedené hodnoty teplotních polí dávaly ucelený přehled o teplotách konstrukce od okamžiku betonáže až do doby ukončení měření, tj. údaje z pětiletého období sledování. V kombinaci s tenzometrickým sledováním poměrných deformací, které probíhalo současně, byly důležitým údajem pro vyhodnocení teplotních vlivů pro namáhání konstrukce

a rovněž mohly sloužit jako podklad pro přesnější výpočty průběhu teplot, zejména teplotní setrvačnosti apod. v obdobných konstrukcích.



Obrázek 3: Rozmístění teploterů v příčném řezu oblouku.



Obrázek 4: Rozmístění teploterů v příčném řezu mostovky.

2.4. Geodetická měření během výstavby

Geodetické měření je činnost, jejímž cílem je určit polohu nebo výšku (příp. obojí) geodetických bodů nebo podrobných bodů, které určují prostorovou polohu, tvar a rozměr objektů obsahu mapy nebo obdobné geodetické dokumentace.

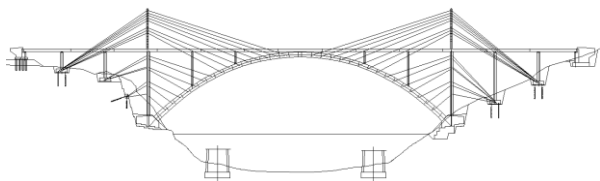
V rámci výstavby mostního oblouku probíhalo geodetické měření následovně:

- hlavní kontrolní měření po betonáži lamel
- pomocná kontrolní měření po aktivaci závěrů
- pomocná kontrolní měření po vyjetí betonážního vozíku
- dodatečná kontrolní měření v průběhu další výstavby
- zaměření polí mostovky levého mostu

3. MONITORING U MOSTNÍHO OBJEKTU PŘES VD ORLÍK

Pro realizaci mostního objektu přes VD ORLÍK je na základě požadavků zadavatele nutné zajistit komplexní monitoring výstavby mostu. Momentální požadavky na monitoring mostního objektu definuje zadávací dokumentace objektu. Pro betonáž mostních oblouků je navržen opět beton třídy C45/55. Komerový průřez mostního oblouku má na velké části konstantní tloušťku stěn 0,6 m, jen u vetknutí oblouku do základu je tloušťka stěn zvětšená na 0,9 m. Tloušťka horní a spodní desky komory oblouku je proměnná od 0,9 do 0,5 m. Před zahájením betonážních prací první lamely oblouku je požadováno ověřit výrobní proces na vzorku 1:1. V masivu monolitického betonového tělesa oblouku bude provedeno měření vývoje teplot od hydratačního tepla a budou stanoveny maximální teploty v betonu. V případě, že by teploty přesahovaly kritické hodnoty, tak jako u mostního

objektu přes Opárenské údolí, bylo by nutné zavést opatření, která by napomohla snížit teploty betonu v konstrukci.



Obrázek 5: Podélný řez mostem s pylony a dočasným zavěšením.

Pro sledování poměrných přetvoření a vlivu teplotních jevů v různých částech obloukové konstrukce a mostovky, po dobu výstavby, jsou navrženy tenzometry s integrovanými teplotními čidly. V oblouku mostu se má nacházet celkem 15 měřených řezů po 6 tenzometrech (horní-střed-dolní). Za účelem možnosti dlouhodobého sledování chování předpínací výztuže v mostovce bude osazena nosná konstrukce tenzometry v polovině každého pole a nad podporou. Dva kusy snímačů na řez. V místě spojení mostovky s obloukem budou tenzometry osazeny ve třech řezech – na koncích spoje a uprostřed. U dvou pilířů budou osazeny tenzometry v patě a polovině výšky. V místě jedné základové jámy budou kontrolně měřeny i síly v zemích kotvách pomocí dynamometrů.

4. ZÁVĚR

Současně realizovaný mostní objekt přes VD ORLÍK (most přes Vltavu u Červené) je navržen obdobně jako mostní objekt přes Opárenské údolí. Oba mostní objekty jsou navrženy jako železobetonový oblouk s horní mostovkou. Mostovky obou objektů jsou tvarově podobné, podstatný rozdíl je v příčném řezu oblouku. U mostního objektu přes VD ORLÍK je navržen komorový průřez, což s sebou přináší významnou změnu v návrhu betonážního vozíku.

V současnosti jsou zahájeny přípravné práce na návrhu optimální betonové směsi. Je nutné společně s betonárnou, která bude dodávat betonovou směs, zahájit vývoj vhodné receptury pro beton vyšších pevností s nízkým vývinem hydratačního tepla. Vlastnosti betonu budou ověřeny pomocí zkoušek. Ty budou zahrnovat měření vlastností čerstvého betonu: zpracovatelnost, měření teplot v betonu, sledování mechanických vlastností a odolnosti proti účinkům prostředí (mráz, účinky chemických rozmrazovacích látek).

Na základě naměřených hodnot se bude receptura betonu dále modifikovat k dosažení optimálních vlastností. V rámci požadavků na beton oblouku se doporučuje využití receptury, která zajistí malý vývin hydratačního tepla a přitom bude dosahovat i požadovanou trvanlivost. Případně budou navržena opatření k zamezení přehřívání betonu. S ohledem na předpoklad možného přehřívání betonu v rámci hydratace se požaduje provedení zkušebního segmentu před zahájením výstavby oblouku.

Mostní objekt přes Opárenské údolí byl během výstavby vybaven měřicími zařízeními (tenzometry, snímači teplot, geodetickými značkami), které umožnily sledovat chování mostu. Současně (v zadávací dokumentaci) navržené sledování mostního objektu přes VD ORLÍK nezahrnuje

samostatné měření teplot pomocí snímačů teplot. K měřením teplot mají být využity instalované tenzometry. Momentálně je nutné s projektantem mostního objektu nadefinovat přesné požadavky na měření, které mohou doplnit požadavky zadávací dokumentace. Provést optimální návrh měření. Na objektu přes Opárenské údolí bylo prováděno fyzické odečítání dat jak v průběhu výstavby, tak po jejím ukončení. Fyzické odečítání lze nahradit automatickým odečítáním, tudíž lze mostní objekt sledovat bez nutného fyzického přístupu. Technologie, které umožní sledování chování mostu by měly být navrženy tak, aby sloužily k monitoringu jak během výstavby mostního objektu, tak i dlouhodobě po jeho dokončení.

Literatura

- Míčka, T., *Zpráva o dlouhodobém sledování průběhu teplot - Dálnice D8, stavba 0805 Lovosice - C-205 most přes Opárenské údolí*. PONTEX, 2015.
- Míčka, T., *Zpráva o měření poměrných deformací - Dálnice D8, stavba 0805 Lovosice - Řehlovice C-205 most přes Opárenské údolí*. PONTEX, 2015.
- Göringer, J., *Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek. Technická zpráva*. SUDOP PRAHA, 2019.
- Kalný, M. a Vitek, J., *Obloukový most přes Opárenské údolí a komplikace před jeho dokončením*. Časopis stavebnictví, 2010.
- Sýkora, P., *Technologický předpis betonářských prací pro dálniční most přes Opárenské údolí*. METROSTAV, 2008.
- Šťastník, S., *Zpráva o experimentálním sledování teplotního průběhu hydratačního procesu ve zkušebním betonovém monolitickém fragmentu mostu v Lovosicích*. METROSTAV, 2008.

UHPC JAKO MATERIÁL PRO BICÍ NÁSTROJE: REALIZACE A VLASTNOSTI

Jan Prchal¹

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
jan.prchal.1@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Práce je zaměřena na oblast použití materiálu ultra-high performance concrete (UHPC), tedy ultra-vysokohodnotného betonu, pro výrobu korpusů bicích blanzvučných nástrojů. Jedná se o pilotní aplikaci materiálu tohoto charakteru a zároveň i o první vyrobený exemplář korpusu pro malý buben.

V první části je popsán návrh rozměrů a tvaru korpusu nástroje, který reflektuje specifické vlastnosti tohoto materiálu. Dále jsou podrobně popsány proces výroby formy, samotná betonáž korpusu a další potřebné úpravy korpusu. Zmíněny jsou způsob kompletace nástroje a všechny použité komponenty malého bubnu. Závěrečná a nejobsáhlejší část je věnována vlastnostem sestaveného nástroje. Popsány jsou rozličné parametry malého bubnu jako hmotnost, kvalita povrchů a především akustické vlastnosti.

KLÍČOVÁ SLOVA

UHPC • malý buben • korpus • akustika • forma

ABSTRACT

The thesis focuses on the application of ultra-high performance concrete (UHPC) to produce musical instruments, especially drum shells. This is a first application of this material and the first manufactured example of the snare drum shell.

The first part describes the design of the dimensions and shape of the instrument body, reflecting the specific properties of the material UHPC. Then the making of the mould, the concreting of the shell and other necessary modifications of the shell are described in detail. The method of assembling the instrument and all the components used for the snare drum are mentioned. The final and most comprehensive part is devoted to the properties of the assembled instrument. Various parameters of the snare drum are described, such as weight, surface quality and especially acoustic properties.

