



Sborník recenzovaných přednášek

**27. MEZINÁRODNÍHO SYMPOZIA SANACE 2017**

18. - 19. 5. 2017

ISBN 978-80-214-5499-6

18. – 19. 5. 2017

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

ISBN 978-80-214-5499-6

---

## VĚDECKÝ VÝBOR

doc. Ing. Jan Tomek, CSc. – předseda výboru  
Ing. Ondřej Anton, Ph.D.  
doc. Ing. Zdeněk Bažant, CSc.  
prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD.  
doc. Ing. Jiří Dohnálek, CSc.  
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA  
Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.  
prof. Ing. Leonard Hobst, CSc.  
Ing. Aleš Jakubík  
Ing. Zdeněk Jeřábek, CSc., MBA  
doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D.  
JUDr. Vladimír Špička  
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.  
Ing. Vítězslav Vacek, CSc.

18. – 19. 5. 2017

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

ISBN 978-80-214-5499-6

---

## OBSAH

PROKÁZÁNÍ NEDODRŽENÍ PŘEDEPSANÉHO VYZTUŽENÍ ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE – VHODNÉ METODY	
Ondřej Anton, Věra Heřmánková .....	7
K PORUCHÁM OPĚRNÝCH ZDÍ Z GABIONŮ	
Zdeněk Bažant, Jan Koláček.....	17
K PROVÁDĚNÍ NOVÝCH OTVORŮ V NOSNÝCH STĚNÁCH PANELOVÝCH OBJEKTŮ	
Zdeněk Bažant, Jiří Strnad .....	25
STANOVENIE ZVYŠKOVEJ ŽIVOTNOSTI PRIEMYSELNÝCH KOMÍNOV	
Juraj Bilčík, Ivan Hollý .....	33
SANACE ŽELEZOBETONOVÉHO STROPU VE VÝROBNÍM AREÁLU V BŘECLAVI	
Zdeněk Bíza.....	41
SANACE A STATICKÉ ZAJIŠTĚNÍ OPĚRNÉ ZDI V TŘEBÍČI	
Zdeněk Bíza.....	47
METÓDY TVORBY GEODETICKÝCH PODKLADOV NA REKONŠTRUKCIU OBJEKTŮV	
Ján Ježko .....	55
SANACE BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ NEREZOVOU HELIKÁLNÍ VÝZTUŽÍ – MOŽNOSTI POUŽITÍ, TESTOVÁNÍ A DIAGNOSTIKY	
Ondřej Karel, Jiří Kubanek, Iva Rozsypalová, Pavel Schmid .....	65
VERIFIKACE A APLIKACE IN SITU MODERNÍ METODY PRO MĚŘENÍ OSOVÝCH SIL V PRVCÍCH STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ	
Tomáš Klier, Michal Polák.....	71
OPRAVY HISTORICKÝCH OBJEKTŮ Z POZICE STATIKA A Z HLEDISKA PAMÁTKOVÉ PÉČE	
Ladislav Klusáček, Zdeněk Bažant.....	81
SLOŽITÁ REKONSTRUKCE STARŠÍHO BYTOVÉHO DOMU	
Jan Koláček, Zdeněk Bažant.....	91
REKONSTRUKCE OBJEKTU AREÁLU KONZERVATOŘE JANA DEYLA A STŘEDNÍ ŠKOLY PRO ZRAKOVĚ POSTIŽENÉ V PRAZE 1, MALÁ STRANA, LÁZEŇSKÁ UL. ČP. 482/5	
Ivan Kovačik .....	103
VPLYV ČASOVÉHO FAKTORA NA ODOLNOST A POUŽÍVATELNOST POŠKODENÝCH A NÁSLEDNE ZOSILNĚNÝCH BETÓNOVÝCH PRVKŮ ČLENITÉHO PŘIŘEZU	
Martin Křižma, Ľubomír Bolha, Martin Moravčík, Matúš Holúbek.....	115

18. – 19. 5. 2017

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

ISBN 978-80-214-5499-6

---

PROBLÉMY A NÁVRH SANACE STABILITY HŘIŠTĚ, KTERÉ JE PROVOZOVANÉ JAK V LETNÍM, TAK I V ZIMNÍM OBDOBÍ JAKO KLUZIŠTĚ

Antonín Paseka, Zdeněk Bažant ..... 125

KONTROLA BETONU BIOLOGICKÉHO STÍNĚNÍ JADERNÉHO REAKTORU

Jan Patera, Zbyněk Hlaváč, Jindřich Jansa ..... 135

REKONSTRUKCE A PŘESTAVBY MOSTŮ

Květoslav Rušar, Jaromír Rušar ..... 145

STAVEBNĚ-TECHNICKÝ PRŮZKUM KINA SCALA

Pavel Schmid, Iva Rozsypalová, Ondřej Karel, Petr Daněk, Petr Žítt ..... 163

OTÁZKY SANACÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ PARKOVACÍCH A GARÁŽOVÝCH OBJEKTŮ

Vítězslav Vacek, Jiří Kolísko ..... 173

---

## PROKÁZÁNÍ NEDODRŽENÍ PŘEDEPSANÉHO VYZTUŽENÍ ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE – VHODNÉ METODY

### PROVING NON-COMPLIANCE WITH THE PRESCRIBED POSITION OF STEEL REINFORCEMENT IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Ondřej Anton, Věra Heřmánková

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

**Anotace:**

*Navzdory snahám o dodržení jakosti při výstavbě železobetonových konstrukcí, je poměrně běžnou vadou nesprávné vyztužení v rozporu s projektem, které může zapříčinit závažné poruchy konstrukce. Prokázání této vady je následně úkolem pro nedestruktivní zkušební metody. Klíčová je poté volba vhodné metody i zařízení.*

**Annotation:**

*Despite efforts to maintain quality during the construction of reinforced concrete structures, it is relatively common for improper reinforcement to be used contradicting the project, which can lead to serious structural defects. It is then up to non-destructive testing methods to prove these defects. The key is to choose the appropriate method and device for the task.*

**Klíčová slova:**

*Železobetonové konstrukce, poloha vyztuže, NDT metody*

**Keywords:**

*Reinforced concrete structures, position of the reinforcement, NDT methods*

## 1. Úvod do problematiky

Je paradoxem dnešní doby, že při provádění železobetonových konstrukcí, navzdory snahám o maximální dodržení jakosti výroby, neustále dochází ke vzniku vad, jejichž příčinou je odchylka reálného vyztužení jednotlivých prvků konstrukce ve srovnání s projektovou dokumentací.

Ve srovnání s dobami dávno i nedávno minulými se můžeme jen domnívat, kde se nachází převládající příčiny.

Při stavebně technických průzkumech se s tímto jevem setkáváme rovněž. V těch vzácných případech, kdy se dochovala projektová dokumentace například u monolitických železobetonových skeletů z 30. let 20. století, je poměrně běžné například využití výztužných prutů jiných průměrů, než je uvedeno ve výkresech. Příčina (zejména na konci 30. let) tkví patrně v nedostatku konkrétní výztuže na trhu. Nicméně tehdejší stavitelé či stavbyvedoucí byli natolik erudovaní, že operativně přepočítali výztuž tak, aby předepsanou nahradili v daném místě alternativou jiných průměrů, ale ze statického hlediska pak např. celkový průřez výztuží v daném místě byl vyšší na stranu bezpečnou. Takovéto odchylky se pak nemohly stát příčinou pozdějších poruch konstrukcí. Pochopitelně i v minulých dobách se vyskytly případy nepřesného uložení výztuže v rámci daného průřezu, ale jsou spíše výjimečné.

Ve srovnání s tím, v dnešní době se setkáváme s problémem odchylky vyztužení od projektovaného relativně častěji. Příčin je řada, ale ve většině případů jde buď o vysloveně technologickou nekázeň při vázání či ukládání armokošů, špatné čtení výkresů, či vysloveně záměr v případech, kdy v reálu není možné, nebo je obtížné dodržet to, co projektant uvedl ve výkresech. Na výsledku se ve finále podepíše nedostatečná kontrola před vybetonováním příslušného prvku konstrukce.

V případě výskytu následných poruch konstrukce ve formě trhlin či nadměrných průhybů a podobně je pozoruhodná víra řady stavebních firem, že daný problém se skrývá v betonu, kde jej již není možné prokázat.

Prokázání daných vad je poté častým úkolem nedestruktivního zkušebnictví. Ústav stavebního zkušebnictví Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně má s těmito úkoly již několik desítek let zkušeností.

## 2. Výběr vhodných NDT metod pro stanovení polohy výztuže

V současnosti disponuje oblast stavebního zkušebnictví de facto čtyřmi metodami pro stanovení polohy výztuže v železobetonové konstrukci.

- **Sekané sondy** – metoda založená na mechanickém odstranění krycí vrstvy betonu bouracím kladivem. Je to metoda běžně užívaná při stavebně technických průzkumech starších konstrukcí. Pro užití na nových konstrukcích ve výše uvedených případech je zcela nevhodná, neboť ve většině případů je jakékoli poškození povrchu konstrukce nežádoucí.



- **Elektromagnetické indikátory výztuže** – přístroje založené na principu elektromagnetického pole, tvorbě vířivých proudů a magnetických vlastnostech ocelové výztuže. Zásadní nevýhodou je omezení dané principem metody, kdy jsme výrazně limitováni hloubkou uložení výztuže pod povrchem konstrukce, vzdáleností jednotlivých prutů a obecně složitostí vyztužení. Nicméně u jednoduše vyztužených konstrukcí jde o metodu, díky které je možné jednoduše a rychle kontrolovat například dodržení krytí a podobně. Poslední generace přístrojů již poskytuje jistou možnost vizualizace výstupů (např. Proceq Profometer PM-630 nebo Hilti PS-200 Ferrosan) a zpřesnění stanovení odhadu průměru výztužných prutů.
  
- **Georadar** – metoda založená na principu vysílání vysokofrekvenčních elektromagnetických pulzů do materiálu a detekce jejich odrazu na nehomogenitách v prostředí. S příchodem radaru Hilti PS-1000 začala být tato metoda vysoce využitelná i pro výše uvedené problémy, výhodou je hloubkový dosah (až 400 mm), okamžitá vizualizace výsledku a možnost zachycení více vrstev výztuže za sebou. Nevýhodou je naopak nemožnost stanovení průměru a typu výztuže.
  
- **Radiografie** – metoda využívající prozáření konstrukce zářením  $\gamma$  ze zdroje Co60, a následně zeslabení záření při průchodu konstrukcí v závislosti na objemové hmotnosti. Vzhledem k zásadnímu rozdílu objemové hmotnosti betonu a hustoty oceli je pak možné na výstupním médiu (radiografický film, paměťová folie apod.) zobrazit veškerou výztuž, a při prozařování z více ohnisek přesně vyhodnotit jak polohu výztuže, tak její průměry.

### 3. Volba vhodné metody v době nedávno minulé

Z výše uvedených popisů jednotlivých metod je jednoznačně zřejmé, že ideální metodou pro stanovení polohy výztuže je **radiografie**. Ústav stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně v minulých letech řešil řadu případů závažných poruch novostaveb, kde příčinou bylo špatné vyztužení. Pro řešení těchto úkolů byla prakticky výhradně používána radiografie pomocí izotopu Co60. Zásadní výhodou byly 100% výsledky stanovení polohy výztuže, při zachování principu nedestruktivity této metody. Zásadním omezením však byl fakt, že metoda využívá gama zářič vysoké aktivity, což s sebou nese řadu omezení vyplývajících z nutnosti vytyčit a zajistit v místě prozařování přechodné kontrolované pásmo se všemi náležitostmi danými předpisy ve smyslu ochrany zdraví před ionizujícím zářením. V praxi to znamená, že pro aplikaci radiografie na konstrukci je nezbytné v okolí konstrukce zcela zamezit pobyt a pohyb osob na dobu prozařování. Nicméně i tak byla metoda mnohokrát úspěšně využita.

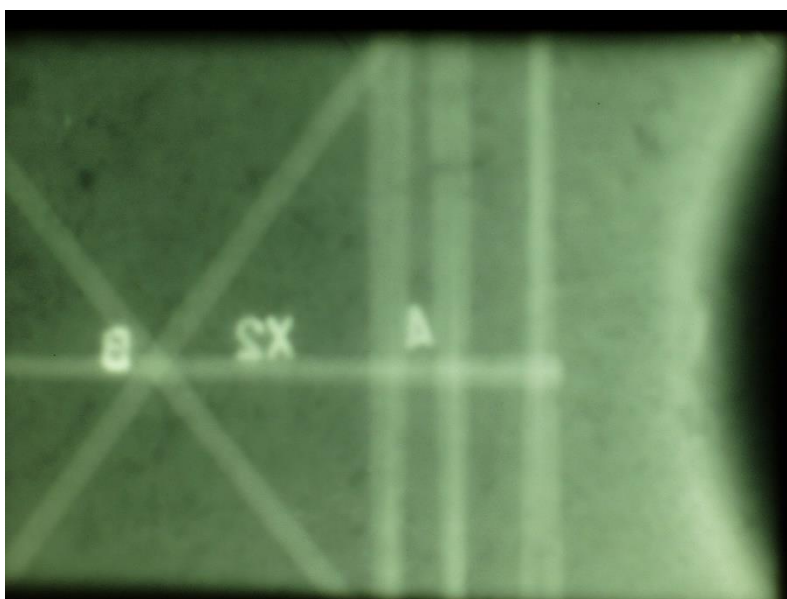
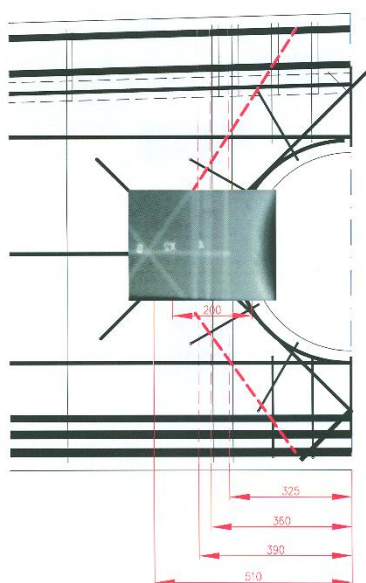
Jak ukázaly zkušenosti, radiografická metoda byla díky vizuální vypovídací schopnosti ideálním prostředkem prokázání špatného vyztužení prvků železobetonových konstrukcí. Jejich výsledky byly při správné aplikaci stoprocentní, a díky vizualizaci velmi dobře dokumentovatelné.

### 3.1. Radiografie - příklad první – Prefabrikované vazníky v obchodním centru

Typickým příkladem stanovení příčiny vzniku poruch je případ vazníků nesoucích střešní konstrukci supermarketu. Zároveň jde o typický příklad technologické nekázně při výrobě prefabrikátů daný opomenutím či záměrným vynecháním části vyztužení, které se obtížně provádělo. Každý vazník byl opatřen třemi otvory pro případné protažení rozvodu vzduchotechniky. U řady vazníků se brzy po uvedení konstrukce do provozu vyskytly poruchy v podobě trhlin na okraji otvorů. Byla provedena radiografie poškozené oblasti, která jednoznačně odhalila absenci kruhové výztuže, která měla lemovat otvor a stejně tak výztuže, která měla tvořit radiální paprsky kolem otvoru (viz. Obrázky 1. a 2.). Radiografie se prováděla v noci, mimo provoz supermarketu, v celé budově byl zamezen pobyt a pohyb osob.



Obrázek 1.: Vazníky střešní konstrukce supermarketu s otvory.



Obrázek 2.: Na levém obrázku část výkresu projektovaného vyztužení vazníku v okolí otvoru s radiogramem v místě pořízeným, napravo detail radiogramu kde je zjevná absence kruhové výztuže s radiálními pruty.

### 3.2. Radiografie - příklad druhý – Záměrné neprovázání sloupů mezi podlažími

Příkladem záměrného vytvoření vady, s důvěrou, že ji nikdo nezjistí, případně neprokáže, je případ stavby multifunkčního centra. Konstrukce byla řešená jako železobetonový skelet, kde na monolitické sloupy jsou nasazeny prefabrikované vazníky. Každý sloup obsahoval 8 prutů hlavní nosné výztuže, z nichž čtyři měly být protaženy otvory v průvlastku a na ně napojen sloup ve vyšším podlaží. Při rozměrování konstrukce došlo k chybě, kdy některé sloupy byly umístěny tak, že jejich výztuž se nacházela mimo otvory v průvlastcích. Stavební dozor investora vznesl podezření na fakt, že prováděcí firma vyřešila záležitost tak, že výztuž sloupů zakrátila, průvlastky usadila natupo bez provázání, a o patro výš vytvořila zdání, že je vše v pořádku tak, že do otvorů v průvlastcích vsadila krátké kusy výztuže, tvořící kamufláž celého problému. Opět vznikla domněnka, že oprávněnost podezření stavebního dozoru nelze prokázat. Byla provedena radiografie horní partie sloupů v 1. PP, která jednoznačně odhalila, že všechny výztuže sloupů jsou ukončeny pod průvlastkem (viz obrázky 3. a 4.)



*Obrázek 3.: Provádění radiografie vrcholové partie sloupů v 1. PP. Dobře patrný kryt se zářičem Co60, žlutá výsuvná hadice pro zářič a radiografický film na bočním líci sloupů.*



*Obrázek 4.: Na radiogramech bylo jasně prokázáno, že všechny pruty výztuže jsou zakráčeny pod úroveň průvltaku.*

#### **4. Volba vhodné metody v současnosti**

Současná doba je charakterizovaná obecným zpřísněním veškerých opatření, sloužících k ochraně zdraví pracovníků i obyvatelstva. Logicky se radikálně zpřísnují i veškeré předpisy, sloužící k ochraně osob před účinky ionizujícího záření, mezi které patří i záření gama. K poslední novele platných předpisů došlo k 1. 1. 2017, kdy vstoupil v platnost nový, tzv. Atomový zákon (Zákon č. 263/2016 Sb. a navazující vyhlášky).

Ač je radiografie pomocí Co60 nezpochybnitelně ideální metodou pro detekci výztuže v železobetonové konstrukci, její provádění v terénu je v současnosti spojeno s takovým množstvím bezpečnostních i administrativních opatření, a v neposlední řadě i značnými finančními náklady (spojenými s ověřováním zařízení, obnovou zářiče po uplynutí 2 poločasů rozpadu atd.), že využívání této metody v diagnostice konstrukcí je dnes z praktického i finančního hlediska prakticky obtížně realizovatelné a udržitelné.

Nabízí se použití alternativních nedestruktivních metod popsanych v části 2 tohoto článku. Naštěstí s rozvojem a modernizací přístrojové techniky je v současnosti náhrada radiografie možná, byť s jistými omezeními, danými možnostmi alternativních metod. Využití elektromagnetických indikátorů je dobře známé a osvědčené, pochopitelně s vědomím omezení této metody. Ve větším množství případů dokáže radiografii ve značném rozsahu nahradit radar, případně radar v kombinaci s magnetickými indikátory poslední generace. Vždy je však třeba mít na paměti omezení, daná fyzikálním principem jednotlivých metod. Stejně tak platí ve vysoké míře, že nejde (zejména v případě radaru) o metody a zařízení, se kterými může pracovat každý bez odborné erudice a zejména bez rozsáhlých zkušeností, které nelze získat jinak než v praxi.

#### 4.1. Georadar - příklad první – Vyztužení železobetonové desky rodinného domu

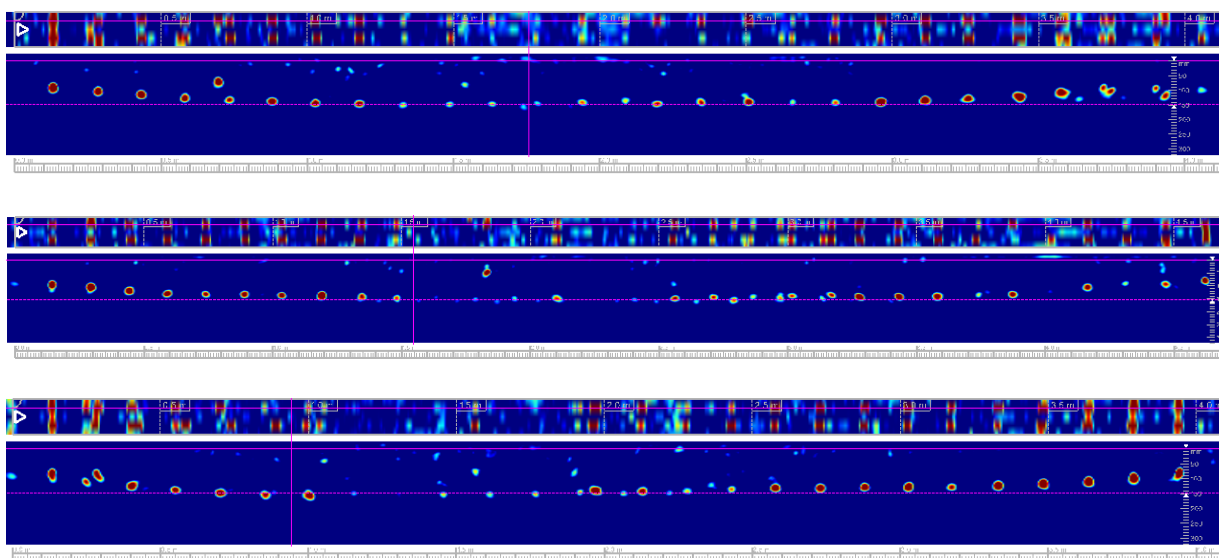
Cílem průzkumu bylo stanovení polohy ocelové výztuže v základové desce rodinného domu. Tloušťka desky byla 150 mm, výztuž je tvořena sítí Kari, a dle projektu má ležet v rovině, v předepsané úrovni, cca 50 mm nad spodním lícem železobetonové základové desky, položená na základové pasy. Majitel objektu vznesl podezření, že sítě nebyly řádně podepřeny, a došlo k jejich prověšení až ke štěrkovému loži pod základovou deskou, což prováděcí firma odmítla.

Vzhledem k tomu, že statik s výztuží počítal v rámci dimenzování konstrukce na průhyb, v případě, že by se prokázalo prověšení desky, trval statik na vytvoření další desky tloušťky 100 mm spřažené se stávající.

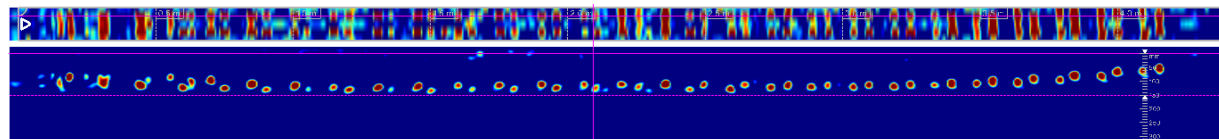
Pro stanovení polohy výztuže byl použit radar Hilti PS 1000, jehož dosah a přesnost měření je v tomto případě zcela dostačující. Naopak elektromagnetický indikátor vhodný nebyl vzhledem k velké hloubce pod povrchem, a častému předpokládanému překrytí sítí. Byla provedena liniová měření, vždy mezi základovými pasy. Měření jednoznačně prokázala prověšení sítí Kari až na štěrkové lože, v některých místech na štěrku ležela většina sítě, s výjimkou krajních partií, které se zvedaly nad základový pas. Radar Hilti PS 1000 se v tomto případě ukázal jako ideální zařízení, mimo jiné i díky okamžité vizualizaci výsledku měření.



*Obrázek 5.: Pohled na budoucí základovou desku po položení sítí Kari. Sít' není podložena, prováděcí firma prohlásila, že podložení bylo následně provedeno.*



*Obrázek 6.: Trojice liniových skenů přístrojem PS 1000, skeny jsou pořízené v jedné linii z horního povrchu železobetonové desky, každý sken začíná a končí nad základovým pasem. Na skenech je v části řezu dobře patrné prověšení sítě Kari, a současně oblast, kde leží výztuž přímo na štěrkovém loži (výztuže jsou zde méně patrné díky tomu, že leží prakticky ve spodním líci desky).*

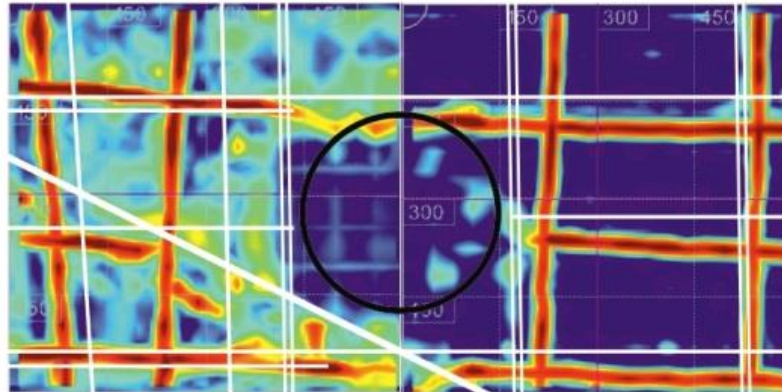


*Obrázek 7.: Příklad další měřené linie, zde je kromě prověšení sítě patrné, že radar nemá problémy se záznamem jednotlivých ocelových prutů i v místě přesahu dvou sítí přes sebe.*

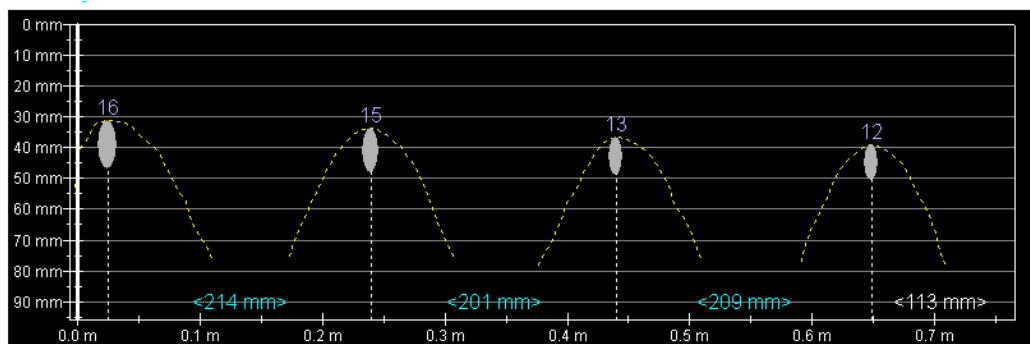
Na základě výsledků měření byla prováděcí firmou uznána chyba, a bylo přikročeno k vytvoření nové spřažené desky nad deskou stávající.

#### **4.2. Georadar - příklad druhý – Vyztužení prefabrikovaných železobetonových vazníků**

Případ je velmi podobný případu prezentovanému v části 3.1. Prefabrikované železobetonové vazníky průmyslové haly zde vykazovaly řadu trhlin a značný průhyb. Průzkum měl ověřit správnost vyztužení, projektová dokumentace byla v plném rozsahu k dispozici. Pro řešení byl opět použit radar Hilti PS 1000 pro rychlou vizualizaci polohy výztuží, a pro ověření průměrů výztuží byl užit elektromagnetický indikátor Profometer PM-630.



Obrázek 8.: Příklad stanovení polohy výztuže ve vazníku v okolí otvoru, získané dvojicí plošných skenů 600 x 600 mm přístrojem PS 1000 z bočního líce vazníku. Projektovaná poloha výztuže je znázorněna bíle, jsou zjevné jisté odchylky reálného vyztužení od projektu



Obrázek 9.: Příklad stanovení průměru a zpřesnění krytí výztuže profometrem PM-630. Krajní dvě výztuže vlevo jsou dle projektu  $\varnothing$  16 mm, dvě výztuže vpravo  $\varnothing$  12 mm. Profometer určil průměry s přesností  $\pm 1$  mm. V řadě případů, díky blízkosti dalších prutů výztuže, není tak přesné určení průměru možné.

Na základě výsledků měření byly konstatovány pouze drobné nepřesnosti ve vyztužení, hlavní příčina poruch konstrukce byla jiná.

## 5. Závěr

Závěrem lze říci, že situace, kdy se bude muset v budoucnu obor diagnostiky konstrukcí pravděpodobně ve většině případů obejít bez radiografie je sice do jisté míry nepříjemná, ale nikoli neřešitelná. Z hlediska bezpečnosti sice pravděpodobně nebude v terénu prováděna radiografie pomocí izotopu Co60, ale v řadě případů je možno radiografii téměř plnohodnotně nahradit kombinací alternativních nedestruktivních metod, které v posledních letech doznaly značného rozvoje. Současně ale pro využití metod jako je georadar a elektromagnetický indikátor platí více než kdykoli dříve fakt (ověřený dlouhodobými zkušenostmi pracoviště), že jde sice o metody se širokými možnostmi, které ale současně

vyžadují značnou erudici obsluhy, a díky nezkušenosti v jejich používání by mohlo snadněji dojít k chybné interpretaci výsledku, či nemožnosti interpretovat naměřené hodnoty. Toto se ve výsledku projevuje u jejich provozovatelů často jistým rozčarováním a zklamáním. Je prostě vždy nebytné správně zvážit možnosti jednotlivých metod, dané jejich fyzikálními principy, a správně je využít. V případě opravdu hustě a komplikovaně vyztužených prvků je při nemožnosti provést sekanou sondu radiografie stále v plném rozsahu nenahraditelná.

Do budoucna bude jistou možností provádění radiografie pomocí technických rentgenů, které nevyžadují bezpečnostní opatření takového rozsahu, jako při použití izotopu, ale zde je díky rozměru a výkonu rentgenu v případě železobetonu radiografie omezena na použití u dobře oboustranně přístupných subtilních konstrukčních prvků.

## Poděkování

Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 "AdMaS UP - Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie" podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I“.

## Literatura

- [1] ANTON, O.; BAŽANT, Z.; CIKRLE, P., PRŮZKUM MONTOVANÉHO OBYTNÉHO DOMU PŘED JEHO REKONSTRUKCÍ, příspěvek na konferenci Sborník recenzovaných příspěvků konference ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ 2016, ISBN 978-80-214-5341-8, Vysoké učení technické v Brně, Brno, 2016
- [2] CIKRLE, P.; ANTON, O., Vývoj nedestruktivních metod pro zkoušení betonu za posledních 25 let, článek v Beton TKS, ISSN 1213-3116, Beton TKS, s.r.o., Praha, 2015
- [3] CIKRLE, P.; ANTON, O.; HEŘMÁNKOVÁ, V., Indikátory výztuže - oživení tradiční metody, příspěvek na konferenci Zkoušení a jakost ve stavebnictví, ISBN 978-80-214-5032-5, VUT Brno, Brno, 2014
- [4] ANTON, O.; CIKRLE, P.; HEŘMÁNKOVÁ, V., Zkušenosti s georadarem při stavebně technických průzkumech, článek v TZB-info, ISSN 1801-4399, TZB-info, Praha, 2014

## Kontakt

Ing. ONDŘEJ ANTON, Ph.D., tel: +420 541 147 823, e-mail: [ondrej.anton@vutbr.cz](mailto:ondrej.anton@vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. VĚRA HEŘMÁNKOVÁ, Ph.D., tel: +420 541 147 817, e-mail: [vera.hermankova@vutbr.cz](mailto:vera.hermankova@vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.



## K PORUCHÁM OPĚRNÝCH ZDÍ Z GABIONŮ

### FAILURES OF RETAINING WALLS MADE OF GABIONS

Zdeněk Bažant, Jan Koláček

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební,  
Ústav betonových a zděných konstrukcí

**Anotace:**

*V současné době se opěrné a okrasné zdi z gabionů používají poměrně často. Je to možné přisoudit jednoduchosti jejich použití, příznivou cenou i jejich atraktivnímu vzhledu. Je ovšem nezbytné každou instalaci podobné stěny posoudit staticky a současně přísně dodržovat pravidla jejich výrobce. Tato základní pravidla jsou všeobecně známá a dostupná. Přitom je možné se setkat s jejich nedodržováním, což následně vede k deformacím stěn a k jejich poruchám. Opravy jsou přitom obtížné, v krajním případě je nutné stěnu rozebrat a postavit znovu.*

**Annotation:**

*Recently the retaining and decorative walls made of the gabions are used frequently. It can be attributed to their ease usage, favourable price and their attractive appearance. It is essential to every installation of similar walls should be statically checked and simultaneously strictly keep the basic rules of the manufacturer. These basic rules are widely known and accessible. However it is possible to meet with their failure, leading to deformation of the walls and their disorders. While repairs are difficult, and in extreme cases it is necessary to dismantle the wall and rebuild them.*

**Klíčová slova:**

*Opěrné stěny, gabiony, poruchy, deformace*

**Keywords:**

*Retaining walls, gabions, failures, deformation*

## 1. Úvod

Opěrné a okrasné zdi z gabionů se používají často. Je to možné přisoudit jednoduchosti jejich použití, příznivou cenou i jejich atraktivnímu vzhledu. Je ovšem nezbytné každou instalaci podobné stěny posoudit staticky a přísně současně dodržovat pravidla jejich výrobce [10]. Tato základní pravidla jsou všeobecně známá a dostupná. Přitom je možné se ovšem setkat s jejich nedodržením, což následně vede k deformacím stěn a k jejich poruchám. Opravy jsou přitom obtížné, v krajním případě je nutné stěnu rozebrat a postavit znovu.

## 2. Návrh a posouzení stěn

Při návrhu gabionových zdí platí všechny náležitosti pro realizaci běžných opěrných zdí [3] až [5] a [9]. Vždy je třeba zvážit, o jakou jde lokalitu, jaké jsou inženýrskogeologické podmínky na pozemku a je-li použití gabionů vůbec vhodné. Je nutné při výpočtech zvolit druh zemního tlaku na rub zdi - rozbor situace na místě samém se obvykle volí jako základní zemní tlak v klidu, nicméně zdi je vhodné posoudit i na aktivní zemní tlak.

Také záস্যy za zdmi by se měly provádět odpovědně - pokud možno z vytěženého materiálu, dostupného na staveništi. Měl by být předepsán způsob hutnění a úprava povrchu terénu před patou a na koruně zdi.

Obvykle se vyplácí posoudit i stavby a konstrukce, ležící poblíž zamýšlené úpravy terénu. Podle místních podmínek mohou v budoucnosti vzniknout problémy s okolními stavbami, jejichž majitelé by případné poruchy mohli přisoudit vlivu budování či existence opěrné zdi [1] a [2].

## 3. Geologické poměry

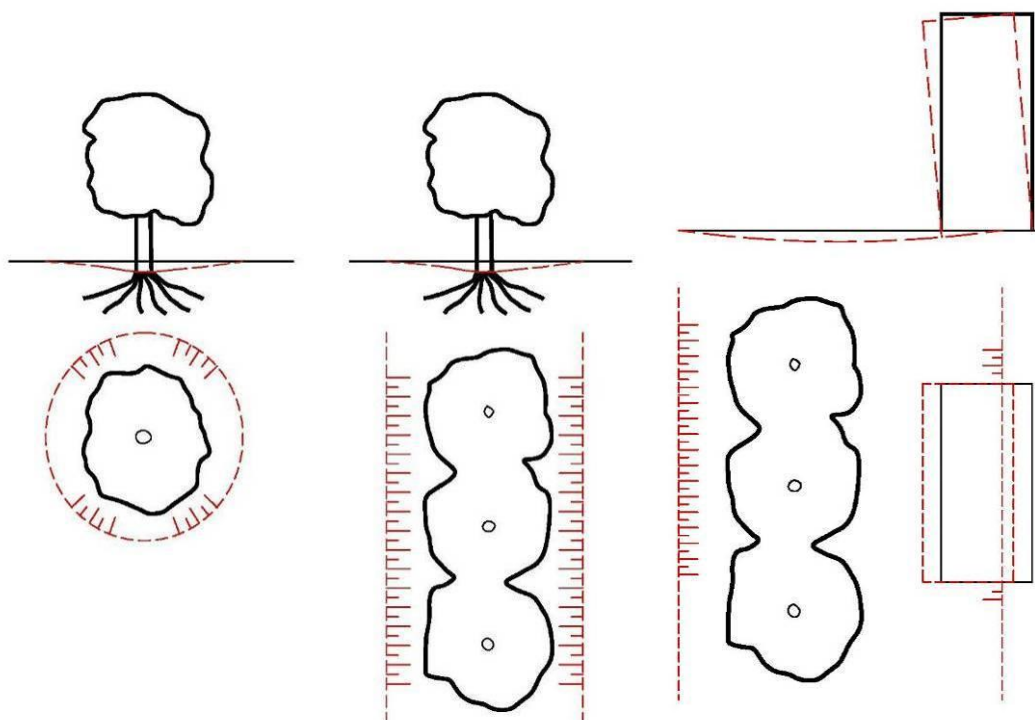
Žádné opěrné stěny nelze stavět bez inženýrskogeologického průzkumu staveniště. Platí to i pro gabionové stěny, zejména pro možnost jejich snadné dosažitelnosti a jednoduchého způsobu stavění (což někdy svádí k podcenění výsledné spolehlivosti konstrukce). Projektant musí mít k dispozici údaje o skladbě a únosnosti podloží a současně je nezbytné ověřením i stability území jako celku – tj. musí být výslovně řečeno, že zajišťovaný svah není ovlivněn sesouváním [6] a [7].

## 4. Stav vegetace v okolí zdí

Je na místě upozornit, že poruchy gabionových zdí mohou do jisté míry ovlivnit přítomnost kořenových systémů blízkých stromů a keřů, které odebráním vody z podloží nepříznivě ovlivňují tuhost stavby – dochází ke smršťování zemin a v důsledku toho k nerovnoměrnému sedání.

Zejména nebezpečný je vliv zbytků listnatých stromů. Vzrostlé listnaté stromy i keře potřebují značné množství vody k regulaci teploty listů ve vegetačním období (od druhé

poloviny dubna do konce října). V tomto období odebírají kořeny stromů z půdy podzemní vodu z plošné oblasti, hloubky a v množství odpovídající druhu stromu, místním podmínkám a dlouhodobým klimatickým poměrům. Transpirace stromů způsobuje podstatně intenzivnější vysychání zeminy, zejména v klimaticky suchých obdobích, v nichž stromy svými kořeny odsávají vodu z větších vzdáleností a hloubek. V důsledku nerovnoměrných změn vlhkostí dochází pak k nerovnoměrnému smršťování podzákladí, které ve vodorovných směrech vyvolává potrhání s charakteristickými svislými plochami trhlin, ve svislém směru pak poklesy myšlených horizontálních rovin. Tyto poklesy jsou největší u stromu a se zvětšující se vzdáleností od stromů se zmenšují, až konečně vymizí (Obrázek 1.).



Obrázek 1.: Poklesové kotliny vzniklé smršťováním podzákladí vlivem transpirace stromů (vlevo ad a, vpravo ad b).

Problémy s vegetací dále nastávají zejména u stavebních pozemků, kde se v podzákladí vyskytují sprašovo-jílovité zeminy. U těchto zemin převážná část zrn je menší než 0,002 mm. Kromě rozměru zrna se zde však výrazně uplatňuje i jejich mineralogické složení. Tím je dána jejich podstatná vlastnost, tj. při stejném zrnitostním složení a stejné vlhkosti se mohou chovat odlišně. Jak je všeobecně známo, sprašovo-jílovité zeminy jsou objemově nestálé a smršťují se.

Z výše uvedeného plyne požadavek, aby listnaté stromy nebyly ponechávány blíž ke stavbám, než je 2,5-násobek jejich budoucí výšky, u jehličnatých stromů je tato vzdálenost asi jednonásobek jejich budoucí výšky. Pochopitelně, toto konstatování je závažné pro vnější vzhled pozemků a staveb na nich stojících, neboť vegetace prostor esteticky výrazně ovlivňuje.

## 5. Příklady problémů se stěnami

### 5.1. Gabionová zeď poblíž frekventované silnice

Mohutná opěrná gabionová stěna byla vybudována podélně a poměrně blízko (cca 8 m) frekventované komunikace (často těžká vozidla) – Obrázek 2. Poblíž opěrné se nachází i výrobní hala, postavená ve vzdálenosti cca 5 m rovnoběžně se stěnou. Mezi zdí a výrobní halou byl situován trávník, ohraničený obrubníky; u haly je to pak pěší komunikace. V tomto zeleném pásu u paty zdi byly uloženy podzemní instalace.



Obrázek 2.: Pohled na opěrnou gabionovou stěnu, za zdí vlevo frekventovaná silnice, vpravo výrobní hala, před zdí zelený pás.



Obrázek 3.: Svah za zdí, povrch kryt fólií.

Stavba byla založena na původně mírném svahu. Zásahy do terénu byly poměrně značné. Srovná-li se původní reliéf terénu s novým uspořádáním povrchu území, je možné říci, že vnější vzhled lokality se zásadně změnil.



Obrázek 4.: Vyboulení zdi, potrhání dráty, použitý kámen a výplň.

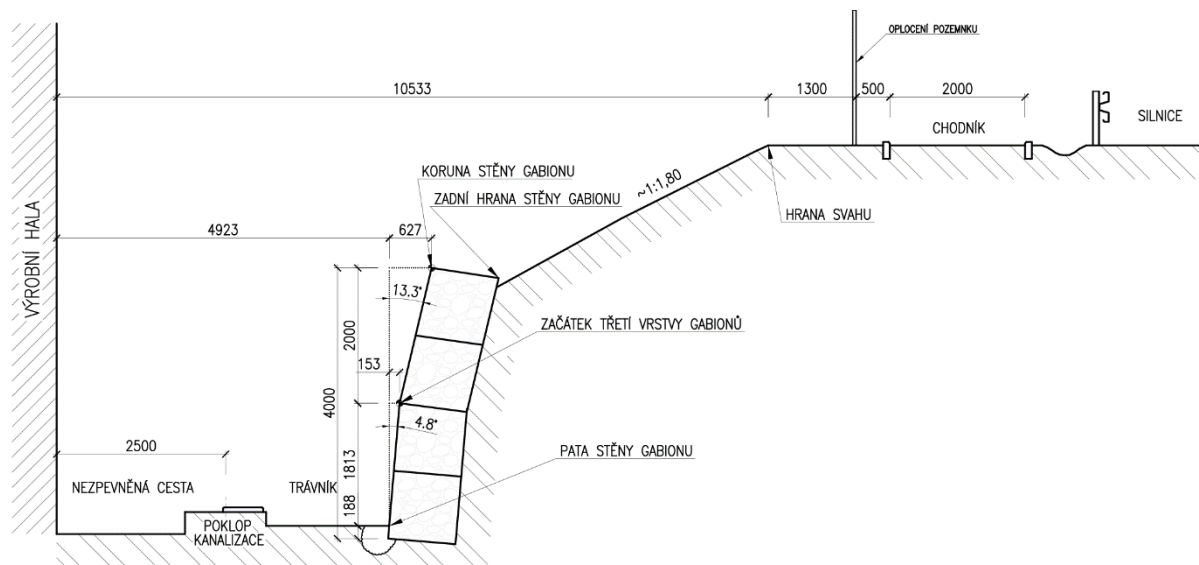


Obrázek 5.: Sonda S1 - gabiony položeny mělce na zeminu bez základu.