KEYWORDS

UHPC • Snare Drum • Shell • Acoustic • Mould

1. ÚVOD

Bicí nástroje, především jejich podskupina blanzvučné nástroje, jsou řazeny mezi nejstarší hudební instrumenty vůbec. Vznik prvních membranofonů se datuje mnoho tisíc let před n. l. I když prošla tato skupina nástrojů za dlouhá léta bouřlivým vývojem, mnohé principy fungování těchto nástrojů jsou (stejně jako nástroje samotné) využívány dodnes. Během bohaté historie blanzvučných nástrojů bylo k výrobě využíváno velké množství rozmanitých materiálů, a to v závislosti na mnoha faktorech. Stejně jako v jiných odvětvích lidské činnosti se i v oboru hudebních nástrojů vždy odrážel pokrok a nové technologie. Na poli betonového stavitelství se posledních pár dekad soustředí velká pozornost na jemnozrnné cementové kompozity, mezi které se řadí materiál UHPC.

Článek představuje jedno z odvětví, kterým se autor zabývá vedle práce na disertačním tématu, a navazuje na dříve zveřejněné články (Prchal, 2019), ve kterých je popsáno použití ultra-vysokohodnotného betonu pro korpusy bicích blanzvučných nástrojů v širším kontextu. V následujícím textu je blíže popsán proces výroby formy a samotného korpusu nástroje. Korpus je následně doplněn potřebnou mechanikou, blánami a výsledkem je zcela unikátní hudební nástroj – malý buben s korpusem z UHPC.

2. NÁVRH A KONSTRUKCE NÁSTROJE

Celková koncepce návrhu nástroje byla již dříve popsána. Na následujících řádcích jsou popsány skutečnosti, které při poměrně složitém procesu výroby ovlivnily původně zamýšlenou koncepci a znamenaly tak některé změny v návrhu korpusu a v postupu výroby. Základní myšlenka – odlít korpus z jednoho kusu UHPC bez dodatečných zásahů do stěn korpusu (například pro montáž mechaniky bubnů), ale zůstala zachována.

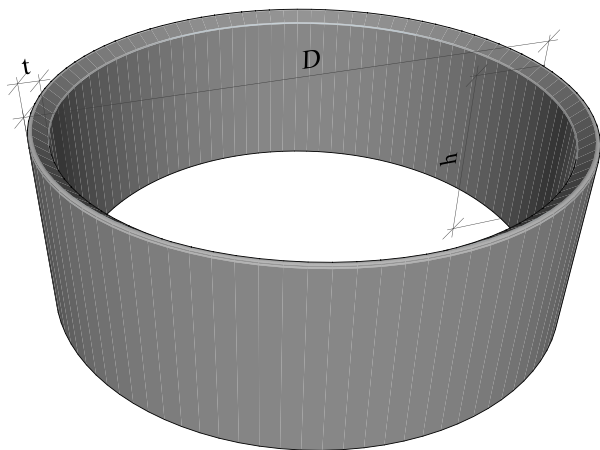
2.1. Rozměry korpusu

Jako první realizovaný nástroj s korpusem z UHPC byl zvolen malý buben. Patrně nejčastěji používaný průměr D malého bubnu je 14" (přibližně 356 mm) a pro tento rozměr byla navržena forma. Vzhledem k nejistotám souvisejícím s proveditelností výroby, a také s výslednými akustickými parametry byla (poněkud konzervativně) zvolena tloušťka

¹ Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng.

korpusu $t = 12 \text{ mm}$.² Právě tloušťka a vnější průměr korpusu jsou parametry, které vzhledem ke konstrukci formy nelze později změnit.

Jiná situace je v případě třetího parametru – výšky korpusu h , kterou lze volit v předem určeném rozsahu. Nejmenší výška korpusu je dána mechanikou pro tento typ malého bubnu a odpovídá velikosti $h_{min} = 3,5'' \cong 88,9 \text{ mm}$. Nejvyšší možná výška korpusu souvisí s několika dalšími parametry (vedle mechaniky bubnu také s tuhostí formy a celkovou hmotností nástroje) a je určena jako $h_{max} = 6,5'' \cong 165,1 \text{ mm}$.



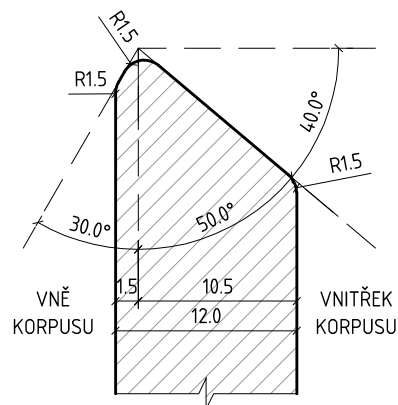
Obrázek 1: Schéma korpusu malého bubnu s hlavními rozměry

2.2. Tvar úložných hran

Úložné hrany jsou místem, kde dochází ke kontaktu blány – membrány, která plní funkci oscilátoru, s tělem nástroje a tedy i k přenosu energie kmitání. S ohledem na akustické vlastnosti celého nástroje se jedná o mimořádně důležitou část korpusu, která musí být zhotovena s vysokou přesností. Rozličným tvarováním hrany lze zásadně měnit charakter zvuku bubnu. Například pro ostré hrany s úhly 45° je charakteristický ostrý zvuk s dlouhým dozvukem, což je dáno malou kontaktní plochou mezi korpusem a blánou. Naopak bubny se zaoblenými hranami produkují měkčí a teplejší zvuk s kratší dobou dozvuku.

Při návrhu hrany bylo potřeba vystihnout takový tvar úložné hrany, který bude proveditelný z materiálu UHPC a zároveň bude do jisté míry korigovat předpokládané akustické vlastnosti korpusu. Přesný tvar a geometrie úložné hrany korpusu znázorňuje Obrázek 2, ze kterého je patrné zaoblení hrany o poloměru 1,5 mm. Touto úpravou by mělo dojít ke změkčení zvuku malého bubnu a také ke zkrácení dozvuku. Oproti většině korpusů malých bubnů vyniká tento korpus z UHPC tím, že má tvarovanou pouze jednu úložnou hranu. Na druhém konci je korpus zabroušen do roviny, což

souvisí s technologií výroby a použitou mechanikou celého nástroje (podrobněji v oddíle 3.4).



Obrázek 2: Tvar úložné hrany korpusu z UHPC

2.3. Materiál

Základním materiálem korpusu byl UHPC vyztužený krátkými PVA vlákny. Dávkování vláken odpovídalo 0,25 % objemu směsi. Receptura směsi UHPC je patentovaná Kloknerovým ústavem. Při výrobě prvků z kompozitu s obdobným způsobem vyztužení matrice je dosahováno průměrné pevnosti v tlaku ve stáří 28 dnů kolem 110 MPa (zjišťováno na krychlích o hraně 150 mm).

Vzhledem k charakteru aplikace, při níž nejsou kladeny zvýšené nároky na pevnost materiálu, nebyla při betonáži vyrobena zkušební tělesa pro stanovení mechanických parametrů.

3. VÝROBA

3.1. Forma

Při výrobě prvků z materiálu UHPC, jehož vlastnosti se v mnoha ohledech liší od běžného betonu, jsou na formy a na bednění kladeny zvýšené požadavky, a to z hlediska tuhosti, stability, těsnosti a v neposlední řadě i kvality povrchu. Stejně zásady jako pro konstrukční prvky z UHPC byly dodrženy i při stavbě formy na korpus malého bubnu.

Před samotnou přípravou formy byl podle návrhu popsán v části 2 zhotoven dřevěný korpus (Obrázek 3), který posloužil jako „kopyto“, neboli pozitiv pro odlití formy. Oproti výslednému korpusu z UHPC se liší pouze celkovou výškou, která je cca 190 mm. Struktura dřeva byla uzavřena – natřena barvou, ale povrch byl nebroušen a kresba dřeva zůstala přiznaná.

² I přes konzervativní volbu tloušťky korpusu se návrh vymyká konstrukčním zásadám, které jsou určeny pro konstrukční prvky (Kalný, Komanec, Kvasnička, Kolísko, & Tej, 2015).



Obrázek 3: Dřevěný korpus pro výrobu formy

Dřevěný pozitiv byl následně použit k odlití formy z pružného polymeru, který dokonale okopíroval navržený tvar. Pomocí plechu na vnější straně a plastové trubky byly zhotoveny stěny formy a do vzniklého mezikruží byl upevněn dřevěný korpus (Obrázek 4). Následně byl vzniklý prostor vyplněn polymerem, po jehož vytuhnutí a vyjmutí dřevěného pozitivu byla forma připravena na betonáž korpusu z UHPC.



Obrázek 4: Výroba formy

3.2. Betonáž

Objem UHPC pro výrobu jednoho korpusu výšky 100 mm je včetně rezervy cca 1,5 litrů. Výroba probíhá v obrácené poloze. Během betonáže do 12 mm širokého prstence je důležité důkladně probetonovat dno formy, ve kterém jsou tvarovány úložné hrany. Rozměrnější kavery nebo shluky menších otvorů, které mohou vzniknout při nedokonalém vyplnění dna formy betonem, mohou negativně ovlivnit zvuk nástroje. Formu bylo potřeba plnit betonem rovnoměrně po celém obvodu. V případě vyšší koncentrace materiálu v jedné části hrozí zdeformování tvaru, které by ohrozilo zkompletování nástroje.

Odformování proběhlo přibližně po 26 hodinách od začátku betonáže. Korpus bezprostředně po odformování je na obrázku (Obrázek 5). Následovalo ošetřování betonu ve vodní lázni.



Obrázek 5: Korpus po vyjmutí z formy

3.3. Dodatečné úpravy korpusu

Jak již bylo popsáno výše, celá koncepce korpusu pro bicí nástroj je založena na eliminaci zásahů do korpusu, které jsou problematické z hlediska technologie výroby, ale i výsledných vlastností nástroje. I přes skutečnost, že UHPC je takřka samonivelační materiál, není snadné docílit dokonale hladkého povrchu na lící ploše. Z toho důvodu byla spodní hrana korpusu dodatečně zbrušena a vyhlazena (Obrázek 6)



Obrázek 6: Broušení korpusu

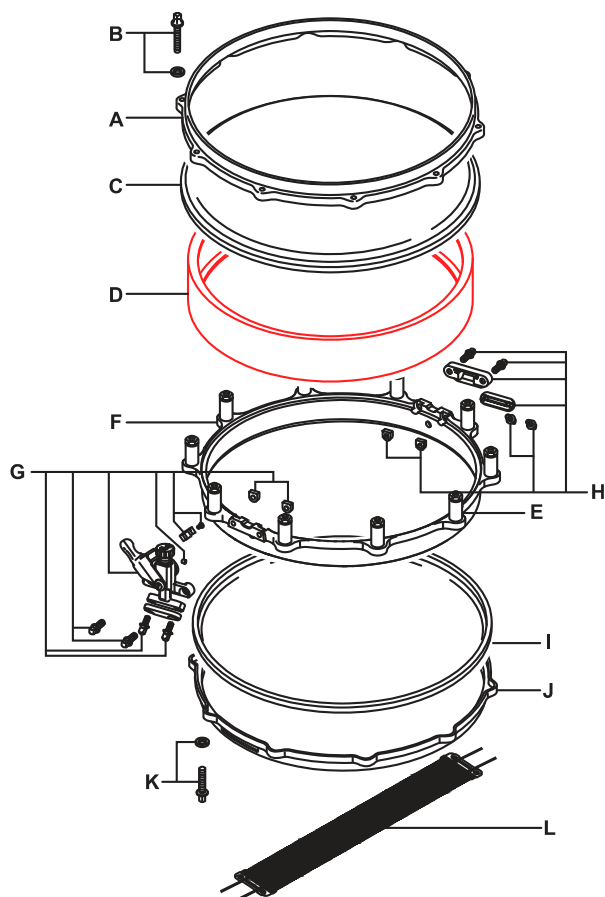
3.4. Kompletace nástroje

Ačkoli výroba v pravém slova smyslu končí odformováním, případně zabroušením hran korpusu, k dokončení celého nástroje je zapotřebí korpus doplnit o další komponenty. UHPC korpus byl svou kolmou hranou vsazen do speciálního kovového rámu (Obrázek 7 vlevo a Obrázek 8), na jehož spodní části je přes ocelovou obruč natažena rezonanční blána nástroje. Součástí rámu je rovněž strunění s mechanikou, které dotváří charakteristický zvuk malého bubnu.

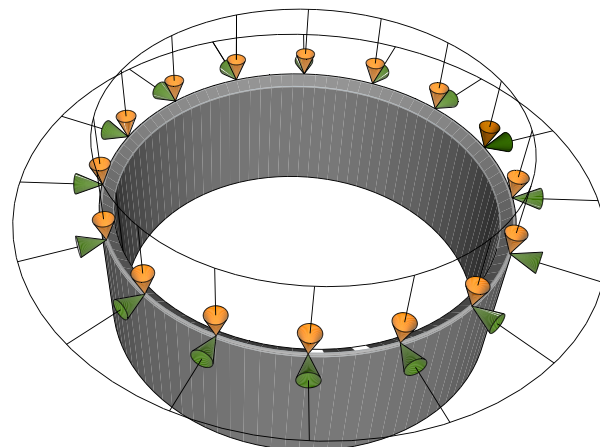
Přes horní úložné hrany korpusu se pomocí druhé obruče napne hrací blána. Napínání je prováděno šrouby se čtvercovou hlavou zašroubované do tyček ve spodním rámu (Obrázek 7 vpravo). Díky tomuto systému není nutné do těla korpusu v průběhu výroby nikterak zasahovat. Zároveň je po napnutí blan zajištěno příznivé silové působení korpusu: horní blána vnáší do korpusu svislou a radiální tlakovou sílu (Obrázek 9). Korpus je tímto účinkem ladění dokonale předepnutý.



Obrázek 7: Kompletace malého bubnu



Obrázek 8: Součásti malého bubnu (A – horní obruč; B – ladící šrouby; C – hrací blána; D – korpus z UHPC; E – tyčky vymezující výšku bubnu; F – rám pro uchycení mechaniky; G – napínací mechanismus struníku; H – mechanismus struníku; I – rezonanční blána; J – sporní obruč; K – ladící šrouby; L – struník)³



Obrázek 9: Síly působící na korpus po napnutí blan

4. VLASTNOSTI MALÉHO BUBNU

4.1. Hmotnost

Patrně nejsledovanější vlastností bubnu z betonu UHPC je vlastní váha. Dle předpokladů se jedná o jeden z praktických handicapů tohoto nástroje. Samotný korpus z UHPC s rozměry 14" x 4" a tloušťkou stěny 12 mm váží 3,14 kg. Po přičtení ocelového rámu, obou blan a ocelových ráfků dosahuje buben celkové hmotnosti 7,20 kg. Samotný javorový korpus obdobných rozměrů má pro srovnání 0,60 kg.

4.2. Povrch

Kvalita povrchu korpusu je ovlivněna především vlastnostmi čerstvého UHPC. Z hlediska odlévání je žádoucí co nejteplejší čerstvá směs, která dokonale okopíruje tvar formy. S ohledem na mechanické vlastnosti ztvrdlého materiálu a eliminaci smršťování je vhodné volit menší množství vody, což přináší i při použití superplastifikátoru zhoršené vlastnosti směsi pro ukládání do formy. Optimum je třeba hledat jako kompromis mezi dvěma zmíněnými hranicemi.

Povrchy prvně vyrobeného korpusu se vyznačují množstvím rovnoměrně rozmístěných malých pórů o velikosti do 1 mm² a lokálně se vyskytujícími většími kavernami okolo 25 až 50 mm² (Obrázek 10). Naopak v místě úložných hran jsou póry vzhledem k způsobu odlévání jen velmi omezeně. Na celém korpusu nejsou pozorovatelné žádné trhlinky, které by mohly ovlivnit zvuk bubnu. Kvalita povrchu odpovídá faktu, že směs byla spíše hustější a v některých místech došlo k uzavření vzduchu, který se držel při krajích formy.

UHPC věrně okopíroval kresbu dřeva, která spolu s barevností betonu (od tmavě šedých po světle šedé až bílé odstíny) dodává nástroji elegantní vzhled (Obrázek 11).

³ Graficky ztvárněno na základě (Pearl Drums Spare Parts Catalog (2016), 2019)



Obrázek 10: Kaverny patrné na vnější straně korpusu



Obrázek 11: Malý buben z UHPC při rozhlasovém natáčení

4.3. Akustické vlastnosti

Dle dostupných pramenů je bicí nástroj, jehož zvukotvorná součást je tvořena materiálem UHPC, zcela ojedinělý a jeho zvukové kvality tak nemohly být doposud vyzkoušeny ani zhodnoceny. Je nutné podotknout, že srovnání s jinými konvenčními typy nástrojů je zde nasnadě. Vzhledem k faktu, že použitý systém mechaniky lze obdobně použít například pro dřevěné (javorové a březové) a kovové (ocelové, hliníkové či měděné) korpusy, jsou otevřeny možnosti porovnávání těchto materiálů při současném zachování všech ostatních parametrů (tj. ráfků, blan), které nemalou měrou ovlivňují výsledný zvuk nástroje.

Po prvním naladění a rozeznění nástroje se ihned projeví dynamická škála, jež je položena do vyšších poloh. Nástroj se projevuje hlasitě až velmi hlasitě, což je kromě materiálu kor-

pusu dáno i použitím silných odlévaných ráfků. Žánrové uplatnění tohoto exempláře bude spíše ve tvrdších a hlasitějších stylech, nicméně při citlivější hře nelze vyloučit výjimky. Dynamický rozsah nástroje je velmi slušný; v nižší dynamice mírně ztrácí na artikulaci, záleží však na ladění.

Jedním z benefitů nástroje je stálost ladění.⁴ Malý buben s UHPC korpusem velmi dobře drží ladění. V průběhu času klesá napjatost blan zcela minimálně. Stejně tak i při klimatických výkyvech okolního prostředí jsou změny ladění minimální, což se pozitivně projevilo zejména při venkovních produkcích, ale i při transportu nástroje v zimním období. Důvodem je patrně kvalitní a robustní mechanika malého bubnu a zároveň i podobná velikost součinitele teplotní roztažnosti použitých materiálů (UHPC a oceli).

Rozsah ladění malého bubnu je značný. V nižších polohách, při podladění hrací (horní) blány, se krásně projevuje „tělo“ nástroje a zvuk má dostatek basů. Ve středním ladění je zvuk dobře artikulovaný a nástroj je dobře ovladatelný ve všech dynamických spektrech. To platí i při vyšším ladění a též při extrémnějším napnutí hrací blány, kdy je zvuk velmi pronikavý. Obecně se buben vyznačuje sušším zvukem s menší rezonancí, což je dáno jednak konzervativně zvolenou tloušťkou stěny korpusu (12 mm) a rovněž i tvarem úložných hran. Nástroj je tak po zvukové stránce dobře ovladatelný, vyznačuje se minimem overtonů a skrývá v sobě zbraň v podobě silného zvukového projevu.