Bylo třeba zajistit plošinu pro vybudování haly, a oddělit ji zdi od silnice. V mezeře mezi zdi a silnicí pak upravit svah o sklonu cca 20°, který byl v době posuzování pokryt již dříve odstraněnou vegetací (z níž nad terén vyčnívalo množství pařezů).

Pokrytí svahu bylo navíc zajištěno fólií, takže povrchová voda stékala po delší dobu přímo za rub zdi (viz Obrázek 2.). Již brzy po realizaci zdi (2007) vznikly obavy, zda zeď nebude ohrožena problémy se stabilitou svahu. Tato domněnka se v čase do jisté míry potvrdila, neboť brzy došlo k mírným posuvům a poklesům jednotlivých gabionů. Gabionová stěna se nachází přímo v oblasti poklesové kotliny – Obrázek 1, a může docházet k poklesu a případně k rozevření základové spáry, jak je uvedeno na Obrázek 1a, b.

Rozborem podkladů a po prohlídce na místě bylo zjištěno, že z neznámých důvodů byla stěna navržena nestandardně, neboť jak je možné zjistit z běžně dostupného doporučení [10], měla být konstruktivně a tvarově upravena jinak. Bylo konstatováno, že gabionová stěna je narušena lokální ztrátou stability – vyboulovaním (Obrázek 4.). Bylo nutné ji zdokumentovat, přepočítat a stanovit její stabilitu a doporučit možné způsoby opravy. Nebyly odebrány vzorky materiálů a nebyla provedena kontrola pevnosti stavebních materiálů. Provedena však byla šachtice k základům zdi (Obrázek 5.), kde bylo zjištěno, že zeď nemá prakticky žádný základ – základová spára nalezena v hloubce cca 0,2 m (snad by tam mohlo být štěrkové lože).



Obrázek 6.: Příčný řez gabionovou stěnou.

Inženýrskogeologické a hydrologické poměry byly zjišťovány jen při výstavbě vedle umístěné haly. Zde byly provedeny tři průzkumné vrtky do hloubky 12,0 m. Z provedených vrtů vyplynulo, že základovou půdou opěrné gabionové stěny tvoří sprašová hlína, pevná okrové barvy, eolická (F6/CI). Předkvartérní podklad v oblasti zdi tvoří vápnité jíly od hloubky 4,00 m, označované jako tégly s tenkými polohami jemnozrnných písků.

Vnější půdorysné rozměry opěrné gabionové zdi byly ověřeny z dokumentace a měřením na místě samém. Byla zjištěna délka cca 45,5 m, výška cca 4,0 m, v části zdi pak byla zeď stupňovitě snížena. Nad sebou byly uloženy čtyři gabiony rozměrů 1,0 x 1,0 x 1,0 m (šířka x délka x výška – Obrázek 6.). Gabiony byly vyplněny lomovým kamene různé velikosti.

Stav zdi byl neuspokojivý. Vzdušný lic opěrné stěny se středem (tj. cca 2,0 m nad úrovní terénu) vybočuje, což dokazují měření. Vyrůstajícím tlakem došlo na vzdušném líci cca 0,5 m nad terénem k deformacím obalujících drátů a drcení výplňového kamene (Obrázek 4.). V obou případech (tj. jak pro zemní tlak v klidu, tak i pro aktivní zemní tlak) opěrná gabionová zeď při přepočtu nevyhověla.

## 5.2. Gabionová zeď kolmo na sklon svahu

Lokalita, na níž byla vystavěna gabionová opěrná stěna (Obrázek 7. a Obrázek 8.), se nachází v předměstí Brna. Část parcely byla před výstavbou stěny, a rodinného domu za ní, tvořena velice strmým svahem, jehož tvar byl výsledkem lidské činnosti, což potvrzuje současné geofyzikální měření. Jednalo se o opuštěné hliniště místní cihelny.



*Obrázek 7.: Zeď postavená kolmo na spádnicí, deformace vzdušného líce zdi.*



*Obrázek 8.: Deformace terénu za zdí, vegetace, obrubníků a schodů.*



*Obrázek 9.: Odtrhy v terénu za zdí.*



*Obrázek 10.: Představení nové železobetonové zdi ukotvené zemními kotvami.*

Prostor hlinišť byl později zavezen různorodou navázkou a překryt zeminou - došlo tak k významnému zhodnocení lokality, ale i ke snížení stupně stability původního svahu, tvořeného navázkami. Na podkladě provedených šetření, zejména geofyzikálního proměření sesuvu bylo zřejmé, že do oblasti zdi a domu zasahuje tahová zóna, vázaná na odlučnou oblast sesuvu. V zóně se vyskytují tahová napětí, která způsobují poruchy zdi a základového zdiva domu (Obrázek 9.).

Zjištěná tahová napětí ovlivnily negativně inženýrské sítě (vodovod, kanalizaci) a základy domu i zdi.

## 6. Možnosti úprav

Možnosti úprav gabionových stěn se dají všeobecně rozdělit na úpravy stávajících stěny tak, aby vyhovovaly po statické stránce, nebo je odstranit a vybudovat nové opěrné stěny.

Obě možnosti jsou ovšem závislé na vlastnostech lokality, na které gabionové opěrné zdi stojí – tj. na vlastnictví pozemků, na instalacích uložených v blízkém okolí současných zdí v podloží, na možnostech prostorových (zelený pás vedle zdi, komunikace podél stěny haly, blízká silnice apod.). Tyto problémy je nezbytné vyjasnit předem, tedy před zahájením prací na projektu opravy a na její realizaci.

Lze zvážit následující postupy:

- **Varianta 1** – Celkové odstranění stávající gabionové zdi a její náhrada novou gabionovou zdí. Nově navržená gabionová stěna by měla mít jiný příčný profil než zeď původní, např. dle doporučení [10].
- **Varianta 2** – Celkové odstranění stávající gabionové zdi a její náhrada za tížní gravitační nebo lépe úhlovou opěrnou železobetonovou stěnu.
- **Varianta 3** – Přistavení další gabionové zdi před stávající zeď. Nová zeď by měla být dobře založena do nezámrzné hloubky, například přisypáním zeminy k patě nové stěny. Spojení původní a nové zdi by se provedlo například ocelovými táhly z betonářské výztuže.
- **Varianta 4** – Představení nové železobetonové zdi – obálky – ukotvené zemními kotvami do podloží, jak je ukázáno na Obrázek 10.

Nicméně ať už bude zvolena jakákoliv z variant opravy stěny, je třeba na ni vypracovat podrobný projekt včetně statického výpočtu, a technické zprávy.

## 7. Závěr

Důvodem zpracování tohoto příspěvku je upozornit na možné poruchy a problémy s gabionovými stěnami, které jsou ukázány na dvou praktických příkladech. Dále bylo navrženo několik možností úprav posuzovaných konstrukcí, které se dají rozdělit na úpravy stávajících stěny tak, aby vyhovovaly po statické stránce, nebo je odstranit a vybudovat nové opěrné stěny.

Závěrem autoři považují za důležité opět zopakovat, že při návrhu nebo opravě (ať už bude zvolena jakákoliv z variant oprav) gabionových stěn, je třeba na ni vypracovat podrobný projekt včetně statického výpočtu a technické zprávy.

## Poděkování

Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 „AdMaS UP - Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie" podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I".

## Literatura

- [1] PUME D., ČERMÁK F. A KOL.: Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí. ARCH Praha 1993
- [2] BAŽANT Z., KLUSÁČEK L.: Statika při rekonstrukcích objektů. 6. vydání. CERM Brno 01/2015
- [3] ZÁRUBA, Q., MENCL, V.: Inženýrská geologie. NČAV. Praha, 1974
- [4] ZÁRUBA, Q., MENCL, V.: Sesuvy a zabezpečování svahů. NČAV. Praha, 1987
- [5] MENCL, V.: Konstruktivní úpravy při budování sídlišť na svazích. Sborník „Zakládání na svazích“, Ústí nad Labem, 1986
- [6] PASEKA, A., BAŽANT, Z.: Nezbytnost spolupráce statika a inženýrského geologa při výstavbě na problematickém podloží. „Zakládání staveb“, 11/2004 Brno, ISBN 80-7204-356-0
- [7] BAŽANT, Z., PASEKA, A., HUBATKA, F.: Vliv některých faktorů na stabilitu svahu. [www.tzb-info.cz](http://www.tzb-info.cz), 12. 10. 2015
- [8] KOLEKTIV: Geologická mapa Brna a okolí. 1 : 50 000, ČGÚ Praha, 2000
- [9] MAJDÚCH, D., ARINGER, K.: Oporné múry a podzemné steny. Bratislava, ALFA 1982
- [10] [www.gabiony.cz](http://www.gabiony.cz)

## Kontakt

Doc. Ing. ZDENĚK BAŽANT, CSc., tel: +420 541 147 862, e-mail: [bazant.z@vutbr.cz](mailto:bazant.z@vutbr.cz), Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. JAN KOLÁČEK, Ph.D., tel: +420 541 147 870, e-mail: [kolacek.j@vutbr.cz](mailto:kolacek.j@vutbr.cz), Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.



## K PROVÁDĚNÍ NOVÝCH OTVORŮ V NOSNÝCH STĚNÁCH PANELOVÝCH OBJEKTŮ

### IMPLEMENTATION OF NEW OPENINGS IN THE LOAD BEARING WALLS OF PANEL BUILDINGS

**Zdeněk Bažant, Jiří Strnad**

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební,  
Ústav betonových a zděných konstrukcí

**Anotace:**

*V rámci regenerace panelových domů přichází majitelé/uživatelé objektů často s požadavkem provedení dispozičních úprav stávajících staveb často společně s dalšími rekonstrukcemi, např. obvodového a střešního pláště, instalací apod.*

**Annotation:**

*As part of the regeneration of prefabricated living houses requires owners / users some modifications of existing structures, The article deals with such reconstructions.*

**Klíčová slova:**

*Panelové stavby, změny dispozice, nosné stěny, nové otvory*

**Keywords:**

*Panel structures, change of disposition, load bearing walls, new openings*

## 1. Úvod

Požadavky na změny dispozice jednotlivých bytů v panelových stavbách bývají velmi časté. Jedná se obvykle o náhrady příček bytového jádra, které nebývaly vyrobeny z dostatečně kvalitních materiálů, nebo o zvětšení otvorů, či o provedení dalších otvorů v nosných stěnách [1][2][4][5][6][9].

Je ovšem zvláštní, jak málo zodpovědně se čas od času přistupuje k těmto rekonstrukcím v panelových domech. Základním statickým předpokladem dobře provedené úpravy je totiž kvalitní a rozumný staticko-architektonický dispoziční návrh.

Velice často dochází k podcenění těchto zásad. Někdy se tak děje z neznalosti dané problematiky, často se tak stává i z důvodu ušetření nákladů. Na rozsahu průzkumových prací se přitom nemá šetřit. Tím se ovšem nenabádá k plýtvání finančními prostředky.

Včasný a podrobný průzkum je ovšem nejlepší ochranou investora a projektanta před pozdějšími úpravami a před zvyšováním nákladů.

Vzhledem k tomu, že životnost panelových domů se prokázala – i přes řadu pochybností a možných výjimek – jako dostatečná, lze provádění podobných úprav v budoucnosti nadále očekávat [10].

## 2. Stávající dokumentace panelových domů

Statický průzkum začíná studiem stávající dokumentace. Panelové domy lze obvykle zařadit do některé ze známých typových soustav (G40, G57, T06B, B70 atd.). V literatuře se udává, že v ČR bylo vytvořeno asi 14 typových soustav. Pokud neexistuje dokumentace přímo rekonstruovaného domu, lze se tak alespoň opřít o katalogové projekty, které lze nalézt v archívech.

Podaří-li se najít dokumentaci rekonstruovaného domu, jsou to většinou pouze výkresy stavební, často jen výkresy rozvodů, které ze statického hlediska jsou méně závažné. Najdeme-li (pro statika nejdůležitější) výkresy skladby stropních a stěnových panelů s řádným popisem všech prvků, lze hovořit o velkém štěstí.

Dá-li se daný dům zařadit do známé typové soustavy, je možné následně v typových katalozích najít únosnost jednotlivých panelů. Bohužel od jednotlivých typových soustav existuje řada místních (tvarových, materiálových apod.) variant, jejichž dokumentaci (a zejména únosnosti stěnových a stropních panelů) je často problematické získat.

Vlivem rozpadu kdysi centrálních podniků výrobců prefabrikátů na samostatné menší firmy došlo k likvidaci jejich archívů; získat tak např. výkresy výztuže jednotlivých panelů je velmi obtížné.

Např. u nedávno staticky řešené úpravy panelového domu [1] - ačkoliv dle dostupné a neúplné výkresové dokumentace měl jeho nosný systém znaky typu T06B, označení panelů v existujících výkresech tomu neodpovídalo (u všech panelů bylo jiné než u běžné varianty T06B, používané koncem sedmdesátých let v okolí Brna). Dům byl navíc postaven o dvě podlaží nižší než běžná varianta T06B (4 + 1 podlaží).

### 3. Statický průzkum

Nejsou-li výkresy komplexní, je nutné provádět stavební průzkum in-situ [3][12][15]. Při průzkumu je zejména nezbytné zabývat se srovnáním získané dokumentace se skutečností v objektu, tedy kontrolovat:

- Kvalitu betonu panelů. Vlivem hromadné prefabrikované výroby jednotlivých soustav obvykle pevnosti betonu odpovídaly projektovaným třídám betonu – většinou postačuje pouhé ověření nedestruktivními zkouškami. Pro rozšiřování původních otvorů a provádění otvorů nových je nezbytné se zaměřit především na kvalitu betonu stěnových panelů v rekonstrukci ovlivněných podlažích.
- Tloušťku panelů. Vlivem úspor docházelo u některých soustav v 70-tých letech minulého století k zmenšení tloušťek panelů. Protože od projektu k realizaci uplynulo často několik let, mohla být tloušťka panelů proti dokumentaci změněna.
- Velikost stálého zatížení. Především se musí ověřit hmotnosti podlah a střešního pláště.
- Původní lehká jádra (např. umakartová). Zjistit byla-li rekonstruována a nahrazena jádry novými (např. zděnými) a stanovit tak možné zvýšení přetížení nosných prvků. Existují domy, kde uživatelé/majitelé nemají dostatečný přehled o prováděných rekonstrukcích uvnitř jednotlivých bytových jednotek (bytová jádra, otvory v nosných stěnách apod.), což může provádění rekonstrukce ztížit nebo znemožnit.
- Kvalitu a množství betonářské výztuže. Je důležité ověřit množství výztuže zejména u stěn v nejnižším podlaží a stropu v nejvyšším podlaží. To lze provést např. pomocí profometrů, georadarů apod. I tak je ale, zejména v místech shluků výztuže (otvory pro instalace), nutné výztuž odhalit odsekáním vrstev betonu [3].
- Styky panelů. Je vhodné je dostatečně zdokumentovat a nalézt případné vady ve stycích. To je asi nejsložitější a finančně nejnáročnější úkol. Styky jsou povětšinou těžko přístupné a ověřování se neobejde bez zásahu (bourání) v bytových prostorách stávajících uživatelů/majitelů. Tato skutečnost může výrazně zkomplikovat svolení s rekonstrukcí. Přitom ale únosnost styků je pro rozhodnutí o přestavbě určující.
- Polohy otvorů pro instalace. Vlivem technologické nekázně mohl být např. zaměněn „levý“ panel za „pravý“ a naopak, viz např. v [1]. To sice pro vedení původních instalací nevadilo, nicméně pro vedení nově upravovaných instalací jde o komplikované rozšíření stávajících otvorů. Platí zde i výše uvedený problém zásahu do obývaných prostorů.

Statický průzkum je tedy, jak je patrné z výše uvedeném textu, mimořádně komplikován uživateli/majiteli stávajících bytů. Je pochopitelné, že jakýkoliv zásah do obývaného domu vyvolává celou řadu omezení a nepříjemností jeho obyvatelům. Je ovšem třeba poznamenat, že jejich přirozený odpor vede často k omezování průzkumu stavby a tedy i k latentnímu nebezpečí možné poruchy v důsledku nezjištění vad upravované konstrukce. Obvykle se nelze (a je to pochopitelné) domluvit s nájemníky na odhalení výztuže v panelech, na provrtání panelů, na odběr vzorků betonu apod. Často nejsou přístupné ani všechny byty.

## 4. Inženýrskogeologický průzkum

Pro dispoziční úpravy v panelovém domě není nezbytné provádět inženýrskogeologický průzkum [7][8].

Ten se zajišťuje jen v případech nadstaveb panelových domů. Pokud se nalezne původní průzkum, je možné ho pouze odborně reambulovat.



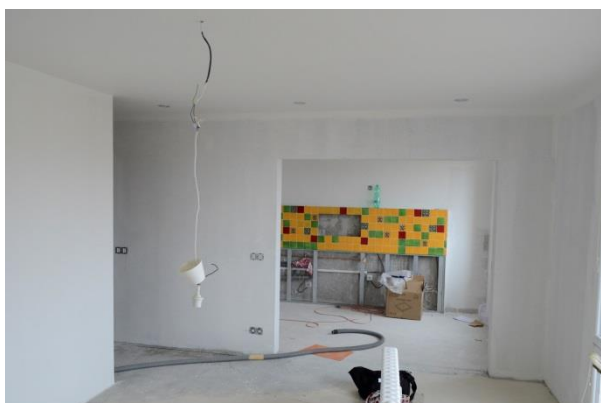
Obrázek 1.: Vyřezání otvoru a podepření stropu



Obrázek 2.: Úprava nového otvoru



Obrázek 3.: Stavební práce na ostění otvoru



Obrázek 4.: Konečný stav nového otvoru

## 5. Architektonicko - dispoziční návrh

Předpokladem dobrého výsledku rekonstrukce je taková dispoziční úprava, která respektuje z hlediska statiky původní nosné konstrukce a umožňuje přenos zatížení shora dolů do základů. Proto by měl statik vždy předem vyslovit pravidla, za kterých je možné konstrukci upravit a měl by na nich a všech okolnostech trvat.

Základní statická doporučení pro nadstavby jsou tato:

- Rekonstrukce by měla být co možná z lehkých materiálů (použití např. pórobetonových tvárnic, sádkartonových příček atd.).
- Stávající základy by měly přenést s mírnou rezervou jakékoliv nové či přerozdělené zatížení. Založení panelových objektů se provádělo obvykle na základových pásech,-

roštích, nebo na základových deskách. V některých případech mohou být tyto konstrukce podepřeny hlubinně na pilotách. Obvykle je možné počítat s konzolidací základové půdy o cca 10 až 15% (vždy ovšem po dohodě s inženýrským geologem). Při rekonstrukcích se zesilování základů finančně nevyplatí, nicméně zesílení základů je možné. Dá se například zajistit před započítím úprav jedno- nebo oboustranným rozšířením základových pásů přibetonováním. Nové základy se spojí se starými pomocí kotevnicích trnů – mikrohřebů [7]. Podrobně je tento způsob popsán v [6].

- Stávající svislé nosné stěny při rekonstrukcích po zesílení povětšinou vyhoví.
- Nové instalované svislé konstrukce musí respektovat nosné konstrukce stávající - tedy nové nosné zdi se musí ukládat centricky na zdi staré. Nelze připustit excentrické umístění nových stěn nad panelovými stěnami v nižších podlažích.
- Stropy se musí na nová zatížení přepočítat – tedy na nové stálé a užité zatížení bytů (obvykle se dá očekávat, že strop vyhoví).
- Pečlivě se musí ověřit tuhost objektu ve vodorovných rovinách. Podrobně je to uvedeno např. v [1]. Pokud by se ukázalo nezbytné další ztužení podlaží ve vodorovných rovinách, lze doporučit šetrné sepnutí předepjatými lany [5].
- Nové instalační otvory by měly být umístěny nad stávajícími otvory.
- Pokud jsou v budově balkony, je třeba počítat s jejich generální rekonstrukcí, nejlépe jako novou konstrukci, nosnou zdola nahoru.
- Zateplení budov navrhnout současně s rekonstrukcí. Přestavěný objekt pak tvoří jeden vzhledný celek. Zateplení má také velmi příznivý vliv na omezení teplotního namáhání styků panelových domů [1].
- Dle výsledků inženýrskogeologického průzkumu provést případné úpravy terénu a okapních chodníků tak, aby nedocházelo k zatékání vody pod základy.

## 6. Ke změnám bytových jader

Úpravy příček bytového jádra obvykle nečinilo problémy, zejména pokud se zvolil vhodný materiál nových konstrukcí (tj. rozumí se jak po stránce užité, tak i co se týká hmotnosti). Optimální pak bylo, pokud se změna zajišťovala v celém objektu.



Obrázek 5.: Příprava a bourání nového otvoru



Obrázek 6.: Otvor byl proto projektu poněkud zvětšen

Obecně konstatováno, bylo vždy nutné posoudit stropní panely v místech změny zatěžování. Při bourání na stavbě bylo vždy nezbytné postupovat adaptačním způsobem, zejména bylo třeba se vyvarovat lokálního hromadění vybouraného materiálu a ukládání nových prvků v jednom místě.



Obrázek 7.: Úprava interiéru (s další neočekávanou úpravou majitele bytu – šipka)



Obrázek 8.: Výsledná stav z Obr. 7

## 7. Zvětšování otvorů a provádění otvorů nových

U změn dispozice je ovšem odstranění části nosné stěny mnohem složitější [13][14]. Pro zesílení stěn se často používají ocelové svařence. Vždy je nutné se nejprve přesvědčit:

- Zda a jak již dříve byly upravovány byty nad a pod bytem s předpokládaným zvětšeným či novým otvorem;
- zda úprava nenaruší – a to ani krátkodobě – celkovou stabilitu objektu. Pokud ano, pak je nutné objekt staticky přepočítat a při realizaci postupovat se zvýšenou opatrností;
- nakolik je možné zatížení shora krátkodobě spolehlivě přenést do nižších podlaží. To ovšem znamená zajistit stavbu v místě budoucího otvoru vhodným podepřením výše ležící konstrukce;
- zda otvor nebude větší než cca 2.0 m, což je zhruba největší (optimální) šíře vybourání. Zbýlý pilíř stěny by pak neměl být menší, než 0,5 m;
- že otvor není bourán, ale citlivě vyřezáván. Zamezit se musí hromadění vybouraného materiálu na stropěch – suť musí být kontinuálně odstraňována mimo objekt;
- že nové ocelové olemování otvoru dostatečně nahradí odebranou část stěny, tj. nový překlad nad otvorem a stojky musí být dostatečně dimenzovány na přenos veškerého zatížení shora;
- že nový ocelový práh v úrovni podlahy rekonstruovaného podlaží spolehlivě přenesení zatížení shora do dolního podlaží;
- zda spojení nových ocelových prvků je dostatečně tuhé (svařované spoje) a je přikotveno ke stávající konstrukci;
- zda nebyly narušeny rozvody médií.

Samozřejmě je možné provádět i osamělé otvory pro prostupy instalací, nejlépe vrtané kruhového průřezu – je ovšem předem se přesvědčit o poloze výztuže a instalací (neměnilo by se, pokud možno, přerušovat).

## 8. Projekt úpravy

Jakékoliv změny dispozice se mohou provádět pouze se souhlasem majitele domu. Je též třeba veškeré změny projednat s majiteli/uživateli přilehlých bytů.

Všeobecně lze konstatovat, že na zvětšování otvorů či k provádění otvorů nových musí být zpracován statický projekt (technická zpráva, statický výpočet, výkresy). Prováděním by měla být pověřena pouze odborná firma, mající dostatečné zkušenosti s podobnými adaptacemi.

## 9. Závěr

Základním předpokladem úspěšné rekonstrukce je dosáhnout od samého počátku efektivní spolupráce všech zúčastněných odborníků – bez ní nelze postavit kvalitní dílo. Jako vůbec nejdůležitější lze pokládat úzkou součinnost architekta a statika.

## Poděkování

Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 „AdMaS UP - Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“ podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I“.

## Literatura

- [1] ZICH M., BAŽANT Z.: Statické poznámky k nadstavbám panelových domů. Stavební listy č. 2 (Ročník XI), Praha 2/2005, ISSN 1211-4790
- [2] BAŽANT Z., KLUSÁČEK L.: Statika při rekonstrukcích objektů. 6. vydání (upravené). CERM Brno 9/2015, ISBN 978-80-7204-912-7
- [3] BAŽANT Z., ANTON O., CIKRLÉ P.: Průzkum montovaného obytného domu před jeho rekonstrukcí. Sborník z konference „Zkoušení a jakost ve stavebnictví“, Brno, 18. – 20.05.2016, ISBN 978-80-214-5341
- [4] ROJÍK V.: Statické předpoklady pro rekonstrukci panelových budov, Stavební listy 10/2004, Praha, ISSN 1211-4790
- [5] ŠTĚPÁNEK P., BAŽANT Z.: Modernizace a sanace panelových objektů ze statického hlediska. Sborník „Regenerace panelových domů“, Brno 9/1998
- [6] KLUSÁČEK L., BAŽANT Z.: Ztužování panelových objektů předpínáním. Sborník ze VII. mezinárodního symposia SSBK „Sanace 2000“, Brno, 5/2000, ISSN 1211 - 3700

- [7] BAŽANT Z., KLUSÁČEK L., PODROUŽKOVÁ B.: Zkušenosti se zesilováním základů pomocí mikrohrřebů. Sborník z VIII. mezinárodního symposia SSBK „Sanace 2001“, Brno, 5/2001, ISSN 1211 - 3700
- [8] PASEKA A., BAŽANT Z.: Zkušenosti s územím náchylným k sesouvání, Sborník z konference „Zkoušení a jakost ve stavebnictví“, Brno, 18. – 20.05.2016, , ISBN 978-80-214-5341-8
- [9] BAŽANT, Z., MELOUN. V. KLUSÁČEK, L.: Betonové konstrukce IV. Montované konstrukce pozemních staveb. CERM Brno 06/2003
- [10] BAŽANT, Z.: Výbuchy v objektech pozemních staveb. Sborník z XXV. konference „Sanace 2015“, Brno, 13. – 15.05.2015, ISBN 978-80-214-5193-3
- [11] <http://www.sfrb.cz/kalkulacky-a-uzitecne-nastroje/metodika-cvut/>
- [12] PUME, D., ČERMÁK, F.: Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí. Arch Praha, 1993
- [13] BARTÁK, K.: Rekonstrukce v panelovém domě. Svazek I až IV. Grada Publishing, 1997, ISBN 80-7169-423-1
- [14] WITZANY, J., VRBA, J., HONZÍK, V.: Otvory v panelových domech. ČKAIT Praha, 2014, ISBN 978-80-97438-55-8
- [15] VANĚK, T.: Rekonstrukce staveb. SNTL/ALFA, Praha, 1985

## Kontakt

Doc. Ing. ZDENĚK BAŽANT, CSc., tel: 00420 541 147 862, e-mail: bazant.z@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno

Ing. JIŘÍ STRNAD, Ph.D., tel: 00420 541 147 863, e-mail: strnad.j@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno



---

## STANOVENIE ZVYŠKOVEJ ŽIVOTNOSTI PRIEMYSELNÝCH KOMÍNOV

## DETERMINATION OF THE RESIDUAL SERVICE LIFE OF INDUSTRIAL CHIMNEYS

**Juraj Bilčík, Ivan Hollý**

Stavebná fakulta STU Bratislava,  
Katedra betónových konštrukcií a mostov

**Anotácia:**

*Priemyselné komíny sú inžinierske stavby, ktoré okrem statických a dynamických účinkov, priamych a nepriamych zaťažení, sú vystavené aj významným nestacionárnym environmentálnym zaťaženiám. Analýza skutočného stavu sa sústreďuje na hodnotenie zvislých trhlin, priebeh korózie betónu a betonárskej výstuže, ktoré majú rozhodujúci vplyv na odolnosť drieku komína z hľadiska medzných stavov únosnosti, použiteľnosti i trvanlivosti.*

**Annotation:**

*Industrial chimneys are civil engineering works, which in addition to static and dynamic effects, direct and indirect loads, are also exposed to significant non-stationary environmental loads. Analysis of the actual state focuses on the evaluation of vertical cracks, corrosion of concrete and reinforcement, which have a decisive influence on the resistance of the chimney's shaft with regard to the ultimate and serviceability limit states, as well as their durability.*

**Klíčové slová:**

*Priemyselné komíny, environmentálne zaťaženie, zvislé trhliny, korózia betónu a výstuže*

**Keywords:**

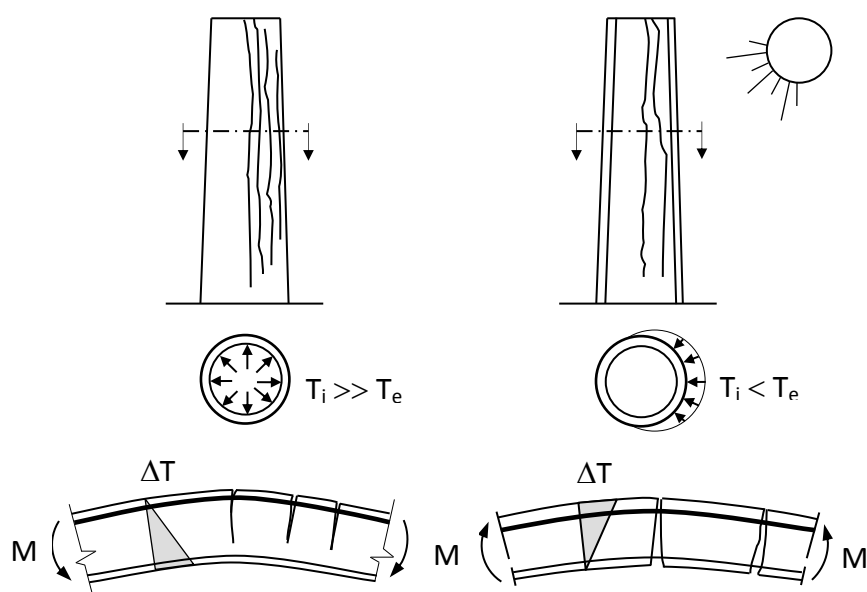
*Industrial chimneys, environmental loads, vertical cracks, corrosion of concrete and reinforcement*

## 1. ÚVOD

Spoločným znakom valcovitých konštrukcií ako sú nádrže, silá, komíny a chladiace veže je veľký pomer medzi plochou vystavenou obklopujúcemu prostrediu a prierezovými rozmermi. Vzhľadom na charakter a využívanie týchto konštrukcií je ich spoľahlivosť, tzn. bezpečnosť, použiteľnosť a trvanlivosť, najviac ohrozená objemovými zmenami od teplotných účinkov, koróziou betónu a výstuže. V prípade drieku komínov sa navyše často vyskytuje poddimenzovanie vodorovnej výstuže drieku. Uvedené účinky sú často príčinou vzniku a rozvoja zvislých trhlín, ktoré môžu spôsobiť čiastočnú alebo úplnú stratu schopnosti komína plniť požadované funkcie. Táto strata je vymedzená podmienkami, za ktorých sa dosiahne niektorý z medzných stavov. Na základe stavebno-technických posudkov viacerých priemyselných komínov 30 až 40 rokov po ich výstavbe sa uvádzajú skúsenosti zo stanovenie ich zvyškovej životnosti.

## 2. ZVISLÉ TRHLINY V DRIEKU KOMÍNA

Komíny sú zaťažené predovšetkým vlastnou tiažou, vetrom, seizmicitou a účinkami objemových zmien. Na rozdiel od chladiacich veží je v betónovom drieku komína väčší teplotný spád. Táto skutočnosť je dôsledok vysokej teploty odvádzaných spalín (do 300 °C). Betónový driek je síce z vnútornej strany chránený protidifúznym systémom a tepelnou izoláciou puzdra, ktoré je však po niekoľkých desiatkach rokov prevádzky komína väčšinou nefunkčné. Na železobetónových komínoch sa preto často pozoruje vznik a rozvoj zvislých deliacich trhlín, často aj s výtokom kondenzátu.



Obrázok 1.: Vznik zvislých trhlín v drieku komína od teplotného spádu

Príčinou vzniku týchto trhlín je vodorovne pôsobiace ohybovo-ťahové namáhanie betónového drieru komína v dôsledku rozdielu teplôt na vonkajšom a vnútornom povrchu. V zimnom období, keď spád teplôt pri prevádzke komína môžeme zapísať v tvare  $T_i \gg T_e$  (obr. 1a), vznikajú zvislé trhliny na vonkajšom povrchu. Ak je komín mimo prevádzky, dochádza za slnečného počasia k obrátenému spádu teplôt ( $T_i < T_e$ ), ktorý vyvoláva ťahové napätia na vnútornej strane drieru, ktorá často vôbec nie je vystužená, čo vedie k vzniku menšieho množstva širokých deliacich trhlín (obr. 1b).

Vzniku týchto trhlín sa dá ťažko vyhnúť. Ak ich šírka a napätie vo výstuži neprekročia určité limitné hodnoty, väčšinou nie je ohrozená bezpečnosť a používateľnosť komína. V každom prípade majú však nepriaznivý vplyv na jeho trvanlivosť. Železobetónový drier komína je v zmysle STN EN 206/NA vystavený stupňom prostredia:

- na vonkajšom povrchu drieru komína: XC4 a vo výške približne šesť-násobku najmenšieho priemeru komína od koruny aj XA1,
- na vnútornom povrchu drieru komína: XC3 a XA3.

Pre prostredie XC4 odporúča STN EN 1992-1-1 maximálnu šírku trhlín 0,3 mm. STN EN 13084-2 pripúšťa maximálnu šírku trhlín podľa tab. 1.

Tabuľka 1.: Maximálna šírka trhlín  $w_k$  (STN EN 13084-2)

Stupeň prostredia	max. $w_k$ (mm)
XA2, <b>XA3</b> , XD3, XS1	0,2
všetky ostatné stupne	0,3

Šírku trhlín a veľkosť napätia výstuže v trhlíne možno usmerniť druhom, množstvom, priemerom a tvarom povrchu vodorovnej prstencovej výstuže. Navyše sú ovplyvnené aj pevnosťou betónu, hrúbkou steny a krycej vrstvy. V tab. 2 je uvedený prehľad o vývoji požiadaviek na minimálny stupeň vystuženia vodorovnou prstencovou výstužou v medzinárodných a zahraničných normových predpisoch.

Tabuľka 2.: Min. stupeň vystuženia betónového komína vodorovnou výstužou

Predpis	Rok vydania	min. stupeň vystuženia [%]	
		vnútorný povrch	vonkajší povrch
DIN 1056	1959	spolu 0,15	
ACI 307	1969	spolu 0,20	
DIN 1056	1969	0,1	0,15
ACI 307	2008	0,1	0,1
CICIND	1984	0,1	0,1
DIN 1056	1984	0,2	0,2
EN 13084-2	2007	0,15	0,15
EN 1998-6	2010	spolu 0,25	

Hodnoty v tabuľke dokumentujú postupné pochopenie významu vodorovnej výstuže s rastúcou úrovňou poznania účinkov objemových zmien a sú reakciou na široké zvislé trhliny v starších komínoch: zvýšenie minimálneho stupňa vystuženia vodorovnou výstužou z 0,15 na 0,4 %.

V EN 1998-6 sa uvádzajú normové požiadavky na konštrukčné zásady pre usporiadanie výstuže:

- osová vzdialenosť medzi zvislou výstužou  $\leq 250$  mm
- osová vzdialenosť medzi vodorovnou výstužou  $\leq 200$  mm.

Minimálne krytie výstuže  $c_{\min}$  je 30 mm, pre stupeň XA3 40 mm a  $\Delta c_{\text{dev}} = 10$  mm [STN EN 13084-2].

Vzhľadom na nedostatočné vystuženie drieku komínov vodorovnou výstužou pri vonkajšom povrchu a častú absenciu výstuže pri vnútornom povrchu vznikajú široké zvislé trhliny. Ak je napätie vo vodorovnej výstuži väčšie ako medza klzu použitej ocele dochádza k plastickému pretváraniu výstuže v trhline a s tým spojenému narastaniu šírky trhlín. Ak sa uvaží zároveň prebiehajúca korózia výstuže v trhline, je zrejmé, že s narastajúcou šírkou trhlín dochádza k rozdeleniu prstencového prierezu drieku komína na niekoľko viac-menej samostatne pôsobiacich segmentov. Segmenty oproti uzavretému prstencovému prierezu majú podstatne menšiu ohybovú tuhosť, čo vyvoláva nepriaznivejšie rozdelenie zvislých napätí a nárast priehybu komína od účinkov vodorovného zaťaženia.

### 3. KORÓZIA BETÓNU A VÝSTUŽE

#### 3.1 Korózia betónu

Stupne vplyvu prostredia uvádza STN EN 206/NA [2]. Na základe zloženia komínom odvádzaných spalín možno predpokladať, že na vnútornom povrchu betónu drieku komína sa najčastejšie vyskytuje stupeň prostredia XA3. STN EN 1992-1-1 uvádza v prílohe E indikatívne pevnostné triedy pre trvanlivosť. Pre stupeň prostredia XA3 je indikatívna pevnostná trieda betónu C35/45. Navrhované, ako aj skúškami zisťované pevnostné triedy betónu, väčšinou nevyhovujú požiadavkám na pevnostnú triedu betónu C35/45. Degradácia betónu na vnútornom povrchu drieku komína je významná aj z hľadiska statického, resp. dynamického overenia železobetónového drieku komína. Aj na základe tejto skutočnosti treba zvýrazniť potrebu kvalitatívne vyššej ochrany vnútorných povrchov drieku komínov, než ako ju zabezpečujú existujúce pôvodné vypuzdrenia komínov.

Na ochranu betónu na vonkajšom povrchu drieku a ochodze komínov (stupeň prostredia XA1) a spomalenie postupu karbonatácie betónu treba obnovovať sekundárnu ochranu betónu pružným náterovým systémom s veľkým difúznym odporom voči CO<sub>2</sub> a priepustným pre vodnú paru.

#### 3.2 Pasívne štádium korózie výstuže

Pri úplnej karbonatácií dochádza za normálnych podmienok k poklesu pH pórového roztoku na hodnotu okolo 8,3. Táto hodnota nezabezpečuje alkalickú ochranu výstuže. Za

predpokladu dostatočnej vlhkosti betónu a možnosti difúzie kyslíka sú tak vytvorené podmienky pre koróziu výstuže.

Na odhadnutie dĺžky pasívneho štádia výstuže drieku komína sa stanovuje difúzna konštanta betónu  $D_b$  zo vzťahu:

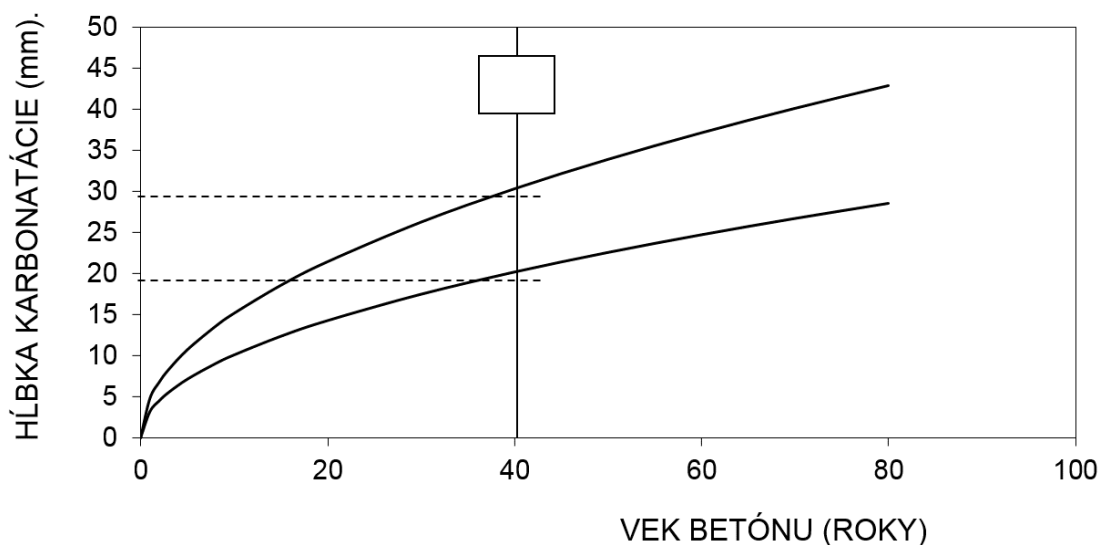
$$D_b = \frac{x^2}{2 \cdot t}$$

kde  $x$  je hĺbka karbonatácie betónu zistená na čerstvej lomovej (reznej) ploche pomocou acidobázického indikátora.

Priebeh postupu karbonatácie betónu vo zvolených časových intervaloch sa vypočíta zo vzťahu

$$x = \sqrt{2 \cdot D_b \cdot t}$$

Grafické znázornenie priebehu a rozptylu karbonatácie betónu drieku komína na základe hĺbky karbonatácie zistenej po 40 ročnej prevádzke komína sú znázornené na obr. 2.



Obrázok 2.: Predpokladaný postup a rozptyl karbonatácie betónu po 40 rokoch

Pre výstuž drieku komína, ktorá sa nachádza v karbonatizovanej oblasti sú splnené všetky podmienky pre koróziu ocele v betóne (vlhkosť, neutralizácia betónu v okolí výstuže a prístup kyslíka k anóde korózneho článku). Na základe obrázku priebehu karbonatácie betónu v čase možno predpokladať, či je výstuž s veľkou pravdepodobnosťou v pasívnom alebo aktívnom štádiu korózie výstuže. Na ochranu výstuže s krycou vrstvou väčšou ako hĺbka karbonatácie stačí urobiť aktívne opatrenia na spomalenie postupu karbonatácie betónu (napr. obnovou náterového systému s veľkým difúznym odporom pre  $\text{CO}_2$ ).

### 3.3 Aktivne štádium korózie výstuže

Aktivne štádium korózie výstuže sa považuje za ukončené ak nastane neakceptovateľná strata prierezovej plochy výstuže alebo ak sa v betónovej krycej vrstve zistia trhliny vyvolané koróziou výstuže. Časový úsek do prejavenia uvedených porúch sa stanoví zo vzťahu [5]

$$t_a = \frac{80}{\emptyset} \frac{d}{v_{corr}}$$

kde  $t_a$  je aktivne štádium (roky)  
 $d$  hrúbka krycej vrstvy (mm)  
 $\emptyset$  priemer výstuže (mm)  
 $v_{corr}$  korózne úbytky ocele ( $\mu\text{m}/\text{rok}$ )

Ak nie sú známe špecifické dáta betónu a prostredia konštrukcie, rýchlosť korózie výstuže sa môže stanoviť z tab. 3.