V kontextu běžně vyráběných malých bubnů z konvenčních materiálů (jakými jsou různé druhy dřevin, kovů i plastů) lze označit zvuk malého bubnu s korpusem z UHPC jako naprosto odlišný a originální.

5. DISCUSSION

První realizace korpusu malého bubnu z materiálu UHPC ukázala především proveditelnost a funkčnost celého řešení. Jednoznačně pozitivně se jeví skutečnost, že nástroj plnohodnotně obstojí v praxi, ať již při živé produkci, nebo ve studiu.

Na základě prvních skutečností lze vyhodnotit vlivy a postupy v návrhu i ve výrobě, jejichž úpravou by bylo možné docílit lepších výsledných vlastností korpusu, potažmo celého malého bubnu. Při použití stejné formy jako pro první exemplář je vhodné upravit parametry čerstvé směsi s cílem snížit obsah vzduchu v betonu. Při betonáži je třeba ukládat beton tak, aby bylo eliminováno množství bublin, respektive kaven, na finálním povrchu korpusu. Vzhledem ke konstrukci stávající formy se dále nabízí ověření výrobního procesu a akustických vlastností malého bubnu s odlišnou výškou korpusu.

V případě budoucí výroby v nově zkonstruované formě lze dále pracovat s tloušťkou stěny korpusu. Zeštíhlení stěny by mohlo dodat výslednému zvuku více rezonance a zároveň by celému nástroji ubralo na váze. Úpravou tvaru úložných hran by bylo dále možné prodloužit dobu dozvuku. Pro realizaci zmíněných úprav je však, kromě formy samotné,

⁴ Bicí blanozvučné nástroje (stejně jako velké množství dalších hudebních nástrojů) se vyznačují menší či větší citlivostí na změny vnějších podmínek, jakými jsou hlavně teplota a vlhkost. V důsledku působení těchto vlivů dochází k (převážně) vratným deformacím

jednotlivých částí, nebo i celého nástroje, které se mimo jiné projevují i změnami v ladění nástroje.

nutné vyrobit i další korpus, který poslouží jako pozitiv při výrobě formy.

6. CONCLUSIONS

V tomto článku, který navazuje na předchozí činnost autora, bylo prezentováno praktické využití moderního kompozitu UHPC pro výrobu prvků bicích nástrojů – korpusů pro bubny. Úvodem byl nastíněn postup návrhu korpusu jednoho z představitelů skupiny membranofonů – bicích nástrojů blanozvučných, konkrétně malý buben. Dále byl podrobně popsán postup výroby a sestavení malého bubnu. Podstatnou částí je zhodnocení výsledných vlastností korpusu a malého bubnu, které jsou popsány ve zvláštních oddílech postupně věnovaných fyzikálním a akustickým parametrům.

Myšlenka netradičního uplatnění UHPC povzruje první realizaci svou proveditelností a zároveň přináší rozšíření palety materiálů a zvuků do již tak pestré skupiny hudebních nástrojů, jakou jsou právě bicí. Úpravou vybraných postupů při návrhu a výrobě bude možné dosáhnout ještě lepších výsledných vlastností nástroje a ten by se tím mohl zařadit mezi skupinu hudebních nástrojů profesionální úrovně.

ACKNOWLEDGEMENTS

Teoretické podklady pro prezentované výsledky byly získány za finanční podpory z prostředků studentské grantové soutěže v rámci projektu SGS22/038/OHK1/1T/11.

Rád bych poděkoval Ing. Davidu Čítkovi Ph.D. z Kloknerova ústavu ČVUT za všestrannou pomoc při přípravě a výrobě korpusu pro malý buben.

References

- Pearl Drums Spare Parts Catalog (2016)*. (7. Červenec 2019). Načteno z Pearl: <https://pearldrum.com/support/spare-parts-catalog/2016-spare-parts-catalog.pdf>
- Kalný, M., Komanec, J., Kvasnička, V., Kolísko, J., & Tej, P. (2015). *Metodika 2: Metodika pro navrhování prvků z UHPC*. Praha: Kloknerův ústav ČVUT.
- Prchal, J. (2019). *Inovativní materiály pro výrobu bicích nástrojů a jejich srovnání s materiály konvenčními*. Praha: HAMU.
- Prchal, J. (2019). UHPC jako inovativní materiál pro výrobu bicích nástrojů. 26. *Betonářské dny 2019*, 1-6.
- What You Need to Know About...Bearing Edges*. (Prosinec 2014). Načteno z Modern Drummer: <https://www.moderndrummer.com/2014/12/need-know-bearing-edges/>

VIZUÁLNÍ ANALÝZA PROCESU MIGRACE DVOU VRSTEV BETONU BĚHEM HUTNĚNÍ

Tomáš Trtík, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
tomas.trtik@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek popisuje chování čerstvé betonové směsi vystavené účinkům vibrací. Experiment se zaměřil na schopnost jednotlivě ukládaných vrstev betonové směsi migrovat ve vzorku nebo konstrukci ve vertikálním i horizontálním směru. Pro vizuální hodnocení kvality hutnění jsou postupně ukládány vrstvy probarveného betonu o definované výšce. Vzorky byly vystaveny účinkům vibracím. Míra propojení jednotlivých vrstev je vyšetřována pomocí pravidelných řezů napříč vzorky, které umožní pozorovat rozdíly v pohybu a propojení vrstev pro různé konzistence betonové směsi. Sledovaným parametrem byl proces hutnění v závislosti na konzistenci betonu a frekvenci hutnění. Výsledky shrnuté v tomto článku prezentují nové výsledky kontinuálního výzkumu zaměřeného na detailnější popis chování čerstvé betonové směsi při vibrování, jelikož tento jev je v současně platných normách řešen relativně okrajově.

KLÍČOVÁ SLOVA

Konzistence • Frekvence • Hutnění • Beton

ABSTRACT

The article describes the behavior of a fresh concrete mixture exposed to the effects of vibration. The experiment focused on the ability of individually deposited layers of concrete mix are able to migrate in the vertical and horizontal direction in the specimen or structure. To evaluate the visual quality of compaction, layers of colored concrete of a defined height are gradually deposited. The specimens were exposed to vibrations of variable frequency. The degree of interconnection between the layers is determined by using regular sections across the specimens to observe the differences in the movement and interconnection of the layers for different consistencies of the concrete mix. The monitored parameter was the compaction process depending on concrete consistency and compaction frequency. The results summarized in this paper present new results of continuous research aimed at a more detailed description of the vibration behaviour of fresh concrete mix, as this phenomenon is relatively marginally addressed in the current standards.

KEYWORDS

Consistency • Frequency • Compaction • Concrete

1. ÚVOD

Obecné informace o zhutňování uvádí norma ČSN EN 13369 ed. 2., například v kapitole 4.2.1.2 Ukládání a hutnění betonu je definováno „Beton se musí ukládat a hutnit tak, aby nedocházelo k vytváření vzduchových dutin mimo plánované množství (např. k dosažení mrazuvzdornosti), předešlo se rozmísení a bylo zajištěno řádné zabudování výztuže“.

Norma ČSN EN 13670 definuje ukládání a zhutňování velmi okrajově. Kapitola 8.4 Ukládání a zhutňování definuje v odstavcích (1) „Zvláštní péče k zajištění správného zhutňování se požaduje ve změnách průřezu, v úzkých místech, u truhlíků pro vytvoření otvorů, v místech zhuštěné výztuže a u pracovních spár“ a (5) „Během ukládání a zhutňování se musí minimalizovat segregace betonu“, příloha F.8.4.1 Ukládání a zhutňování – běžně vibrováný beton uvádí v odstavci (1) „Zhutňování se má provádět vibrováním ponorným nebo příložným vibrátorem, pokud není stanoveno jinak“. Odstavec (3) téže přílohy poté uvádí „Vibrovat se má systematicky ponorným nebo povrchovým vibrátorem po uložení betonu, dokud prakticky neustane vytlačování zadrženého vzduchu. Má se vyhnout nadměrnému vibrování, které by mohlo nakypřit tenké povrchové vrstvy nebo způsobit segregaci betonu“. Důležitou informaci poté přináší odstavec (4), který mimo jiné říká „Vibrování má být systematické a má zahrnovat převibrování do předchozí vrstvy“ a (7) „Pokud se používají pouze povrchové vibrátory a pokud není prokázána zkušebními betonováním přípustnost větší tloušťky, nemá betonovaná vrstva po zhutnění v běžných případech přestoupit 100 mm“.

Podrobnější informace udává norma ČSN EN 12390-2, která v kapitole 4 odstavec 4.1.3 uvádí, že pro zhutňování betonu lze použít vibrační stůl. Informace jsou dále rozvedeny v kapitole 6.2.1 „Beton se musí hutnit ihned po vložení do formy tak, aby se dosáhlo náležitého zhutnění betonu a nedošlo k nadměrné segregaci ani k odlučování vody“. Kapitola 6.2.2.2 Zhutňování na vibračním stole udává „Vibrování se provádí jen po dobu nezbytnou k dosažení náležitého zhutnění betonu.“

* Školitel: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

Výhodnější je, aby forma byla uchycena ke stolu nebo pevně ke stolu přitlačována. Je nutno zabránit převibrování, které by mohlo způsobit ztrátu provzdušnění“.

ČSN EN 12350-1 v kapitole 4.1.8 Prostředky pro hutnění betonu definuje minimální frekvenci vibračního stolu a to 40 Hz (2400 kmitů za minutu).

Detailnější informace uvádí Příručka technologa – beton – suroviny, výroba, vlastnost, která doporučuje používat vibrační stůl jakožto hutnicí prostředek pro betony konzistence S1, S2, V0, V1, V2, C0, C1 a C2. Hutnění pomocí vibračního stolu lze považovat za vertikální spodní vibraci, kde jsou příručkou definované parametry, jako například frekvence v rozmezí 25-250 Hz, zrychlení 2-4 g (měřeno na naplněné formě) a doba vibrace 10-100 s.

2. EXPERIMENT

2.1. Popis experimentu

Experiment hutnění byl realizován na krychelných tělesech s hranou 100 mm. Betonáž probíhala současně pomocí dvou míchacích zařízení. V jednom míchacím zařízení byl vyráběn klasický šedý beton, zatímco v druhém míchacím zařízení byl využit probarvující pigment pro výrobu betonu červeného. Dvě míchací zařízení byla využita pro zajištění stejného stáří a zpracovatelnosti v době ukládání a vibrování. Před započítím výroby zkušebních těles byly provedeny verifikační zkoušky konzistence sednutím kužele používaných receptur (viz. Tab. 1).

Čerstvý beton byl ukládán do ocelových, nikoliv plastových forem, aby byla zajištěna stejná amplituda a frekvence pohybu desky vibračního stolu a ocelové formy. Této skutečnosti bylo dosaženo pomocí elektromagnetu na spodní straně desky vibračního stolu. Po zamíchání betonové směsi byla spodní polovina forem naplněna klasickým šedým betonem a horní polovina forem barevným betonem. Následně byla provedena vibrace o délce 30 sekund. Celý výše uvedený proces byl proveden pro konzistence S1, S3 a S5. Hutnicí frekvence 90 Hz byla určena na základě předchozího výzkumu (Trtík, 2021).

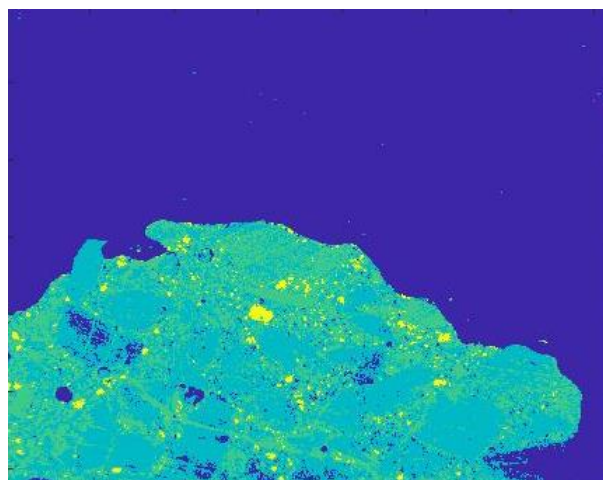
Tabulka 1: Receptury směsí.

	S1S	S3S	S5S
	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
Cement (42,5R)	400	400	400
Voda	150	200	200
Kamenivo frakce 0 - 4 mm	620	620	620
Kamenivo frakce 4 - 8 mm	340	340	340
Kamenivo frakce 8 – 16 mm	840	840	840
Plastifikátor	0	0	4
Barvivo	20	20	20

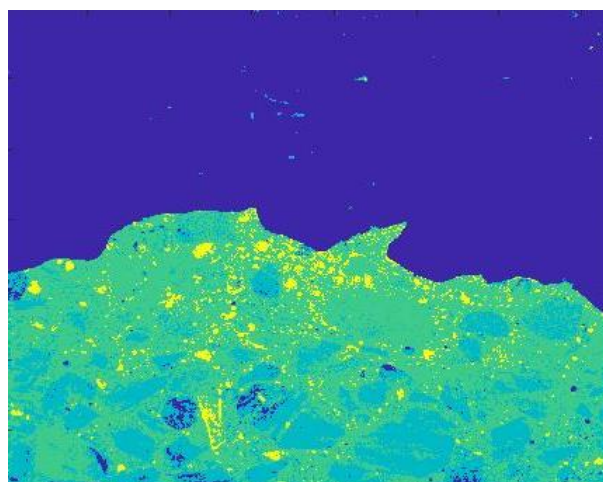
K vyhodnocení vnitřní struktury a promíchání vrstev byly všechny vzorky rozříznuty pomocí diamantového kotouče s tenkým a přesným řezem na 4 plátky stejné velikosti. Řezy tedy byly provedeny ve vzdálenosti 2,5 cm, 5 cm a 7,5 cm od definované výchozí strany zkušební tělesa.

2.2. Analýza obrazu

Pomocí algoritmu vytvořeného v prostředí MatlabR21a byly pořízené snímky vyhodnoceny. Vyhodnocení spočívalo v určení rozhraní jednotlivých vrstev a výpočtu probarvené plochy a následně objemu migrujícího betonu. Následující série obrázků pohledů a řezů (viz Obr. 1-3) prezentuje jeden grafický výstup pro vzorek S1S, serie (viz Obr. 4-6) prezentuje jeden grafický výstup pro vzorek S5S. Vyhodnocení proběhlo pro vzorky S1S, S3S a S5S s tím, že pro každou konzistenci byly vyhodnoceny dva vzorky. Každá vyhodnocovaná plocha byla doplněna příslušnou hloubkou pro výpočet objemu migrujícího betonu tak, aby celkový spočítaný objem odpovídal objemu tělesa.

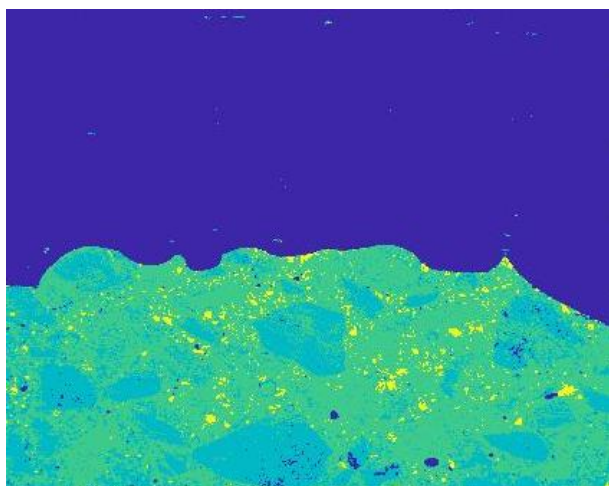


Obrázek 1: (S1S) Řez - 2,5 cm

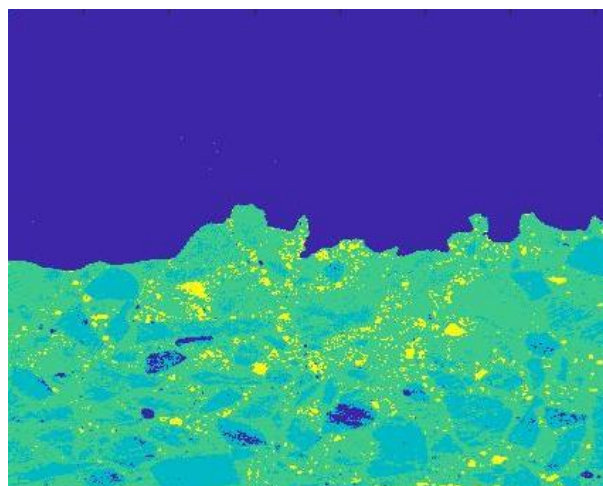


Obrázek 2: (S1S) Řez - 5 cm.

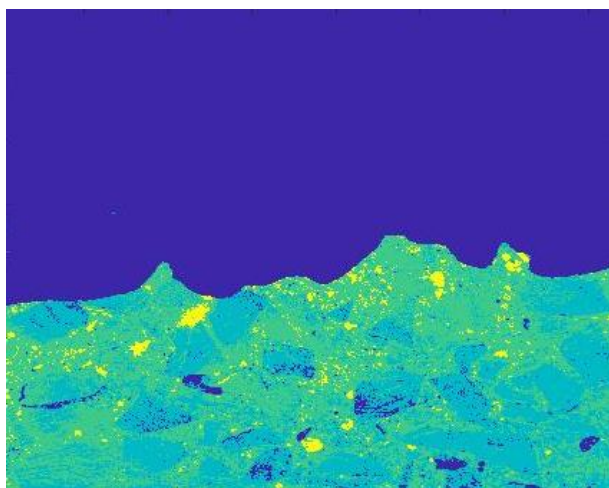
* Školitel: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.