Tabuľka 3.: Rýchlosť korózie podľa stupňov prostredia

Stupeň prostredia			$v_{corr}$ ( $\mu\text{m}/\text{rok}$ )	
Vnútrozemské	Vysoká vlhkosť	IIa	3	
	Priemerná vlhkosť	IIb	2	
Morské	Vzdušné	IIIa	20	
	Pod hladinou	IIIb	4	
	Prílivové	IIIc	50	
Prostredie s chloridmi mimo morského			IV	20

Železobetónový driek komína je v zmysle STN EN 206/NA vystavený stupňom prostredia:

- XC4, v zónach C a B aj XA1 – vonkajší povrch drieku komína
- XC3 a XA3 - vnútorný povrch drieku komína.

Na základe uvedených stupňov agresívnosti prostredia drieku komína sa uvažuje  $v_{corr}$  hodnotou 10  $\mu\text{m}/\text{rok}$ .

Po vypočítaní dĺžky pasívneho a aktívneho štádia korózie výstuže je možné predpovedať zvyškovú životnosť komína.

## 4. ZÁVER

V úvodnej časti príspevku sa stručne analyzujú príčiny vzniku zvislých deliacich trhlín v drieku komína a ich vplyv na jeho ohybovú tuhosť.

Ďalšia časť príspevku je venovaná stanoveniu dĺžky pasívneho a aktívneho štádia korózie výstuže s cieľom zistiť zvyškovú životnosť priemyselných komínov. Dĺžka pasívneho štádia sa stanovila na základe merania hĺbky karbonatácie betónu v aktuálnom čase pomocou vzorca

odvodeného z 1. Fickovho zákona, za predpokladu stacionárneho priebehu difúzie CO<sub>2</sub>. Na zistenie dĺžky aktívneho štádia bol použitý vzorec podľa EHE 08 [5]. Vstupné parametre pre výpočet dĺžky aktívneho štádia sú hrúbka betónovej krycej vrstvy, priemer výstuže a rýchlosť korózie ocelevej výstuže.

## Podakovanie

Príspevok vznikol za podpory výskumného projektu VEGA 1/0583/15 „Analýza spoľahlivostných rizík navrhovania a zhotovovania betónových konštrukcií“ a Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-15-0658.

## Literatúra

- [1] STN EN 1998-6: Navrhovanie konštrukcií na seizimickú odolnosť, Časť 6: Veže, stožiare a komíny, 2010, 40 str.
- [2] STN EN 206/NA: Betón. Špecifikácia, vlastnosti, výroba a zhoda. Národná príloha. 2015, 52 str.
- [3] STN EN 13084-2: Samostatne stojace komíny, Časť 2: Betónové komíny. 2007, 24 str.
- [4] STN EN 1992-1-1: Navrhovanie betónových konštrukcií, Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, 2006, 200 str.
- [5] EHE 08: Code on Structural Concrete. Ministerio de Fomento (Spain), 2010, 556 str.

## Kontakt

Prof. Ing. JURAJ BILČÍK, PhD., tel.: +421 2 59 274 546, e-mail: juraj.bilcik@stuba.sk, Katedra betónových konštrukcií a mostov, SvF STU Bratislava, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, Slovensko

Ing. IVAN HOLLÝ, PhD., tel.: +421 2 59 274 385, e-mail: ivan.holly@stuba.sk, Katedra betónových konštrukcií a mostov, SvF STU Bratislava, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, Slovensko

18. – 19. 5. 2017

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

ISBN 978-80-214-5499-6

---



## SANACE ŽELEZOBETONOVÉHO STROPU VE VÝROBNÍM AREÁLU V BŘECLAVI

## REPAIR REINFORCED CONCRETE CEILING IN THE PRODUCTION AREA IN BRECLAV

**Zdeněk Bíza**

SASTA CZ, a.s.

**Anotace:**

*Pro potřeby rozšíření výrobních prostor firmy v Břeclavi byla provedena sanace stropní konstrukce ve stávajícím objektu haly, aby byl zajištěn bezpečný provoz výroby pod dotčenou konstrukcí. Původní stav nebyl vyhovující, docházelo k odpadávání částí betonové konstrukce z důvodu koroze oceli a malým krycím vrstvám betonu.*

**Annotation:**

*For the purposes of expansion of manufacturing premises of the company in Breclav was repaired ceiling structure in the existing hall building to ensure the safe operation of production under the affected structures. The original condition was inadequate, parts of the concrete structure were dropped due to steel corrosion and small cover layers of concrete.*

**Klíčová slova:**

*Sanace, železobeton, oprava, Břeclav, strop, hala*

**Keywords:**

*Reconstruction, reinforced concrete, repair, Břeclav, ceiling, hall*

## 1. Úvod

Z důvodu potřeby rozšíření výrobního provozu investora byla v roce 2016 provedena sanace stropu v jedné výrobní hale v Břeclavi, kam měla být rozšířena výroba pryžových výrobků. Vlastní prostor objektu nebyl dlouhodobě využíván, konstrukce stropu v uvedené hale vykazovala již v roce 2007, kdy byla provedena prohlídka konstrukce a prvotní analýza stavu s návrhem opravy, vady z důvodu koroze výztuže a následného odpadávání krycích vrstev betonu.

## 2. Popis konstrukce

Stropní konstrukce tvořená monolitickým železobetonem byla v roce 2007 prohlédnuta znaleckým ústavem, který provedl stavebně technický průzkum stropní konstrukce nad prvním nadzemním podlažím v dotčené výrobní hale. Na jeho základě byl vypracován technologický postup navržené opravy, zahrnující komplexní sanaci betonové konstrukce tak, aby využívání prostorů pod dotčenou konstrukcí bylo bezpečné a konstrukce plnila svůj účel.

Stávající konstrukce byla narušena množstvím lokálních poruch, kde vlivem koroze výztužných ocelových prutů docházelo k opadávání krycích vrstev betonu a povrch byl také narušen velkým množstvím původních kotevních otvorů pro zavěšení technologického vybavení haly, např. svítidel, a elektrorozvodů. Další technologie byly již předem demontovány, lze ale předpokládat, že konstrukce byla v minulosti využita pro zavěšení dalšího výrobního vybavení.

Vzhledem k původnímu využití haly k výrobním účelům jsou stropní konstrukce nad prvním nadzemním podlažím umístěny ve výšce cca. 7,0m nad úrovní podlahy, pro přístup ke konstrukci bylo nutno postavit v půdorysu haly pracovní lešení. Protože oprava neprobíhala za provozu, ale hala byla zcela vyklizena, bylo možné postavit prostorové lešení pro bezpečný přístup ke konstrukci. S ohledem na požadavek investora na čistotu při provádění, přestože byla hala vyklizena, se provedlo opatření k minimalizaci prašnosti a to položením záchytné textilie přímo na ploše lešení pod konstrukcí.

Po provedení ohledání aktuálního stavu konstrukce jsme konstatovali, že původně navržený způsob opravy je stále platný a není třeba provádět úpravy v technologickém postupu.

## 3. Sanace železobetonové konstrukce stropu

Po zajištění přístupu ke konstrukci byla provedena celoplošná prohlídka konstrukce a vyznačeny vadná místa na konstrukci, která je třeba hloubkově opravit. Následně byly hloubkově poškozená místa mechanicky osekány, přičemž byla odhalena koroze zasažená výztuž. Zbývající část konstrukce byla důkladně očištěna od původních nátěrů, nevyužívaných závěsů, rozvodů a celoplošně v tenké vrstvě mechanicky lehkým ručním elektrickým nářadím

osekána. Po mechanickém očištění byla konstrukce zbavena prachu a obnažená výztuž byla očištěna od rzi. Na očištěnou výztuž byl aplikován pasivační nátěr na výztuž (materiál PCI Nanocret AP). S ohledem na stávající stav výztuže a nízké krycí vrstvy betonu byl proveden nástřik konstrukce migrujícím inhibitorem koroze (materiál PCI Silconal CP), přímo na očištěnou konstrukci. Protože práce probíhaly v letních měsících a místnosti v hale se nedařilo přirozeným větráním dostatečně ochlazovat, docházelo u stropní konstrukce k hromadění teplého vzduchu a bylo tak nutno konstrukci průběžně vlhčit a ošetřovat.

Na takto připravenou konstrukci byly následně aplikovány sanační vrstvy dle zásad pro sanace betonových konstrukcí. Na vyplnění větších dutin a reprofilaci konstrukce byla použita tixotropní sanační hmota PCI Nanocret R4SM. Celoplošně byla aplikována jemná sanační malta PCI Barrafill 305 v tloušťce 2-5mm. Finální povrchová úprava byla provedena ochranným uzavíracím nátěrem PCI Betonfinish W v odstínu RAL 9010 (bílá, stejnou barevnost mají veškeré konstrukce v hale) aplikovaným ve 2 vrstvách.

Provedením uvedené opravy stropní konstrukce rozšířil investor výrobní prostory o nevyužívané prostory, které opět slouží původnímu účelu.

#### 4. Základní údaje o stavbě

- katastrální území: Břeclav
- generální dodavatel: SASTA CZ, a.s.
- plocha sanace: 1.165 m<sup>2</sup>

Materiálová skladba sanace bet. konstrukcí:

- PCI Nanocret AP
- PCI Silconal CP
- PCI Nanocret R4 SM
- PCI Barrafill 305
- PCI Betonfinish W (RAL 9010)

#### Literatura

- [1] Cenová nabídka a návrh způsobu opravy. SASTA 2007.
- [2] Realizační dokumentace SASTA. 2016.

#### Kontakt

Ing. ZDENĚK BÍZA (technolog), tel: +420 739 297 274, e-mail: biza@sasta.cz, SASTA CZ, a.s.,  
Votroubkova 546/11, 620 00 Brno, www.sasta.cz

## Fotodokumentace



*Obrázek 1.: Konstrukce po mechanickém očištění*



*Obrázek 2.: Konstrukce při provedení hrubé reprofilace*



*Obrázek 3.: Konstrukce po provedení sanace*



*Obrázek 4.: Konstrukce po provedení sanace*



## SANACE A STATICKÉ ZAJIŠTĚNÍ OPĚRNÉ ZDI V TŘEBÍČI

### REPAIR AND STATIC SECURING SUPPORTING WALL IN TREBIC

**Zdeněk Bíza**

SASTA CZ, a.s.

**Anotace:**

*Předmětem stavby opravy opěrné zdi v Třebíči bylo provedení sanace a statického zajištění nevyhovující konstrukce založení stavby. Opravou zdi došlo k prodloužení životnosti původní konstrukce a obnovení bezpečnosti stavby.*

**Annotation:**

*The construction of the repair of the retaining wall in Třebíč was the subject of the reconstruction and the static provision of the unsatisfactory construction of the foundation. The repair of the wall has prolonged the life of the original structure and restoring the safety of the building.*

**Klíčová slova:**

*Oprava, statické zajištění, opěrná zeď, Třebíč, mikropiloty, stříkané betony, torkrety*

**Keywords:**

*Repair, static securing, supporting wall, Třebíč, micropiles, sprayed concrete, torkret*

## 1. Úvod

Předmětem stavby Opěrná zeď Borovina byla rekonstrukce stávající betonové zdi, přilehlého úseku komunikace II/410 a rekonstrukce části dešťové kanalizace. Zeď je ve vlastnictví Kraje Vysočina a nachází se v intravilánu města Třebíč. Celková délka úprav byla cca. 230m. Během realizace stavby byl zjištěn nevyhovující stav založení betonové zdi a bylo rozhodnuto provést statické zajištění vlastní konstrukce před plánovanou sanací betonových konstrukcí opěrné zdi. Stavba probíhala za plné uzavírky silnice v místě zdi.

## 2. Původní stav konstrukce

Důvodem rekonstrukce stávající opěrné zdi byl její nevyhovující stavební stav. Stávající zeď je založena na soustavě 890 ks trubkových mikropilot  $\phi 89/10\text{mm}$ . Na soustavu mikropilot byl původně proveden základový pas z prostého betonu výšky cca. 200mm, na který byla provedena konstrukce zdi složená z betonových prefabrikátů IZE různých rozměrů. Prostor mezi prefabrikáty a mikropilotami byl probetonován a vyplněn zásypovým materiálem. Terén byl před rekonstrukcí téměř po celé délce zdi prakticky odtržen od základové spáry a konstrukce zdi byla vynášena soustavou obnažených mikropilot, kdy došlo k výrazné degradaci i původního základového pasu, vyplavování zeminy pod základovým pasem za stěnou probíhající nefunkční dešťové kanalizace a prorůstání zeleně do základů konstrukce.

Přímo skrz stávající opěrnou zeď prochází vyústění dešťové kanalizace od komunikace, které dále pokračuje horskou vpustí a zaústí se do Máchova jezírka ležícího pod opěrnou stěnou. Součástí stavby byla zároveň rekonstrukce této části dešťové kanalizace a obnovení její funkčnosti.

## 3. Statické zajištění základové spáry zdi

Konstrukce zdi byla rozdělena na 2 úseky dle stupně poškození základového pasu a obnažení mikropilot a způsobu provádění statického zajištění konstrukce.

Úsek výrazně poškozené základové spáry v délce cca. 165m (cca. 3/4 délky zdi) byl narušen vyplavením hmoty z podloží konstrukce zdi a obnažený základový pas byl na mnoha místech zcela degradován, rozpraskán na velké nesoudržné kusy a narušen prorůstající vegetací. Vzhledem na stávající neutěšený stav podloží opěrné zdi, kaverny, degradace betonu a nefunkčnost části mikropilotového založení z důvodu degradace základového pasu, bylo doporučeno a následně provedeno opatření k sanaci základové spáry opěrné zdi.

Z důvodu zajištění stability stěny byly práce realizovány po záběrech dlouhých á 5-6 m, vždy min. ob dva záběry, detailní přehled současně otevřených pracovních úseků byl stanoven vypracovaným harmonogramem provádění. Vedlejší záběr bylo možné provádět až po kompletním dokončení předchozího záběru a jeho vytvrnutí, kdy začal plnit nosnou funkci.



Během provádění prací bylo vzhledem ke stavu konstrukce nutné minimalizovat otřesy a zatížení vozovky, zejména na straně opěrné stěny.

Pro zajištění stability zdi byly postupně v každém záběru provedeny práce, jejichž výsledkem bylo zřízení nové železobetonové převázky obdélníkového průřezu cca. 0,7 x 0,8m, spolupůsobící s původním mikropilotovým založením a pata zdi a základu byla lokálně upravována dle místní situace v daném úseku zdi. Postup zahrnoval provedení terénních úprav mimo vlastní těleso zdi prováděných se zvýšenou opatrností a očištění původní konstrukce zdi a základu od náletů zeleně, pařezů a travin. Vrostlé pařezy dříve odstraněných stromů byly z konstrukce vysekány a odstraněny. Protože původní konstrukce základového pasu vykazovala na mnoha místech výrazné poruchy, byly tyto nesoudržné části konstrukce pod dočasnou ochrannou výdřevou odstraněny, zároveň byla z prostoru pod konstrukcí ručně odstraněna nesoudržná zemina a volné kameny. Obnažené hlavy nosných mikropilot byly nově opatřeny tlakovou roznášecí hlavou a pomocí ocelových klínů nově aktivovány k původní konstrukci. Pro zajištění stability zeminy a zabránění povrchové erozi ve výkopu pod konstrukcí při realizaci se provádělo její povrchové zpevnění pomocí stříkaného betonu s vyztužením.

Původní části konstrukce byly očištěny od zbytků zeminy a obnažené dříky mikropilot v líci zdi byly očištěny od původní, mnohdy již narušené a nesoudržné ochranné cementové zálivky a nefunkčních gumových manžet. Následně byla trubková výztuž mikropiloty očištěna od povrchové koroze a na takto předpřipravený povrch mikropiloty navařeny nové kotevní trny z oceli průměru 20mm, vždy 4 ks na 1 mikropilotu. Povrch mikropiloty byl následně opatřen pasivačním nátěrem na výztuž. Pokud bylo zjištěno nedostatečné vyplnění dříku mikropiloty původní zálivkou, bylo provedeno jeho dodatečné vyplnění aktivovanou cementovou směsí.

Velké kaverny pod stěnou byly vyplněny stříkaným betonem (nutné armování a kotvení bylo voleno dle lokálních podmínek) a na podkladním betonu byla provedena armatura převázky z betonářské oceli a KARI sítě. Betonáž převázky byla prováděna stříkaným betonem. Profil železobetonové převázky byl lokálně přizpůsobován místním podmínkám v daném úseku opěrné zdi. Povrch stříkaného betonu byl v líci zdi upraven stržením. Po provedení nového základového pasu bylo přes předem vložené injektážní jehly a následně provedené injektážní vrty skrz původní konstrukci do oblasti za nově zřízenou převázkou provedeno injektování podloží aktivovanou cementovou směsí pro zajištění důkladného vyplnění zbývajících dutin a kaveren v podloží stěny.

Ve zbývajícím úseku stěny, kde narušení podloží nebylo výrazně degradováno (začátek a konec zdi) byla provedena tlaková injektáž za rub a do podloží zdi směsí z aktivovaného cementu.

Po provedení statického zajištění vlastní konstrukce zdi bylo přistoupeno k sanaci původních prefabrikátů zdi.

#### 4. Sanace povrchu opěrné zdi

Stávající konstrukce z prefabrikátů byla v minulosti opatřena vrstvou cementové omítky, která již na mnoha místech chyběla nebo byla poškozena či vykazovala nesoudržnost s podkladem. Konstrukce byla z tohoto důvodu nejprve mechanicky očištěna pomocí ručního elektrického nářadí od znehodnoceného betonu a původních povrchových úprav a následně byl celý povrch betonové konstrukce tryskán vysokotlakým vodním paprskem o tlaku 1000 barů. Po provedení zhodnocení kvality provedené předúpravy povrchu konstrukce akreditovanou zkušebnou byl proveden sanační zásah dle požadavků projektu a investora.

Obnažená zkorodovaná výztuž byla očištěna a opatřena pasivačním nátěrem. Z důvodu většího poškození konstrukce v oblasti římsy bylo provedeno vyztužení sanované vrstvy ocelovou sítí kotvenou do původní konstrukce na kotvy z betonářské oceli vlepené na chemickou maltu. Celoplošně byly svislé plochy zdi strojně opatřeny hrubou reprofilační maltou z materiálu Knauf TS425 v tl. do 50mm. Ze stejného materiálu byla provedena i oprava římsy, s ohledem na tloušťku nástřiku prováděná ve více vrstvách. Veškeré sanované plochy byly opatřeny jemnou sanační stěrkou Knauf TS310 v tl. 2-5mm. Pro ochranu sanované konstrukce byl jako poslední vrstva sanačního systému aplikován ochranný nátěr Knauf TS750 v odstínu RAL 7035.

Provedením statického zajištění a sanace betonových konstrukcí opěrné zdi bylo dosaženo prodloužení životnosti původní konstrukce zdi bez nutnosti provedení nových konstrukcí a zajištění celkové funkčnosti stavby.

#### 5. Základní údaje o stavbě

- Stavba: Opěrná zeď Borovina
- Katastrální území: Třebíč
- kraj: Kraj Vysočina
- Investor: Krajská správa a údržba silnic Vysočiny
- Projektant: DOSING-Dopravoprojekt Brno group, s.r.o.
- Generální dodavatel: IMOS Brno, a.s.

Rozměry konstrukce:

- délka konstrukce zdi: 219 m
- výška zdi: proměnná 1,35 - 5,23 m

Materiálová skladba sanace bet. konstrukcí:

- Knauf TS 110
- Knauf TS 425
- Knauf TS 310
- Knauf TS 750

## Literatura

- [1] PACHL, R.; MENŠÍK, R.: Projektová dokumentace stavby II/410 Třebíč – Borovina, opěrná zeď v km 0,184 – 0,385. Brno, DOSING-Dopravoprojekt Brno group, s.r.o. 2013.  
[2] Realizační dokumentace SASTA. 2016.

## Kontakt

Ing. ZDENĚK BÍZA (technolog), tel: +420 739 297 274, e-mail: biza@sasta.cz, SASTA CZ, a.s.,  
Votroubkova 546/11, 620 00 Brno, www.sasta.cz

## Fotodokumentace



Obrázek 1.: Původní stav konstrukce, poškozený základ



*Obrázek 2.: Původní stav konstrukce, poškozený základ, obnažené mikropiloty*



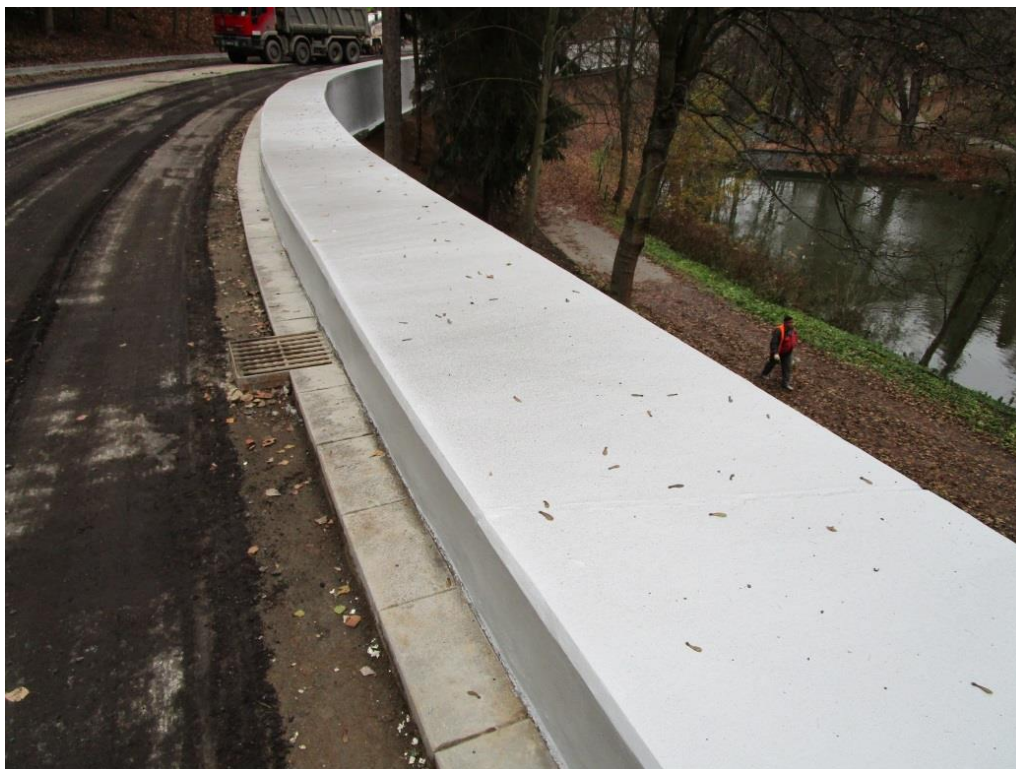
*Obrázek 3.: Provádění zajištění základové spáry*



*Obrázek 4.: Provádění zajištění základové spáry*



*Obrázek 5.: Aplikace hrubé sanační malty*



*Obrázek 6.: Dokončená oprava římsy před montáží svodidla*



*Obrázek 7.: Pohled na dokončenou stěnu*

## METÓDY TVORBY GEODETICKÝCH PODKLADOV NA REKONŠTRUKCIU OBJEKTŮV

## THE METHODS OF THE GEODETIC DOCUMENTATION CREATION FOR THE OBJECTS RECONSTRUCTION

Ján Ježko

Katedra geodézie, Stavebná fakulta, STU v Bratislave

**Anotace:**

*Príspevok predstavuje metódy tvorby geodetických podkladov a dokumentácie pre potreby procesu plánovania, realizácie a rekonštrukcie dopravných, energetických, priemyselných, ekologických i občianskych stavieb, ale i v procese sanácie a ochrany stavebných i historických objektov. V týchto procesoch je potrebné poznať priestorovú dimenziu – údaje o polohe a umiestnení týchto objektov na zemskom povrchu a o ich tvare a rozmeroch. Činnosti ktoré vedú k realizácii, rekonštrukcii i sanácii stavebných diel si vyžadujú kvalitné mapové podklady, fotogrametrické snímky i geodetické modely (3D modely), ktoré sú najčastejšie realizované v digitálnej forme v prostredí vhodného interaktívneho grafického systému na PC v tvare 3D.*

**Annotation:**

*The article describes the methods of the surveying data and documentation production. The documentation is used for the process of planning, realisation and reconstruction of transport, energetic, industrial, ecologic and public objects. The documentation is also used in the remediation process and the protection of the buildings and historical objects. In these processes, it is necessary to know the spatial dimension - location data, the location of these objects on the Earth's surface and shape and dimensions of these objects. The activities that lead to the realisation, reconstruction and remediation of building objects require a quality maps, photogrammetric images and geodetic models (3D models), which are mostly realised in a suitable interactive graphic PC system in 3D digital form.*

**Klíčová slova:**

*Geodetické podklady, elektronická tachymetria, metódy GNSS, terestrické laserové skenovanie, fotogrametria*

**Keywords:**

*Geodetic documents, electronic tachymeter, GNSS methods, terrestrial laser scanning, photogrammetry*

## 1. Technické podmienky tvorby geodetických podkladov

Na tvorbu geodetických podkladov v tvare 2D (účelových máp) alebo 3D (účelových máp s výškopisom) je nevyhnutné poznať technické podmienky ich tvorby, medzi ktoré patria technické parametre, kritériá presnosti a geometrický základ tvorby geodetických podkladov (polohové a výškové bodové pole).

V súčasnosti tvorené geodetické podklady majú najčastejšie formu digitálnej mapy. Výhodou digitálnej mapy je jednoduchá a kontinuálna zmena mierky. Kresba digitálnej mapy je bezmierková. Mierku má iba grafický výstup na monitore počítača, alebo na tlačiarňi, resp. plotri. Zmenu mierky výstupu uskutočňujeme len nastavením mierky výstupnej kresby a zmenou veľkosti značiek a popisu. Pri digitálnej kresbe preto požadovaná mierka mapovania udáva najmä mieru podrobnosti zberu priestorových údajov pre tvorbu mapy. Geodetické podklady sa vyhotovujú v súradnicovom systéme S - JTSK a vo výškovom systéme Bpv [1].

### 1.1 Geometrický základ tvorby geodetických podkladov

Geometrickým základom geodetických prác sú všeobecne (v SR):

**Pasívne geodetické základy** - geodetické body, ktorých parametre sú určené aspoň v jednom záväznom geodetickom systéme. Parametre geodetických bodov sa určujú v týchto sieťach:

- a) Štátna priestorová sieť pre národnú realizáciu Európskeho terestrického referenčného systému,
- b) Štátna trigonometrická sieť s alfabetickým kódom ŠTS pre národnú realizáciu súradnicového systému Jednotnej trigonometrickej siete katastrálnej,
- c) Štátna nivelačná sieť s alfabetickým kódom ŠNS pre národnú realizáciu Baltského výškového systému po vyrovnaní a Európskeho výškového referenčného systému,
- d) Štátna gravimetrická sieť s alfabetickým kódom ŠGS pre národnú realizáciu Gravimetrického systému.

**Aktívne geodetické základy** - permanentná lokalizačná služba označená ako Slovenská priestorová observačná služba. Stanice Slovenskej priestorovej observačnej služby sú prevádzkované na vybraných bodoch Štátnej priestorovej siete.

**Podrobné polohové bodové pole** (geodetické body) tvoria:

- a) pevné body podrobného polohového bodového poľa,
- b) dočasne stabilizované body podrobného polohového bodového poľa. Podrobné polohové bodové pole eviduje správa katastra.

## 2. Podrobné meranie polohopisu a výškopisu - tvorba 3D modelov

Ako podrobné meranie polohopisu a výškopisu označujeme určovanie polohy a výšky predmetov merania voči stanovisku, resp. určovanie ich priestorovej (3D) polohy v záväzných súradnicových systémoch.

Predmetmi merania všeobecne môžu byť nielen inžinierske objekty, ako stavebné objekty a zariadenia (obytné, účelové, priemyselné objekty, stavby trvalého charakteru pevne



spojené so zemou), dopravné objekty a zariadenia (pozemné komunikácie, cestné komunikácie, železničné trate a vlečky, dopravné značky, rampy atď.), ale aj hranice rôzneho druhu (správne, hranice katastrálneho územia, hranice zastavaného územia záujmovej lokality, hranice pozemkov vymedzených právnymi vzťahmi a prirodzené objekty). Pre osobitné ciele – účelové mapy – môžeme merať podľa požiadaviek odberateľa aj ekologické objekty, ale aj menšie technické objekty (vstupné šachty, kanalizácie, uzávery vodovodných a iných sietí, parkovú zeleň) príp. iné objekty a predmety. Podľa členitosti územia, hustoty zástavby, frekvencie dopravy a mierky môžeme voliť pri podrobnom meraní polohopisu a výškopisu z geodetických metód:

- a) tachymetrickú metódu - (elektronická tachymetria (ET),
- b) metódy využívajúce GNSS,
- c) fotogrametrické metódy,
- d) terestrické laserové skenovacie systémy (TLS).

Podrobné meranie polohopisu v súčasnej dobe reprezentuje najčastejšie elektronická tachymetria. ET umožňujú automatický záznam meraných priestorových súradníc alebo záznam vypočítaných pravouhlých súradníc priamo na pamäťovú kartu alebo do pamäte [1].

## 2.1. Elektronická tachymetria

Elektronická tachymetria je rýchla a výkonná meračská metóda, pri ktorej určujeme z jedného stanoviska súčasne polohu aj výšku bodov zemského povrchu a to tak, že zo stanoviska prístroja meriame pre každý bod:

- *vodorovný uhol*  $\omega$ , od zvoleného základného smeru dvoch známych v teréne stabilizovaných bodov, z ktorých jeden je stanoviskom prístroja,
- *výškový uhol*  $\beta$  resp. *zenitový uhol*  $z$ ,
- *vzdialenosť*  $s$  bodu od stanoviska prístroja.

Princíp určenia priestorovej polohy bodu metódou tachymetrie znázorňuje obr. 1. Rovinné súradnice podrobného bodu 1 určíme zo vzťahov:

$$Y_1 = Y_{5001} + s \cdot \sin(\sigma_{5001-5002} + \omega), \quad (1)$$

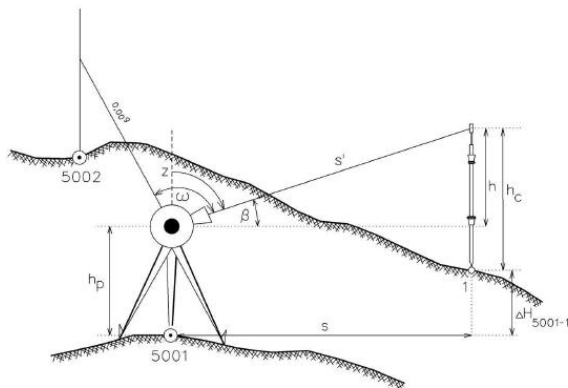
$$X_1 = X_{5001} + s \cdot \cos(\sigma_{5001-5002} + \omega), \quad (2)$$

kde:  $Y_1, X_1$  – súradnice podrobného bodu,  $Y_{5001}, X_{5001}$  – súradnice stanoviska,  $(\sigma_{5001-5002} + \omega)$  – smerník na podrobný bod,  $s$  – vodorovná dĺžka.

Nadmorskú výšku podrobného bodu 1 určíme zo vzťahu:

$$H_1 = H_{5001} + h_p + s \cdot \operatorname{tg} \beta - h_c, \quad (3)$$

kde:  $H_1$  – nadmorská výška podrobného bodu,  
 $H_{5001}$  – nadmorská výška stanoviska,  
 $h_p$  – výška prístroja,  $h_c$  – výška cieľa.



Obr. 1: Princíp tachymetrie

Nadmorskú výšku podrobného bodu 1 určíme zo vzťahu:

$$H_1 = H_{5001} + h_p + s \cdot \operatorname{tg} \beta - h_c, \quad (4)$$

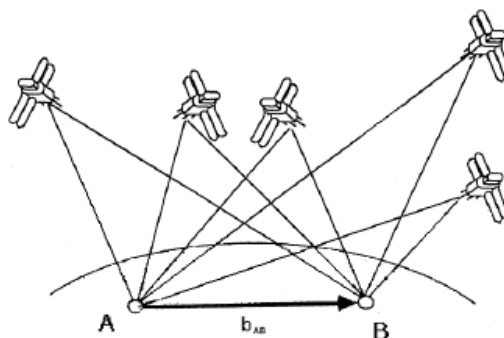
kde:  $H_1$  – nadmorská výška podrobného bodu,  
 $H_{5001}$  – nadmorská výška stanoviska,  
 $h_p$  – výška prístroja,  $h_c$  – výška cieľa.

Pred začatím samotného tachymetrického merania územia je potrebné vybudovať a určiť v dostatočnej hustote polohové a výškové bodové pole.

## 2.2. Metódy využívajúce GNSS - Kinematická metóda v reálnom čase (RTK)

Neustále väčší význam pre podrobné meranie terénu nadobúdajú merania pomocou GNSS (Globálny navigačný a satelitný systém). GNSS sú charakterizované ako družicové navigačné systémy, ktoré využívajú meranie času a pseudovzdialenosti. Tieto systémy pracujú na princípe priestorového pretínania z dĺžok. Meranou veličinou je doba šírenia signálu z družicovej antény k prijímacej anténe. Meraný čas je prepočítavaný pomocou rýchlosti šírenia signálu na vzdialenosť. Systém GNSS umožňuje v reálnom čase kedykoľvek a kdekoľvek určiť polohu prijímača v trojrozmerných súradniciach v reálnom čase, avšak za určitých známych podmienok. Základnou podmienkou je, aby meranom mieste (na povrchu Zeme vo výške  $15^\circ$  nad horizontom boli v každom okamihu pozorovateľné štyri a viacej družíc. Pri prijímaní signálu z týchto satelitov je už možné určiť aj nadmorskú výšku.

Pri tvorbe 3D modelu s využitím GNSS sa určuje relatívna poloha pomocou fázových meraní, kde sú simultánne prijímané signály vysielané družicami, umiestnenými na obežnej dráhe Zeme, na dvoch bodoch, pričom poloha jedného bodu musí byť známa. Výsledkom merania je v priestore orientovaný vektor základnice  $\mathbf{b}$ , ktorý ma určené súradnice (obr. 2) [4].

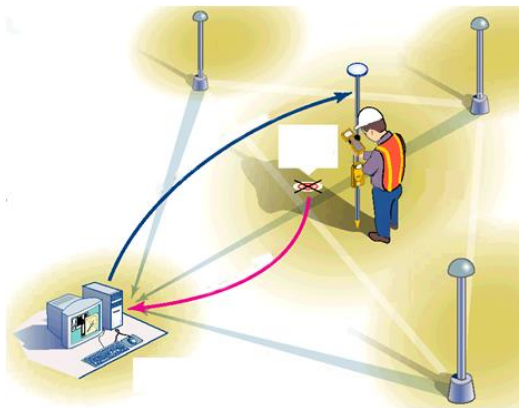


Obr. 2: Relatívne učenie polohy pomocou GNSS

Kinematická metóda v reálnom čase (Real Time Kinematics – RTK) umožňuje určiť polohu priamo pri meraní v teréne. Metóda vyžaduje dva prijímače. Jeden je referenčný nepohybujúci sa a druhý pohybujúci sa (rover). Podrobnosti o základoch kinematickej metódy v reálnom čase ktorá je jednou z najčastejšie používaných metód určovania relatívnej polohy pomocou fázových meraní sú uvedené v [4]. Polohová presnosť závisí jednak od metódy, a tiež od vzdialenosti  $b$  medzi referenčným a pohybujúcim sa prijímačom. Udáva sa  $5 \text{ až } 10 \text{ mm} + 2 \text{ ppm} \cdot b$ . Dosah merania je 5 až 10 km od referenčnej stanice a závisí od hardvérového vybavenia na prenos údajov [4].

Kinematická metóda v reálnom čase (Real Time Kinematics – RTK) umožňuje určiť polohu priamo pri meraní v teréne. Metóda vyžaduje dva prijímače. Jeden je referenčný nepohybujúci sa a druhý pohybujúci sa (rover). Podrobnosti o základoch kinematickej metódy v reálnom čase ktorá je jednou z najčastejšie používaných metód určovania relatívnej polohy pomocou fázových meraní sú uvedené v [4]. Polohová presnosť závisí jednak od metódy, a tiež od vzdialenosti  $b$  medzi referenčným a pohybujúcim sa prijímačom. Udáva sa  $5 \text{ až } 10 \text{ mm} + 2 \text{ ppm} \cdot b$ . Dosah merania je 5 až 10 km od referenčnej stanice a závisí od hardvérového vybavenia na prenos údajov [4].

Metóda RTK v klasickom ponímaní, s využitím individuálnej fyzickej stanice ako referenčnej stanice, sa v súčasnosti v praxi používa zriedka. Náhradou je využitie Slovenskej priestorovej observačnej služby GNSS – SKPOS, ktorá je tvorená sieťou permanentných referenčných staníc GNSS. Riešenie siete permanentných staníc umožňuje vygenerovať pomocou GPSnetu virtuálnu referenčnú stanicu v blízkosti polohy rovera, ktorý dostáva korekčné údaje vzhľadom na virtuálnu referenčnú stanicu v reálnom čase 365 dní v roku, 24 hodín denne (obr. 4).



*Obr. 4: Generovanie virtuálnej referenčnej stanice*

Technológia GNSS je oproti klasickým geodetickým metódam veľmi úsporná a efektívna, avšak prvotné náklady sú relatívne vysoké. Všetky podrobné body sú merané relatívne, vzhľadom na referenčnú stanicu umiestnenú na bode so známymi súradnicami alebo s využitím služby permanentných staníc GNSS (SKPOS) na území SR.

### **2.3. Blízka fotogrametria**

Pre zameranie detailov ale i väčších stavebných objektov je možné využiť i metódy blízkej fotogrametrie a TLS s následnou tvorbou 3D modelov týchto objektov. Použitie

fotogrametrie je v tomto smere výhodné s pohľadom využívania cenovo dostupných digitálnych kamier strednej triedy. Práca v teréne je obmedzená na minimum času (v porovnaní s inými geodetickými metódami), hlavnú časť procesu pri fotogrametrii tvorí spracovanie vyhotovených snímok v príslušnom fotogrametrickom softvéri [2]. Pri spracovaní sa využíva najčastejšie softvér Photomodeler Scanner, ktorý okrem použitia najbežnejších fotogrametrických metód, ako sú jednosnímková a konvergentná fotogrametria, ponúka aj možnosť procesu DSM (dense surface modeling) - obr. 5.



Obr. 5: Ortosnímková náhrobnej platne podľa [2]

#### 2.4. Terestrické laserové skenovanie (TLS)

TLS pracuje na princípe priestorovej polárnej metódy, pričom sa neurčuje priestorová poloha charakteristických bodov objektu, ale na objekte je neselektívne zamerané veľké množstvo bodov rozmiestnených v pravidelnom uhlovom rasti. Výsledkom merania je tzv. mračno bodov, ktoré s vysokou detailnosťou zachytáva skenovaný objekt. Na tvorbu modelu z mračna bodov sa využívajú softvéry, ktoré sú schopné mračnom bodov preložiť plochu, tvorenú buď trojuholníkovou sieťou, alebo jednoduchými matematicky preddefinovanými telesami (roviny, guľa, kváder, valec, kužeľ, ihlan) [2]. Príklad zamerania a vytvorený 3D model je na obr. 6 (podľa [2]).



Obr. 6: Hradby (hore), mračno bodov (dole vľavo) a 3D model (dole vpravo)

### 3 TVORBA GEODETICKÝCH PODKLADOV VO VYBRANÝCH LOKALITÁCH

#### 3.1 Tvorba geodetických podkladov v lokalite „Zvonový vršok“ v Banskej Štiavnici

Banská Štiavnica patrí historicky k najzaujímavejším mestám na Slovensku. V roku 1993 získala najvyššie medzinárodné uznanie zapísaním historického jadra mesta spolu s technickými pamiatkami v okolí na Listinu svetového kultúrneho dedičstva UNESCO [6].

Tvorba geodetických podkladov v uvedenej lokalite pozostávala [3]:

- z vybudovania podrobného polohového a výškového bodového poľa,
- z priestorového zamerania podrobných bodov v záujmových lokalitách cintorínov,
- z výpočtu priestorových súradníc podrobných bodov,
- vyhotovenia vrstevnicového plánu,
- tvorby účelovej mapy v tvare 2D a 3D.

Meračské práce boli realizované v 3. triede presnosti (3TP) v súradnicovom systéme S-JTSK prístrojom TOPCON GTS 6A s internou registráciou a metódou GNSS prístrojom TRIMBLE GNSS R6 [3].

#### 3.2 Podrobné meranie a tvorba 3D mapových podkladov

Priestorové určenie podrobných bodov terénu, rohov hrobov, stavebných objektov, plotov, stromov a zelene v uvedených lokalitách bolo realizované metódou elektronickej tachymetrie s prístrojom TOPCON GTS 6A s priamou registráciou parametrov potrebných k výpočtu súradníc podrobných bodov pre potreby automatizovaného (kódového) zberu priestorových informácií. Spracovanie meraní a následná tvorba mapových podkladov bolo realizované v počítačovom prostredí programovým systémom WKOKEŠ s grafickým výstupom 2D kresby (obr. 7). Vytvorenie 3D kresby bolo riešené v grafickom prostredí MicroStation s nadstavbou Terramodeler. Nakoniec bol realizovaný export do formátu dwg (AutoCAD) na pamäťové médium [3].

#### 3.3 Tvorba geodetických podkladov pre projekty mostných objektov na rieke Ipel'

Východiskom a základom merania vo v tejto lokalite bolo základné polohové bodové pole (ZPBP) a základné výškové bodové pole (ZVBP) doplnené bodmi podrobného bodového poľa (PBPP), bodmi štátnej priestorovej siete (ŠPS) a hraničného polygónu.

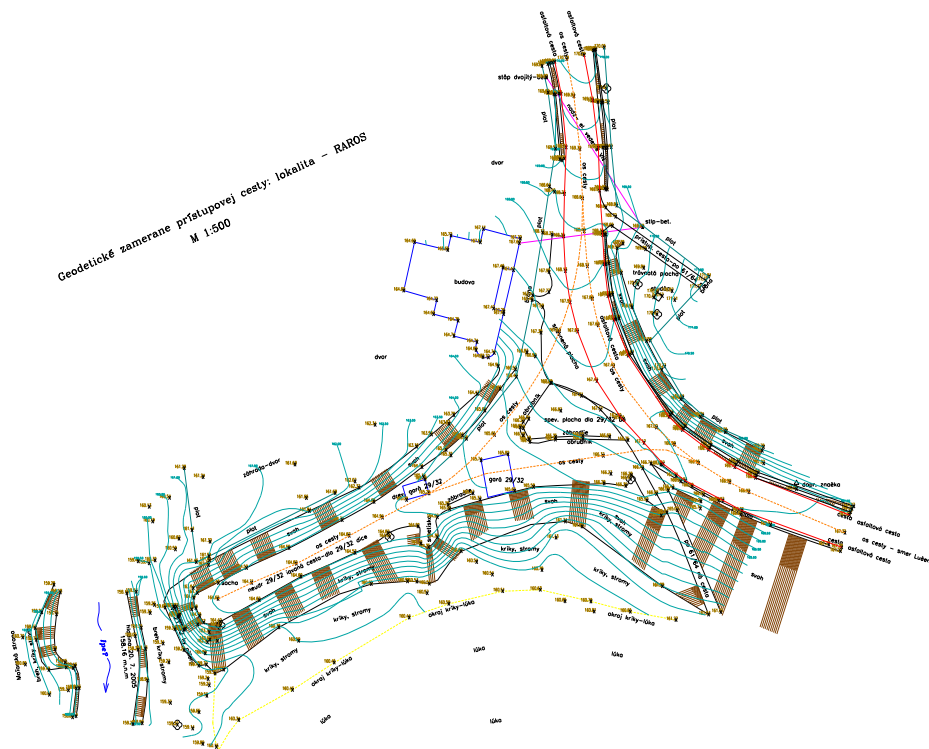
Tvorba geodetických podkladov pozostávala:

- z vybudovania podrobného polohového bodového a výškového bodového poľa,
- z priestorového zamerania podrobných bodov v záujmových lokalitách,
- z výpočtu priestorových súradníc podrobných bodov,
- tvorby účelovej mapy v tvare 2D a 3D, obr. 8 [5].

Spracovanie meraní a následná tvorba mapových podkladov bolo realizované v počítačovom prostredí programovým systémom WKOKEŠ s grafickým výstupom 2D kresby s výškopisom (obr. 8). Vytvorenie 3D kresby bolo následné riešené v grafickom prostredí MicroStation s nadstavbou Terramodeler a AutoCAD [5].



Obr. 7: Ukážka spracovaného mapového podkladu [3]



Obr.8: Účelová mapa 2D – lokalita Rároš

## 4 ZÁVER

Tvorba geodetických podkladov pomocou fotogrametrie, TLS i klasickou elektronickou tachymetriou (v lokalite „Zvonový vršok“ v Banskej Štiavnici i podkladov pre projekty mostných objektov na rieke Ipeľ) môže mať výstup vo forme účelovej mapy - grafický, číselný, alebo v súčasnosti digitálny - v tvare 2D, alebo 3D. Príspevok poukazuje geodetické metódy a možnosti tvorby modelov územia (2D, 3D) i iných objektov (hroby, pomníky, historické stavebné objekty) dôležitých z pohľadu rekonštrukcie a obnovy.

Na základe dosiahnutých výsledkov, ale aj výsledkov z iných realizovaných meraní a projektov, možno skonštatovať, že ponúkané technológie merania a spracovania splňujú požiadavky na kvalitu i efektívnosť tvorby geodetických podkladov pre rôzne účely hospodárskej, technickej činnosti i činnosti pre potreby rekonštrukcie a sanácie stavebných objektov.

### Poděkování

Príspevok bol vytvorený realizáciou grantového projektu agentúry KEGA MŠ SR č. 037STU-4/2016 „Modernizácia a rozvoj technologických zručností vo výučbe geodézie a fotogrametrie.“

### Literatúra

- [1] SOKOL, Š. - JEŽKO, J. - BAJTALA, M.: Geodetické metódy zberu priestorových údajov. In: Acta Montanistica Slovaca 3/2007. Košice, 2007, ISSN 1335-788, s. 544-553.
- [2] HALIČKOVÁ, J. - MARČIŠ, M.: Dokumentácia pamiatkových objektov blízko fotogrametriou a laserovým skenovaním. In: Geodézia, kartografia a geografické informačné systémy 2010 [CD-ROM]. Košice: F BERG TU, 2010, 6 s. ISBN 978-80-553-0468-7.
- [3] SOKOL, Š. - JEŽKO, J. - BAJTALA, M.: Špecifiká geodetického zamerania Prírodných cintorínov. In: Cintoríny v kontexte kultúrneho dedičstva. Medzinárodná vedecká konferencia, Banská Štiavnica, 2009. STU v Bratislave, SR, 2009, ISBN 978-80-227-3350-2, str. 31- 36.
- [4] MELICHER, J. – GERHÁTOVÁ, Ľ.: *Kozmická geodézia*, Slovenská technická univerzita v Bratislave, 2009, ISBN 978-80-227-3162-1.
- [5] JEŽKO, J.: Tvorba geodetických podkladov pre rekonštrukciu mostných objektov. In: Reminiscencie geodézie a fotogrametrie. Odborný seminár s medzinárodnou účasťou. Bratislava, 16.6.2009. STU v Bratislave SvF, 2009, ISBN 978-80-227-3045-7, nestr.
- [6] [www.bstiaavnica.pagestory.sk](http://www.bstiaavnica.pagestory.sk)

18. – 19. 5. 2017

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

ISBN 978-80-214-5499-6

---

## **Kontakt**

Ing. Ján Ježko, PhD., Katedra geodézie, Stavebná fakulta, Slovenská technická univerzita  
v Bratislave, Radlinského 11, 813 68 Bratislava,  
Tel.: 02/59274 338, e-mail: [jan.jezko@stuba.sk](mailto:jan.jezko@stuba.sk)



---

## SANACE BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ NEREZOVOU HELIKÁLNÍ VÝZTUŽÍ – MOŽNOSTI POUŽITÍ, TESTOVÁNÍ A DIAGNOSTIKY

### CONCRETE STRUCTURES SANITATION BY STAINLESS STEEL HELICAL REINFORCEMENT – POSSIBILITIES OF APPLICATION, TESTING AND DIAGNOSTICS

**Ondřej Karel, Jiří Kubanek, Iva Rozsypalová, Pavel Schmid**

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

**Anotace:**

*Příspěvek se zabývá využíváním nerezové helikální výztuže k sanaci betonových konstrukcí a vhodností jejího použití z hlediska možných postupů diagnostiky před aplikací. Budou shrnuty praktické ukázky použití těchto výztuží a představen výzkum možných způsobů testování systému a možností diagnostiky před možným použitím této výztuže.*

**Annotation:**

*The article deals with application of stainless steel helical reinforcement to sanitation of concrete structures and its application suitability focused on possible ways of diagnostics. Examples of possible use of this reinforcement will be sum up and research of possible ways of testing and diagnostics before application will be presented.*

**Klíčová slova:**

*Nerezová helikální výztuž, betonové konstrukce, sanace, zkoušení, diagnostika*

**Keywords:**

*Stainless steel helical reinforcement, concrete structures, sanitation, testing, diagnostics*

## 1. Úvod

Systém dodatečně vkládané nerezové helikální výztuže je jeden z mála možných systémů používaných ke statickému zajištění staveb. Vzhledem k níže popsanému charakteru se dá využívat konzervativně pouze k sešití trhlin nebo se dá využít ke kompletnímu statickému zajištění objektu. Ať už se jedná o jeden nebo druhý způsob použití, vždy je nutné znát chování spojení s danými základními materiály a při použití daných způsobů kotvení. Tento článek má za cíl shrnout nejčastější případy a praktické ukázky použití v rámci betonových konstrukcí a také shrnout možné způsoby diagnostiky či testování pro různá použití.

## 2. Komponenty systému

Základními prvky systému jsou nerezová helikální výztuž a kotevní zálivka. Výztuž je z vysoce kvalitní nerezové oceli, jejíž pevnost je přibližně dvojnásobná oproti běžné betonářské oceli. Díky pevnosti může mít velmi malou plochu profilu a díky nerezovému provedení i velmi malou krycí vrstvu. Díky těmto vlastnostem je možné provádět velmi citlivé, ale přesto účinné stavební zásahy. Vlastnosti kotevní zálivky tyto vlastnosti systému podtrhují, díky tixotropnosti lze pracovat velmi přesně a díky malé smrštitelnosti a pevnosti je zaručen i dobrý přenos síly z výztuže do základního materiálu.



Obrázek 1.: Detail nerezové helikální výztuže

## 3. Možnosti použití

### 3.1. Výztuž vkládaná do vrtu

Pokud by se mělo jednat o tradiční způsob vkládání výztuže do vrtu, byla by výztuž vložena do aplikátoru a vytlačována do vrtu společně s kotevní zálivkou. Tímto způsobem je zaručeno velmi kvalitní obalení výztuže s minimem rizika zanesení nečistot, které narušují spojení výztuž/malta a malta/základní materiál. Velmi vhodné je toto použití například při kotvení sendvičového zdiva, popřípadě sendvičových panelů. V závislosti na přenášené síle je však velmi často žádoucí větší kotevní délka, která přesahuje délku vrtu a tak je nutné přistoupit ke kombinaci vkládání do vrtu i do drážky, kde již není možné použít zmíněný tradiční způsob kotvení do vrtu.



*Obrázek 2.: Nejvhodnější aplikace přímých výztuží – přímo z aplikátoru zároveň s maltou*

### **3.2. Výztuž vkládaná do drážky**

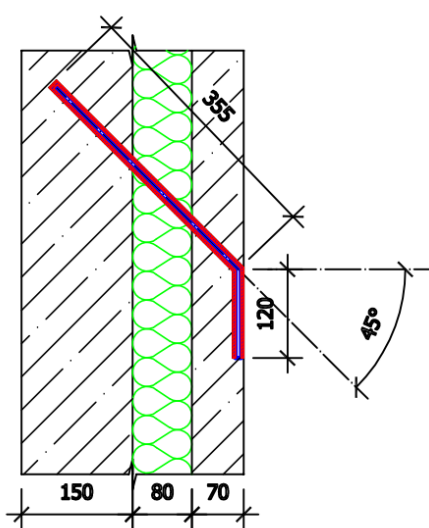
Nejčastěji používaný způsob při statickém zajištění stěn, kde je možné bez použití vrtu dosáhnout potřebné kotevní délky. Velmi dobrým příkladem použití v rámci betonových konstrukcí je styk dvou navazujících stěnových panelů v případě panelových domů, zesílení stropních panelů, také panelů tvořících ramena schodišť, podesty, případně se dá touto výztuží vyztužit dodatečný otvor v panelu.



*Obrázek 3.: Výztuž vkládaná do drážky – spoj panelů*

### 3.3. Výztuž vkládaná do drážky i vrtu

Tento způsob kotvení je velmi častý a vychází z potřeb kotvení. Například při kotvení sendvičových panelů panelových budov se setkáváme s tím, že vnější část obvodového panelu je velmi tenká, v tomto případě na vrt tímto panelem navazuje drážka, do které je výztuž zavedena. Díky materiálovým a geometrickým charakteristikám, je velmi jednoduché dosáhnout požadovaného tvaru. Opačným příkladem může být kotvení dvou navzájem kolmých panelů, kdy výztuž postupuje v rovině jednoho panelu dále do vrtu v kolmém panelu. Oba tyto způsoby jsou vyobrazeny na fotografiích níže.



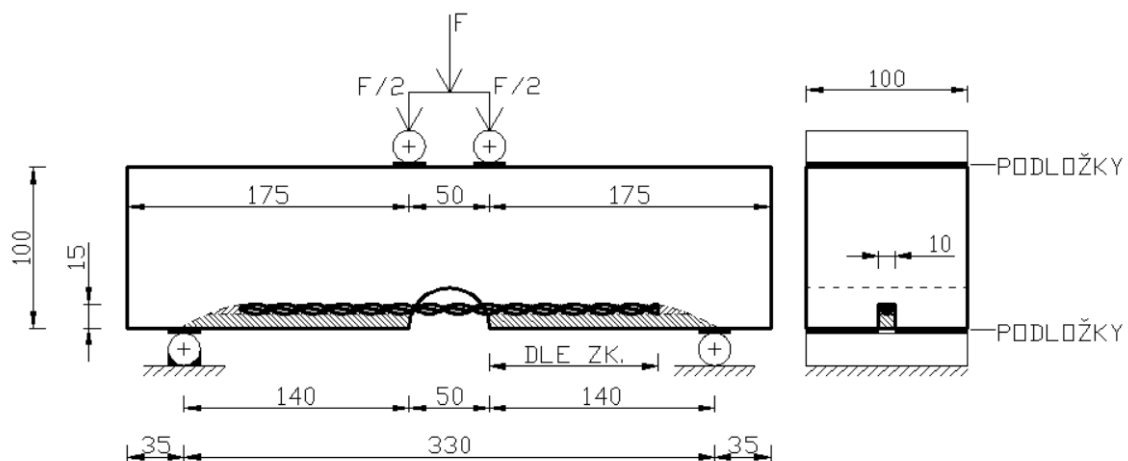
Obrázek 5.: Typická ukázka spoje vrt – drážka – spoj dvou na sebe kolmých panelů



Obrázek 5.: Typická ukázka spoje vrt – drážka – spoj dvou na sebe kolmých panelů

#### 4. Experimentální ověření

V roce 2017 na FAST VUT probíhá výzkum, který se bude zabývat působením spoje nerezové helikální výztuže a betonu jak v drážce, tak i ve vrtu a zároveň výsledek působení srovnávat s předchozí diagnostikou „konstrukce“. Jako zmíněná konstrukce poslouží trámce 400x100x100 mm a krychle o hraně 150 mm. Krychle budou zkoušeny na vytržení výztuže z krychle jako z kotvy a trámce budou upraveny tak, aby na nich šlo zkoušet soudržnost v drážce. Zkoušení na krychlích je inspirováno normou ETAG 001. Kovové kotvy do betonu a je upraveno pro potřeby zkoušek. Zkoušení na trámcích je inspirováno normou ČSN EN 12269-2. Stanovení soudržnosti ocelové výztuže s autoklávovaným pórobetonem trámcovou zkouškou - Část 2 a taktéž je modifikováno. Ukázka úpravy trámcové zkoušky je na obrázku níže. V rámci zkoušek bude připravena zkušební sada na které se ověří kotevní délka tak, aby nedocházelo k porušení přetržením výztuže. Všechna tělesa budou vyrobená ze stejného betonu, některá však budou zatěžována velmi vysokou teplotou (400 – 1000 °C). Díky tomuto bude moci být sledován rozdíl v chování spoje na betonu postihnutém v minulosti působení vysoké teploty, například požáru a také měnící se různé charakteristiky betonu jako základního materiálu [5]. Všechny vzorky budou podrobeny nedestruktivnímu (ultrazvuk, Schmidtovo kladívko) a semidestruktivnímu (odtrhové zkoušky) zkoušení. Následně bude aplikována výztuž předepsanými postupy a poté bude vše odzkoušeno. Po provedení zkoušek se ze vzorků provedou vývrty a na nich bude provedeno destruktivní testování.



Obrázek 4.: Zkouška spoje v drážce modifikovaná z ČSN EN 12269-2.

## 5. Závěr

Nerezové helikální výztuže mají ve stavební praxi své místo. Díky použití oceli se také jedná o materiál blízký betonu, jako je tomu v případě běžných betonářských ocelí. Výztuže jsou používány jak ke statickému zajištění konstrukcí, tak i pouze k sešití trhlin, aby se dál nerozevíraly. Co se týká prvního použití, je do vysoké míry zajištěno zkušenostmi s daným typem sanace. V současnosti jsou sice návody, jak s výztuží pracovat, jak statické zajištění provádět, ale praktikující projektant může mít z tohoto pohledu nedůvěru. Pomáhá tomu stále větší množství zakázek statického zajištění prováděného touto technologií a také výzkumy prováděné na stavebních fakultách a zkušebních ústavech.

## Poděkování

Tento článek vznikl za podpory projektu FAST-J-17-3924 – Experimentální studium vlastnosti spojů nerezové helikální výztuže a betonu vystavenému účinkům vysokých teplot.

## Literatura

- [1] Firemní technické materiály Saron statika s.r.o.: certifikáty a průkazné zkoušky materiálů systému
- [2] KUBANEK, J., SCHMID, P. (2006). Manuál a metodika navrhování a aplikace systémů dodatečně vkládaných helikálních výztuží při zesilování stavebních konstrukcí v podmínkách stavebnictví ČR, Brno, 2006.
- [3] ETAG 001. Kovové kotvy do betonu. Brusel: Evropská organizace pro technická schválení, 2003.
- [4] ČSN EN 12269-2. Stanovení soudržnosti ocelové výztuže s autoklávovaným pórobetonem trámcovou zkouškou - Část 2: Dlouhodobá zkouška. Praha: Český normalizační institut, 2010.
- [5] HAGER, Izabela. Behaviour of cement concrete at high temperature. Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences [online]. 2013, č. 1, s. 145-154 [cit. 2017-02-05]. Dostupné z: <http://yadda.icm.edu.pl/baztech/element/bwmeta1.element.baztech-article-BPG8-0098-0020>.

## Kontakt

Ing. ONDŘEJ KAREL, tel: +420 541 147 828, e-mail: [ondrej.karel@vutbr.cz](mailto:ondrej.karel@vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. JIŘÍ KUBANEK, tel: +420 606 880 899, e-mail: [kubanek@saron.cz](mailto:kubanek@saron.cz), Saron statika s.r.o., Maničky 5, 616 00 Brno.

Ing. IVA ROZSYPALOVÁ, tel: +420 541 147 829, e-mail: [iva.rozsypalova@vutbr.cz](mailto:iva.rozsypalova@vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

doc. Ing. PAVEL SCHMID, Ph.D., tel: +420 541 147 827, e-mail: [pavel.schmid@vutbr.cz](mailto:pavel.schmid@vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

## VERIFIKACE A APLIKACE IN SITU MODERNÍ METODY PRO MĚŘENÍ OSOVÝCH SIL V PRVCÍCH STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

### VERIFICATION AND IN SITU APPLICATION OF THE MODERN METHOD FOR AXIAL TENSILE FORCE MEASUREMENT IN ELEMENTS OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES

Tomáš Klier, Michal Polák

Pontex s.r.o., ČVUT FSv

**Anotace:**

*V technické praxi se poměrně často vyskytuje potřeba stanovení aktuální osově síly v prvcích stavebních konstrukcí. V tomto příspěvku jsou shrnuty hlavní závěry z experimentů provedených v rámci verifikačního procesu a aplikace in situ na stávající konstrukci nové metody určené pro nedestruktivní stanovování velikosti osových sil. Tato metoda je použitelná nejen pro nové, ale i pro stávající konstrukce.*

**Annotation:**

*In many practical cases it is important to know the actual value of tensile forces in prestressed elements of civil engineering structures. Main conclusions from experiments which were carried out within verification process and in situ application of the new method for an experimental estimation of the tensile force are described in the paper. The method is suitable for new structures and especially for existing ones.*

**Klíčová slova:**

*Nedestruktivní metoda, elastomagnetický princip, feromagnetické látky, osová síla, tahová síla, předpínací výztuž, visutá konstrukce, zavěšená konstrukce.*

**Keywords:**

*Non-destructive method, elastomagnetic principle, ferromagnetic materials, axial force, tensile force, prestressed reinforcement, suspended construction, cable-stayed construction.*

## 1. Úvod

Tento příspěvek referuje o motivaci a postupu řešení grantového projektu Technologické agentury ČR – ALFA TA04030307. Základním cílem projektu je výzkum, vývoj a validace nové metody, která je založena na „magnetoelastickém“ fyzikálním principu a která je určena pro měření osových sil v konstrukčních prvcích zhotovených z feromagnetických materiálů (v předpínacích tyčích, drátech a lanech) stávajících či nově budovaných stavebních konstrukcí.

Předpínací výztuž mostů z předpjatého betonu, závěsy zavěšených mostů, táhla visutých a obloukových mostů, táhla visutých lanových střech, zemní a horninové kotvy apod., které jsou namáhány velkou tahovou silou, jsou obvykle důležitým statickým prvkem stavby, který zpravidla rozhoduje o únosnosti celé konstrukce. Znalost okamžité velikosti osově síly v těchto prvcích je důležitá informace pro posouzení spolehlivosti nosné konstrukce stavby v jakémkoliv cyklu její životnosti (při výstavbě, při uvádění do provozu, při monitorování jejího stavebního stavu za provozu, při přípravě rekonstrukce apod.).

Výzkumný úkol řešený naším týmem se snaží orientovat především na řešení úlohy „stanovení aktuální velikosti síly v konkrétním předpínacím prvku na stávající konstrukci“, která je v technické praxi velmi častá, ale často není řešitelná žádnou jinou dosud používanou metodou.

## 2. Elastomagnetická metoda

### 2.1. Fyzikální princip

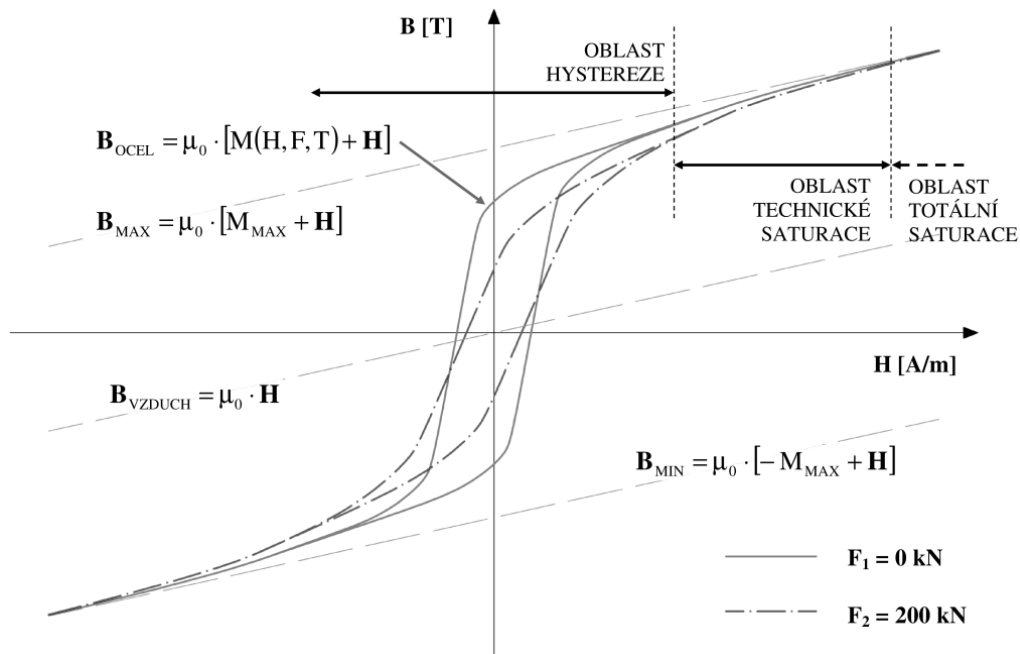
Elastomagnetický resp. magnetoelastický princip popisuje vzájemné ovlivňování mechanického stavu a magnetických vlastností materiálu. Elastomagnetická metoda, která je na těchto principech založena, využívá měření magnetické odezvy prvků stavebních konstrukcí na vnější magnetické pole. Metoda je omezena pouze na vyšetřování prvků vyrobených z feromagnetických materiálů, např. ocelí používaných pro výrobu prvků pro předpínání.

Mezi základní veličiny popisující uspořádání magnetického pole patří intenzita magnetického pole „ $H$ “ a magnetická indukce „ $B$ “. Magnetická indukce na rozdíl od intenzity magnetického pole popisuje silové účinky magnetismu. Veličinou nazvanou permeabilita prostředí „ $\mu$ “ je popsán vztah mezi „ $H$ “ a „ $B$ “.

V látkovém prostředí hodnota permeability závisí na vlastnostech daného materiálu a jeho aktuálním stavu. V obecném případě její hodnota závisí mimo jiné na velikosti působícího magnetického pole (a to nejen na jeho aktuální hodnotě, ale i na historii a rychlosti změny), na teplotě materiálu, na úrovni mechanického namáhání materiálu. Typickým příkladem materiálů, které mají tuto obecnější závislost, jsou feromagnetické látky.

Praktický důsledek výše popsaných skutečností je, že permeabilita oceli je mimo jiné funkcí osově síly vnesené do sledovaného ocelového konstrukčního prvku. Tento fakt je využíván elastomagnetickou metodou při měření síly. Změna permeability oceli v závislosti na změně jejího namáhání je schematicky naznačena v obr. 1.

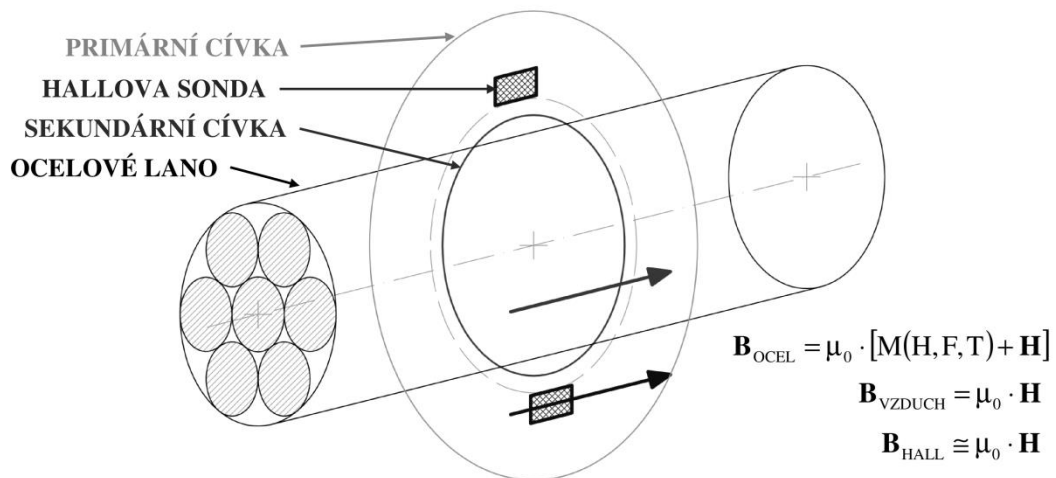




Obrázek 1.: Tvar majoritní hysterezní smyčky feromagnetického materiálu a její změna při namáhání tahovou osovou silou.

## 2.2. Typické uspořádání snímače

Na obr. 2 je znázorněn princip nově navrženého uspořádání elastomagnetického snímače (dále EM snímače). Součástí snímače jsou řízený zdroj magnetického pole (např. primární cívka, pohyblivý permanentní magnet), snímač intenzity magnetického pole „H“ v měřeném řezu (soustava Hallových sond) a do třetice snímač indukčního toku, který úzce souvisí s magnetickou indukcí „B“ v měřeném řezu (sekundární cívka).



Obrázek 2.: Schéma uspořádání elastomagnetického snímače (EM snímače).

Hallova sonda je elektronická součástka, která se používá k měření intenzity magnetického pole. Moderní Hallovy sondy mají malé rozměry a dostatečnou citlivost, a proto umožňují měřit tangenciální složku magnetického pole těsně u prvku z feromagnetického materiálu. Vzhledem k tomu, že výrobní tolerance citlivosti běžně dostupných Hallových sond se dle katalogových listů pohybují na úrovni +/-5%, jsou před použitím každého exempláře Hallovy sondy stanoveny hodnoty jeho pracovních součinitelů pomocí speciální kalibrační cívky. Magnetická indukce se v měřeném řezu stanovuje pomocí analogové integrace napětí indukovaného na sekundárním vinutí.

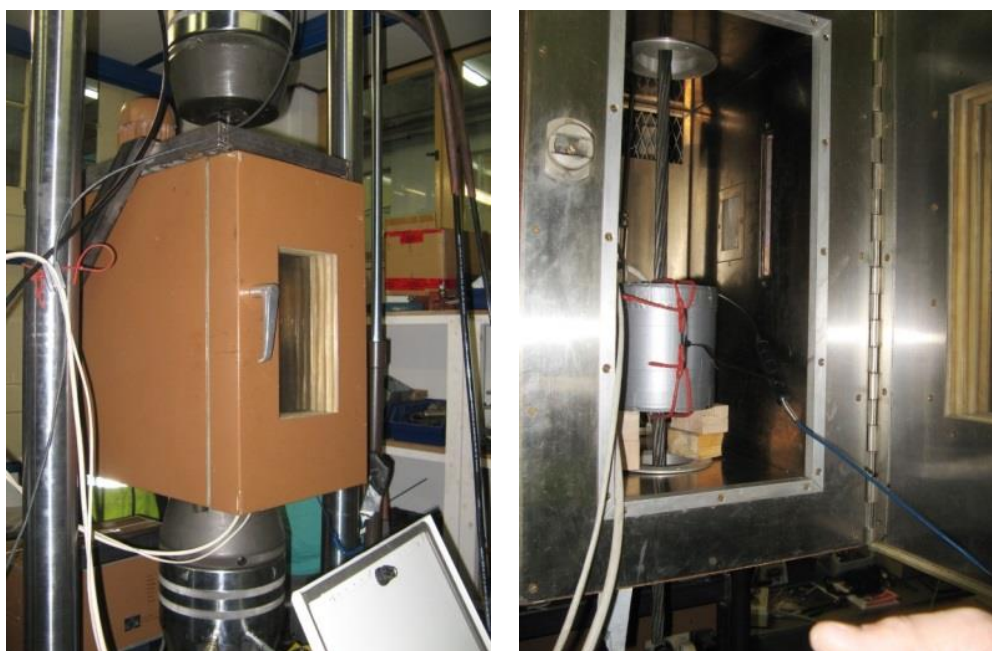
### 3. Verifikace metody

#### 3.1. Popis experimentu

V rámci verifikace nového přístupu v používání EM metody byla provedena celá řada laboratorních experimentů, která byla završená systematickým vyšetřováním změny magnetického chování vybraných předpínacích prvků v závislosti na teplotě a úrovni mechanického namáhání, které se uskutečnilo v listopadu 2016 v laboratořích Kloknerova ústavu ČVUT.

Při experimentech bylo zjišťováno chování následujících prvků:

- lana Lp15,7/1860 MPa (současný materiál – dále v textu značen „L1“ až „L2“),
- předpínacích tyčí 15/17, výrobky Dywidag a Mikusol, celkem 3ks (současné materiály – dále v textu značeny „T1“ až „T3“),
- patentového drátu P4,5, celkem 3ks různého stáří (historický materiál získaný z demolic – dále v textu značen „T1“ až „T3“).



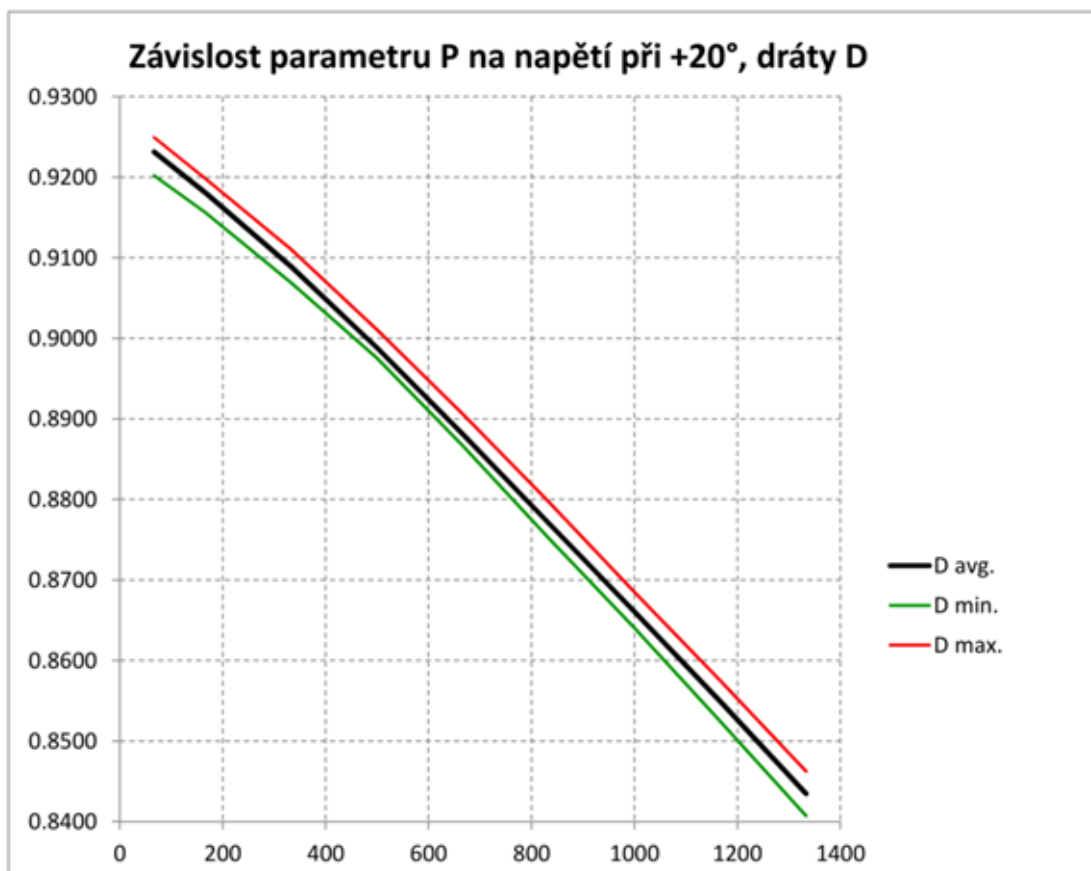
Obrázek 3.: Vnější pohled na použitou klimatickou komoru (vlevo) a pohled do vnitřku komory na předepnuté předpínací lano „L1“ s instalovaným magnetoelastickým snímačem.

Magnetické chování bylo zjišťováno ve čtyřech teplotních krocích, a to  $-20^{\circ}\text{C}$ ,  $+/-0^{\circ}\text{C}$ ,  $+20^{\circ}\text{C}$  a  $+40^{\circ}\text{C}$ . Při každém teplotním kroku byla tahová síla ve zkoumaných prvcích pomocí lisu měněna v devíti resp. sedmi zatěžovacích stupních. Velikost silových zatěžovacích stupňů byla volena v závislosti na návrhové únosnosti konkrétního zkoumaného předpínacího prvku.

### 3.2. Zpracování naměřených dat

S ohledem na množství a složitost průběhů naměřených veličin nebylo efektivní vyhodnocovat tato data v celém jejich rozsahu. Pro vyhodnocování byl proto zvolen dvoufázový postup.

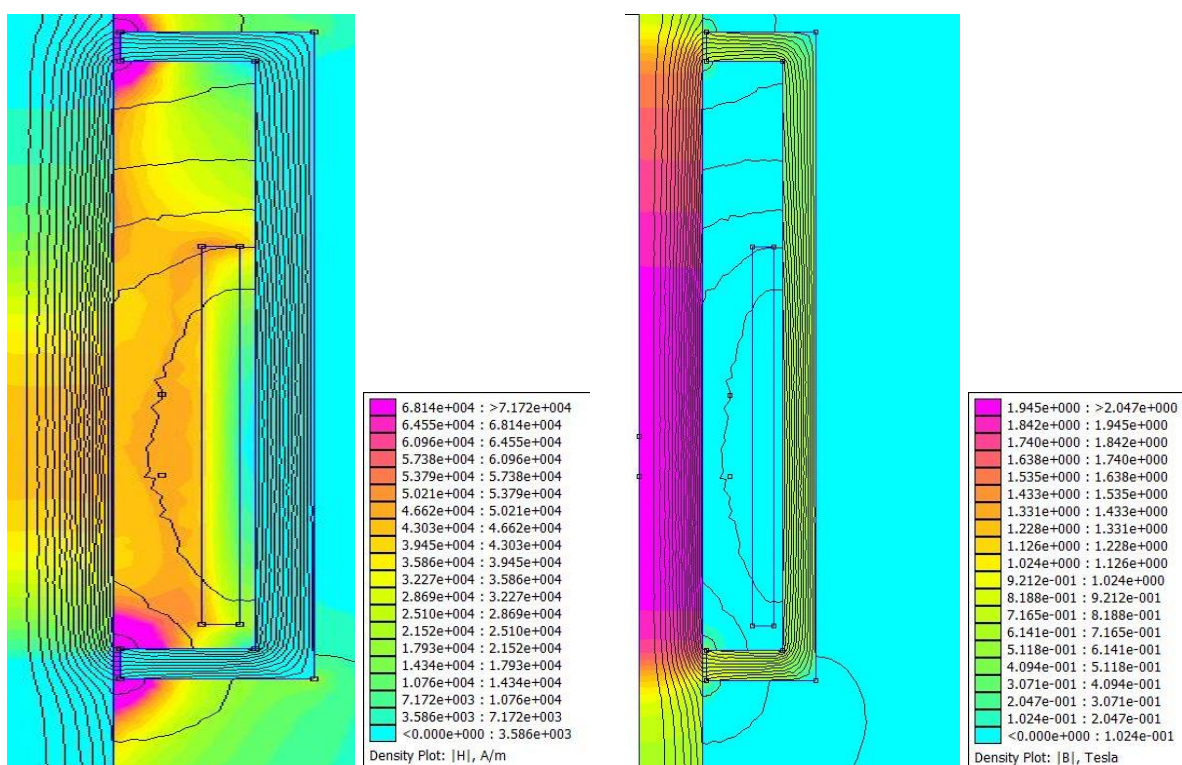
V první fázi bylo sestaveno několik definic testovaného bezrozměrného parametru, které nadále reprezentovaly tvar každé naměřené hysterezní smyčky. V druhé fázi byla závislost hodnot jednotlivých definovaných bezrozměrných parametrů „P“ v závislosti na teplotě „T“ a úrovni mechanického zatížení „F“ statisticky vyhodnocena ve tvaru  $P = f(F, T)$ , viz obr. 4. Získané závislosti jednotlivých parametrů „P“ byly následně kriticky zhodnoceny. Na základě tohoto zhodnocení byl vybrán jeden výsledný bezrozměrný parametr, který je od té doby používán při zpracování veškerých ostatních měření.



Obrázek 4.: Statistické vyhodnocení verifikačního experimentu pro dráty D1, D2 a D3, který pro teplotní úroveň  $+20^{\circ}\text{C}$  popisuje závislost výsledného bezrozměrného parametru „P“ [-] na aktuální napjatosti předpínacího prvku [MPa] a jeho rozptyl.

Další problematikou, kterou je nutno v rámci vyhodnocování naměřených dat řešit, je transformace intenzity magnetického pole naměřené v diskrétních polohách (soustava Hallových sond) na souvislé pole intenzit v rámci celého vyšetřovaného řezu. Z hlediska vyhodnocení je totiž důležité znát rozdělení pole intenzit i v oblastech, kam fyzicky Hallovu sondu ani vložit nejde, např. přímo do materiálu předpínací výztuže.

K provedení této operace je zapotřebí užít vhodný výpočetní nástroj. V rámci řešení tohoto výzkumného úkolu jsou používány počítačové komerční i nekomerční SW založené na metodě konečných prvků. Řešeny byly rotačně symetrické (viz obr. 5), ale i zcela obecné úlohy.



Obrázek 5.: Modelování EM snímače pomocí SW FEMM. Ukázka grafického znázornění uspořádání magnetické pole – vlevo intenzity magnetického pole, vpravo magnetická indukce. Jedná se rotačně symetrickou úlohu – osa symetrie se nachází v levé části obou obrázků.

### 3.3. Závěry z vyhodnocených výsledků zkoušek

- Měření drátů: V případě tří vzorků patentovaných drátů, které vzhledem k velké podobnosti jejich vzhledu od sebe nelze v reálné aplikaci metody na stávající konstrukci jednoznačně odlišit, byl sestaven kalibrační vztah „průměrného drátu P4,5“ (viz obr. 4) pomocí zprůměrování jednotlivých kalibračních křivek tří vzorků drátů různého původu. Magnetoelastické vlastnosti jednotlivých zkoumaných drátů se dle očekávání vzájemně mírně lišily. Jejich neshoda ale dosahovala nízké úrovně, hodnoty sil vyhodnocené na základě sestaveného „průměrného“ kalibračního vztahu pro dráty se odchylovaly od skutečně působících sil maximálně o +/-3,5% maximální síly.

- Měření lana: Magnetoelastické vlastnosti lana byly vyšetřovány na jediném druhu materiálu, který je v současné stavební praxi používán. Při řešení výzkumného úkolu jsme při experimentech použili několik vzorků tohoto materiálu. Velikosti sil, které byly vyhodnoceny na základě sestaveného kalibračního vztahu pro lano, se odchylovaly od skutečně působících sil maximálně o +/-2,0% maximální síly.
- Měření tyčí: Byly vyhodnoceny velké rozdíly u magnetoelastických vlastností jednotlivých zkoumaných tyčí vyrobených z různých materiálů. Navíc bylo zjištěno, že závit tyčí negativně ovlivňuje výsledky experimentu. Pro použití magnetoelastické metody je bezpodmínečně nutné v okolí měřeného řezu odstranit z tyče závit, což by bylo u tyčí zabudovaných v konstrukci neproveditelné. Citlivost vybraného bezrozměrného parametru „P“ na změnu mechanického namáhání je při měření na tyčích významně nižší než při měření drátů či lan, a to v důsledku nižší pevnosti materiálů tyčí i jejich odlišného chemického složení.

## 4. Použití metody při měření in-situ

### 4.1. Popis experimentu

Použitelnost nové metody pro použití v běžné technické praxi byla ověřena zkouškami in-situ na konstrukci z předpjatého betonu, konkrétně na lávce pro pěší přes Vltavu v Praze Troji. Důvodem pro realizaci experimentu na této konstrukci byla pochybnost o skutečné aktuální velikosti předpětí v přepínací výztuži ovlivněné mimo jiné korozními úbytky předpínací výztuže a zasažením nosné konstrukce lávky dvěma velkými povodněmi na Vltavě v srpnu 2002 a v červnu 2013.

Nosnou konstrukci lávky tvoří visutý pás složený ze železobetonových prefabrikátů s příčnými spárami. Rozpětí polí jsou 85 + 96 + 68 m. Popis postupu montáže, použitých nosných prvků a geometrie konstrukce lávky byl čerpán z archivované dokumentace lávky. Konstrukce je v podélném řezu podepřena kabely typu A (nosné kabely visutého pásu) a předeprnuta kabely typu B (zabránění otvírání příčných spár).



Obrázek 6.: Pohled na částečně navinutou primární cívku snímače a navíjecí zařízení (vlevo) a na dokončený snímač opatřený stíněním (vpravo).