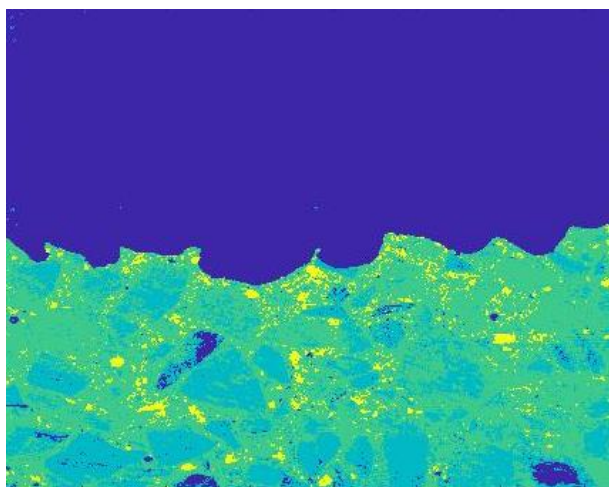
Obrázek 3: (SIS) Řez - 7,5 cm.



Obrázek 6: (S5S) Řez - 7,5 cm.



Obrázek 4: (S5S) Řez – 2,5 cm.



Obrázek 5: (S5S) Řez – 5 cm.

* Školitel: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

Níže uvedená tabulka (Tab. 2) prezentuje vypočítané objemy probarveného betonu, které migrovaly během vibrace.

Tabulka 2: *Objem migrujícího betonu.*

Označení vzorku	Vrstva/řez	Objem [l]	Objem [l]	Migrující objem [l]
S1S-1	2,5	0,155	0,488	0,063
	5	0,151		
	7,5	0,182		
S1S-2	2,5	0,172	0,469	0,044
	5	0,145		
	7,5	0,152		
S3S-1	2,5	0,164	0,510	0,010
	5	0,178		
	7,5	0,168		
S3S-2	2,5	0,165	0,496	0,004
	5	0,165		
	7,5	0,166		
S5S-1	2,5	0,186	0,521	0,021
	5	0,173		
	7,5	0,162		
S5S-2	2,5	0,194	0,528	0,028
	5	0,170		
	7,5	0,165		

3. ZÁVĚR

Z výše uvedeného numerického vyhodnocení v kombinaci s vizuálním vyhodnocením provedených řezů lze usuzovat následující závěry. V případě betonové směsi třídy konzistence S1 docházelo k zjevnému rotačnímu pohybu čerstvé betonové směsi po výšce vzorku. Čerstvý probarvený beton migroval podél stěn formy ke spodnímu povrchu, zatímco šedý beton z dolní poloviny vzorku vykazoval tendenci stoupat střední částí vzorku k hornímu povrchu. V případě směsi třídy S3 nebyla sledována migrace jako u konzistence S1, ale došlo jen k prolnutí jednotlivých vrstev. Tekutá směs konzistence S5 vykazovala obdobnou tendenci jako směs konzistence S3, tedy nebyl znatelný převládající směr pohybu/tečení, ale vzhledem k nižší viskozitě směsi třídy konzistence S5 docházelo k promísení cementového tmele. Při porovnání výsledků s výsledky dříve prováděného experimentu podobného zaměření lze navíc usuzovat, že značný vliv na migraci vrstev má rovněž maximální frakce použitého kameniva. Pro srovnatelné konzistence betonu došlo k umocnění pohybu vrstev u betonových směsí s menší maximální frakcí kameniva 4-8 mm oproti směsi a frakcí 8-16 mm. Třída konzistence plně nevyjadřuje schopnost pohybu směsi jakožto důležitý parametr během vibrace, ale je nutné při volbě ideálního hutnicího prostředku potažmo při volbě hutnicích parametrů zohlednit vliv maximální frakce kameniva. Rotační pohyb čerstvé betonové směsi napříč vzorkem může být při hutnění nežádoucí, jelikož hrozí riziko vstupu nadbytečného vzduchu do čerstvého betonu podél stěn formy a zejména pak v jejich rozích.

ACKNOWLEDGEMENTS

Tento příspěvek vznikl za finanční podpory projektu SGS22/091/OHK1/2T/11 a SGS22/090/OHK1/2T/11.

References

- ČSN EN 13670: Provádění betonových konstrukcí (2010). Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- ČSN EN 13369 ed. 2: Společná ustanovení pro betonové prefabrikáty (2019). Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- ČSN EN 12390-2: Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 2, Výroba a ošetřování zkušebních těles pro zkoušky pevnosti (2020). Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- ČSN EN 12350-1: Zkoušení čerstvého betonu - Část 1, Odběr vzorků a zkušební zařízení (2020). Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- ČSN EN 12350-2: Zkoušení čerstvého betonu - Část 2, Zkouška sednutí, Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- Trtík, T. (2021), Vizualní analýza hutnění dvou vrstev betonu, 10th PhD Workshop of the Department of Concrete and Masonry Structures 2021.

VLIV PROJEKTILU NA ÚROVEŇ POŠKOZENÍ CEMENTOVÉHO KOMPOZITU VÝBUchem

Jakub Zima, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
jakub.zima@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento příspěvek popisuje vliv projektilu při zatížení cementového kompozitu výbuchem. Druhé experimentální měření bylo zaměřeno na porovnání poškození a rychlosti odletujících částic cementového kompozitu při zatížení výbuchem s uvažováním vlivu projektilu. Vyhodnocení výsledků druhého experimentálního měření je zaměřeno na poškození v cementovém kompozitu při obou površích, šíření rázové vlny způsobené výbuchem, rychlosti odletujících částí kompozitu a pozorování zbytkové hmotnosti letícího projektilu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Blízky výbuch • Projektil • Rychlost odletujících částic • Poškození cementového kompozitu

ABSTRACT

This paper describes the influence of projectile on the cement composite of near field blast. Second experimental measurements were focused on the comparison of the damage range and the velocity of the ejected parts from the cement composite by near field blast. The evaluation of the results of second experimental measurements is focused on the damage in the cement composite at both surfaces, the propagation of the shock wave caused by the blast, the speed of the ejected parts of the composite and the observation of the residual weight of the ejected parts.

KEYWORDS

Near field blast • Projectile • Velocity of ejected parts • Damage to the cement composite

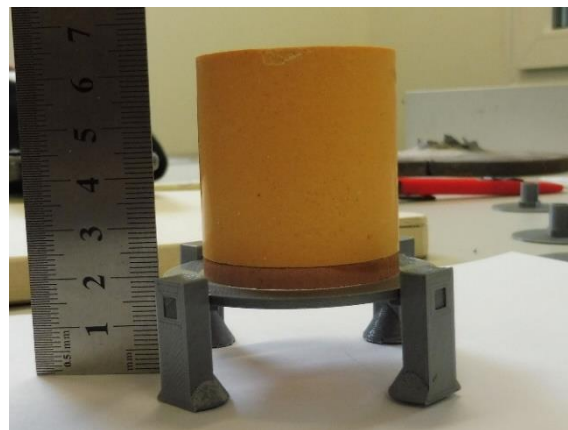
1. EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ

Uspořádání experimentu v redukovaném měřítku byl odvozen z prvního experimentálního měření a za pomoci zákona pro úpravu měřítka účinků výbuchu popsané v publikaci od McVay [1]. Rozměry vzorku byly 300x300 mm o proměnné výšce 60 a 120 mm. Redukované rozměry vzorku zajišťují

úsporu nákladů a času. Současně je se vzorky jednodušší manipulace, vzorek o výšce 120 mm váží 27 kg.

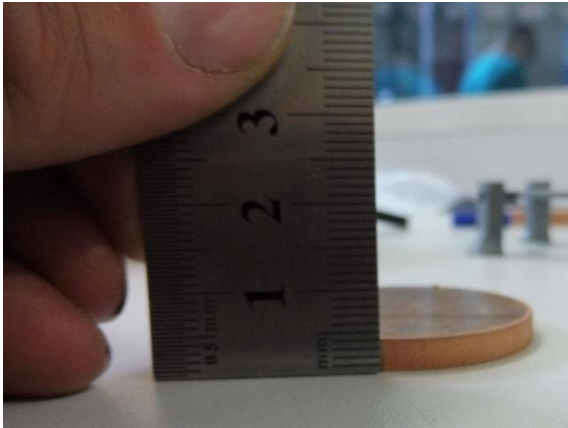
Byl použit beton pevnostní třídy C30/37 dle ČSN EN 1992-1-1. Vzorky byly použity k experimentu vždy po nabití úplné pevnosti, tedy po 28 dnech od betonáže. Ve druhé fázi bylo vybetonováno 12 kusů vzorků výšky 60 a 120 mm. Vzorky v první fázi byly označeny čísly 1 až 9, ve druhé fázi 21 až 32. Vzorky nebyly vyztuženy vlákny ani výztuží, tak aby bylo dosaženo, co největší homogenity materiálu.

Ve druhé fázi experimentu již bylo od hexagonu A-IX-1 upuštěno z důvodu zajištění hmotnostní variability. Pro zajištění přesného tvaru byl semtex ručně lisován do ocelové trubky průměru 40 mm. Hmotnost, tvar a vzdálenost nálože od vzorku je proměnná.