U této konstrukce byl na náhodně zvolený předpínací kabel typu B instalován magnetoelastický snímač určený pro dodatečnou montáž. Vzhledem k tomu, že mezi jednotlivými lany (6 lan) tvořícími předpínací kabel nebyly dostatečně velké mezery, byl předpínací kabel zkoumán jako celek.

Kolem zkoumaného předpínacího kabelu byla nejprve citlivě vybourána dostatečně velká kapsa, v rámci které mohlo dojít k aplikaci magnetoelastického snímače. Poté byla na předpínací kabel instalována plastová kostra magnetoelastického snímače. Pomocí navíjecího zařízení, které otáčelo kostrou snímače, byla nejprve navinuta sekundární cívka a následně pak i cívka primární. Následovala instalace Hallových senzorů do volného prostoru uvnitř zkoumaného předpínacího kabelu a jejich geometrické zaměření vůči cívkám magnetoelastického snímače. Na závěr byl vytvořený snímač opatřen dostatečně masivním elektromagnetickým stíněním (viz obr. 6).

#### 4.2. Závěry z vyhodnocení zkoušek

Na data naměřená během experimentů byly aplikovány postupy popsané v kapitole 3.2. Jednalo se zejména o transformaci diskrétních hodnot na spojitě pole intenzit magnetického pole a o výpočet hodnoty bezrozměrného parametru „P“.

Pro vyhodnocení parametru „P“, pro teplotu materiálu a pro typ materiálu byla interpolována obdobná vyhodnocovací křivka, jaká je pro dráty vykreslena v obr. 4. Ve vyhodnocovací křivce byla následně dohledána hodnota mechanického normálového napětí v měřeném kabelu cca 825 MPa.

Posouzení věrohodnosti naměřeného normálového napětí při experimentu in-situ bylo provedeno na základě porovnání s hodnotou očekávaného napětí ve výztuži, které bylo stanoveno z dostupných informací. Z analýzy statického výpočtu lze předpokládat normálové napětí v předpínacích kabelech typu B v intervalu 680 až 1000 MPa. Velký rozptyl intervalu souvisí se ztrátami předpětí způsobenými postupným napínáním této subtilní konstrukce pomocí 14 ks kabelů typu B. Záznam o skutečném postupu předpínání kabelů typu B během realizace lávky, který by umožnil zpřesnění očekávané hodnoty napětí ve zkoumaném kabelu, se bohužel nepodařilo dohledat.

Experimentem stanovená hodnota normálového napětí leží prakticky ve středu výše uvedeného intervalu předpokládaného napětí dle statického výpočtu lávky. Experimentem stanovenou hodnotu napětí je tedy možné označit jako velmi věrohodnou.

#### 5. Chemická a mikroskopická analýza vzorků

V rámci řešení výzkumného úkolu byla provedena chemická analýza hmotnostního zastoupení vybraných chemických prvků v materiálu vzorků. Sestava zkoumaných vzorků byla totožná se sestavou popsanou v kapitole 3.1. Zjištěné hodnoty jsou přehledně uspořádané v tab. 1.

Na shodné sestavě vzorků předpínacích prvků byla též provedena mikroskopická analýza. U všech vzorků, kromě tyče T1, byla zjištěna stejná charakteristika struktury materiálu:

rovnoměrná struktura, martenzitická, výrazně popuštěná. U tyče T1 byla zjištěna struktura v příčném řezu silně nehomogenní.

Tabulka 1.: Přehled zastoupení vybraných chemických prvků ve vzorcích předpínacích prvků

Vzorek	Označení vzorku	C	Mn	Si	P	S	Ni	Cr	Co	N	Ba
		%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
1	D1	0.760	0.45	0.21	0.011	0.0230	0.023	0.067	0.007	0.0045	<0,01
2	D2	0.811	0.70	0.16	0.022	0.0182	0.030	0.092	0.005	0.0057	<0,01
3	D3	0.770	0.44	0.19	0.013	0.0250	0.022	0.069	0.006	0.0046	<0,01
4	T3	0.100	0.92	0.39	0.014	0.0217	0.170	0.237	0.013	0.0083	<0,01
5	T2	0.098	1.44	0.31	0.008	0.0090	0.071	0.105	0.009	0.0118	<0,01
6	T1	0.214	1.42	0.53	0.009	0.0082	0.108	0.125	0.012	0.0107	<0,01
7	L1	0.843	0.76	0.27	0.016	0.0069	0.057	0.223	0.006	0.0053	<0,01
8	L2	0.831	0.83	0.22	0.011	0.0083	0.035	0.278	0.006	0.0050	<0,01

## 6. Shrnutí výsledků

- Výsledkem výzkumného projektu je návrh a validace nové metody, která umožňuje „stanovení aktuální velikosti síly v konkrétním předpínacím prvku na stávající konstrukci“.
- Doposud provedené experimenty realizované v laboratoři a na reálných konstrukcích in-situ potvrzují použitelnost této metody. Metoda je velmi vhodná pro průzkum napjatosti předpínacích prvků sestavených z drátů a lan, kde ve většině reálných případů z praxe jinou nedestruktivní metodu měření bez nadměrné destrukce měřené konstrukce použít ani nelze.
- Naproti tomu k průzkumu předpínacích tyčí se tato metoda nejeví jako vhodná. Tyče jsou však obvykle používány ve stavebních konstrukcích jako prvky dočasného předpětí, kde není problém v případě potřeby nasadit jiné metody měření, např. použití dynamometrů.
- Metoda popsaná v tomto příspěvku nabízí i možnost výrazné eliminace rizik nepřesného stanovení předpínací síly u konstrukcí, které jsou monitorovány již od aktivace předpětí. Tato rizika, která jsou svázaná s využitím dosud používaných metod založených na magnetoelastickém principu, souvisí zejména s možnou změnou charakteristik snímače v důsledku změny magnetického okolí snímače v období mezi jeho kalibrací a odečtem síly. Změny magnetického okolí nejsou na stavbách ničím neobvyklým, jejich příčinou může být např. betonáž drátkobetonové konstrukce, přemístění masivních ocelových skruží nacházejících se v těsné blízkosti snímače, apod.
- Na základě provedené chemické analýzy, viz kap. 5, lze očekávat, že chemickými prvky, které pravděpodobně modifikují magnetické chování zkoumaných materiálů používaných pro výrobu předpínacích prvků, jsou kromě železa (Fe) i nikel (Ni) a chrom (Cr).

## Poděkování

Tato práce byla podpořena Technologickou agenturou České republiky v rámci projektu číslo TA04030307.

## Literatura

- [1] WICHMANN, H. J.; HOLST, A.; BUDELMANN, H.: Magnetoelastic stress measurement and material defect detection in prestressed tendons using coil sensors. Proceedings of 7th International Symposium on Non-Destructive Testing in Civil Engineering NDTCE'09. Nantes, France, 2009.
- [2] CHANDOGA, M.; FABO, P.; JAROŠEVIČ, A.: Measurement of Forces in the Cable Stays of the Apollo Bridge, Proceedings of the 2nd fib Congress, Naples, Italy, 5-8 June, 674-675, 2006.
- [3] KLIER, T.; MÍČKA, T.; POLÁK, M.; ŠIMLER, M.; SMETÁK, T.: Moderní metoda pro měření osových sil v prvcích stavebních konstrukcí, 23. Betonářské dny 2016, Praha, Česká republika, 2016.

## Kontakt

Ing. TOMÁŠ KLIER, tel.: +420 724 003 346, e-mail: klier@pontex.cz, Pontex s.r.o. – odd. diagnostiky, Bezová 1658, 147 14 Praha.

Ing. TOMÁŠ MÍČKA, tel.: +420 606 644 442, e-mail: micka@pontex.cz, Pontex s.r.o. – odd. diagnostiky, Bezová 1658, 147 14 Praha.

Prof. Ing. MICHAL POLÁK, CSc., tel.: +420 224 354 476, e-mail: polak@fsv.cvut.cz, ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Thákurova 7, 166 29 Praha 6.

Ing. MILOŠ ŠIMLER, tel.: +420 326 377 900, e-mail: simler@freyssinet.cz, Freyssinet CZ a.s., Zápy 267, 250 01 Brandýs nad Labem.

Ing. TOMÁŠ SMETÁK, tel.: +420 326 377 900, e-mail: smetak@freyssinet.cz, Freyssinet CZ a.s., Zápy 267, 250 01 Brandýs nad Labem



## OPRAVY HISTORICKÝCH OBJEKTŮ Z POZICE STATIKA A Z HLEDISKA PAMÁTKOVÉ PÉČE

### REPAIRS OF HISTOTIC BUILDINGS FROM THE POSITIOM OF STRUCTURAL ENGINEER AND FROM THE POINT OF VIEW OF HERITAGE CARE

**Ladislav Klusáček, Zdeněk Bažant**

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební,  
Ústav betonových a zděných konstrukcí

**Anotace:**

*Pracovníci památkové péče při opravách a rekonstrukcích historických objektů trvají (respektive upřednostňují) použití dřívějších pracovních postupů a zejména materiálů, někdy až příliš důrazně. Ne vždy je však snadné jejich požadavkům s přihlédnutím ke staticky problematickému stavu objektu vyhovět – je třeba nalézat vhodné kompromisy.*

**Annotation:**

*Heritage care specialists in the repair and reconstruction of historical buildings prefer using of previous working methods and especially materials, sometimes too strongly. It is not always easy to satisfy their requirements, with regard to the problematic of static object state. It is necessary to find suitable compromises.*

## 1. Úvod

Z hlediska památkové péče se jeví jako téměř nejdůležitější zachování historického objektu v jeho původním vzhledu. V případě poruchy, způsobené stářím objektu (degradací stavebních materiálů), případně lidskou činností – změnami užívání (např. přestavbami, zvýšením užitného zatížení, dispozičními úpravami), nebo problémy v podzákladi (účinky vody, dopravy, inženýrskogeologickými faktory atd.), je ovšem uvedení do původního stavu, respektive do stavu vyhovujícímu současnému způsobu využívání, značně komplikované.

## 2. Ke stavební činnosti v minulosti

Nejlépe se hledá poučení v minulosti. Dřívější architekti, stavitelé a investoři se nikterak nerozpakovali u svých staveb aplikovat nové technologie stavění, nové styly, moderní materiály atd. Nebáli se zásadně měnit vzhled staveb, do historické stavby vkládali bez obav nové konstrukce, které, jak se obvykle konstatuje, tyto původní objekty měnily k lepšímu, zvýšily jejich dynamiku a vzhled, vytvořily novou symbiózu zdánlivě neslučitelných forem a dialekticky změnilly původní kvantitu v novou kvalitu [9].

Totéž platí i o využívání nových konstrukčních materiálů při stavebních úpravách dříve existujících staveb. Zejména se to týká použití kovových výrobků – kleštin, nahrazujících dříve instalovaná dřevěná táhla, či při změnách kamenného zdiva za zdivo z pálených prvků, popřípadě navrhování konstrukcí z betonu/železobetonu.



Obrázek 1.: Pohled na Wohlmuthovu kruchtu z příčné lodi katedrály Sv. Víta, Václava a Vojtěcha [12, 14]

Mimo to je možné s jistotou předpokládat, že stavitelé v minulosti, měli-li by k dispozici dnešní možnosti, nerozpakovali by se je uplatnit již ve své době [7][8] [10][11].

Uvedme jeden z mnoha příkladů netradičních stavebních postupů. Podle známých informací se podobným způsobem stavěla, v průběhu času měnila a upravovala katedrála Sv. Víta, Václava a Vojtěcha (1344 – 1929) na Pražském hradě. Při požáru Malé Strany a Hradčan v roce 1541 došlo k závažnému poškození převážné části katedrály. V roce 1548 však Bonifác Wohlmuth (1510 – 1579), renesanční dvorní architekt Ferdinanda I, kameník a stavitel, pověřený odstraněním škod, dokončil opravu zničené věže, shořelých krovů a střechy. V této době bylo také rozhodnuto o uzavření prostoru katedrály, respektive o dostavbě dosud chybějícího západního průčelí.

V roce 1556 byl pro tuto rekonstrukci vybrán právě Bonifác Wohlmuth, který již dříve projevil cit a odvalu pro skloubení prvků gotiky a renesance. Za necelé čtyři roky byla pak tehdejší katedrála dokončena a západní strana uzavřena dvoupatrovou hudební kruchtou – renesanční stavbou s gotickými prvky. Kručka původně stála mezi posledními čtyřmi sloupy staré části katedrály, tehdy ještě bez barokního balkonu, secesních ozdob a bez dveří. Jednotlivými oblouky se v této době vstupovalo přímo do hlavní lodi. Při dostavbě katedrály po roce 1880 byla kručka rozebrána a po levé straně katedrály instalována do nynější polohy [12][14].

Jak je z tohoto příkladu zřejmé, neostýchal se jak Bonifác Wohlmuth, tak i další jeho slavní následovníci, pracovat nejen s novými stavebními slohy při jejich začleňování do stavby gotické, ale nerozpakovali se používat nové, dříve neužívané materiály – Obr. 1.

### 3. Vliv statického schématu

Je samozřejmé, že oprava nebo zesílení konstrukce mohou být provedeny buď zlepšením vlastností použitých původních materiálů, nebo jejich náhradou, či zásahem do statického schématu konstrukce, např. zmonolitněním prvků (tedy odstraněním kloubů nebo dilatací), případně naopak vložením kloubů, odstraňujících spojitost prvku, či rozdělením stavby pomocí nových dilatačních spár. Pochopitelně platí, že v mnoha případech je nezbytné použít obou způsobů zásahu do narušené konstrukce [18].

Statik (posuzovatel) by měl vždy zjistit statické schéma původní konstrukce. Při návrhu úpravy musí stanovit nové statické schéma nebo modifikovat schéma staré. Se změnou způsobu podepření se mění nejen statické schéma, ale také velikost (poloha) reakcí a vnitřních sil.

Úprava nosného systému jiným nosným systémem musí být vždy ověřena statickým výpočtem, který respektuje nové rozdělení zatížení. U přidané konstrukce, která je schopna přenést veškeré vnější zatížení (nebo jeho část), se musí zajistit, aby deformace nové a staré konstrukce byly ve vzájemném souladu. Pokud toto pravidlo nebylo dodrženo, mohlo by dojít k nežádoucím poruchám.

#### 4. K novým materiálům v historických stavbách

Zásadním problémem všech oprav nebo zesilování staveb je nezbytnost nahrazování konstrukcí zchátralých, či spojování starých a nových materiálů. Podle okolností na místě samém lze např. opravit poškozený pilíř stejným nebo podobným materiálem – novým zdívkem nebo betonem. Je však možné přidat k pilíři i nové nosné prvky – ocelové stojiny, nebo pilíř zesílit ocelovými objímkami, případně ztužit ho předpětím.

Aplikovat beton či železobeton do zděné konstrukce se často považuje za nevhodné, neboť vzniká možnost nežádoucího spolupůsobení nesterorodých materiálů, např. u cihelných kleneb s nadbetonovanou skořepinou k vyvolání trhlin na jejich podhledu, který někdy bývá vyzdoben historickými malbami (platí ovšem, že u silně poškozených kleneb jiný způsob opravy není mnohdy ani k dispozici). Někdy se však železobetonová skořepina nahrazuje dokonalým vyspravením klenby shora, tj. vyčistěním klenby a jejich spár a zatřením povrchu maltou. Jinou možností je zajištění klenby pouze pomocí systému železobetonových žebér (roštů) na horním povrchu klenby; mezi nimi se pak klenba ponechá bez nadbetonování a vysprávi se tak, jak bylo uvedeno výše. Obvykle postačuje provést jen podélná žebra nad klenbovými pásy a ztužující obvodové věnce. U běžných staveb je pak možné provedení ztužujících věnců v odsazení po výšce se zužujících stěn stavby nebo vložení nového železobetonového stropu, který pak vytvoří dokonalé tuhou rovinu v této úrovni.

Obdobně je tomu u konstrukcí dřevěných. Je třeba poznamenat, že u historických budov se často setkáme s cennými střešními/stropními konstrukcemi, které nemohou být zaměněny konstrukcemi novými (což platí jak pro tvar střechy, tak i pro vnitřní uspořádání krovu či stavby). Pokud je to možné, pak se jednotlivé poškozené prvky nahradí prvky novými ze stejného materiálu, obdobně provedenými a spojovanými [15]. V některých případech se značně poškozené dřevěné části odstraní a nahradí se odlitkem z vhodného materiálu. Dřevěné konstrukce uměleckého významu se také opravují s použitím nových technologických postupů (impregnačí apod.) nebo injektáží. V případě narušení konstrukcí skrytých (stropních trámů, stropnic, rákosníků apod.) nebo tehdy, je-li nutné stropní konstrukci zesílit, lze použít příložek dřevěných (hranoly, fošny) nebo ocelových (válcované profily, úhelníky, svařence).

U ocelových historických konstrukcí, pokud nejsou zásadně narušeny (rozsáhlou korozí, deplanací atd.), lze jejich úpravy provádět teprve po dokonalém očištění (odrezování). Obvykle se pro zesílení používá spřažení původního prvku s novými válcovanými profily nebo ztužení dílce pomocí příložek (plechů). Spojení staré a nové konstrukce se povětšinou provádí přivařením. Je ovšem třeba upozornit na nezbytnost ověření stáří konstrukce, neboť prvky ze svářkové oceli se nesmí zesilovat svařenými spoji. Při rekonstrukci je také možné nahradit poškozenou část konstrukce novým sloupem nebo průvlakem stejného tvaru, někdy je možné i změnit statické schéma, vložit novou podporu, konstrukci předepnout apod.

#### 5. Jedna z nových technologií - předpínání konstrukcí

Pro dosažení vhodného rozložení vnitřních sil mezi starou a novou konstrukcí nebo pro lepší vzájemné spojení částí stavby lze v některých případech s výhodou využít předpínání. Na

základě pozorování historických staveb a po provedených statických výpočtech význačných chrámů (jak s použitím schématu staticky určitých prutových konstrukcí, tak použitím modelování metodou konečných prvků skořepinovými i prostorovými prvky) lze konstatovat, že již v minulých dobách bylo používáno nepřímé předpínání tlakem [11]. Dřívější generace měly dostatečné znalosti o potřebě ztužování objektů ve vodorovných rovinách; pro tyto účely používaly dřevěné trámy s kotvami do zdiva nebo kované kleštiny. V dnešní době část zmíněných ztužujících prvků je obvykle nefunkční nebo špatně funkční, některé tyto konstrukce byly z neznalosti porušeny nebo odstraněny.

Většina historických budov byla v minulosti přestavována, dostavována a opravována, často značně neodborně. Obvykle lze nalézt nedostatečně provázané styky mezi původním a novým zdivem, či vrstevnaté zdivo s nevyhovujícím spolupůsobením s původní konstrukcí. Velké problémy jsou zejména s horizontální tuhostí budov.

Důsledkem je rozvolnění vodorovných a svislých vazeb budov, které se projevuje trhlinami a lokálním selháním krovů, pilířů, zdí, stropů a základů. U současných zděných staveb se jejich tuhost ve vodorovných rovinách zajišťuje železobetonovými obvodovými a vnitřními věnci. U historických konstrukcí je nezbytné funkci věnců co nejlépe aktivně nahradit. Proto se používají různé metody předpínání. Tyto metody mohou být aplikovány jak na celý objekt, tak i pro jeho části, případně pro jednotlivé prvky [15][17][19][20].



Obrázek 2.: Pohled na předpínáním stabilizovanou radnici ve Vyškově

Dodatečné zesilování pozemních a inženýrských staveb přepínacími lany (kabely) je moderní a dosud ne zcela běžný způsob zesilování a ztužování porušených konstrukcí. Předpínáním konstrukce se rozumí vnesení tlakových napětí do původního systému stavby v jednom či více směrech; přitom je nutné dosáhnout příznivého ovlivnění rozdělení napětí v konstrukci. Rozhodující je vždy stanovení velikosti potřebných tlakových sil, tj. množství a umístění přepínacích lan (kabelů), pramenců či ocelových tyčí v konstrukci. Dobře navržené a provedené předpětí je pro konstrukci výhodné - aktivace opravy je téměř okamžitá.

Většina historických staveb je zděná z cihel, kamene nebo ze smíšeného zdiva. Takovými konstrukcemi jsou nejen vícepodlažní budovy městské výstavby, ale i významné a cenné stavby – zámky, radnice, kaple, kostely, věže apod. Vlivem stárání, degradace materiálu a změnami v podzákladí dochází k poruchám staveb, které se projevují trhlinami. Vertikální poklesy konstrukcí, vyvolané sedáním staveb, není vhodné s použitím předpětí opravovat. To se hodí zejména při rozvolnění vodorovných vazeb stavby, např. pro zajištění vodorovné stability objektů, při porušování konstrukce uvolněnou napjatostí podloží (creep zeminy v podloží), pro redukci vodorovných tlaků kleneb a klenbových pásů apod.

Moderní přepínací technologie jsou založeny na používání obalovaných stabilizovaných lan s nízkou relaxací. Součástí přepínacího systému jsou také zapouzdřené kotevní systémy; primární ochrana proti korozi je tedy po celé délce kabelů včetně kotvení dodržena (plastovými chráničkami s antikorozními pasivačními mazivy). Mohou být používány i tam, kde je zvýšená vlhkost a sekundární ochranu zásaditým prostředím na bázi cementových pojiv nelze spolehlivě zajistit. To je právě případ historického kamenného i cihelného zdiva, základů a povětrnosti vystavených konstrukčních částí. Využitím metody náhradních kabelových kanálků je možné lana umístit do vhodných poloh i do původních konstrukcí tak, aby působení přepínacích sil co nejlépe bránilo dalšímu rozvoji poruch. Předpětím lze silové poměry v původní popraskané konstrukci zvrátit do té míry, že takto zesílená konstrukce působí jako ztužidlo pro navazující části stavby a zabraňuje jejich dalšímu porušování. Tak je tomu např. v případě dodatečně předepnutých kleneb, klenbových pásů apod.

Významné je zajištění tuhosti konstrukce ve směru předpínání, tj. vytvoření dostatečně tuhých prvků ať existující (po zmonolitnění trhlin ve zdivu vlastní zdivo – stěny, stěnové nosníky, pilíře), či tuhé stropy nebo konstrukce navržené dodatečně (železobetonové věnce, stropní desky, rubové skořepiny, ocelové trubky, svařence apod.

Při rekonstrukcích a opravách byly dosud předepnuty jednotlivé konstrukce (sloupy, průvlaky, konzoly, desky, stěny, klenby), i celé stavby (občanské domy, zámky, věže, kostely), případně i různé inženýrské stavby (klenbové zděné mosty, základy, jeřábové dráhy). Při předpínání různých konstrukcí byly početně a experimentálně vyvinuty a prakticky vyzkoušeny staticky účinné pracovní postupy. Ne každou konstrukci je ale možné opravit předepnutím – vždy je třeba postupovat podle okolností zjištěných na místě samém a vybrat takový postup, který je pro stavbu nejlepší.

Úspěšný výsledek dodatečného předpínání konstrukcí je vždy závislý na vhodném projektu. Každé předpínání se musí nejprve navrhnout; návrh má být veden statickými důvody a je třeba ho ověřit statickým výpočtem. Důležité (a v praxi osvědčené) jsou současně zajišťované dva výpočetní postupy – jak modelování konstrukce na počítači, tak i běžný zjednodušený výpočet. Pokud není docílena odpovídající shoda obou výpočtů, nemělo by se předpínání realizovat.

Lze konstatovat, že případná kritika této metody vychází obvykle z nedostatku informací o předpínání, tj. pracovních postupů a současných technologických možností specializovaných firem. Malé porozumění předpětí, jeho vlivu na konstrukce a používání zastaralých a nevýstižných návrhových postupů může být také příčinou odmítnutí tohoto nového způsobu zesilování objektů.

Zděné budovy jsou širokou oblastí, u které se předpínání vhodně uplatňuje. Oč širší je uplatňování této technologie, o to menší je teoretická příprava, jasné technologické pokyny a kontrolovatelnost takových sanačních zásahů. Konstrukteři i firmy postupují často neprofesionálně, bez základních znalostí o chování přepínací výztuže a vlivu předpětí na konstrukce.

## 6. Přehled částí navržených a realizovaných zesílení historických pozemních staveb (v spolupráci s památkovou péčí)

O tom, že novými metodami a materiály lze na řadu roků (odhadem minimálně na 50 let), bez negativního vlivu na vnější i vnitřní vzhled, docílit statické stabilizace staveb svědčí řada úspěšně provedených záchranných oprav. Způsoby jejich nápravy byly publikovány v řadě textů, bylo o nich rozsáhle referováno na konferencích a seminářích u nás i v zahraničí. Použité statické postupy, výpočty a ukázky realizací jsou také běžnou součástí výuky na ÚBZK Stavební fakulty VUT v Brně [1][2][3][4][5][6].

### Kostely:

- Sv. Michaela Archanděla Švábenice 1716-1718: Obvodové předepnutí základů a zdí pod a nad okny, předepnutí klenbových pásů. Předepnutí zastavilo postupné odklánění věže od lodi kostela.
- Presbytář hřbitovního kostela Sv. Panny Marie Vyškov 1617: Předepnutí závěrové stěny presbytáře a oratoře.

### Kaple:

- Tištín 1710-1719 (odsvěcená kaple u kostela Sv. Petra a Pavla): Nové vnitřní ztužující tuhé prvky. Obvodové předepnutí pod římsou a v polovině výšky kaple, kterým bylo stabilizováno rozestupující se zdivo a trhliny ve vrcholu hlavní klenby.

### Měšťanské domy (více objektů):

- Vyškov 1752: Předepnutí kleneb, celkové statické zajištění.
- Vyškov 1890: Příčné předepnutí základů, vertikální předepnutí fasádní stěny z nekvalitního zdiva.

### Zámky:

- Drnovice 1866: Obvodové předepnutí základů, příčné a podélné předepnutí v úrovních stropů
- Mělník-Chloumek 1750: Všeobecné předepnutí základů a horní stavby, nekvalitní zdivo. Předepnutí stabilizovalo středověké zdivo porušené neobvykle širokými trhlínami (až 100 mm) jako předpoklad pro spolehlivou stavební obnovu památky.

- Vyškov (část) 1665: Předepnutí porušeného klenbového pásu pomocí křížujících se lan. Úpravou byla dosažena eliminace obloukové síly vynášecího oblouku s rozpětím 9 m, která porušovala protlačováním a odsouváním zdivo přilehlého křídla zámku.
- Letovice 1820: Svislé a obvodové předepnutí jízďárny a koníren.

#### **Lodžie/Kolonády:**

- Vyškov, zahradní lodžie 1673: Předepnutí kleneb a sloupů, zesílení základů. Popsaným komplexním silovým zásahem bylo dosaženo trvalé stabilizace zaklenuté konstrukce, jež byla porušována vykláněním obvodových pískovcových sloupů a následnými trhlinami ve vrcholech kleneb.
- Valtice, kolonáda 1810-1817: Podélné předepnutí.

#### **Věže:**

- Vyškov radnice 1569: Zajištění stability věže předpínáním a ukotvením do kotevního přístavku, zesílení základů věže rozšířením a předepnutím starých a nových základů. Věž odkloněná od svislice se nacházela v nestabilním stavu, pohyby způsobované větrem zvětšovaly odklon a porušovaly styky zdiva věže a přilehlé radnice za vzniku rozličných trhlin v šířkách od 20 do 150 mm – Obr. 2.
- Letovice 1820: Ztužení válcové bašty příčným předepnutím, nové stropy, zesílení základů.

#### **Jiné objekty:**

- Moravské Knínice stáje pro anglické plnokrevníky 1860: Předepnutí kleneb.
- Vyškov zeď a brána vyškovského parku 1673: Svislé předepnutí, rozšíření základů.
- Komořany bývalá fara 1748-1749: Všeobecné předepnutí základů a obvodu stavby, předepnutí kleneb.
- Vyškov knihovna 1880: Obvodové předepnutí, nové stropy jako tuhé celky.
- Lysovice archiv 1910: Všeobecné předepnutí s křížením předpínacích lan. Docílilo se trvalé stabilizace dvou oddělujících se částí bývalé školní budovy.
- Rektorát MU v Brně (Kounicův palác) 1871-1873: Statické úpravy dispozice (stropy, předpínání).

## **7. Závěr**

Předpětí je nutno aplikovat ve zděných konstrukcích staticky a konstrukčně uvážlivě. Staticky správná aplikace předpětí musí zvážit, kromě příznivého vlivu přepínací síly na samotný objekt, i vedlejší (parazitní) vlivy předpětí. Vyloučit se musí nežádoucí přetváření konstrukce vlivem předpětí a tedy i nechtěné, dodatečně vyvolané škody.

Konstrukčně zvládnutá aplikace této metody při opravách nebo rekonstrukcích budov řeší detaily, na nichž je funkce předpětí založena jak z hlediska napětí v materiálech, proveditelnosti a ohleduplnosti vůči konstrukci, tak i s přihlédnutím k dlouhodobé funkčnosti předpětí a ochrany proti korozi. Nezvládnuté konstrukční detaily a technologické postupy znehodnocují staticky dobrý návrh a vyvolávají oprávněně obavy z předpínání.

Zásahy nejsou po zapravení vidět, tvary konstrukcí se nemění a vzhled objektů není dotčen. Měření bylo také prokázáno, že předpínání lany nevykazuje v čase žádné výrazné změny. Příznivě se zde projevuje skutečnost, že v původním, často mohutném zdivu historických



konstrukcí, postačuje již nízká hladina napětí pro dostatečné znovuobnovení stability objektu.

Pochopitelně je vždy žádoucí – více či méně za každou cenu – stavbu zachovat, než ji raději z památkového purizmu nechat zřítit. Z výše uvedeného pak celkem jednoznačně plyne, že za hlavní problém pro zachování charakteru historické stavby lze pokládat použití nových materiálů při její rekonstrukci. Jejich aplikace je zcela nezbytná, neboť mnohdy jde o nutnost vkládání nových ztužujících prvků do stavby, respektive vnesení dalších vnějších sil do konstrukce tak, aby ve výsledku se schopnost existence historické stavby – a to i pro změněné podmínky užívání – byla zachována, nebo i zlepšena. Proto je nezbytné tyto zásahy plánovitě uspořádat tak, aby nebyly zvenčí patrné, tj. aby byly ke stavbě výjimečně citlivé.

## Poděkování

Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 „AdMaS UP - Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“ podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti i“.

## Literatura

- [1] KLUSÁČEK L., BAŽANT Z.: K článku „Stabilizace klenbových pásů barokního kostela sv. Michaela Archanděla. Stavebnictví, Praha, 01-02/2014, ISSN 1802-2030
- [2] KLUSÁČEK L., BAŽANT Z.: Historické konstrukce ztužené lany. Zprávy památkové péče. Praha 1/2014, 6 stran. ISSN 1210-5538
- [3] KLUSÁČEK L., DUCHÁČ P., BAŽANT Z.: Dlouhodobé sledování poruch historických staveb. Zprávy památkové péče. Ročník 76, Praha 6/2016, ISSN 1210-5538
- [4] KLUSÁČEK L., BAŽANT Z., MITRENGA R.: Stabilization of Baroque Wall using Widening of the Foundations and vertical Prestressing. Sborník příspěvků 13<sup>th</sup> International Conference and Exhibition “Structural Faults and Repair 2014” London 8<sup>th</sup> – 10<sup>th</sup> June 2014 ve formátu CD-ROM, ISBN 0-947664-71-7
- [5] BAŽANT Z., KLUSÁČEK L.: Statika při rekonstrukcích objektů. 6. Vydání (upravené). CERM Brno 9/2015, ISBN 978-80-7204-912-7
- [6] KLUSÁČEK L., BAŽANT Z.: Verstärkungen von Mauerwerkskonstruktionen durch Anwendung von Vorspannlitzen. TU Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, Institut für Hochbau und Technologie. 29.04.2013 (přednášky a prezentace)
- [7] BÜDDERMANN W.: Welcher Stil ist das? Franck'sche Verlagshandlung Stuttgart 1938
- [8] Herout J.: Staletí kolem nás. Panorama Praha 1981
- [9] ŠEBESTA K.: Hegelova dialektika. Oikoymenh, ISBN 978-80-7298-264-6, 2008
- [10] CESTELLI-GUIDI C.: Strengthening of Building Structures – Therapy. IABST Symposium Venezia 1983
- [11] FLECKNER S.: Gotische Kathedralen - Statische Berechnungen. Bauingenieur. Band 78, Januar 2003
- [12] [https://is.cuni.cz/studium/dipl\\_st/index.php?doo=detail&did=120879](https://is.cuni.cz/studium/dipl_st/index.php?doo=detail&did=120879)

[13] ZÁKON ze dne 6. dubna 2016, kterým se mění zákon č. 20/1987 Sb., o státní památkové péči, ve znění pozdějších předpisů

[14] PLICKA K.: Pražský hrad. Orbis Praha 1965

[15] KLUSÁČEK L., BAŽANT Z.: Historické konstrukce ztužené lany. Zprávy památkové péče. Praha 1/2014, ISSN 1210-5538

[16] BAŽANT Z., STRNAD J.: Statické zkušenosti při náhradě historické plastiky. Sanační hlasatel 1/2015, SSBK Brno, 5/2015, ISSN 1213-3116

[17] BAŽANT Z.: Problémy úprav základových konstrukcí. Materiály pro stavbu Praha, 6/2016, ISSN 1213-0311

[18] ZICH M., BAŽANT Z.: Statické schéma a jeho vliv na spolehlivost konstrukce.

Sborník ČBS „23. Betonářské dny 2016“, Litomyšl 11-12/2016, ISBN 978-80-906097-6-1 (v elektronické formě)

[19] BAŽANT Z., KLUSÁČEK L.: Static Problems at Reconstruction of Structures. Brno, Department of Concrete and Masonry Structures, University of Technology, Brno, May 2001

[20] KLUSÁČEK L., BAŽANT Z.: Erfahrungen mit den Fundamentenverstärkungen von historischen Gebäuden durch umgekehrte (inverse) vorgespannte Gewölben und Konsolen. Sborník příspěvků 5. Kolloquia „Bauen in Boden und Fels“, Technische Akademie Esslingen 1/2010, ISBN 3-924813-81-7

## Kontakt

Doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc., tel. 541 147 854, e-mail klusacek.l@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00

Doc. Ing. ZDENĚK BAŽANT, CSc., tel. 541 147 862, e-mail bazant.z@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00

## SLOŽITÁ REKONSTRUKCE STARŠÍHO BYTOVÉHO DOMU

### COMPLICATED RECONSTRUCTION OF AN OLDER MULTI - FAMILY HOUSE

Jan Koláček, Zdeněk Bažant

VUT v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných  
konstrukcí, Veveří 95, 602 00 Brno

**Anotace:**

*V prosinci roku 2016 byla dokončena rozsáhlá rekonstrukce bytového domu z 30. let minulého století, který se nachází v městské části Brno-Žabovřesky. Investor s architektem se snažili o moderní visáž interiéru i fasády domu, která si vyžádala řadu náročných úprav a nových konstrukcí, které musely být konzultovány se statikem. Významné kroky popsání rekonstrukce bytového domu jsou v článku podrobně popsány.*

**Annotation:**

*In December of year 2016 has been finished the extensive reconstruction of the multi – family house built in the thirties of last century, located in the district Žabovřesky of the city Brno. Investor with architect desired the modern appearance of interior and facade of the house, which involved a number of difficult renovations and new structures that had to be consulted with structure engineer. The significant steps of the reconstruction of the multi – family house are described in detail in this contribution.*

**Klíčová slova:**

*Bytový dům, rekonstrukce, spřažené dřevobetonové stropy*

**Keywords:**

*Multi – family house, reconstruction, timber and concrete ceilings*

## 1. Úvod

V prosinci roku 2016 byla dokončena rozsáhlá rekonstrukce bytového domu z třicátých let minulého století, který se nachází v městské části Brno-Žabovřesky. Investor s architektem se snažili o moderní vizáž interiéru i fasády domu, která si vyžádala řadu náročných úprav a nových konstrukcí, které musely být konzultovány se statikem. Významné kroky popsané rekonstrukce bytového domu jsou v článku podrobně popsány.

## 2. Popis objektu

Jedná se o řadový rodinný dům (Obrázek 1. a Obrázek 2.) obdélníkového půdorysu o šířce 7,00 m a délce 13,70 m, nacházející se v městské části Brno – Žabovřesky. Dům má 1 podzemní podlaží, 2 nadzemní podlaží a půdu. Podzemní podlaží sloužilo jako sklepní prostory a garáž pro jedno stání, nadzemní podlaží jako bytové jednotky 2+1, a půdní prostor jako sklad. Stáří objektu se odhaduje okolo 80 let.



Obrázek 1.: Pohled z ulice na dům před rekonstrukcí. ↑



Obrázek 2.: Pohled ze dvora na dům před rekonstrukcí. ↑

Nosné zdivo rodinného domu bylo provedeno z cihel plných tloušťek 300 a 450 mm. Základy nosných zdí nebyly odhaleny, předpokládají se betonové nebo zděné. Vodorovné konstrukce tvořily dřevěné stropy vyjma stropu nad podzemním podlažím, který byl proveden jako

monolitický betonový trámový strop. Schodiště je dvouramenné betonové umístěné v zadní části domu.

Střešní konstrukce byla klasická sedlová střecha, vytvořena pomocí kombinované soustavy se dvěma plnými vazbami. Konstrukce plných vazeb vznikly spojením vaznicového krovu se stojatou stolicí s jednoduchým vzpěradlem. Vzpěradlo vynášelo vrcholovou vaznici a zajišťovalo příčnou tuhost krovu. Stojatá stolice, složená z kleštin a sloupků, vynášela střední vaznice. Krytina střešní konstrukce sestávala z pálených tašek.

### 3. Stav před rekonstrukcí

Prohlídkou na místě samém bylo zjištěno, že stav domu po statické stránce byl velmi dobrý. Základy byly nepřístupné, ale v suterénu nebyly nad základy zjištěny žádné poruchy, trhliny, ani promáčení. Také nosné zdivo a příčky nevykazovaly žádné poškození (trhliny).

Betonový trámový strop nad 1.PP (suterénem) byl bez viditelného poškození. Pouze betonová deska, zejména v místech stávající garáže, obsahovala trhliny kolmo na trámy, které byly z hlediska statického nevýznamné (poddimenzovaná rozdělovací výztuž).

Při prohlídce na místě samém byl dům ještě obýván nájemníky, proto byl strop nad 1.NP nepřístupný. Strop nad 2.NP, který tvořil zároveň podlahu půdy, se podařilo na několika místech odkrýt pomocí sond. Ze sond se dal zjistit stav zhlaví trámů a skladba konstrukce. Zhlaví trámy byla suchá, bez známek záteků nebo napadení škůdci.

Osová vzdálenost trámů, měřená v každé sondě nalevo a napravo, se pohybovala od 1000 do 1250 mm. Dalo se předpokládat, že dřevěný strop nad 1.NP bude mít podobnou konstrukci, pouze jinou podlahovou vrstvou.

### 4. Navrhované úpravy

Investor požadoval zrekonstruovat dům tak, aby v domě vzniklo více bytových jednotek, které by mohl dále pronajímat. Vznikl tak bytový dům se třemi byty, z nichž ten největší je určen pro majitele.

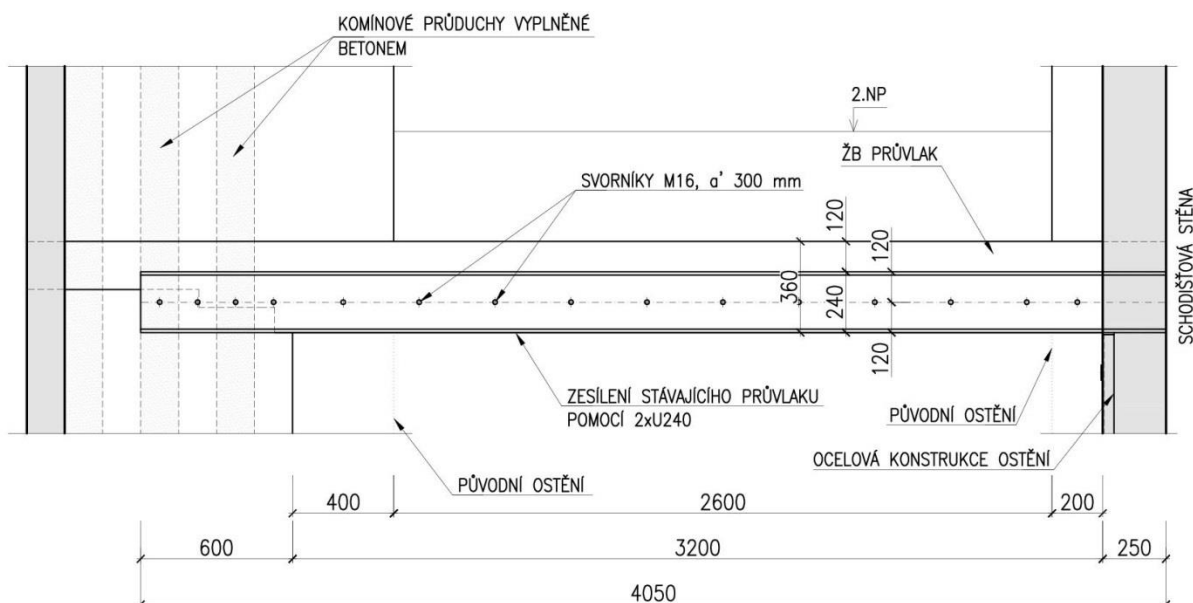
V suterénu místo garáže a skladů vznikla bytová jednotka 1+KK (garsoniéra). Byt pro majitele byl vyřešen jako mezonetový, rozkládající se na celém prvním a druhém nadzemním patře, která jsou spojena soukromým vnitřním schodištěm. Byt má dále možnost přístupu na zahradu pomocí terasy a ve 2.NP je nový balkón. Velký prostor v podkroví byl využit jako loftový byt pro studenty.

Výše popsaná rekonstrukce si vyžádala následující úpravy:

- Odstranění ostění pod průvlakem v 1.NP,
- vytvoření nových dveřních a okenních otvorů včetně překladů,
- odbourání světlíku po celé výšce domu,
- zesílení stávajících dřevěných stropů nad 1.NP a 2.NP,
- nová terasa v 1.NP a nový balkón ve 2.NP,
- nová střešní konstrukce a
- nová stropní konstrukce loftu se zesílením základů.

#### 4.1. Odstranění ostění pod průvlakem v 1.NP

Vzhledem ke změně dispozice v 1.NP mezi budoucí kuchyní a halou s vnitřním schodištěm bylo potřeba odstranit obě ostění pod stávajícím průvlakem (viz Obrázek 3.). Na straně u komínového tělesa (Obrázek 4.) se jednalo o odstranění ostění délky 400 mm a na straně u schodišťové stěny délky 200 mm (Obrázek 5.).



Obrázek 3.: Pohled na stávající ŽB průvlak zesílený ocelovými profily. ↑

Stávající železobetonový průvlak obdélníkového průřezu šířky 300 mm a výšky 360 mm měl světlé rozpětí 2600 mm a vlivem odstranění ostění se zvětšil na hodnotu 3200 mm. Průvlak na obou koncích přecházel do věnců. Komínové těleso mělo délku 1050 mm a tloušťku 450 mm, a obsahovalo 3 komínové průduchy průměru 150 mm. Bylo rozhodnuto, že se průvlak zesílí ocelovými příložkami profilu písmene U výšky 240 mm, zarovnanými k jeho dolnímu líci. Příložky byly umístěny po obou stranách průvlaku a pak se sešroubovaly pomocí svorníků po osové vzdálenosti 300 mm. Příložky jsou nadimenzovány na přenesení kompletního zatížení z ŽB průvlaku na nové rozpětí, včetně tíhy jeho samého. Spolupůsobení s původním železobetonovým průvlakem je uvažováno pouze jako rezerva. Délka uložení byla na straně komínového tělesa 600 mm a na straně schodišťové stěny pouze 250 mm. Z důvodu zvětšení reakcí v novém uložení bylo třeba provést úpravy nového uložení.

Uložení na straně komínového tělesa bylo tvořeno kapsou hloubky 150 mm, výšky 260 mm a délky 600 mm, do které se uložila ocelová příložka. Sešroubování příložek bylo provedeno pomocí 4 svorníků, kde dva z nich byly vedeny přesně v ose prvních dvou průduchů, které byly předtím vyplněny betonovou směsí. Vyplnění průduchů betonovou směsí jednak zamezí budoucímu využití průduchů (nebezpečí rozšíření požáru nebo úniku spalin) a jednak zesílí komínové těleso pro přenesení reakce z příložek. Uložení na straně schodišťové stěny bylo provedeno uložení na celou šířku stěny 250 mm a bylo ještě posíleno dvěma ocelovými sloupky (každému sloupku přísluší jedna příložka) profilu písmene U výšky 80 mm, které jsou

nadimenzovány na přenesení celé reakce z příložek. Schodišťová stěna by tak neměla být namáhána výrazně více než dosud.



*Obrázek 4.: Nové ostění pod zesíleným průvlakem – strana u komínového tělesa. ←*



*Obrázek 5.: Nové ostění pod zesíleným průvlakem – strana u schodišťové stěny. ←*

Sloupky byly uloženy do drážky ve schodišťové stěně tak, aby byly celé schovány. Ve spodní části byly sloupky opatřeny patním plechem tloušťky 15 mm a uloženy přes podmazání na železobetonový trámový strop nad 1.PP. Patní plech byl ještě dodatečně přikotven k železobetonovému stropu pomocí chemicky zalepených svorníků.

#### **4.2. Vytvoření nových dveřních a okenních otvorů**

Nadokenní překlady se nachází v obvodové nosné stěně tloušťky 450 mm v 1.NP a ve 2.NP (oba viz Obrázek 6.); jsou umístěny v zadní části domu směrem do zahrady. Nové okenní otvory světlosti 2850 mm vznikly zadržím vstupu na balkon a odstraněním pilíře mezi původním okenním a dveřním otvorem (vstupy na balkóny). Před započítím prací bylo nutno opatrně odbourat pilíř při vstupu na původní balkon včetně balkonové desky ve 2.NP a poté odbourat pilíř při vstupu na původní balkon a balkonovou desku v 1.NP (oba viz Obrázek 2.). Při odbourávání se ponechalo původní nosné obvodové zdivo zahradní části (tloušťka 450 mm), které bylo odbouráno až po vybudování překladů. Dále se musely obnažit stropní trámy stropů nad 1.NP a nad 2.NP, čímž nemusely být při budování překladů podepírány stropy (maximální odlehčení konstrukce). Překlady byly tvořeny čtyřmi ocelovými profily tvaru písmene I výšky 200 mm v 1.NP a 140 mm ve 2.NP, které byly na spodní hraně spojeny na šesti místech pásovinou.

Naddveřní překlady se nachází ve střední nosné stěně tloušťky 450 mm v 1.NP a ve 2.NP. Nové dveřní otvory mají světlost 1000 mm a výšku 2050 mm. Pro prováděcí firmu byly překlady zpracovány ve dvou variantách: Prefabrikované železobetonové překlady nebo ocelové profily. Výběr varianty byl na zhotoviteli. V případě varianty prefabrikované

se jednalo o 3 vylehčené překlady nesoucí označení RZP 149/14/24. V případě varianty ocelových profilů se jedná o 4 ocelové profily tvaru písmene I výšky 80 mm.



Obrázek 6.: Nové okenní otvory ve dvorní části. ↑



Obrázek 7.: Odbouraný světlík a část stávajícího trámového stropu nad 1.PP. ←

#### 4.3. Odbourání světlíku po celé výšce domu

Světlík obdélníkového půdorysu o rozměrech 1,80 x 1,10 m se nachází na rozhraní se sousedním rodinným domem tak, že zasahuje do obou domů stejnoměrně. Světlík slouží jako odvětrávací šachta pro WC a koupelny obou rodinných domů. Pro rozšíření obytné plochy investor požadoval zrušení své poloviny světlíku. Světlík je tvořen zdivem tloušťky 300 mm v 1.PP, v nadzemních patrech zdivem tloušťky 150 mm. Jeho odbourání proběhlo od shora dolů. V každém patře se pak provedlo dozdění obvodového zdiva tloušťky 300 mm odspodu nahoru.

Věvec nebylo nutno vytvářet, protože byl součástí světlíku (Obrázek 7.). Základ pod štitovou stěnu nebyl součástí světlíku, takže byl vytvořen nový. Zdivo světlíku v 1.PP tloušťky 300 mm tvořilo podporu trámovému stropu, proto zde byla nutná zvýšená opatrnost při bouracích pracích. Trám spočívající na stěně světlíku byl odbourán i s deskou v přilehlých polích a při odbourávání se zachovala původní výztuž. Nová dobetonávka formou železobetonové desky je tloušťky 100 mm. Deska byla podepřena na všech čtyřech stranách. První podporou je štitová stěna, která byla po odbourání světlíku dozděna (uložení hloubky 150 mm). Na protější straně tvořil podporu trám původního stropu, ze kterého vycházela původní výztuž desky. Původní hladká výztuž profilu 6 mm po osové vzdálenosti 150 mm mohla být zkrácena tak, aby vyčnívající konce výztuže měli délku minimálně 400 mm. Poslední podpory



po bocích byly ocelové profily L80/6 délky 2350 mm, které byly na straně štítové stěny prostě uloženy, a na straně trámu byly přichyceny pomocí třech svorníků k původním železobetonovým průvlakům.

#### 4.4. Zesílení stávajících dřevěných stropů nad 1.NP a 2.NP

Dřevěné trámové stropy se nacházejí mezi 1.NP a 2.NP (Obrázek 8.), a 2.NP a 3.NP. Projektant upravil dispozici tak, že došlo k odbourání starých příček a navrzení příček nových, které jdou často kolmo ke směru dřevěných trámů. Dřevěné stropy tak bylo nutno zesílit. Navržena byla varianta spřažení dřevěných trámů s betonovou deskou pomocí spřahovacích prostředků. Jako spřahovací prostředek byly zvoleny vruty průměru 12 mm délky 140 mm, které byly umístěny na každém trámu symetricky ve dvou podélných řadách v osové vzdálenosti 70 mm. Podélné rozvržení vrutů určil statický výpočet. Otvory pro vruty je nutno předvrtat vrtákem profilu 9 mm a osadit tak, aby bylo zašroubování minimálně 80 mm do dřevěného trámu (myšleno bez záklopu).



Obrázek 8.: Strop nad 1.NP před spřažením – spřahovací vruty s KARI sítí. ←



Obrázek 9.: Konstrukce balkónu ve 2.NP – osazení hlavních nosníků. ←

Na dřevěných trámech byl osazen záklop tloušťky 25 mm, na který se vybetonovala spřažená deska tloušťky 60 mm. Mezi desku a záklop se nevkládala igelit a podobné mezivrstvy, protože by bylo narušeno tření mezi záklopem a deskou, nicméně bylo zabráněno protečení betonu skrz záklop (platilo pouze větší otvory).

Deska byla vyztužena KARI sítí s oky  $\varnothing 6/100$  a byla zasekána do okolního zdiva mimo komínová tělesa. U stropní konstrukce ve 2.NP se betonová deska prodloužila i o práh okenního otvoru v pokoji směrem do zahradní části. V těchto místech deska slouží jako ŽB práh pod ocelovými nosníky vynášejícími balkón (viz kapitola 4.5).

#### 4.5. Nová terasa v 1.NP a nový balkón ve 2.NP

V 1.NP v zadní části domu byla plánována nová terasa (Obrázek 10.). Terasa měla v půdoryse tvar písmene L, kde vnitřní roh byl zaoblen. Délka přiléhající části k rodinnému domu kopíruje nový okenní otvor a délka zahradní části (podél hranice se sousedním objektem) je délky 6,19 m. Šířka terasy přiléhající domu je 1,14 m a šířka zahradní části terasy je 1,15 m. Nosnou konstrukci tvoří ocelová konstrukce doplněná železobetonovou deskou tloušťky 120 mm. Terasa byla opatřena skleněným zábradlím bez sloupků, které bylo možné přichytit k nosné ocelové konstrukci.



Obrázek 10.: Konstrukce balkónu ve 2.NP – před betonáží ŽB desky. ←



Obrázek 11.: Montáž ocelového prvku spojujícího sloupky pod středovými vaznicemi. ←

Nad terasou v 1.NP byl vybudován ve 2.NP nový balkón (Obrázek 10. a Obrázek 15.). Balkón bude mít vyložení 1,19 m a šířku 2,96 m (téměř shodnou se světlostí přilehlého okenního otvoru).

Nosná konstrukce balkónu je složena ze čtyř ocelových profilů, mezi které se vybetonuje deska výšky 80 mm, která je shodná s výškou ocelových profilů. Ocelové profily jsou doplněné z obou stran přivařeným profilem L50/5, které sloužily k vytvoření uložení desky. Ocelové profily jsou na straně balkónu konzolově vyloženy a na straně domu jsou sešroubovány pomocí tří svorníků k dřevěným trámům spřaženého stropu 2.NP (Obrázek 9.). Otvory pro svorníky ve spřažené desce a dřevěných trámech byly vynechány před betonáží spřažené desky stropu ve 2.NP. Poloha ocelových profilů byla dána polohou dřevěných trámů.

Pro výškovou rektifikaci ocelových profilů tvořících balkón byla spára mezi spřaženou deskou a ocelovými profily vyplněna dřevěnými prkny (variantě ocelovými plechy) požadované tloušťky po celé ploše ocelového profilu.

Ocelová konstrukce balkónu je po obvodě doplněna lemování z profilu U80, do kterého se přichytilo skleněného zábradlí.

#### 4.6. Nová střešní konstrukce

Přepočít stávající střešní konstrukce ukázal, že pro stávající zatížení (drážková krytina a bednění tloušťky 22 mm) byla konstrukce vyhovující, nicméně s prakticky nulovou rezervou. Projekt vyžadoval zateplení konstrukce umístěné na krokách, což krov nebyl schopen přenést. Proto bylo rozhodnuto o snesení stávajícího krovu a vytvoření krovu nového.



Obrázek 12.: Pohled na dokončené podkroví s viditelnými krokvemi. ←



Obrázek 13.: Podkroví s konstrukcí stropu loftu. ←

Nosná konstrukce krovu sestává z pozednic, dvou středových vaznic a jedné vrcholové vaznice. Pozednice je z dřevěného trámu, zatímco vaznice byly tvořeny dvěma ocelovými profily tvaru písmene U, které byly svařeny do uzavřeného profilu – středové vaznice z profilu U260 a vrcholová vaznice z profilu U240. Všechny vaznice byly na obou koncích podporovány sloupky z profilu Jäkl (Obrázek 11.).

Sloupky pod středovými vaznicemi vedou přes všechny podlaží až k betonovému trémovému stropu nad suterénem, do kterého byly prostřednictvím patní desky zakotveny pomocí chemicky zalepených svorníků. Výjimku tvořil sloupek v místě schodišťové stěny, který vede

do železobetonového prahu, který roznáší sílu ze sloupku do stropní betonové desky nad schodištěm (Obrázek 11.).

Sloupky pod středovými vaznicemi jsou spojeny táhlem z Jäcklu, který vynáší sloupek vedený z vrcholové vaznice. Tento sloupek byl zavětrován pomocí pásovin k táhlu.

Původní komínová tělesa byla rozebrána až na úroveň půdy a znovu vyžděna tak, aby se komínové průduchy vyhnuly ocelovému táhlu. Nové ŽB věnce v komínových tělesech v úrovni táhla zaručovala, aby byla táhla vodorovně neposuvná.

Táhlo na druhé straně krovu bylo přivařeno k nově vzniklým dvěma úložným prahům a byly pomocí chemicky zalepené výztuže spojeny se stropní deskou nad schodištěm, aby opět zajistily neposuvnost ve vodorovném směru.

Spojení vaznic se sloupky není svařované – prvky na sobě volně leží a proti pohybu jsou zajištěny pomocí zarážek - čtvercových tyčí, které se navaří jednak k vaznicím k zamezení pohybu ve směru vaznice a jednak ke sloupkům prostřednictvím roznášecího plechu k zamezení pohybu kolmo k vaznicím.



Obrázek 14.: Uliční část domu po dokončení rekonstrukce. ↑



Obrázek 15.: Zahradní část domu po dokončení rekonstrukce. ↑

Na středovou vaznici se v místech styku s krokvi přivaří ocelový plech s otvorem pro svorník M16 (postačí pouze na jedné straně krokve). Svorník spojí ocelový plech a dřevěnou krokev a zajistí neposuvné uložení krokve ve svislém i vodorovném směru. Podobný detail pak bude vytvořen i pro styk středové vaznice směrem do ulice s krokvi vikýře.

Krokve běžné i krokve vikýře jsou dřevěné a jejich osová vzdálenost byla maximálně 900 mm a u krokví vikýře maximálně 800 mm. Počet a poloha krokví se řídila stavební částí.

#### 4.7. Nová stropní konstrukce loftu se zesílením základů

V prostoru půdy byla dostatečná výška k vytvoření dalšího pokoje (Obrázek 12. a Obrázek 13.) s podlahou ve výšce cca 2500 mm nad podlahou stávající půdy (3.NP). Tato stropní konstrukce nad 3.NP je vynášena dřevěnými trámy po osově vzdálenosti 625 mm, které jsou položeny na jedné straně prostřednictvím stropní desky nad schodištěm na stěny schodiště tloušťky 250 mm a na druhé straně na nově vytvořený ocelový průvlak mezi komínovými tělesy. Ocelový průvlak byl uložen na zdivo komínových těles při jejich vyzdívání.

### 5. Závěr

Ze statické stránky objekt před rekonstrukcí nevykazoval žádné poruchy, a proto mohly být výše uvedené stavební úpravy realizovány. Práce byly prováděny odbornou prováděcí firmou se zkušenostmi s rekonstrukcemi a při dodržování bezpečnosti práce, ochrany a zdraví. Závěrem autoři považují za důležité opět zopakovat, že je velmi důležitá úzká spolupráce investora, statika a architekta. V tomto případě fungovala spolupráce nadstandardně.

### Poděkování

Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 „AdMaS UP - Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie" podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I".

### Literatura

- [1] PUME D., ČERMÁK F. A KOL.: Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí. ARCH Praha 1993
- [2] BAŽANT Z., KLUSÁČEK L.: Statika při rekonstrukcích objektů. 6. vydání. CERM Brno 01/2015
- [3] RYBICKI, R.: Schäden und Mängel an Baukonstruktionen. Werner-Verlag, Düsseldorf 1972
- [4] WITZANY, J.: Poruchy a rekonstrukce zděných budov. Technická knihnice autorizovaných inženýrů TK 17, ČKAIT Praha, 1999

### Kontakt

Ing. JAN KOLÁČEK, Ph.D., tel: +420 541 147 870, e-mail: kolacek.j@vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.  
Doc. Ing. ZDENĚK BAŽANT, CSc., tel: +420 541 147 862, e-mail: bazant.z@vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.



**REKONSTRUKCE OBJEKTU  
V AREÁLU KONZERVATOŘE JANA DEYLA  
A STŘEDNÍ ŠKOLY PRO ZRAKOVĚ POSTIŽENÉ  
V PRAZE 1, MALÁ STRANA, LÁZEŇSKÁ UL. ČP. 482/5**

**Ivan Kovačik**

NEKAP, spol. s r. o.

***Anotace:***

*Celková oprava a rekonstrukci všech podlaží památkově chráněného objektu v Praze 1, Malá Strana, v ulici Lázeňská čp. 482/5. Stavba podléhá památkové ochraně. Jde o stavbu v pražské památkové rezervaci chráněnou UNESCO.*

## 1. Historie objektu

Objekt pochází z let 1872-73, byl postaven jako obytný, Josefem Svobodou. Jde o novorenesanční obytný dům nazývaný také "Uherský" dům nebo Ungarovský dům. V roce 1871 byla schválena uliční čára pro novostavbu na místě dosavadního domu, jehož čelo daleko výrazněji vystupovalo do prostoru před portálem kostela P. Marie pod řetězem. Novostavba podle plánů J. Svobody byla povolena 7. 3. 1872, úřední záznam z 29. 1. 1873 hovoří o domě jako již hotovém.

Stavba podléhá památkové ochraně. Jde o stavbu v pražské památkové rezervaci chráněnou UNESCO. Jedná se o kulturní památku zapsanou v seznamu pam. objektů.





## 2. Cíl rekonstrukce (PD vyhotovena v roce 2016)

Jedná se o celkovou opravu a rekonstrukci všech podlaží památkově chráněného objektu v Praze 1, Malá Strana, v ulici Lázeňská čp.482/5. Dům má jedno podzemní podlaží využitě jako skladové místnosti, posilovnu, sociální zařízení, dále je propojen s domem Lázeňská 3, kde je umístěna plynová kotelna. Má čtyři nadzemní podlaží a vestavbu do půdy (krovu objektu), kde je navržena změna využití prostor z internátu na učebny. V přízemí je tělocvična se zázemím, skladové prostory a šatna pro personál - úklid. Nově se rozšiřuje sociální zařízení pro žáky a pedagogy, buduje se nový bezbariérový výtah, který spojuje všechna podlaží.

Suterén (1.PP) - nebytové prostory - sklady, volnočasové aktivity (herna, zkušebna), WC, sklad - průchod do plynové kotelny pod dvorem, strojovna VZT větrání suterénu, nově pak výtah, schodiště, náhr. zdroj výtahu (UPS) komunikace

## 3. Popis konstrukce

Základy: - Dům je založen na zděných základových pasech. Hloubka založení není doložena celoplošně (sondy byly provedeny v rozích prostor suterénu s tím, že objekt je založen na kamenném základu s proměnnou hloubkou od 0,30 – 0,45 m). Nad suterénem a nad přízemím jsou klenby.

Stavba byla v letech 2002 zasažena povodní a suterény byly zatopeny. Byla provedena rekonstrukce těchto prostor, ale poruchy se vyskytují dodnes (z vnitřního líce 1. PP byla vložena nová folie s převrstvením omítkou a malbou)

Svislé nosné konstrukce tvoří vyzdívaný dvojtrakt z pálených cihel plných.

Schodiště (stupně, ramena i podesty) jsou kamenná, podesty betonové, kryté teraccem. Obvodový plášť je vyzděn z cihel s bohatou štukovou výzdobou.

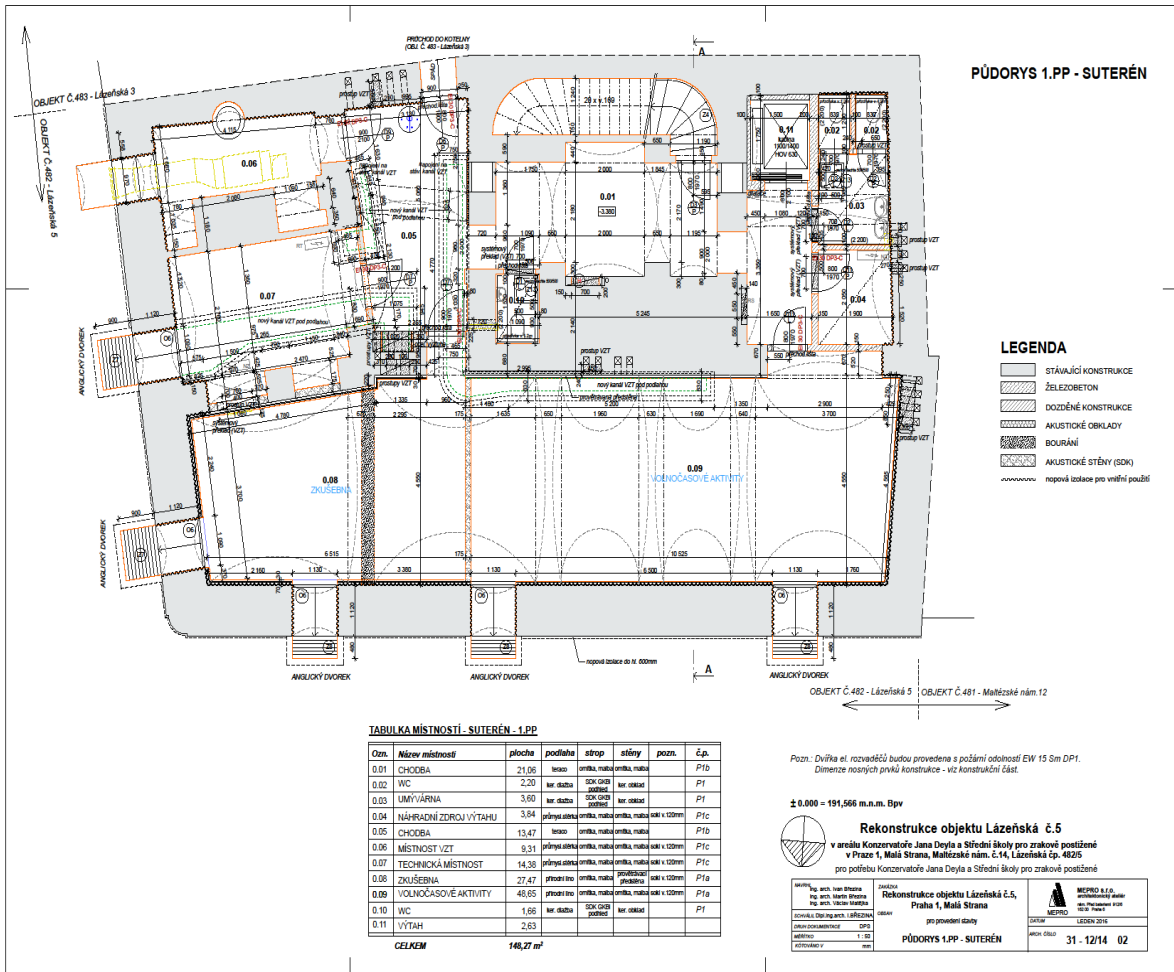
## 4. Rozsah sanace

Clona pro zamezení vztlínající vlhkosti	60 bm (tl. 70 cm)
Aplikace omítkového systému Monocrete Monomix XP TH realizace	180 m <sup>2</sup>
aplikační firma:	11/2016 – 1/2017
dodavatel materiálů:	MS bau s.r.o.
	Nekap s.r.o.

18. – 19. 5. 2017

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

ISBN 978-80-214-5499-6



*Technologický postup sanace:  
Očištění podkladu a proškrobání spár ve svislé kci*



*Provedení clony proti prostupu vlhkosti do úrovně 1.NP – Freeztecq*



*Aplikace vodotěsné omítky kotvené k podkladu přes ocelovou síťku Monocrete Monomix XP  
TH a Armobet*





*Finalizace povrchů Densofix + malba*





*V úrovni 1 NP ošetření klenby proti vztlínající vlhkosti ve formě krému Polaris  
Aplikace vodotěsné omítky Waterfix XP TH na svislou kci v úrovni „0“  
Hydroizolace nad klenbou polymercementovou stěrkou Waterfin PV*





18. – 19. 5. 2017

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

ISBN 978-80-214-5499-6

---

## **Kontakt**

Ivan KOVAČÍK, tel. 602 375 301, e-mail: kovacik@nekap.cz, NEKAP, spol. s r. o., Thákurova 7,  
160 00 Praha 6

## VPLYV ČASOVÉHO FAKTORA NA ODOLNOŠŤ A POUŽÍVATEĽNOSŤ POŠKODENÝCH A NÁSLEDNE ZOSILNENÝCH BETÓNOVÝCH PRVKOV ČLENITÉHO PRIEREZU

## INFLUENCE OF TIME FACTOR ON RESISTANCE AND SERVICEABILITY OF THE DAMAGED AND SUBSEQUENTLY STRENGTHENED BY CONCRETE ELEMENTS OF RUGGED SECTION

**Martin Križma, Ľubomír Bolha, Martin Moravčík, Matúš Holúbek**

ÚSTARARCH SAV Bratislava, SvF STU Bratislava, SvF ŽU v Žiline

**Anotácia:**

Zosilňovaním poškodených betónových lineárnych prvkov sa zaoberáme od roku 2003. Ide o spoluprácu – ÚSTARARCH SAV Bratislava, SvF ŽU v Žiline, SvF STU Bratislava. Sanovanie poškodených prvkov – nová spriahovacia doska s vystuženým kontaktom, spriahovacia doska bez vystuženia – náhradou je geometrická úprava kontaktu. Použitie lokálnej tkaniny GFRP v oblastiach diagonálneho ťahu. Vplyv časového faktora na oba MS.

**Annotation:**

With strengthening of damaged concrete linear elements have been engaged since 2003. It is a co - ÚSTARARCH SAS Bratislava, FCE University of Zilina, STU Bratislava. Repaired the damaged components - new the coupling plate with reinforced contact, the coupling plate without reinforcement - replacing the geometrical condition of contact. The use of GFRP panels. The effect of the time factor on both the MS.

**Kľúčové slová:**

Vplyv časového faktora na zosilnené nosníky – parciálne a celkové priehyby, tri typy zosilnenia, súčinitele dotvarovania, porovnanie odolností v čase.

**Keywords:**

Influence of time factor on strengthened beams - partial and total deflections, three types of strengthening, comparison of resistance over time.

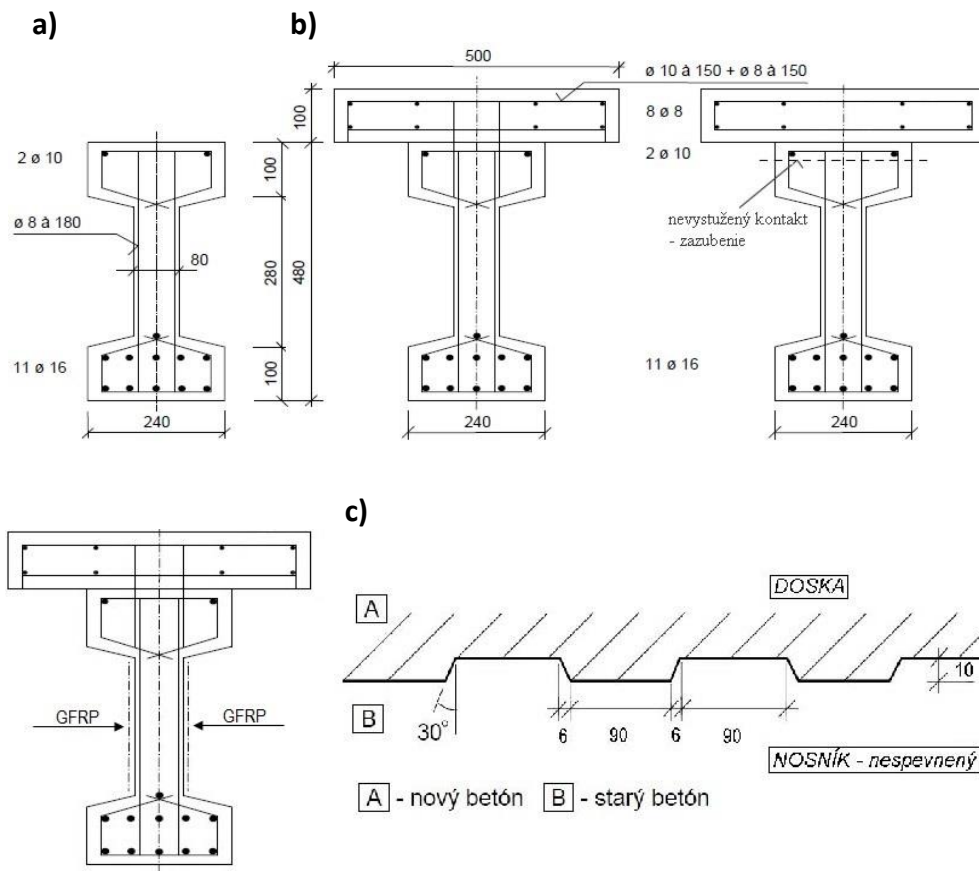
## 1. Úvod

V súčasnosti je používanie dominantných stavebných materiálov s vyššími mechanickými vlastnosťami bežnou praxou. Z tohto dôvodu sa navrhujú ekonomicky výhodné a estetické konštrukcie. V mnohých prípadoch z hľadiska prevádzky nemusí rozhodovať únosnosť konštrukcie, ale medzný stav použiteľnosti. Pri mnohých nosných konštrukciách je následne dôležitá kontrola deformácií. Ide o deformácie okamžité, ale aj tie, ktoré sú funkciou veľkosti dlhodobo pôsobiaceho zaťaženia. V deväťdesiatych rokoch minulého storočia pracovná skupina organizácie CEB (Comité Euro-International du Béton) TG 2/4 „Models for limit states of serviceability“ konštatovala nedostatok experimentálnych výsledkov pretvorení dlhodobo zaťažených lineárnych prvkov s členitým prierezom. Organizácie autorov, ktorí sú uvedení v príspevku, reagovali na toto konštatovanie realizáciou projektov agentúry VEGA – 2/4086/1997 a 2/7034/2000. V rámci týchto projektov sme odskúšali sériu nosníkov I - prierezu pri stupňovite rastúcom krátkodobom zaťažení do porušenia (nosníky s označením B-STL) a tiež pri dlhodobo pôsobiacom zaťažení (B(i)-LTL). Dlhodobo pôsobiace zaťaženie sa realizovalo pri hladinách zaťaženia  $\gamma = (35, 50, 65) \%$ . Celkové výsledky, vrátane vstupných veličín sú uvedené napr. v [1], [3].

Témou zosilňovania lineárnych betónových prvkov sa na ÚSTARCh-u SAV v Bratislave zaoberáme od roku 2008. Ide o teoreticko – experimentálny program v spolupráci so Stavebnou fakultou Žilinskej univerzity v Žiline a čiastočne so SvF STU v Bratislave. Členený je na dve etapy – krátkodobé zaťažovanie – projekt VEGA 2/0143/12 a dlhodobé a cyklické zaťažovanie – projekt VEGA 2/0033/2015. Výsledky pre prvú etapu sú uvedené napr. v [3], až [6] (ide o nosníky nespevnené – ST(i)-STL-n, spevnené ST(i)-STL-s, kde  $i=1,2$ ). Pre dlhodobé a cyklické zaťažovanie sme z hľadiska kontinuity na ostatné experimenty zvolili hladinu zaťaženia  $\gamma = 50 \%$  (ST(i)-LTL-s). Program bol zameraný hlavne na poškodené prefabrikované prvky, ktoré sa aplikujú napr. v mostnom staviteľstve (miera poškodenia  $\gamma = 75 \%$ ). Prefabrikácia úzko súvisí s technológiou spriahovania ako účinná metóda spájania hlavne tyčových prefabrikátov s monoliticky zhotovenou doskou. Analogická technológia sa výrazne využíva pri sanácii poškodených konštrukcií. Nadbetónovaná doska v spojení so sanovanými prefabrikátmi a spriahovacími prvkami výrazne plní aj efekt zosilnenia. Problematika sanácie a použitia spevňovacích prvkov sa rozširuje aj o druh kontaktu – „poškodený prvok/spriahovacia doska“. V príspevku sa zameriame na problematiku interakcie poškodených železobetónových nosníkov so zosilňujúcimi prvkami pri krátkodobom a dlhodobom zaťažovaní. Pri experimentoch sme použili dva prístupy. Pri spevňovaní sme realizovali vystužený kontakt „poškodený nosník/spriahovacia doska“ (nosníky ST) a nevystužený kontakt (nosníky so zazubením podľa EC2–nosníky Z). Pri druhom prístupe sa aplikovala technologická (najmä geometrická) úprava povrchu poškodeného nosníka podľa [9]. Doplnujúci tretí prípad rozšíril problematiku nosníkov ST o aplikáciu lokálne nalepených GFRP tkanín v oblasti maximálnych šmykových trhlín–ide o nosníky s označením ST – TF. Použitý bol teda spevňovací systém TYFO. Dlhodobé výsledky experimentov boli publikované pre nespevnené nosníky [1]. Výsledky pre spevnené nosníky pri dlhodobom zaťažení sú v súčasnosti v tlači [14], resp. sú už publikované [11], [12], [13], [15],

## 2. Experimentálny výskum

Vo všetkých prípadoch sme zosilňovanie pomocou nadbetónovanej dosky a dosky v kombinácii s GFRP tkaninou realizovali na poškodených nosníkoch, miera poškodenia bola  $\gamma = 0,7$ . Geometrické a vystužovacie charakteristiky nespevnených a spevnených nosníkov typu ST(i), Z(i) a ST-TF(i) sú znázornené na obr. 1a a 1b. Detail geometrickej úpravy kontaktu nosníkov Z(i) je na obr. 1c.



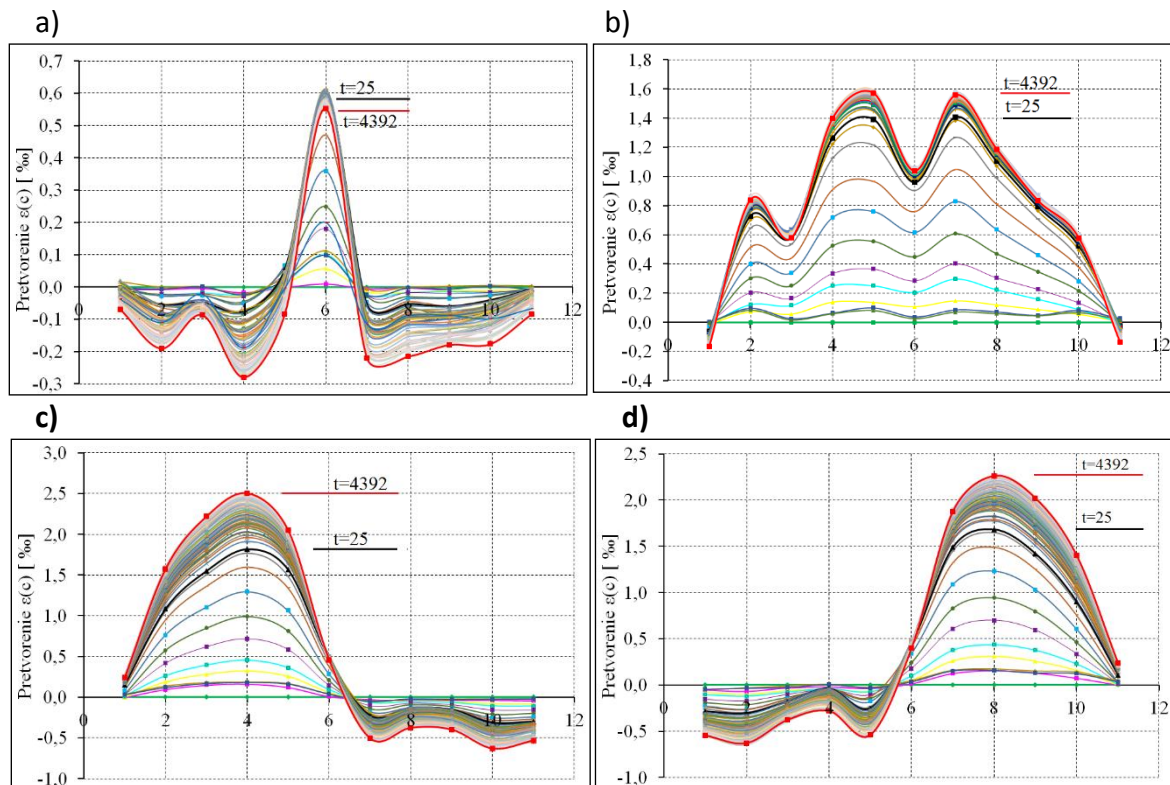
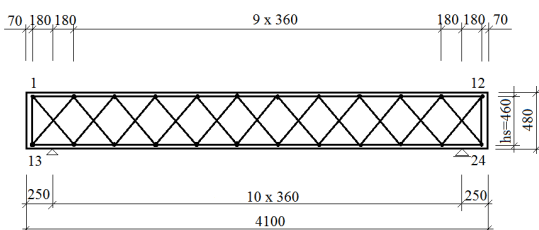
Obrázok 1.: Geometrické a vystužovacie charakteristiky nosníkov – a) nespevnené nosníky B(i), b) spevnené nosníky ST(i), Z(i) a ST-TF(i), c) detail úpravy kontaktu pre nosníky Z(i) – podľa EC2

Niektoré materiálové charakteristiky skúšaných nosníkov v čase cca (28 - 35) dní sú uvedené v tab. 1. Pri výrobe betónu bol použitý dunajský štrk z lokality Lipovec, cement 42,5 R, výrobca Holcim, a. s. Rohožník. Nebola použitá žiadna prísada. Betonárska výstuž bola definovaná týmito priemernými pracovnými charakteristikami: medza sklu  $f_{st} = 577$  MPa, medza pevnosti  $f_{su} = 724$  MPa, modul pružnosti v ťahu  $E_s = 202$  GPa, ide o výstuž s periodickým povrchom.

Tabuľka 1.: Priemerné hodnoty: kocková pevnosť  $f_{cc}$ , pevnosť v ťahu za ohybu  $f_{ct,f}$ , modul pružnosti v tlaku  $E_c$ , maximálna experimentálna sila  $F_{max}$ .

Označenie nosníkov	Nosník			Spevňovacia doska			$F_{max}$ (kN)
	$f_{cc}$ (MPa)	$f_{ct,f}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$f_{cc}$ (MPa)	$f_{ct,f}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	
ST0-STL-n <sup>/1</sup>	59,96	6,31	38,42	-	-	-	502
ST1-LTL-s	59,87	5,98	39,26	61,22	6,00	41,13	680
ST2-LTL-s	62,47	6,72	39,73	61,44	6,83	40,00	670
Z0-STL-n <sup>/1</sup>	55,91	6,19	36,45	-	-	-	498
Z1-STL-s	56,70	7,27	33,62	60,35	8,79	38,42	668
Z2-STL-s	62,02	8,06	33,12	59,19	8,93	37,88	645
ST1-TF-STL-s	56,92	5,19	39,19	65,49	5,69	43,75	740
ST2-TF-STL-s	53,74	5,36	36,5	54,07	5,10	37,50	700

<sup>/1</sup> Nosníky pre overenie odolnosti



Obrázok 2.: Fiktívna 2 - násobná priehradová sústava a namerané pretvorenia – a) horný pás, b) dolný pás, c) diagonály doprava klesajúce, d) diagonály doprava stúpajúce

Pri krátkodobých aj dlhodobých skúškach pôsobila zaťažovacia sila  $F$  v strede nosníka (trojbodová skúška), ktorého teoretické rozpätie bolo  $l_t = 3,6$  m a odpovedalo daným podmienkam laboratória.

Pri krátkodobom zaťažení nosníkov bol realizovaný stupňovite rastúci mäkký zaťažovací režim. Pri dlhodobo zaťažení nosníkov boli aplikované zaťažovacie valce s aretovacími objímkami pre zabezpečenie veľkosti hodnôt dlhodobého zaťaženia – mäkký režim.

Série skúšobných nosníkov boli realizované po dvojiciach. V prípade relevantných odchýlok nameraných hodnôt nosníkov by sme skúšali tretí overovací nosník. V danom prípade sa tieto doplnkové skúšky nemuseli realizovať.

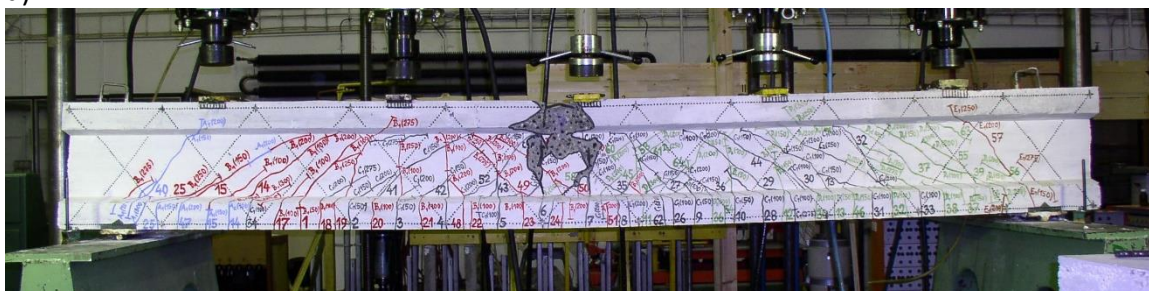
Pri skúškach sme zaznamenávali pretvorenia základní násobnej priehradovej sústavy [8], [11], priamo merané priehyby a charakteristiky procesu rozvoja trhlin. Hodnoty nameraných pretvorení pre ilustračný nosník Z1 – LTL - s sú uvedené na obr. 2. Namerané hodnoty tvorili vstupné údaje pre vyhodnotenie podľa Williot – Mohrových translokačných obrazcov v numerickej forme. Metóda umožňuje separovať účinky šmykových síl  $V$  (priehyb  $a(sh)$ ) od ohybových momentov  $M$  (priehyb  $a(fl)$ ) na celkových priehyboch  $a(tot)$ . Výsledné hodnoty sa využili pri stanovení súčiniteľov dotvarovania pre zvolené charakteristiky v ľubovoľnom mieste nosníka. Pri charakteristikách použiteľnosti (hlavne pri priehyboch) majú relevantný vplyv na výsledné hodnoty tieto informácie – spriahovacia doska zvyšuje hodnotu tvarového súčiniteľa  $\chi$  a súčasne sa mení pomer  $\alpha = l/h$  ( $l$  – rozpätie,  $h$  – výška). Pre nespevnené nosníky sú potom  $\alpha = 7,5$ ,  $\chi = 1,875$ , pre spevnené nosníky  $\alpha = 6,2$ ,  $\chi = 2,173$ . Uvedeným skutočnostiam odpovedá aj zmena pomeru  $\beta = a(sh)/a(tot)$ . Pri hladine zaťaženia  $\gamma = 0,5$  je pre nespevnené nosníky cca  $\beta = 0,24$ , pre spevnené  $\beta = 0,43$ . Ilustračný obrázok 2 pre nosníky Z dokumentuje, že nárast pretvorení je hlavne v oblastiach diagonálneho ťahu, odpovedá to aj výsledkom pre nosníky ST. Z tohto dôvodu boli ST nosníky zosilnene v oblasti stredu šmyku tkaninami GFRP – ST-TF nosníky. Zaťažovacia zostava je uvedená v [14].