Obrázek 1 : Hexagon, podstavec

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

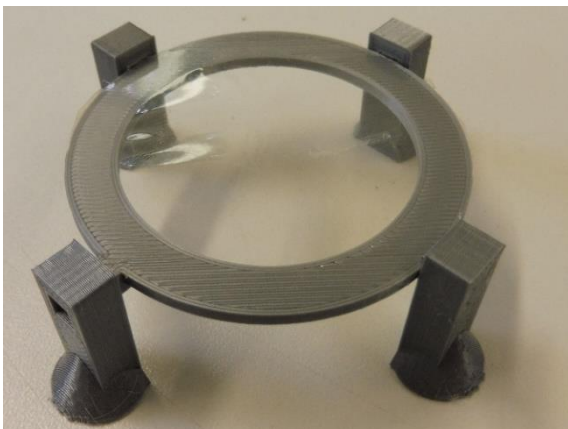


Obrázek 2 : Projektil

Vzdálenost nálože od vzorku byla zajištěna pomocí podstavce vytvořeného na 3D tiskárně. Výška podstavce byla proměnná od 20 mm do 150 mm. Vnitřní průměr prstence podstavce 39 mm zajišťoval stabilitu nálože s minimálním ovlivněním okrajových podmínek.



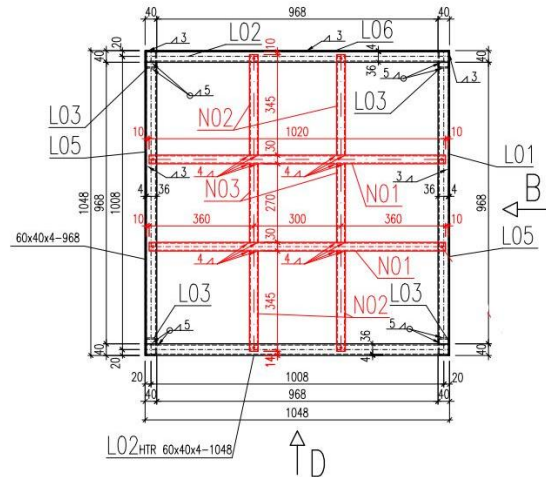
Obrázek 3 : Ručně lisovaný semtex, měděný projektil



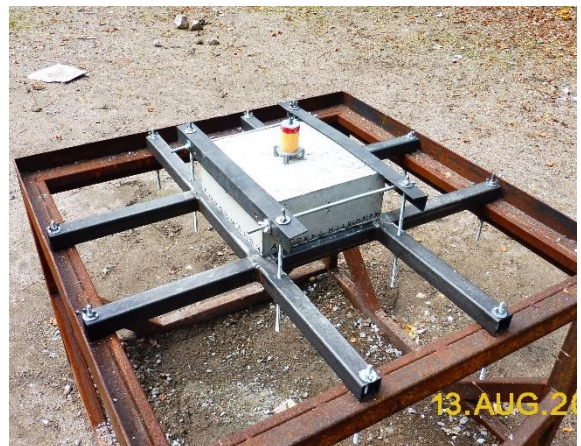
Obrázek 4 : Podstavec

Nálož byla umístěna uprostřed betonového vzorku, který byl položen na ocelové konstrukci tvořené pomocí ocelových uzavřených profilů 40x30 mm. Osová vzdálenost uzavřených profilů 300 mm vytvářela uložení vzorku 15 mm. Betonový vzorek byl pomocí ocelových L profilů a závitových tyčí

přípevněn k uzavřeným profilům, tak aby nedocházelo k jeho odrazu od ocelové konstrukce vlivem rázové vlny. Uzavřené profily byly přípevněny na konstrukci používanou na dřívější experimentální měření. Podrobný popis ocelové konstrukce je uveden v článku autorů Janoty a Foglara [2]. Pod betonovým vzorky byly umístěny kolimátory pro měření rychlosti odletujících částic při spodním povrchu. Uspořádání experimentu je zřejmé z Obr. 5 a 6.



Obrázek 5 : Uspořádání experimentu



Obrázek 6 : Uspořádání experimentu

2. VÝSLEDKY EXPERIMENTÁLNÍHO MĚŘENÍ

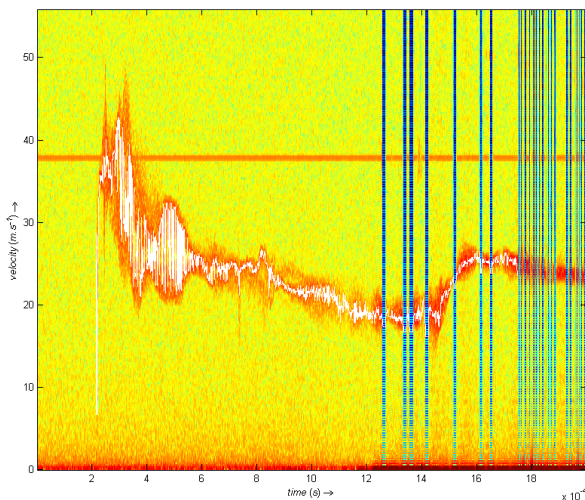
2.1. Popis typického průběhu rychlosti odletujících částic

Záznamy průběhu rychlosti odletujících částic v čase vykazují obdobný průběh vývoje rychlosti odletujících částic. V první fázi dochází k nárůstu rychlosti částic. V okamžiku nárůstu rychlosti naráží rázová vlna, popřípadě měděný projektil na horní povrch vzorku. Sklon křivky popisuje rychlost prostupu vlny vzorkem. Ve většině případů dochází k tomu, že výbušnina bez projektilu prochází vzorkem rychleji, rázová vlna není bržděna projektilem. Po dosažení maximální rychlosti (rázová vlna na spodním povrchu vzorku) dochází ke zpomalení rychlosti odletujících částic vlivem odporu

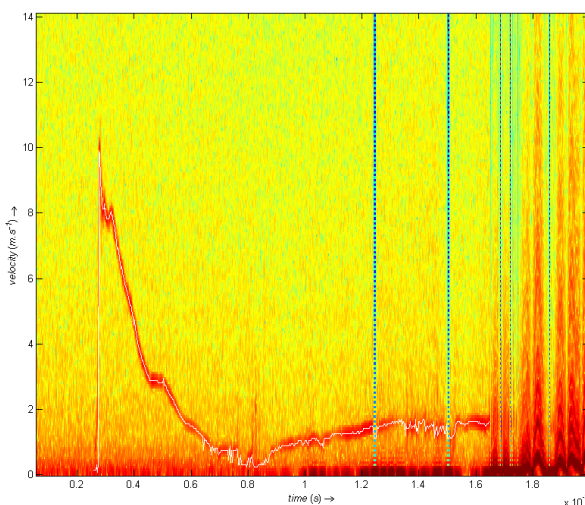
vzduchu. Z měření pomocí metody PDV lze také vyčíst množství částic urychlené rázovou vlnou, popřípadě projektilem. Na Obr. 8, u vzorku 25, u kterého došlo k výtrži při spodním povrchu, lze pozorovat urychlení většího množství částic. Rozptyl křivky vyjadřuje urychlení většího množství částic. Na Obr. 9 u vzorku 31, u kterého došlo pouze k průhybu vzorku a rozvoji trhlin je křivka rychlosti odletujících částic bez rozptylu.



Obrázek 7 : Porovnání rychlosti odletujících částic vzorků 25 a 26



Obrázek 8 : Záznam rychlosti odletujících částic vzorek 25



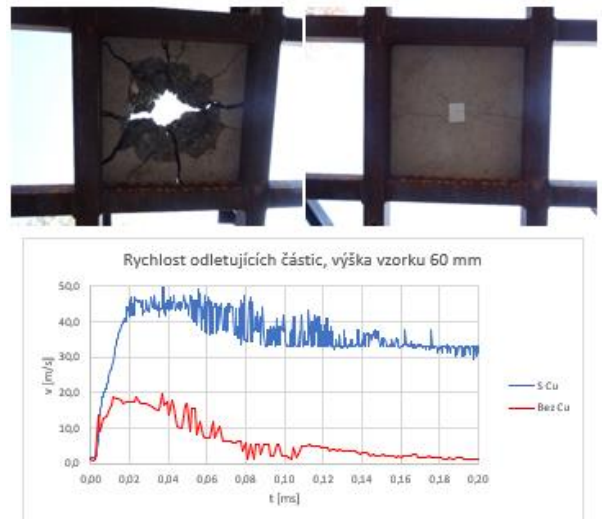
Obrázek 9 : Záznam rychlosti odletujících částic vzorek 31.

2.2. 2. Fáze experimentálního měření

Vzorek	[-]	21	22
Výška	[mm]	60	
Nálož	typ	Semtex 1A	
	hmotnost	30	
	vzdálenost	100	
Projektil	průměr	30	-
	hmotnost	18,5	-
Poškození horního povrchu	[-]	hloubková degradace	povrchová degradace
Poškození spodního povrchu	[-]	výtrž betonu	trhliny
Maximální rychlost odletujících	[m/s]	49,716	19,66
Hmotnost vzorku před výbuchem	[g]	13267	13530
Hmotnost vzorku po výbuchu	[g]	12263	13530

Obrázek 10 : Porovnání vzorků výšky 30 mm

Při porovnání rychlosti nálož s měděným projektilem vykazuje vyšší rychlost cca o 250 %. Rychlost prostupu rázové vlny bez projektilu je vyšší než u rázové vlny s projektilem. Po dosažení maximálních rychlostí dochází k poklesu rychlosti odletujících částic vlivem odporu vzduchu. Poškození vzorku s projektilem je větší než u vzorku bez projektilu. V prvním případě dochází k průrazu a k výtrži betonu, v druhém případě pak pouze k průhybu vzorku, na spodním povrchu dochází k rozvoji trhlin.