## 2.1. Vybrané výsledky pre krátkodobé skúšky

Kompletné výsledky pri krátkodobom zaťažovaní sú popísané v [5] až [8]. V nich sme sa zamerali na vplyv kontaktu „nosník/doska“ na odolnosť vrátane typu porušenia a charakteristiky pre medzný stav použiteľnosti. Porovnanie pracovných experimentálnych a teoretických pracovných diagramov nosníkov typu ST(i) a Z(i) je napr. v [14]. Vyhodnotenie pre nosníky ST-TF(i) je zložitejšie, je v štádiu spracovania a k problematike sa vrátíme samostatným príspevkom.

Na obr. 3 sú uvedené typy porušenia pre nosníky jednotlivých skupín. Na obr. 3a pre nezosilnené nosníky B (i) je typickým porušením vydrvenie betónu v ťahu za ohybu. Na obr. 3b je pre skupinu ST(i) typickým porušením kolaps steny v oblasti stredu šmykového rozpätia. Pri nosníkoch Z(i) dochádza k strate spojitosti kontaktu „nosník/doska“ – doska sa okrem stredu zdvíha .

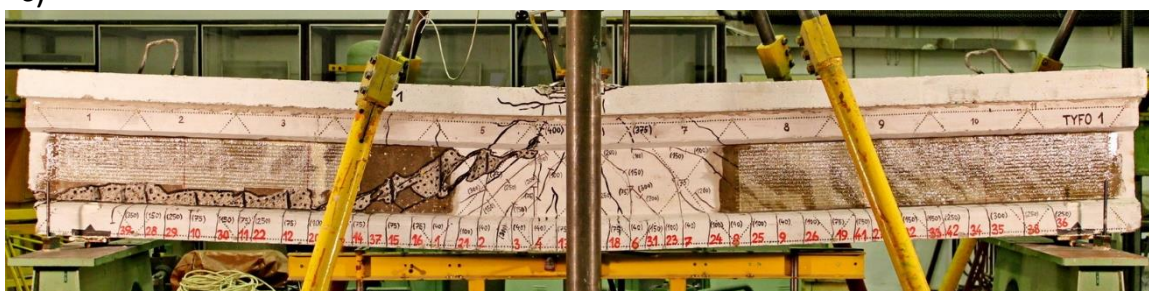
a)



b)



c)



Obrázok 3.: Typ porušení pre nespevnené nosníky B(i), spevnené nosníky ST(i) a ST-TF(i)

Z ostatného obrázku je zrejmé, že pri nespevnených nosníkoch dochádza k porušeniu v tlaku za ohybu horného pásu. Pri nosníkoch ST(i) a Z(i) dochádza k porušeniu v oblasti v strede šmyku. Pr nosníkoch ST-TF(i) sa prejavuje GFRP lamela a v oboch prípadoch dochádza ku kombinovanému kolapsu – vydrvenie betónu horného pásu a šmykového namáhania v stene nosníkov.

## 2.2. Vybrané výsledky pre dlhodobé skúšky

Z priestorových dôvodov v príspevku uvedieme iba nosníky typu ST-TF(i). Grafické porovnania výsledkov nosníkov ST(i) a Z(i) sú uvedené napr. v [12], [13], [15].

Pre náhradu predmetných experimentálnych výsledkov v čase sme zvolili funkciu odpovedajúceho koeficienta dotvarovania v tvare:

$$\Phi(t - t_0) = a_i \left[ 1 - e^{-\left[ \frac{t-t_0}{t_r} \right]^{b_i}} \right], \quad (1)$$

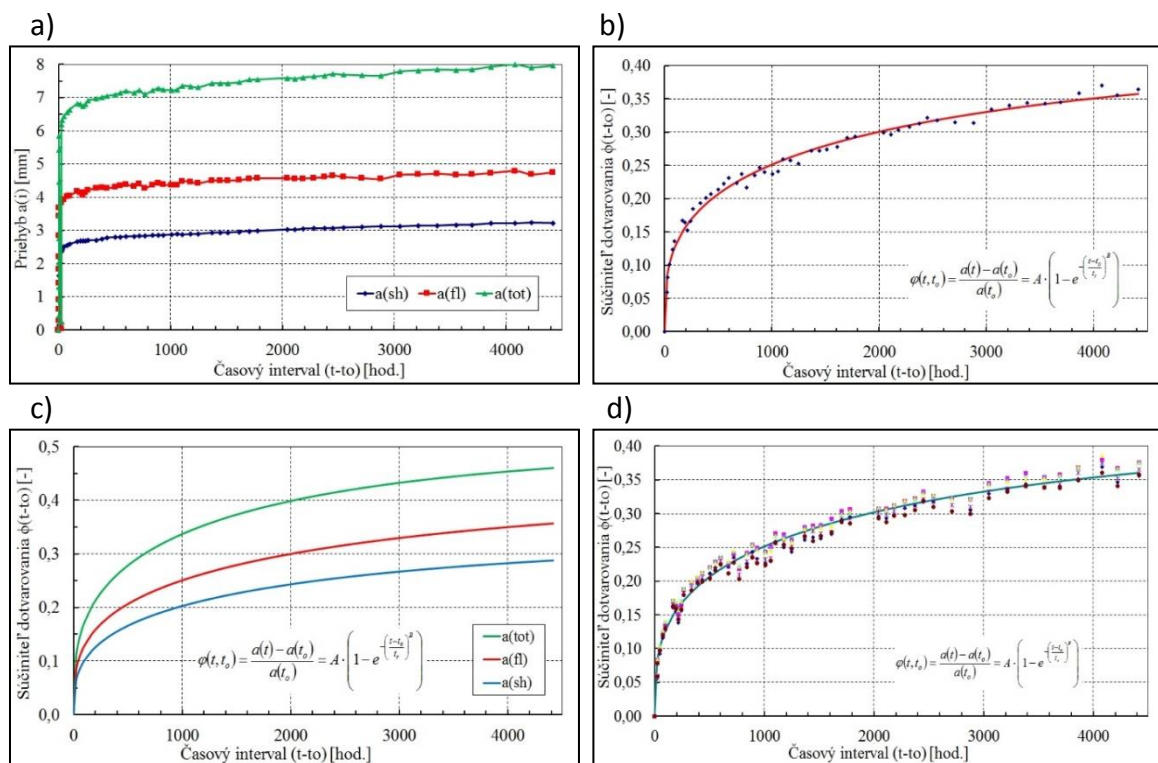


Ide o analógiu s normou STN 73 1201 [10]. Vo vzťahu (1) sú  $a_i$  a  $b_i$  parametre funkcie, pričom  $t_r$  odpovedá retardačnému času,  $t_o$  odpovedá času realizácie dlhodobého zaťaženia. Pri priehyboch je index  $i = sh, fl, tot$ . Funkcia popisuje vývoj celého reologického priehybu s uvážením dotvarovania a zmrašťovania. Funkcia je použiteľná všeobecne, týka sa to aj krivostí a tiež skosení pre oba povrchy.

Na základe vlastných dlhodobých skúseností v mnohých prípadoch však používame aj funkciu definujúcu súčiniteľ dotvarovania podľa [11]. Jej tvar je nasledovný:

$$\beta_{i,rt}(t - t_0) = a_i \cdot \frac{(t-t_0)^{b_i}}{(t-t_0)^{b_i+c_i}} \quad (2)$$

Označenie vo vzťahu (2) je identické ako vo vzťahu (1),  $c_i$  je ďalší parameter funkcie.



**Obrázok 4.:** Vplyv časového faktora pre nosník ST1-TF-LTL– a) parciálne priehyby a celkový priehyb v čase, b) súčiniteľ dotvarovania pre celkový priehyb horného okraja, c) súčiniteľ dotvarovania pre pre spodný okraj, d) súčiniteľ dotvarovania pre priemerné skosenie

Všetky parametre krivky (1) sú uvedené v tab. 2. Indexy korelácie  $R^2$  sú blízko k hodnote 1 a dokumentujú vhodnosť aplikácie aproximačnej krivky.

Tabuľka 2.: Parametre náhradnej funkcie (1), retardačný čas a index korelácie pre parciálne priehyby a celkový priehyb

Nosník	Sledovaný priehyb $a(i)$	Parametre funkcie (2) a retardačný čas $t(r)$			Index korelácie $R^2$ [-]
		$a(i)$ [-]	$b(i)$ [-]	$t(r)$ [dni]/[hod]*	
ST1–LTL-s	$a(sh)$	0,376	2,819	2765 *	0,990
	$a(fl)$	0,221	2,045	2505 *	0,967
	$a(tot)$	0,277	2,329	2520 *	0,982
ST1-TF-s	$a(sh)$	0,499	0,312	5000	0,982
	$a(fl)$	0,337	0,316	5000	0,975
	$a(tot)$	0,420	0,300	5000	0,989
ST1-TF-s	$a(sh)$	0,641	0,266	5013	0,989
	$a(fl)$	0,329	0,275	5013	0,948
	$a(tot)$	0,417	0,276	5013	0,974

Počiatkové, koncové a prírastky priehybov v čase pre predmetné skupiny nosníkov sú uvedené v tab. 3.

Tabuľka 3.: Počiatkové a koncové priehyby v čase, prírastok v čase  $\Delta a(i)$ , podiel v %

Nosník	Počiatkový priehyb			rírastok čase $\Delta a(i)$ mm]	Celkový priehyb	
	$a(i)$ [mm]	$a(i)/a(tot)$ [%]	$a(i)$ [mm]		$a(i)/a(tot)$ [%]	
ST1–LTL-s	$a(sh)$	2,246	36,4	0,843	3,089	39,6
	$a(fl)$	3,927	63,6	0,788	4,715	60,4
	$a(tot)$	6,173	100,0	1,631	7,804	100,0
ST2–LTL-s	$a(sh)$	2,733	41,1	1,488	4,221	46,3
	$a(fl)$	3,924	58,9	0,977	4,901	53,7
	$a(tot)$	6,657	100,0	2,465	9,122	100,0
ST1-TF-LTL-s	$a(sh)$	2,439	37,9	0,770	3,209	40,2
	$a(fl)$	4,00	62,1	0,770	4,781	59,8
	$a(tot)$	6,441	100,0	1,549	7,990	100,0
ST2-TF-LTL-s	$a(sh)$	2,539	39,8	0,902	3,441	41,6
	$a(fl)$	4,010	61,2	0,828	4,838	58,4
	$a(tot)$	6,368	100,0	1,911	8,279	100,0

### 3. Závěry a diskusia

Uvedené výsledky odpovedajú okrajovým podmienkam pri zaťažovacom procese. Realizovali sa trojbodové skúšky (obmedzené laboratórne podmienky), v reálnych podmienkach ide o spojité zaťaženie. Predmetné skúšky sú na strane bezpečnosti.

Aplikácia zaťažovacích valcov s aretáciou je dostatočne presná – odchýlka je do 5 %, pri meraní boli hodnoty zaťaženia nastavené na požadované hodnoty.

Spracovanie nameraných pretvorení podľa Williot – Mohrových analógií je výhodné.

Pri charakteristikách použiteľnosti (hlavne pri priehyboch) majú relevantný vplyv na výsledné hodnoty tieto informácie – spriahovacia doska zvyšuje hodnotu tvarového súčiniteľa  $\chi$  a súčasne sa mení pomer  $\alpha = l/h$  ( $l$  – rozpätie,  $h$  – výška). Pre nespevnené nosníky sú potom  $\alpha = 7.5$ ,  $\chi = 1.875$ , pre spevnené nosníky  $\alpha = 6,2$ ,  $\chi = 2,173$ .

Aproximácia výsledkov podľa softvéru Atena je dostatočná.

Dlhodobé zaťaženie pri danej hladine zaťaženia nemá vplyv na odolnosť a charakteristiky spoľahlivosti sledovaných nosníkov s rôznym typom kontaktu – vystužený / nevystužený.

O vhodnosti nevystuženej geometrickej úpravy pravdepodobne rozhodne opakované namáhanie.

V súčasnosti končíme s dlhodobým experimentálnym výskumom nosníkov typu St a ST-TF, ktoré sú doplnené zosilňujúcimi GFRP tkaninami (systém TYFO) v oblasti stredy šmyku.

V roku 2017 začína výskum týchto nosníkov pri opakovanom namáhaní. K výsledkom sa vrátíme samostatným príspevkom.

### Podakovanie

Tento príspevok bol čiastočne podporovaný grantovou agentúrou VEGA pri MŠ SR a SAV. Projekty No. 1/0336/15 a No. 2/0033/15.

### Literatúra

- [1] BOLHA, Ľ., KRIŽMA, M., JERGA, J.: Vplyv časového faktora na deformácie železobetónových nosníkov. In Betonárske dni 2000. Bratislava, Slovensko, p. 15 – 21. ISBN 80-227.
- [2] KABELE, P., ČERVENKA, V., ČERVENKA, J.: Example Manual. ATENA Engineering, Prague, Czech Republic, 2005.
- [3] KRIŽMA, M., BALÁŽ, M., JERGA, J., BOLHA, Ľ.: Reologické pretvorenia železobetónových nosníkov. In Betonárske dni, 2000. Bratislava, Slovensko, p. 21 - 26, ISBN 80-227.
- [4] KRIŽMA, M., MORAVČÍK, M., PETRŽALA, J., BAHLEDA, F.: Resistance and serviceability characteristics of strengthened linear concrete elements. In Engineering Buildings. 06/2013, p. 118 – 123. The Fourth International fib Congress and Exhibition, Mumbai, India. National Report of the Slovak Republic, ISSN 1335-0846.

- [5] KRIŽMA, M., PETRŽALA, J., KOVAČOVIC, M.: Resistance between Concrete Surfaces of Composite Members. In Building Research Journal, 2012, vol. 60, no. 3-4, p. 211 - 222, (2012 – Emerald Abstracts, Emerald), ISSN 1335-8863.
- [6] KRIŽMA, M., PETRŽALA, J., MORAVČÍK, M., BAHLEDA F.: Influence of contact of repaired RC beams and strengthening slabs on failure of strengthened elements. In Proceedings: „Testing and quality in building“, 7 – 8 10. 2014, FS VUT, Brno, p. 181 – 187. ISBN 978-80-214-5032-5.
- [7] KRIŽMA, M., PETRŽALA, J., MORAVČÍK, M., BAHLEDA, F.: Influence of type of strengthening on limit states of resistance and serviceability. In Zborník „Sanácie betónových konštrukcií“, Smolenice 3.–4. 12. 2013, p. 125 – 130, ISBN 978 – 80 – 8076 – 109 – 7.
- [8] KRIŽMA, M., PETRŽALA, J., KIŠAC, M.: Influence of type of contact of RC beam and strengthening slab on limit states of strengthened element. In Applied mechanics and materials, 2015, vol. 769, p. 294 - 301. ISSN 1660-9336.
- [9] STN EN 1992 1-1, Eurocode 2, Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, 2004.
- [10] STN 73 1201, Navrhovanie betónových konštrukcií, Príloha P4.
- [11] KRIŽMA, M., BOLHA, Ľ.: Dlhodobé pretvorenia vystužených, spevnených, lineárnych betónových prvkov. In Proceedings of the 13<sup>th</sup> International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, October 15 - 16, 2015 Bratislava, Slovakia, Faculty of Civil Engineering STU Bratislava, Slovak Society of Mechanics SAS, ISBN 978-80-227-4463-8.
- [12] KRIŽMA, M., BOLHA, Ľ.: Dlhodobé pretvorenia zosilnených železobetónových lineárnych prvkov členitého prierezu s vystuženým kontaktom. In Sanácia betónových konštrukcií. Zborník príspevkov z 9. seminára. Bratislava: Združenie pre sanáciu betónových konštrukcií pri SZSI a KBKM SvF STU, p. 99 - 104. ISBN 978-80-263-08829.
- [13] KRIŽMA, M., BOLHA, Ľ.: Long-term deformations of strengthened reinforced concrete linear elements. In Key Engineering Materials, 2016, Vol. 691, p. 51 - 60, ISSN 1013-9826.
- [14] KRIŽMA, M., BOLHA, Ľ., MORAVČÍK, M., HOLÚBEK, M.: Influence of Contact of Damaged Reinforced Concrete Beam and Strengthening Slab for Deformation and Resistance of Reinforced Element in the Long-Term Loading. In Key Engineering Materials, 2017, (v tlači).
- [15] KRIŽMA, M., BOLHA, Ľ., Holúbek, M.: Dlhodobé pretvorenia zosilnených betónových nosníkov pri vystuženom a nevystuženom kontakte poškodeného nosníka a spriahovacej dosky. In 14<sup>th</sup> International conference, Proceedings „ New Trends in Statics and Dynamics of Buildings“. October 13 – 14, 2016, FCE Bratislava, editor: N. Jendželovský, A, Grmanová, ISBN 978-80-227-4613-8.

## Kontakt

Ing. MARTIN KRIŽMA, Ph.D., tel: +421 02 59309 228, e-mail: martin.krizma@savba.sk, Ústav stavebníctva a architektúry SAV, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, Slovensko

**PROBLÉMY A NÁVRH SANACE STABILITY HŘIŠTĚ,  
KTERÉ JE PROVOZOVANÉ JAK V LETNÍM,  
TAK I V ZIMNÍM OBDOBÍ JAKO KLUZIŠTĚ**

**PROBLEMS AND REDEVELOPMENT PROPOSAL STABILITY FIELD,  
WHICH IS OPERATED BOTH IN SUMMER  
AND IN WINTER AS A SKATING RINK**

**Antonín Paseka, Zdeněk Bažant**

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební  
Ústav geotechniky  
Ústav betonových a zděných konstrukcí

***Anotace:***

*Hřiště na jílovitě zemině provozované jak v letním, tak i v zimním období jako kluzišť bylo deformované vertikálními posuvy a bylo potřeba vyloučit letní provoz.*

***Annotation:***

*Playground on clay soil operated both in summer and in winter as a skating rink vertical displacements were deformed and had to eliminate summer traffic.*

***Klíčová slova:***

*Hřiště, geologie, geofyzika, teplota, posuvy, jílovitě zeminy*

***Keywords:***

*Playground, geology, geophysies, temperature, upfeeds, silty clay*

## 1. Úvod

Při rekognoskaci „Víceúčelového hřiště“ dne 6. 8. 2014 bylo zjištěno, že hřiště je bez spádu, jeho povrch tvoří umělý travní koberec zasypaný křemitým pískem. Povrch hřiště je postižený depresiemi, ve kterých při atmosférických srážkách stagnuje voda po dobu několika hodin až dnů.

Dílo bylo realizováno na podkladě projektu pro stavební povolení. Prováděcí projekt, ani inženýrsko-geologický průzkum staveniště, nebyl provedený. Studované hřiště leží na severovýchodním okraji obce Dambořice, na levém břehu potoka Salajka. Základovou půdu hřiště tvoří fluvialní jílovité sedimenty, které jsou objemově nestálé. Příčin objemových změn základové půdy může být víc. Nejobvyklejší bývají změny vzniklé promrzáním a vysycháním.

Promrzáním zvětšují jílovité zeminy svůj objem, neboť působením mrazu nasávají ze sousedství (ze spodních poloh) vodu. To se projevuje na jaře změknutím až ztekucením zeminy. Nebezpečí poruch konstrukcí je tím větší, čím je základová půda jílovitější, čím je stavba lehčí, čím je mělčeji založená a čím větší je hloubka promrzání.

Vysycháním jílovitých zemin je doprovázeno jejich smršťováním. Smršťování jílovitých zemin je zmenšování jejich objemu při snižování vlhkosti za normálních podmínek (teploty a tlaku) a je vysvětlováno existencí podtlaku v pórové vodě. Tento podtlak může vzniknout působením řady faktorů (např. vysycháním od slunečního záření, teplovody, kouřovody, sáním kořenů vegetace apod.).

Zeminy, které jsou obecně trojfázový systém, jsou ve stavu, který je závislý na obsahu vody a tento stav můžeme např. stanovit pomocí Atterbergových mezí ( $\omega_L$ ,  $\omega_P$ ).

## 2. Technické řešení „Víceúčelového hřiště“

Povrch hřiště je z umělé trávy s křemičitým vsypem, uložené na podkladních vrstvách dle technologických předpisů, konkrétního výrobce a dodavatele. Pod hřištěm je uložen drenážní systém odvodněný do přílehlého potoka.

Na hřišti je na ploše cca 800 m<sup>2</sup> v zimních měsících vytvořeno kluziště. Prostor ledové plochy je vymezen přenosnými mantinely. Chladicí médium je pod ledovou plochou rozváděno hadicemi, které jsou spolu s rozdělovačem chladiva v letních měsících uloženy v podzemním betonovém kanále.

Stavebně technické řešení: Byla odstraněna celá konstrukce stávajícího asfaltového hřiště a stávající asfaltové přístupové komunikace. V celé ploše, určené k zástavbě, byla stržena-svrchní vrstva zeminy v tl. 300 mm. Poté byla na staveništi vytvořena pomocí hutněných násypů nová stavební pláň. Těleso hřiště bylo tvořeno vodopropustným šterkovým souvrstvím, svrchní vrstvu tvoří koberec z umělé trávy s křemičitým vsypem.

Vlastní pláň pod sportovištěm a pod servisním objektem byla provedena beze spádu.

Drenážní systém je navržen s jednou hlavní sběrnou drenážní větví na jejímž začátku a konci

byly provedeny kontrolní šachty.

Vlastní drenážní potrubí pod prostorem sportoviště bylo navrženo z plastového flexibilního potrubí.

Hlavní sběrná větev byla navržena v profilu DN 150 mm, přítokové větve v profilu DN 63 mm. Drenážní potrubí bylo obsypáno štěrkem a rýha doplněna geotextilií. Souběžně s technologickým kanálem při východním okraji sportoviště byla provedena pásová vpust' odvádějící vodu ze zpevněných ploch před servisním objektem. Další pásová vpust' byla umístěna na zpevněné ploše při vstupu do areálu.

Níže v tabulce je uvedena projektovaná skladba Víceúčelového hřiště.

Tabulka 1: Povrch z umělé trávy s křemičitým vsypem

<b>UMĚLÁ TRÁVA S KŘEMIČITÝM VSYPEM</b> Koberec z umělé trávy je kladen na utážený podklad s provedením vyznačení jednotlivých sportovišť v ploše.	mm	23
<b>PROSÍVKA (fr. 0-4)</b> Z přírodního kameniva s plochou křivkou zrnitosti (podíl prachových částí max. dle platných norem).	mm	30
<b>ŠTĚRKODRŤ (fr. 4-8)</b> Z přírodního kameniva s plochou křivkou zrnitosti (podíl prachových částí max. dle platných norem). Rovinatost: 4 mm pod 4 m latí, stupeň hutnění: $E_{def2}$ min. 50 MPa.	mm	50
<b>KONSTRUKČNÍ VRSTVA NEZTMELENÁ – ŠTĚRKODRŤ (fr. 32-63)</b> Nasákavost menší než 0,2 (podíl prachových částí max. dle platných norem). Rovinatost: 15 mm pod 4 m latí, stupeň hutnění: $E_{def2}$ min. 35 MPa.	mm	50
<b>FILTRAČNÍ PODSYPOVÁ VRSTVA – NETŘÍDĚNÉ KAMENIVO (fr. 0-32), nenamrzavé)</b> Rovinatost: max. 20 mm pod 4 m latí, stupeň hutnění: $E_{def2}$ min. 25 MPa.	mm	150
<b>UPRAVENÁ PLÁŇ – ROSTLÝ TERÉN, PŘÍPADNĚ HUTNĚNÝ NÁSYP</b> Stupeň hutnění: $E_{def2}$ min. 15 MPa.	mm	50
<b>CELKEM</b>	mm	353

### 3. Navržená řešení zaměřená ke zjištění příčin poruch „Víceúčelového hřiště“

Na podkladě studia podkladů dodaných Okresním soudem v Hodoníně a rekognoskace zájmového území byla vypracovaná pracovní hypotéza zahrnující níže uvedená šetření:

- Ověření inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrů, včetně zjištění vlastností zemin. (Mělo být provedeno již před zahájením projekčních prací na konstrukci hřiště).
- Geofyzikální průzkum podloží.
- Vyhloubení 2 ks vrtů s odběrem vzorků zemin.
- Provedení dynamické penetrační zkoušky v počtu 15 ks.
- Měření teploty pod kluzištěm.

- Monitoring venkovních teplot a ledu.
- Geodetické zaměření provedených sond i vně hřiště, kanalizační šachty a zaměření přetvoření povrchu hřiště po zimě 2014/2015.

Dále:

- Prohlídka kanalizace TV kamerou (pod hřištěm).
- Ověření skladby konstrukce hřiště.
- Fotodokumentace jak archivní, tak i ze současného průzkumu

### 3.1. Přehled geologických a hydrogeologických poměrů

Zájmové území leží na severovýchodním okraji obce Dambořice.

Ve smyslu geomorfologického členění území ČR patří toto území do celku Ždánický les, podcelek Dambořická vrchovina (IXB-1C). Jedná se o plochou vrchovinu s erozně denudačním reliéfem s plošinami a široce zaoblenými hřbety.

Z geologického hlediska je zájmová oblast součástí vnějšího flyše a to ždánické jednotky ždánicko-hustopečského souvrství (spodní oligocén – akvitán), pro kterou je typické střídání vápnatých jílu, jílovců a pískovců. Kvartérní sedimenty jsou zde zastoupeny eolickými sprašemi a sprašovými hlínami svrchního pleistocénu. V údolí potoků se nacházejí fluvialní písčitohlinité a jílovité sedimenty. Po stránce hydrogeologické je zájmové území součástí povodí Salajky (č.h.p.4 – 17 – 01 – 026), která ústí zprava u železniční stanice Dambořice do Spáleného potoka.

Základovou půdu zkoumaného hřiště tvoří jílovité hlíny měkké až tuhé konzistence. Hladina podzemní vody je mírně napjatá. Po naražení v hloubce 1,7 m doznala zdvih o 0,3 m. Hladina podzemní vody je v hydrologické souvislosti s hladinou v korytě Salajky.

### 3.2. Geotechnické vlastnosti zemin základové půdy

Na podkladě 19 ks laboratorních zkoušek byly zjištěny níže uvedené parametry:

Kvartérní jílovitá hlína měkké až tuhé konzistence. Její mocnost je cca 6,0 m.

Ve smyslu zatřídění dle ISO 14688 se jedná o zeminy siCl, sasiCl, fsasiCl, ve smyslu ČSN 73 1001 náleží tyto zeminy mezi jemně zrnité, do třídy F6Cl, ojedinele F6CL.

Vlhkost zeminy	$\omega = 22,1 - 34,7 \%, \emptyset 27,5 \%$
Mez tekutosti	$\omega_L = 32,0 - 48,5 \%$
Mez plasticity	$\omega_P = 17,0 - 23,0 \%$
Číslo plasticity	$I_P = 14,4 - 26,0 \%$
Obsah uhlíčitanů	$I_{ou} = 0,5 - 25 \%$

Podle kritéria namrzavosti dle Schaibleho jsou to zeminy nebezpečně namrzavé.





Obrázek 1: Situace



Obrázek 2: Pohled na vrtnou soupravu hloubící vrt J2

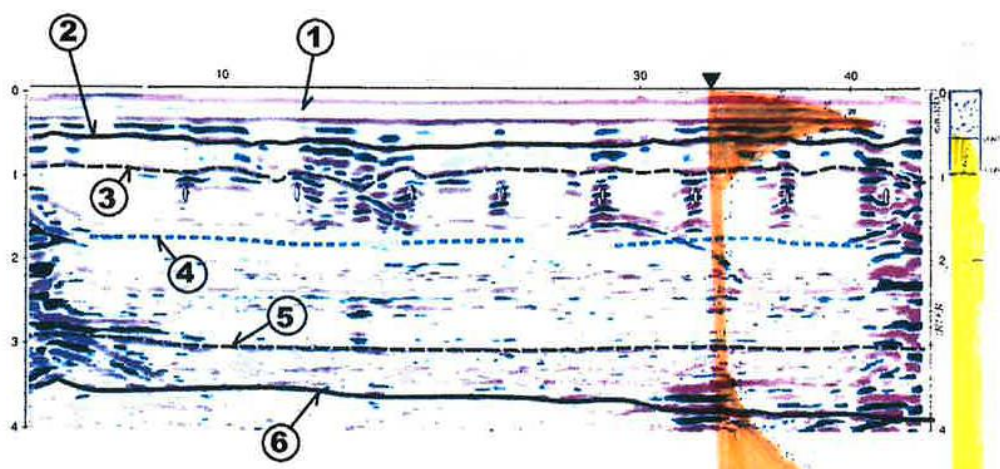


Obrázek 3: Pohled na penetrační soupravu DPM WILL GEOTECHNIK vrt J2

### 3.3. Geofyzikální průzkum podloží

Geofyzikální průzkum podloží hřiště (metodou georadarem) byl zaměřený na doplnění geologické a hydrogeologické stavby studovaného území. Současně ověřil mocnost vrstvy základové půdy, která byla promrzlá v závislosti na provozování kluziště v období 3 měsíců. Zjištěná hloubka promrznutí byla ověřena 1,5 m. Při době provozování hřiště 4 měsíce je třeba uvažovat hloubku promrznutí až do 1,8 m.

Jako hlavní rozhraní je korelován povrch kapilární hladiny podzemní vody – modrá přerušovaná linie.



Vysvětlivky:

- 1 - Nerovnoměrně ulehlá konstrukce hřiště
- 2 - Povrch „rostlých“ jílovitých hlín a báze drenážního systému
- 3 - Báze promrzlé země z února 2015, která se v březnu posunula do hloubky 1,5 m
- 4 - Povrch kapilární hladiny podzemní vody z března 2015
- 5 - Báze jílu různé barvy a konzistence
- 6 - Povrch jílu tuhé až pevné konzistence

Obrázek 4: Georadarový záznam na podélném profilu hřištěm

Na základě porovnání tří nezávislých měření, provedených před zámrzem a během chlazení kluziště, bylo možno podle změny georadarového signálu a pohybu kapilární hladiny podzemní vody spolehlivě určit hloubku promrznutí – viz obrázek.

### 3.4. Měření teploty pod kluzištěm

Měřící práce teplotního sondování byly provedeny teploměry s čidlem umístěným na hrotu s rozlišením 0,1°C. Byl použit teploměr tyčový APATOR METRA Šumperk, s teplotním rozsahem od -30°C do +50°C. Dále byl použit teploměr digitální USB TEMP PANDATRON, software WU Mon v.1.0 s teplotním rozsahem od -40°C do +125°C.

Na měřících bodech (pod kluzištěm), T7 až T10 byly zjištěny teploty -1,5 až -2,15°C do hloubky 1,5 m.



*Obrázek 5: Pohled na měření teploty základové půdy na P8 – teploměr tyčový APATOR METRA Šumperk (v levém rohu dole – hadice mrazícího zařízení)*



*Obrázek 6: Měření teploty zeminy na levém břehu potoka Salajka, vpravo oplocení hřiště*

### 3.5. Monitoring venkovních teplot a ledu

Monitoring probíhal od 7.12.2014 až do 1.3.2015. Z monitoringu venkovních teplot vyplývá, že:

- V prosinci 2014 byl pokles teplot pod 0°C: 10.12.; 27.12.; 28.12. až 31.12. (0,1 až -8,0°C),
- v lednu 2015 byl pokles teploty pod 0°C: 2.1.; 6.1. až 8.1.; 12.1.; 14.1.; 15.1.; 21.1.; 25.1. (-1,0 až -4,2°C),
- v únoru 2015 byl pokles teplot pod 0°C: 1.2. až 3.2.; 4.2.; 5.2.; 6.2.; 7.2.; 9.2.; 13.2.; 16.2.; 17.2.; 18.2.; 20.2.; 21.2.; 22.2. (-0,3 až -6,9°C).

V ostatních dnech vystoupily teploty nad 0°C.

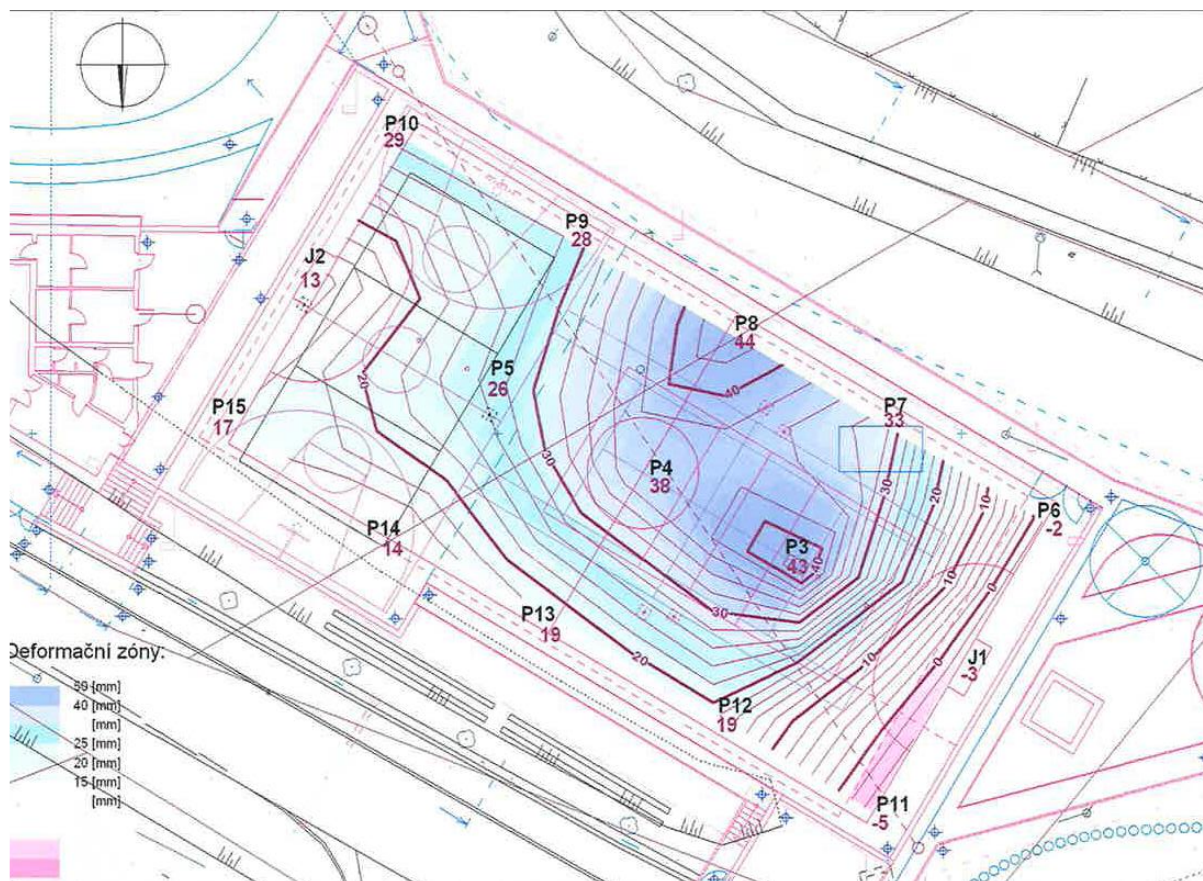
Z monitoringu teplot ledu je zřejmé, že od 7.1.2014 do 1.3.2015 kolísala v intervalu od -5,0°C do -7,1°C.

### 3.6. Geodetická zaměření geotechnických sond i vně hřiště, kanalizační šachty a zaměření přetvoření povrchu hřiště po zimě 2014/2015

Na podkladě geodetického měření přetvoření povrchu hřiště po zimě 2014/2015 uvádíme:

- Celkově povrch hřiště vykazuje zdvihy +19 mm až +44 mm.
- Největší přetvoření jsou ve střední části hřiště, na straně k potoku (jižní okraj hřiště), zdvihy až +44 mm.
- Nejmenší hodnoty svislých přetvoření vykazuje severozápadní okraj hřiště (hodnoty přetvoření -2 mm až -5 mm – hodnoty v rámci nejistot měření).

- Severovýchodní okraj hřiště (přilehlý k šatnám) vykazuje zdvihy v hodnotách +13 mm až +29 mm.
- Severní podélný okraj hřiště vykazuje zdvihy +14 mm až +19 mm.



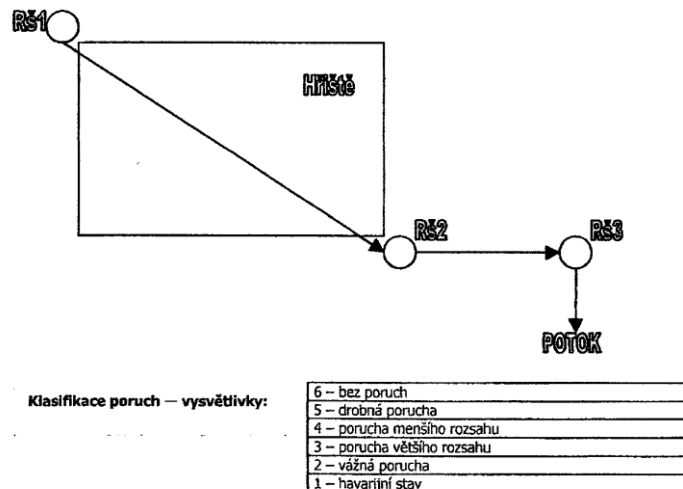
Obrázek 7: Grafické zobrazení svislých přetvoření povrchu hřiště hypsometrickou barevnou škálou. U označení sondy je uvedena hodnota svislého přetvoření v milimetrech. Isočáry jsou v intervalu po 2 mm.

### 3.7. Prohlídka kanalizace TV kamerou (pod hřištěm)

Z prohlídky kanalizace v prostoru hřiště vyplývá, že neplní svoji funkci. Její potrubí je z PVC DN 150 mm. Níže uvádíme schéma drenážní větve, včetně výsledků prohlídky.

Revizní šachta RŠ1: Od 7,6 m neprůchodné potrubí. Klasifikace poruch 3 až 5.

Revizní šachta RŠ2: Ve vzdálenosti 1,80 – 2,30 m je drenážní uzel v pravé přípojce, staničení 24,80 m neprůchodné v trase  $\varnothing$  150 mm ve staničení 13,50 m neprůchodné. Klasifikace poruch 1 až 5.



Obrázek 8: Schéma prohlídky kanalizace TV kamerou

### 3.8. Ověření skladby konstrukce hřiště

IMOS Brno, a.s. ověřil skladbu konstrukce hřiště v roce 2011 pomocí kopaných šachtic KS1 a KS2. Sondy byly umístěny tak, že jedna byla provedena do poruchy (KS1) a druhá byla provedena v místě bez poruchy (KS2).

Podloží konstrukce hřiště tvoří jílovité hlíny tř. F6-CL.

Zjištění	Klasifikace	Namrzavost	Vlhkost
KS1: tloušťka konstrukce 260 mm	F6 – CL	nebezpečně namrzavý	$\omega = 15,3 \%$
KS1: tloušťka konstrukce 365 mm	F6 – CL	nebezpečně namrzavý	$\omega = 19,4 \%$

Dle projektu: tloušťka konstrukce 330 mm.

Deformace povrchu má lokální charakter:

- v místě KS1 je tloušťka menší o 70 mm od projektované, u KS2 je tloušťka dodržena,
- bylo zjištěno, že zemina v podloží je nevhodná k přímému použití bez úprav,
- poruchy na povrchu hřiště mohou být způsobeny nedodržením tloušťky konstrukce,
- nebezpečně namrzavé podloží, zvláště v kombinaci s užíváním hřiště jako kluziště v zimním období.

## 4. Návrh sanačních opatření

Jako sanační opatření „Víceúčelového hřiště“ v Dambořicích lze doporučit:

- Vypracovat Realizační projekt výstavby tohoto objektu.
- Jako podklad pro vypracování Realizačního projektu použít výsledky Znalec. posudku [1].
- Předpokládá se, že stávající konstrukce hřiště bude odstraněna až na povrch „rostlého“ terénu.

## 5. Závěr

Z provedeného šetření je zřejmé, že na dané lokalitě se bez chybějícího inženýrsko-geologického průzkumu, zaměřeného na vlastnosti objemově nestálých zemin, zejména jejich namrzavost a propustnost srážkové vody, neměla stavba Víceúčelového hřiště navrženým způsobem podle předložené projektové dokumentace vůbec realizovat.

Stabilita okolí „Víceúčelového hřiště“ není ohrožena svahovými pohyby.

## Poděkování

Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 „AdMaS VP – Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“ podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I“.

## Literatura

- [1] PASEKA, A.: Znalecký posudek č. 25/2014 ke stavu a poškození konstrukce hřiště, které je provozované jak v letním, tak i v zimním období jako kluziště v obci Dambořice, okr. Hodonín. Fakulta stavební, Veveří 95, 602 00 Brno, 2015
- [2] PASEKA, A.: Poruchy staveb způsobené vlivy založení a kvalitativními změnami v základové půdě v sídlišti Brno-Lesná. Celostátní seminář „Zakládání na objemově nestálých zeminách se zohledněním vlivu vegetace“. Brno, 1986, s.123. Ev.č. 60/713/86
- [3] PASEKA, A., BAŽANT, Z.: Nezbytnost spolupráce statika a inženýrského geologa při výstavbě na problematickém podloží. „Zakládání staveb Brno“, 2004.
- [4] PASEKA, A., BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L.: Zkušenosti se sanacemi staveb založených na jílovitých zeminách. Geotechnika 4/2008, str. 3-6
- [5] EICHLER, J.: Šíření tepla v poloprostoru pod kruhovými a obdélníkovými tepelnými zdroji. Inženýrské stavby 8-9.1971, s- 380-387
- [6] Geologická mapa ČR, , list 24-43, Šlapanice, M 1:50 000

## Kontakt

Doc. Ing. ANTONÍN PASEKA, CSc., tel.: 00420541147235; e-mail: paseka.a@fce.vutbr.cz; Ústav geotechniky, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno

Doc. Ing. ZDENĚK BAŽANT, CSc., tel.: 00420541147862; e-mail: bazant.z@fce.vutbr.cz; Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno

## KONTROLA BETONU BIOLOGICKÉHO STÍNĚNÍ JADERNÉHO REAKTORU

### BIOLOGICAL SHIELDING CONCRETE OF NUCLEAR REACTOR: INSPECTION PROCEDURE

Jan Patera, Zbyněk Hlaváč, Jindřich Jansa

Centrum výzkumu Řež s.r.o.