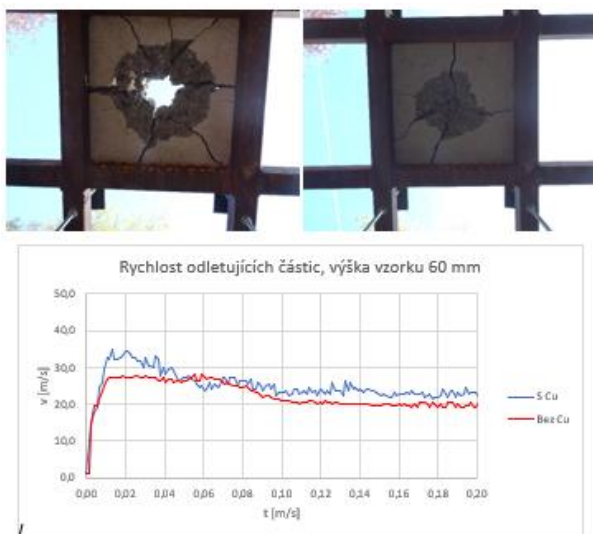
Obrázek 11 : Porovnání poškození vzorků výšky 60 mm, projektil s mědi, projektil bez mědi

Vzorek	[-]	23	24
Výška	[mm]	60	
Nálož	typ	Semtex 1A	
	hmotnost	30	
	vzdálenost	50	
Projektil	průměr	30	-
	hmotnost	18,5	-
Poškození horního povrchu	[-]	průraz	trhliny
Poškození spodního povrchu	[-]	výtrž betonu	výtrž betonu
Maximální rychlost odletujících	[m/s]	34,738	28,234
Hmotnost vzorku před výbuchem	[g]	13586	13563
Hmotnost vzorku po výbuchu	[g]	12681	13170

Obrázek 12 : Porovnání vzorků výšky 60 mm

Při porovnání rychlosti nálož s měděným projektilem vykazuje vyšší rychlost cca o 21 %. Rychlost prostupu rázové vlny bez projektilu je vyšší než u rázové vlny s projektilem. Po

dosažení maximálních rychlostí dochází k poklesu rychlosti odletujících částic vlivem odporu vzduchu. Poškození vzorku s projektilem je větší než u vzorku bez projektilu. V prvním případě dochází k průrazu a k výtrži betonu, v druhém případě pak pouze ke vzniku trhlin a výtrži betonu.

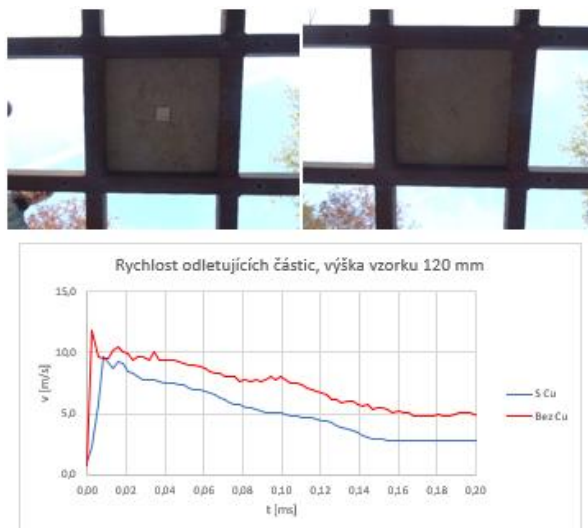


Obrázek 13 : Porovnání poškození vzorků výšky 60 mm, projektil s mědi, projektil bez mědi

Vzorek	[-]	28	29
Výška	[mm]	120	
Nálož	typ	Semtex 1A	
	hmotnost	50	
	vzdálenost	20	
Projektil	průměr	-	30
	hmotnost	-	18,5
Poškození horního povrchu	[-]	povrchová degradace	povrchová degradace
Poškození spodního povrchu	[-]	mikrotrhliny	mikrotrhliny
Maximální rychlost odletujících	[m/s]	11,752	9,6822
Hmotnost vzorku před výbuchem	[g]	26740	26820
Hmotnost vzorku po výbuchu	[g]	26606	26594

Obrázek 14 : Porovnání vzorků výšky 120 mm

Při porovnání rychlostí nálož s měděným projektilem vykazuje nižší rychlost cca o 20 %. Rychlost prostupu rázové vlny bez projektilu je vyšší než u rázové vlny s projektilem. Po dosažení maximálních rychlostí dochází k poklesu rychlosti odletujících částic vlivem odporu vzduchu. V obou případech dochází k povrchové degradaci vzorku a rozvoji mikrotrhlin při spodním povrchu. Nálož s projektilem vykazuje větší úbytek hmotnosti vzorku.



Obrázek 15 : Porovnání poškození vzorků výšky 120 mm, projektil s mědi, projektil bez mědi

Vzorek	[-]	25	26
Výška	[mm]	60	
Nálož	typ	Semtex 1A	
	hmotnost	30	
	vzdálenost	20	
Projektil	průměr	-	30
	hmotnost	-	18,5
Poškození horního povrchu	[-]	průraz	průraz
Poškození spodního povrchu	[-]	výtrž betonu	výtrž betonu
Maximální rychlost odletujících	[m/s]	42,72	44,198
Hmotnost vzorku před výbuchem	[g]	13567	13489
Hmotnost vzorku po výbuchu	[g]	12940	12444

Obrázek 16 : Porovnání vzorků výšky 60 mm

Při porovnání rychlostí nálož s měděným projektilem vykazuje vyšší rychlost cca o 10 %. Rychlost prostupu rázové vlny bez projektilu je vyšší než u rázové vlny s projektilem. Po dosažení maximálních rychlostí dochází k poklesu rychlosti odletujících částic vlivem odporu vzduchu. Poškození vzorku s projektilem je větší než u vzorku bez projektilu. V obou případech dochází k průrazu vzorku a výtrži betonu, s projektilem je však hmotnost výtrže betonu větší.



Obrázek 17 : Porovnání poškození vzorků výšky 60 mm, projektil s mědí, projektil bez mědi



Obrázek 19 : Porovnání poškození vzorků výšky 120 mm, projektil s mědí, projektil bez mědi

Vzorek	[-]	30	31
Výška	[mm]	120	
Nálož	typ	Semtex 1A	
	hmotnost	100	
	vzdálenost	20	
Projektil	průměr	-	30
	hmotnost	-	18,5
Poškození horního povrchu	[-]	povrchová degradace	povrchová degradace
Poškození spodního povrchu	[-]	trhliny	trhliny
Maximální rychlost odletujících částic	[m/s]	14,634	9,9039
Hmotnost vzorku před výbuchem	[g]	26730	26816
Hmotnost vzorku po výbuchu	[g]	26581	26635

Obrázek 18 : Porovnání vzorků výšky 120 mm

Při porovnání rychlostí nálož s měděným projektilem vykazuje nižší rychlost cca o 47 %. Rychlost prostupu rázové vlny bez projektilu je vyšší než u rázové vlny s projektilem. Po dosažení maximálních rychlostí dochází k poklesu rychlosti odletujících částic vlivem odporu vzduchu. V obou případech dochází k povrchové degradaci vzorku a rozvoji mikrotrhlín při spodním povrchu. Nálož bez projektilu vykazuje větší úbytek hmotnosti vzorku.

3. ZÁVĚR

Ve druhé fázi experimentálního měření již výstupy vykazovaly konzistentní výsledky. Rychlost odletujících částic u vzorků tloušťky 60 mm byla shodně vyšší u nálož s projektilem než u nálož bez projektilu. Zároveň poškození vzorků tloušťky 60 mm bylo vyšší u vzorků s projektilem. Nálož bez i s projektilem tvořeny pouze semtexem 1A nedokázali prorazit vzorky tloušťky 120 mm. Při porovnání výsledků dle grafů dle McVay [2] lze pozorovat 3 sady bodů. Body označeny kruhem představují první fázi experimentálního měření. Všechny se nachází pod oběma křivkami grafu, což značí jejich destrukci odpovídající experimentální měření. Sada bodů označených trojúhelníkem představují vzorky z druhé fáze experimentálního měření, tloušťky 60 mm. Vzorek 22 se nachází na rozhraní křivek, dle výsledků experimentu nedochází k průrazu vzorku. U vzorku 21, stejných parametrů nálož (hmotnost, vzdálenost od prvku) je již patrný vliv projektilu. U vzorků 24 a 25 během experimentálního měření dochází k odtržení betonu, popřípadě k průrazu prvku. Poslední sada bodů, čtverce, představují druhou fázi experimentálního měření, konkrétně vzorky tloušťky 120. Zde se grafy dle McVay neshodují s experimentálním měřením. To je pravděpodobně zapříčiněno složením nálož. V první fázi byla 100 gramová nálož složena ze Semtexu 1A a hexagonu A-IX-1. V druhé fázi již byla použita nálož pouze ze semtexu. Samotný Semtex 1A nemá účinnost poškození shodnou s hexagonem A-IX-1.

U vzorků tloušťky 120 mm nebyl prokázán vliv projektilu na jejich poškození, popřípadě rychlost odletujících částic. Ani v jednom případě nedošlo k výraznému porušení prvku. Hodnoty naměřené na spodním povrchu představují pouze průhyb prvku a ocelové konstrukce, na které byl prvek umístěn. U vzorků tloušťky 60 mm je již vliv měděného projektilu patrný. Rychlost odletujících částic je větší u nálož s projektilem, tento vliv je více patrný v případech kdy