**Anotace:**

*Z důvodu prodlužování životnosti jaderných elektráren v Česku i jinde ve světě ze současných třiceti na čtyřicet i více let vznikla potřeba prověřovat jejich komponenty.*

*Příspěvek se zaměřuje na metodiku nedestruktivního zkoušení betonu, jež zachycuje neutrony vycházející z aktivní zóny jádra reaktoru. Porovnává nelineární metodu NWMS s výsledky dalších nedestruktivních i destruktivních zkoušek.*

**Annotation:**

*Inspection of structural components is needed due to the live extension programme dedicated to both Czech NPPs as well as to all other nuclear power plants in the world.*

*The contribution is targeted to the methodology of non-destructive testing of biological shielding concrete near the active zone of nuclear reactor. Results of the NWMS method are compared to other non-destructive and destructive tests' results.*

**Klíčová slova:**

*Prodlužování životnosti jaderných elektráren, beton biologického stínění, nedestruktivní zkoušení.*

**Keywords:**

*Nuclear power plants, long term operation, biological shielding concrete, non-destructive testing.*

## 1. Úvod do problematiky prodlužování životnosti JE

V současné době končí plánovaná životnost mnoha jaderných elektráren (JE), které byly původně navrženy na 30 nebo 40 let. Jednalo se o reaktory II. a III. generace, kterých je stále v USA, ve Francii nebo v Rusku několik desítek, na celém světě pak několik stovek.

### 1.1. Programy řízeného stárnutí betonu v jaderných elektrárnách

Je běžné, že probíhají svědečné programy na stárnutí kabelů nebo křehnutí oceli vlivem radiace. Beton se však až do nedávné doby z tohoto pohledu neposuzoval. Dle výsledků zkoušek, prováděných v šedesátých až sedmdesátých letech minulého století ve světě, byla jeho odolnost účinkům radiace dostatečná, aby reaktor mohl bezpečně fungovat 30 i 40 let.

Posuzovaly se účinky tepla, pro lehkovodní reaktory VVER (Vodo-vodjannoj energetičeskij reaktor) nebo tlakovodní PWR (pressurised water reactor) byla stanovená limitní návrhová hodnota 200°F (93°C). Pro účinky gama záření bylo zjištěno, že struktura betonu se nezmění, pokud beton nedostane celkovou dávku 1010 radů (rad), což je 108 Gray (Gy).

Účinky tvrdého záření se pak podle dobové literatury i podle současných standardů projeví při dosažení dávky (fluence) 1019 neutronů na cm<sup>2</sup> průřezu.

Všechny tyto hodnoty byly použity pro návrhy (nejen stínících) betonů pro jaderné reaktory všude po světě, od 60. let 20. století až do současnosti.

Dnes však stojíme před jiným úkolem, prověřit vlastnosti betonu (i jiných komponent jaderných elektráren) po uplynutí jejich navržené doby životnosti.

### 1.2. Použití betonu v jaderných elektrárnách

V jaderných zařízeních je největší pozornost upřena na kontrolu palivových souborů, heterogenních svarů a jiných stěžejních oblastí. V tomto příspěvku se však budeme zabývat betonem.

Pokud si člověk představí jadernou elektrárnu, nejvýraznější částí jsou bezesporu vysoké betonové chladicí věže. Kromě nich ovšem existuje mnoho jiných konstrukcí JE, které stojí za zmínku.

**Stínící beton** s ocelovými broky najdeme v elektrárně kolem bazénů s vyhořelým palivem v primárním okruhu. Zabraňuje pronikání měkkého záření gama, které je zachycováno velkým počtem jader. Jedná se o velmi těžký (stínící) beton.

Důležitý **konstrukční beton** tvoří obálku reaktoru, tzv. kontejnment, a také základy a stropy reaktorového sálu, až několik metrů mocné. Jeho účelem je přenášení zatížení do základů. Je navržen na tlak, tah a ohyb. V případě obálky kontejnmentu Jaderné elektrárny Temelín (ETE) se jedná o dodatečně spirálově předepjatý beton a je mu věnována náležitá péče.

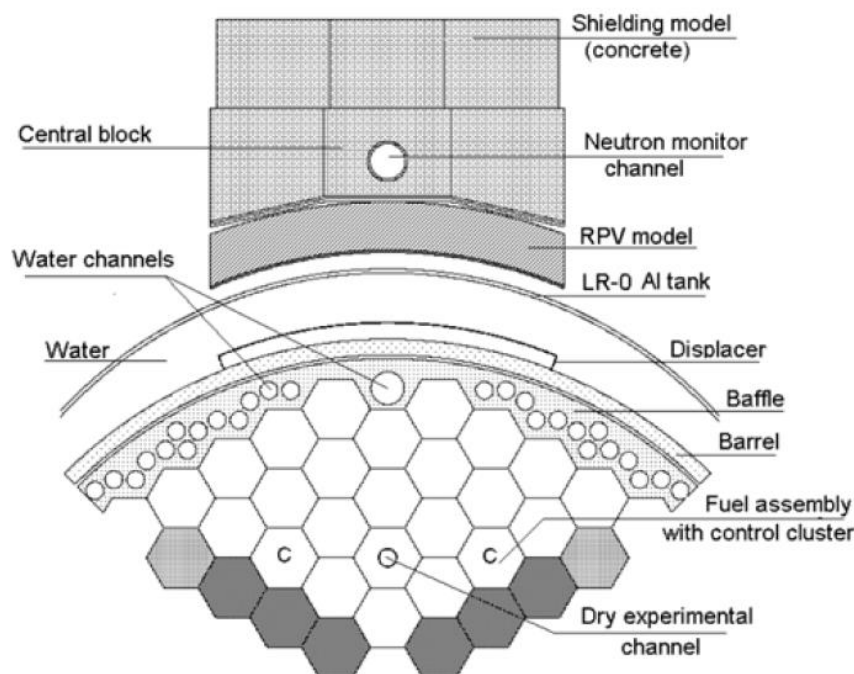
**Beton biologické ochrany**, nebo též biologického stínění je určen k ochraně (nejen personálu) před účinky tvrdého neutronového záření. Je hustě vyztužen, ale nejsou v něm přítomny železné okuje jako ve stínícím betonu. Ty by byly aktivní po dopadu neutronů, při kterém by vznikalo záření gama.



### 1.3. Beton biologického stínění

Biologické stínění se nachází v elektrárně co nejbližší reaktoru. K jeho výrobě se používá kamenivo s vyšším obsahem vodíkových jader. U reaktorů typu VVER býval v zemích Varšavské smlouvy používán Serpentin, čili hadec. V České i Slovenské republice se vyskytuje hojně, přestože je jinak poměrně vzácný. Jedná se o horninu obsahující minerál serpentin. Jeho chemické složení je  $Mg_3Si_2O_5(OH)_4$  a právě vodík v něm obsažený umožňuje zachyt neutronů – částic přibližně stejně těžkých jako je jádro vodíku = jeden proton.

Vzdálenost betonu biologické ochrany od jádra reaktoru je vždy řádově několik metrů. Jedná se o kruhový prstenec kolem jádra reaktoru. Musí být chráněn hermetickou ocelovou výstelkou (tzv. oblicovkou) na jeho vnitřním i vnějším povrchu. Ta zajišťuje jeho těsnost, což je dobré z hlediska pronikání plynů – zejména radonu, ale i vody obsažené v betonu.



Obrázek 1.: Příčný řez aktivní zónou lehkovodního reaktoru LR-0. [1]

Teplota betonu na vnitřním povrchu prstence dosahuje díky sledu ochranných vrstev včetně tepelné izolace přibližně 36°C a v dobách mezi odstávkami jaderného reaktoru se liší jen o několik málo stupňů Celsia. I to však způsobuje značné změny deformace i napětí, a také vypařování vody, respektive její přesun do míst o nižší teplotě. [2]

**Obsah volné i vázané vody** v betonu má velmi významný vliv na průchod neutronů. Účinný průřez, tedy schopnost zachytit tvrdé neutronové záření, je prakticky přímo úměrný celkovému množství vody obsaženého v betonu.

Existuje několik způsobů stanovení obsahu vody [3]. Žádný však není dostatečně přesný pro zpřesnění výpočtových modelů stínění. Proto jsme se rozhodli odhalit různé vlastnosti stínění a pomocí ultrazvuku jsme určovali stejnorodost betonu v deskách biologického stínění lehkovodního výzkumného reaktoru LR-0. Výsledkem byla studie závislosti doby průchodu ultrazvukového signálu na tloušťce průřezu desky. [4].

## 2. Měření betonu biologického stínění

Existuje vícero metod, které mohou být použity pro stanovení vlastností betonů. Z nedestruktivních jsou to například tvrdoměrné – odrazové, průchodové, penetrační. Mezi destruktivní metody patří zkouška ohybem vhodná pro trámce, zkouška v tlaku nebo v příčném tahu, kterou je možné použít pro válcová tělesa, jako jsou například vývrty.

### 2.1. Kontrola betonu biologického stínění poblíž aktivní zóny

Největší účinky záření je možné pozorovat u vnitřního povrchu prstence. Záření klesá se čtvercem vzdálenosti, a tak se i v betonu intenzita záření rychle snižuje.

Zhruba ve vzdálenosti 90 mm od vnitřního povrchu betonu jsou v reaktorech typu VVER umístěny ionizační kanály (neutron monitor channel) pro detekci neutronového záření. V nich je vrátek nesoucí komoru, ve které jsou zařízení na snímání neutronového toku nebo sledování jiných veličin.

Jednou z možností nedestruktivního testování je využití těchto kanálů pro zavedení ultrazvukových nebo jiných sond a měření přímo v místě největšího poškození betonu radiací. Jedná se samozřejmě o problematický úkon, neboť kanály jsou hermeticky uzavřeny a přístup k nim bývá zapečetěn výrobcem nebo provozovatelem. Navíc se jedná o práci v aktivním prostředí, což poškozuje nejenom zařízení, ale i jeho obsluhu, třebaže jen nepatrně.

ÚJV Řež a.s. proto společně se Stavební fakultou ČVUT vytvořily modely šachty reaktoru ETE 1:1 (Obrázek 2). Modely slouží na přípravu nedestruktivních metod před měřením v prostředí s ionizujícím zářením. Na obrázku je vidět technika, která stanovuje hloubku trhliny v betonu za pomoci ultrazvukového přístroje PUNDIT PL 200. Jsou zde též patrné 2 ionizační kanály a tmavé plechy oblicovky vnitřního povrchu biologického stínění šachty reaktoru.



Obrázek 2.: Měření hloubky trhliny v 1:1 modelu betonu biologického stínění šachty reaktoru VVER 1000 Jaderné elektrárny Temelín pomocí nepřímé ultrazvukové metody.

## 2.2. Kontrola biologického stínění na aktivních vzorcích

Není dovoleno odebírat jakékoliv fragmenty biologické ochrany, tím méně vývrty, přinejmenším po celou dobu provozu jaderné elektrárny. Existují případy (u USA, ve Španělsku či v Německu), kde byly z odstavené jaderné elektrárny postupně demontovány kontaminované komponenty, mezi nimiž byly i části železobetonových konstrukcí. Ty pak byly podrobeny zkouškám, nebo nabídnuty jiným subjektům ke zkoumání.

Například v majetku ÚJV Řež a.s. (dříve Ústav jaderného výzkumu) je jeden takový fragment elektrárny Greifswald [5] ve východním Německu. Dosud z něj nebyly odebrány žádné vývrty a čeká na nedestruktivní testování. Jelikož aktivita na jeho povrchu je stále značná, není možné měřit bez použití mechanických manipulátorů, robotických rukou, nebo se u vzorku zdržovat.

Vyvíjíme tedy metody měření pomocí manipulátoru tak, aby byla obsluha manipulátoru i výzkumný tým v dostatečné vzdálenosti od zdroje záření.

Aby bylo možné pochopit problematiku ozařování a následné práce s ozářeným materiálem, provedli kolegové z ÚJV a CVŘ (Centrum výzkumu Řež s.r.o.), ve spolupráci se Stavební fakultou ČVUT experiment, při kterém ozářili a následně sledovali několik malých válečků betonu. I při relativně velmi krátké době působení neutronů na směs kovů, různých oxidů a jiných složek v betonu obsažených, dosáhly vzorky značné aktivity [6].

Také vzhledem ke zkušenostem kolegů z jiných laboratoří [7] jsme se rozhodli provádět další experimenty v horkých komorách [8], dostatečně odstíněných a vybavených robotickými manipulátory (rameny), viz Obrázek 3.

V současné době vybavujeme jednu takovou komoru přístroji pro zkoušky tlaku, příčného tahu a modulu pružnosti. Záznam z testování dostatečného stínění komory 300 TBq zdrojem je dostupný na Youtube [9].

Pro účely nedestruktivního zkoušení betonových vzorků přímou ultrazvukovou metodou pomocí robotických ramen byl vyvinut a otestován přípravek zajišťující stálý přítlak a snadnou obsluhu. Pomocí tohoto přípravku je možné měřit i velice aktivní vzorky [10].



Obrázek 3.: Práce robotických manipulátorů v horké komoře v areálu ÚJV Řež a.s. [11]

### 3. Nedestruktivní metody měření

Přes všechny příklady a případy uvedené výše, se v dnešní době zaměřujeme na vývoj nedestruktivní metody měření nelineárních parametrů materiálu pomocí ultrazvukových přístrojů. Metodu NWMS (Non-linear Wave Modulation Spectroscopy) jsme si vybrali pro její relativní jednoduchost a snadnou kvantifikovatelnost výsledků.

#### 3.1. Principy měření metodou NWMS

Nelineární ultrazvukové metody jsou v dnešní době rozšířené pro homogenní materiály typu ocel, případně keramika. Pro beton se jejich požití zatím zcela neosvědčilo, převážně kvůli nestejnorodosti materiálu, s různým obsahem pórů, mikrotrhlin a jiných nehomogenit.

Pokud materiál vykazuje nelineární chování, reaguje odlišně na buzení velkou a malou amplitudou při stejné frekvenci. Takové chování v betonu mohou způsobovat zejména mikrotrhliny, nicméně velká část nelineární odezvy je způsobena nehomogenitou samotného materiálu. Během procesu degradace počet mikrotrhlin roste, čímž se zvyšuje i nelineární odezva.[12]

Principem metody NWMS je míchání dvou různých signálů o frekvencích  $f_1$  a  $f_2$  uvnitř materiálu. Nelineární chování se při tomto typu zkoušení projevuje vznikem signálu o součtové nebo rozdílové frekvenci  $f_1 \pm f_2$ .

V našem případě se osvědčilo míchat frekvence 153 a 180 kHz, přičemž výsledná pozorovaná frekvence byla součtová 333 kHz. Čím větší amplituda součtového signálu je vzhledem ke dvěma budícím amplitudám, tím větší vykazuje materiál nelineární odezvu. Tato odezva pak odpovídá míře porušení struktury mikrotrhlinami, například po mechanickém, tepelném, nebo radiačním namáhání.

#### 3.2. Měření na malých vzorcích

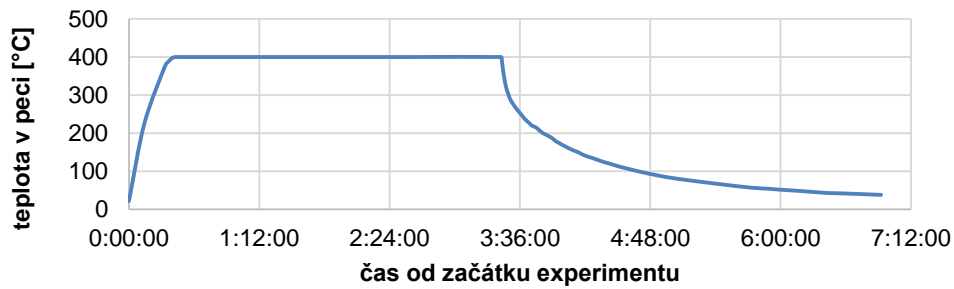
Abychom si ověřili použitelnost metody, vybetonovali jsme sadu homogenních trámečků z cementu CEM II 32,5, vody a normovaného křemičitého písku frakce  $0 \div 2,5$  mm. Tento experiment byl též popsán v posteru na konferenci IAEA (International Atomic Energy Agency) [13].

Pozorovali jsme změnu nelineárního koeficientu  $\beta$  před a po poškození betonu tepelným šokem, při kterém bylo dosaženo 400°C během 25 minut. Pro homogenizaci teploty v celém objemu tělesa jsme drželi teplotu 400°C v peci po dobu 3 hodin a poté ji snižovali intenzivním odvětráváním komory pece. Záznam průběhu teploty v peci je na Obrázku 4.

Nelineární koeficient beta je dán poměrem amplitud daných kmitočtů [14].

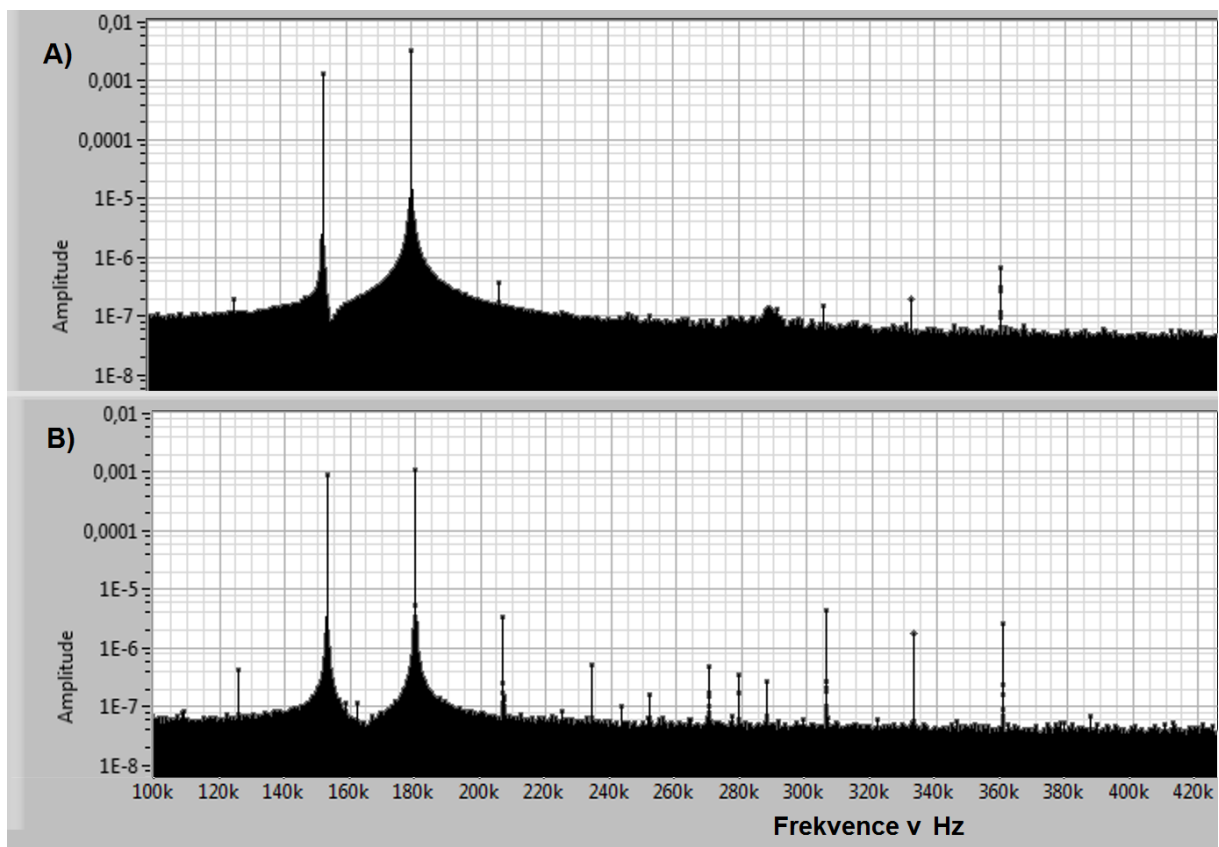
$$\beta = \frac{A_{333 \text{ kHz}}}{A_{153 \text{ kHz}} \cdot A_{180 \text{ kHz}}} \quad (1)$$

Amplitudy  $A_{333 \text{ kHz}}$ ,  $A_{153 \text{ kHz}}$  a  $A_{180 \text{ kHz}}$  odpovídají součtové frekvenci  $f_1 + f_2$ , respektive sčítaným frekvencím  $f_1$  a  $f_2$ .



Obrázek 4.: Průběh teploty při poškozování trámečků teplotním šokem.

V praxi jsme pro stanovení koeficientu  $\beta$  postupně zvyšovali budící napětí na generátoru signálu s frekvencí  $f_1$  z 1 do 12 Voltů s krokem 1 V, přičemž napětí na  $f_2$  bylo konstantní 4 V. K buzení i zpracování signálů jsme používali modulární systém společnosti National Instrument (NI), který byl vybaven dvěma budiči signálu NI PXI-5421 a jedním dvoukanálovým osciloskopem NI PXI-5922 s dlouhým záznamem signálu ( $10^6$  vzorků). Porovnání výsledků měření je na Obrázku 5.



Obrázek 5.: Spektrum závislosti amplitudy signálu na frekvenci ( $f_1 = 153$  kHz,  $f_2 = 180$  kHz,  $f_1+f_2 = 333$  kHz). Vzorek před vložením do pece A) a po vyndání z pece B).

Vzorek po zchladnutí a vyndání vykazuje nelinearity, které jsou pod mikroskopem rozeznatelné jako mikrotrhliny šířky až 0,03 mm. Jejich četnost je značná – to se odráží také v hodnotě koeficientu beta pro případ A) a B), vyčísleného podle vztahu (1):

$$\beta_{A)} = \frac{1,99 \cdot 10^{-7} V}{1,37 \cdot 10^{-3} V \cdot 3,42 \cdot 10^{-3} V} = 0,043 V^{-1}; \quad \beta_{B)} = \frac{1,81 \cdot 10^{-6} V}{9,20 \cdot 10^{-4} V \cdot 1,13 \cdot 10^{-3} V} = 1,808 V^{-1}.$$

### 3.3. Porovnání naměřených výsledků

Pro účely článku jsme rozdělili vzorky na 2 základní skupiny. První skupinou byly vzorky **před výpalem** (2A až 2C) a vzorky referenční, zkoušené destruktivně (3A až 3C).

Druhou skupinu tvořily všechny vzorky po teplotním šoku (400°C) a patřily do ní vzorky zkoušené buďto den **po výpalu** (vzorky 2A až 2C) nebo 240 dnů po výpalu v peci (vzorky 1A až 1C).

Tabulka 1.: Porovnání nelineárního koeficientu beta s mechanickými vlastnostmi betonu zkoušených vzorků.

Označení vzorků	Vzorky v době zkoušky	Nelineární koeficient	Dynamický modul	Pevnost v tahu	Pevnost v tlaku
		$\beta$	$E_{bu}$	$f_{ct,fl}$	$f_c$
		$V^{-1}$	GPa	MPa	MPa
2A až 2C	Před výpalem	0,04	30,5	-	-
3A až 3C	Před výpalem	0,13	30,1	7,03	75,8
2A až 2C	Po výpalu	0,65	10,0	3,13	49,9
1A až 1C	Po výpalu	2,33	12,2	3,25	53,6

Je na první pohled patrné, že během výpalu došlo k poruše struktury zkoušeného betonu. Modul pružnosti se změnil z 30 GPa na 10 GPa, tj. poklesl o 70 %. Pevnost v tlaku klesla ze 75 na 50 GPa (-33 %) a pevnost v tahu ze 7 na 3,2 MPa, tedy -55 %.

Naproti tomu nelineární koeficient  $\beta$  stoupl z 0,04 až na 2,33, což odpovídá nárůstu o 1500 %.

Zajímavé je srovnání vzorků řady 2A-2C po výpalu s řadou 1A-1C, která byla po tepelné degradaci ponechána 240 dní na vzduchu. Zdá se, že během této doby pokračoval v degradovaných vzorcích proces vytvrzování. Vzrostla jejich tuhost (modul pružnosti), zatímco chemická podstata reakce vytvořila další mikrotrhliny, které způsobily nárůst nelineárního parametru. Tento jev je popsán i v literatuře [15].

## 4. Závěr

Nelineární metody jsou velmi citlivé nejen na teplotní namáhání, ale také mechanické nebo radiační. Dají se pomocí nich zachytit nelinearity v materiálu, jako jsou trhliny nebo mikrotrhliny.

V další práci se budeme zaměřovat na poškození vzorků různými teplotami a také gama zářením. Ke své práci využijí i zařízení pro zkoušku LOCA (lost of coolant accident), které umí během velmi krátkého okamžiku docílit vysokého tlaku i teploty a simulovat tak ztrátu chladiva na jedné elektrárně.

Své výsledky chceme použít pro zkoušení radiačního a tepelného poškození betonu a geopolymérů nejen na jaderných elektrárnách a v úložištích jaderného paliva, ale i v jiných provozech.

## Poděkování

Tento příspěvek byl vytvořen s finanční pomocí Ministerstva vnitra – Program bezpečnostního výzkumu České republiky 2015 – 2020, projekt VI20152018016, a Ministerstva školství, mládeže a tělovýchovy – projekt LQ1603 Výzkum pro SUSEN.

Práce byla realizována na velké infrastruktuře Udržitelná energetika (SUSEN) vybudované v rámci projektu CZ.1.05/2.1.00/03.0108.

## Literatura

- [1] KOŠTÁL, M.; MILČÁK, J.; CVACHOVEC, F.; JÁNSKÝ, B.; RYPAR, V.; JUŘÍČEK, V.; NOVÁK, E., EGOROV, A.; ZARITSKI, S.: Fast Neutron Transport in the Biological Shielding Model and Other Regions of the VVER-1000 Mock-Up on the LR-0 Research Reactor. In EPJ - Web of Conferences. 2016. ISSN 2100-014X.
- [2] KOŤÁTKOVÁ, J., ZATLOUKAL, J., REITERMAN, P., PATERA, J., HLAVÁČ, Z., BRABEC, P. The Effect of Elevated Temperatures and Nuclear Radiation on the Properties of Biological Shielding Concrete. In Key Engineering Materials. 2015. ISSN 1662-9795.
- [3] ANTON, O.; HEŘMÁNKOVÁ, V.: Stanovení vlhkosti betonu v konstrukcích jaderných elektráren. In Zkoušení a jakost ve stavebnictví 2008. Praha, Kloknerův ústav ČVUT. 2008. p. 7 - 15. ISBN 978-80-01-04123-9.
- [4] HLAVÁČ, Z.; NOVÁK, E.; PATERA, J.; ZAHŘÁDKA, P.: Stanovení stejnorodosti betonu biologického stínění reaktoru LR-0 ultrazvukovou průchodovou metodou. In <http://cvrez.cz/treninky-a-vzdelavani/projekty-na-podporu-vzdelavani/susen-rozvoj-znalosti/> <citováno 13.4.2017>
- [5] ZDAREK, J.; HORACEK, L.; BRABEC, P.: Temperature and Radiation Effect on the RPV Concrete Cavity. Project Description on Irradiation, Testing and NDE Development. OECD Workshop Prague 2013. Praha. 2013.
- [6] ZDAREK, J.; BRABEC, P.; FRYBORT, O.; MAREK, M.; LAHODOVA, Z.; VIT, J.; STEMBERK, P.: Mock-up Experiments for the Project of High Dose Irradiation of the RPV Concrete. In Fontevraud 8: Contribution of Materials Investigations and Operating Experience to LWRs' Safety, Performance and Reliability. Avignon. 2014.
- [7] Článek (pouze v norštině) Her testes radioaktiv betong. In <https://www.tu.no/artikler/her-testes-radioaktiv-betong/235087> <citováno 13.4.2017>

[8] PETŘÍČKOVÁ, A.; SRBA, O.; ŠVRČULA, P.; MIKLOŠ, M.; SVOBODA, P.: Introduction of hot cell facility in Research centre Rez. In *Bezpečnost jaderné energie/Bezpečnost jadrovej energie*. 2015. Vol. 23 (61), no. 7/8, p. 343-348. ISSN 1210-7085.

[9] Průběh zkoušky účinnosti stínění horkých komor. In [https://youtu.be/NiKIN1Kb4\\_g](https://youtu.be/NiKIN1Kb4_g) < citováno 13.4.2017 >

[10] HLAVÁČ, Z.: Development of Special Steel Holder for Concrete Ultrasonic Testing in the Hot Cells. In <http://cvrez.cz/treninky-a-vzdelavani/projekty-na-podporu-vzdelavani/susen-rozvoj-znalosti/> < citováno 13.4.2017 >

[11] Srdcerváči. ÚJV ŘEŽ, a.s. a Centrum výzkumu ŘEŽ s.r.o. <https://www.srdcervaci.cz/ujv-rez-a-s-a-centrum-vyzkumu-rez-s-r-o> < citováno 13.4.2017 >

[12] VAN DEN ABEELE, K.; SUTIN, A.; CARMELIET, J.: Micro-damage diagnostics using nonlinear elastic wave spectroscopy (NEWS). *NDT & E International* 34. 2001. 239–248.

[13] HLAVÁČ, Z.; PATERA, J.; JANSÁ, J.: Reactor Biological Shielding Concrete Inspection Procedure. In *Safety Demonstration of Advanced Water Cooled Nuclear Power Plants*. Vienna. 2017. <On-line verze citována 13.4.2017 >

<https://conferences.iaea.org/indico/event/125/contribution/108/material/poster/0.pdf>

[14] VAN DEN ABEELE, K., JOHNSON, P., SUTIN, A., Nonlinear Elastic Wave Spectroscopy (NEWS) Techniques to Discern Material Damage, Part I: Nonlinear Wave Modulation Spectroscopy (NWMS), *Res Nondestr Eval* 12 (2000) 17–30.

[15] EPRI Technical Report: Nondestructive Evaluation: Nonlinear Ultrasound to Evaluate the Integrity of Thermally Damaged Concrete. 1026501, September 2012.

## Kontakt

Ing. JAN PATERA, tel: +420 387 371 921, e-mail: [jan.patera@cvrez.cz](mailto:jan.patera@cvrez.cz), Systémová a strukturální diagnostika, Centrum výzkumu Řež s.r.o., Morseova 4, 301 00 Plzeň – Borská pole.

Ing. ZBYNĚK HLAVÁČ, tel: +420 387 371 919, e-mail: [zbynek.hlavac@cvrez.cz](mailto:zbynek.hlavac@cvrez.cz), Systémová a strukturální diagnostika, Centrum výzkumu Řež s.r.o., Morseova 4, 301 00 Plzeň – Borská pole.



## REKONSTRUKCE A PŘESTAVBY MOSTŮ

### RECONSTRUCTIONS AND REBUILDING OF BRIDGES

**Květoslav Rušar, Jaromír Rušar**

Rušar mosty, s.r.o.

**Anotace:**

*Příspěvek pojednává o zkušenostech se sanacemi zděných a betonových silničních mostních konstrukcí, a to jak spodních staveb, tak nosných konstrukcí. Článek se snaží pojednat celou epochu mostních staveb od předminulého století až k těmto dnům. Dále jsou na příkladech, podporovaných foty, popsány všechny základní sanační metody včetně demolice a plné náhrady původní konstrukce v případech, že jsou vyčerpány všechny možné opravné metody. Jako zvláštní situace jsou podchyceny speciální přístupy k památkově chráněným objektům či případy okamžitých zásahů v havarijním režimu.*

**Annotation:**

*The article is focused on the experiences with rehabilitation of brick and concrete road bridge constructions, both of the superstructures and the supporting structures (abutments and piers). The article discusses the entire epoch of bridge constructions from the last century to these days. Additionally, with use of examples supported by photos, all basic rehabilitation methods are described, including demolition and full replacement of the original structures in cases when all possible corrective methods are exhausted. Special approaches to objects subjected to historic preservation or cases of urgent interventions in emergency situations are detected as unusual situations.*

**Klíčová slova:**

*Sanace, injektáž, předpínání, externí výztuž, zdivo, železobeton, předpjatý beton, ocel*

**Keywords:**

*Repair, injection, prestressing, external reinforcement, masonry, reinforced and prestressed concrete and steel*

## Úvod

Mostní objekt je součástí silnice, železnice či jakéhokoliv vedení obecně ve střetu s přírodní či umělou překážkou, s kterou není možný úrovňový styk, přejezd, brod apod. Dle platných norem a předpisů (EN, ČSN EN, ČSN ISO, TKP, TP, VL4) jsou mosty navrhovány tak, aby byla zajištěna jejich požadovaná únosnost, provozní způsobilost a životnost. To vše závisí na konstrukčním návrhu mostu a detailů, použitých materiálech a jejich kvalitě, ochraně v agresivním prostředí a údržbě. Vliv mají též změny ve způsobu používání, (velikost a opakování zatížení). Životnost jednotlivých částí mostu a použitých materiálů je rozdílná podle způsobu namáhání a vlivu prostředí. V periodách životnosti (trvanlivosti) použitých materiálů je třeba plánovat jejich rekonstrukci, opravu či přestavbu v širším slova smyslu včetně totální demolice a výstavby objektu nového. Statistiky MD ČR i krajů uvádějí varovné počty mostů, jejichž stav je klasifikován jako špatný až havarijní, je snížena jejich použitelnost stran bezpečnosti silničního provozu a chodců, nebo jsou zastaralé z titulu svého prostorového uspořádání. Stručný přehled metod a možností při rekonstrukcích je předmětem tohoto příspěvku. Bude jednat o mosty silniční. Vzhledem k reálné délce psané části ve sborníku i přednesené době příspěvku jsme se snažili vyvážit rozsah textové a obrazové části. I tak byla snaha obsáhnout celou šíři typů konstrukcí.

### 1. Kamenné spodní stavby

Tyto konstrukce byly zřizovány v 19. století až do cca 20. let století minulého, a z toho vyplývá i náhled na jejich konstrukci. Jedná se tedy o lomový kámen či pálené cihly zděné na maltu z hydraulického vápna. Rub byl opatřen většinou jen jílovou izolací. Časem docházelo k vyplavení izolace a malty spár. Na tyto opěry byly pak zřízeny historicky i 2 nové nosné konstrukce, takže stran mostu jako celku není nutno celý objekt bourat (viz obr. 1, 2). Jako jedna z možností opravy se jeví injektáž zdiva cementovou modifikovanou maltou, doplněná o gelovou izolační vrstvu tl. do 20 mm. Cementová injektáž se dělá tlakem do 0,4 MPa po vývrtu zdiva cca do 2/3 hloubky. Proinjektuje se pak jak zdivo, tak část zásypu. Gelová injektáž je nákladná, proto se dělá až sekundárně. Po roce, dvou se v místech možných průsaků dá lokálně obnovit (počítá se s tím, je to součást technologie neb na rub opěry nikdo nevidí). Injektáž je účinnou a mnohdy jedinou metodou, umožňující sanaci poruch kamenných konstrukcí s vizí jejich zachování. Vždy je však nezbytně nutné zvolit vhodnou technologii injektáže i materiál tak, aby byly splněny podmínky kompatibility se stávajícími materiály kamenné konstrukce. Obrázek 3 je ukázkou kamenné opěry při (po injektáži) s ukázkou injektážních pakrů.



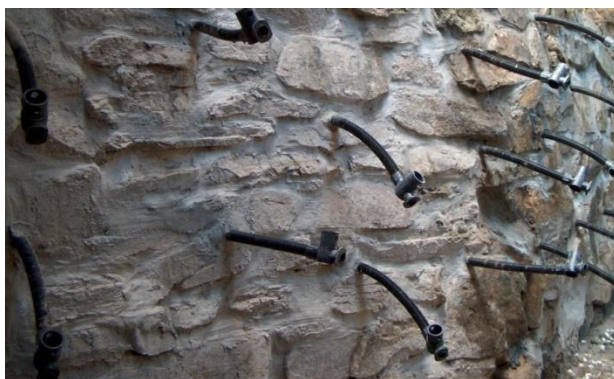
Obr. 1: Kamenná opěra železobetonové trámy



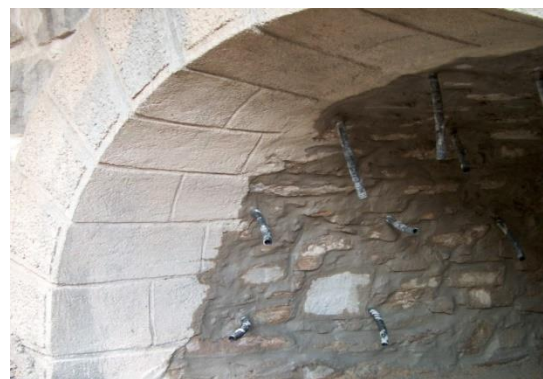
Obr. 2: Kamenná opěra, NK betonová deska

## 2. Zděné klenby

Rovněž tyto konstrukce byly zřizovány v létech výše uvedených. Důvodem jejich zachování může být mimo jiné i historická hodnota. Metody oprav mohou být různé. V případě neodtěžování zásypu (je zhutněný, škoda se ho zbavovat, léty se stává součástí konstrukce) je možno provést injektáž, viz výše. Při rozšíření je možno vyložit železobetonovou deskou, uloženou na čelních zdech a zásypu. Deska, její izolace, jakož i mostní svršek a bezpečnostní zařízení je stejné jako na mostě s novou mostovkou. Takový most pak splňuje šířkové parametry, úměrné významu komunikace (viz obr. 4-6).



Obr. 3: Injektovaná opěra, injektážní pakry



Obr. 4: Injektáž a spárování klenby



Obr. 5 Vyložení desky, rozšiřující most:



Obr. 6: Pohled na rozšířený most

Jiná metoda sanace klenby spočívá v odtěžení nadnáspy, provedení spřažené železobetonové skořepiny, její zaizolování včetně rubu čelních zdí klasickou lepenkovou či stříkanou izolací, rozšíření klenby včetně betonové stěny v líci čelních zdí a předpětí příčnými kabely typu monostrand. Takováto metoda je prezentována a mnohokrát odzkoušena dle návodu doc. Klusáčka z VUT Brno, byla několikrát popsána v odborném tisku i seminářích tohoto typu (obr. 7, 8, 9).



Obr. 7: Most před rekonstrukcí Obr. 8: Kabely příčného předpětí Obr. 9: Most po přestavbě

Samostatnou kapitolou jsou památkově chráněné mosty, kde je třeba udělat kompromis mezi ryze technokratickým řešením, opírajícím se více méně o rezortní předpisy (normy, TKP...) a podmínkami památkářů, kteří chtějí most opravit tak, aby jeho výsledná podoba co nejlépe kopírovala původní historickou podobu. Příklad - most ev.č. 19-079 v obci Olešná. Bylo dovoleno most rozšířit, ovšem tak, že čelní motiv včetně označených klenáků musel být zachován. Byla povolena živičná vozovka, ale chodníky včetně zábradlí, a soch musely být původní (obr. 10-12).



Obr. 10: Most před opravou Obr. 11: Pohled na čelo po opravě Obr. 12: Pohled po komunikaci

Most ev.č. 37-048 Žďár nad Sázavou. Most byl zasažen dlouhodobým zatékáním do nosné konstrukce, degradací svršku včetně zábradlí a obrub, velmi se vykláněly čelní zdi křídel. Byla provedena injektáž, výměna mostního svršku včetně kamenicky ztvárněných nových čelních zdí a uměleckým kovářem zhotoveného zábradlí. Obruby a odrazný proužek je kamenný. Vozovka na silnici I. třídy byla povolena jako klasická živičná. Detaily ilustrují obrázky 13-15.



Obr. 13: Detail svršku před opravou Obr. 14: Nové zábradlí Obr. 15: Restaurované čelo bez soch

Most ev.č. 351-011 před městem Polná. Jedná se o zděnou cihelnou klenbu. Cílem opravy bylo most zaizolovat, obnovit původní vápennou omítku a chodníky dlážděné drobnou kamennou kostkou. Na mostě byla obnovena živičná vozovka. Funkci zábradlí tvoří parapetní zídky. Jejich malá, nenormová výška byla zachována. Vrch zídek byl opatřen původními kamennými deskami či jejich replikami (obr. 16-18)



Obr. 16: Pohled na čelo před opravou Obr. 17: Čelo s novou omítkou Obr. 18: Pohled po vozovce

### 3. Dozdění paty cihelné klenby po její částečné destrukci

Most má jedno pole, nosnou konstrukcí je cihelná eliptická klenba, jež přechází v dolní části do krátkého kamenného dřívku a základu. Tloušťka cihelné části je 750 mm, cihly jsou přepalované, vyzděné na vápennou maltu. Vozovka je živičná, její tloušťka včetně nadnásypu ve vrcholu klenby je 720 mm. V časovém řádu týdnů nastala tristní závada v patě cihelné části, kde podél rubu čelní zdi zatékala voda (vyplavování malty) a vinou mrazových cyklů došlo k posunům čelní zdi i s pásem klenby pod ní. Právě v tomto místě se objevila kaverna, v pohledu délky 1,8 a výšky 1,50 m, tato se táhla v příčném směru asi do vzdálenosti 1 m, kde se objevila přidružená porucha 0,9 x 0,7 m, tentokrát jen do 2/3 tloušťky klenby. V důsledku toho došlo k lokálnímu poklesu čelní zdi (viz obr. 19). Patrně aktivací klenbového účinku pásu zdi nad kavernou nedošlo k havárii celé konstrukce min. do 2 m v příčném směru. Bylo nezbytně nutno klenbu v místě kaverny okamžitě rozepřít (suplovat chybějící patní část). Poté byla provedena plomba ze samozhutnitelného betonu a líc byl dozděn tak, že původní závada není takřka poznat – viz obr. 20.



Obr.19: Pohled na vtok po havárii



Obr. 20: Totéž místo po opravě

#### 4. Provizorní řešení havarijního stavu zděné klenby

Most, který je vyprojektován jako nový, ale z majetkoprávních příčin není vydáno stavební povolení, postihla náhlá fatální havárie. Během dvou dnů došlo k destrukci části čelní zdi klenby tak, že vznikla i kaverna ve vozovce. Most je na silně dopravně zatížené komunikaci II. třídy. Objekt byl na několik dnů částečně uzavřen, bylo provedeno bednění pro betonovou plombu, jež sahá až do úrovně vozovky. Bednění je dřevěné, a je staženo v příčném směru ocelovými táhly, vedenými pod klenbu a v drážkách živičné vozovky. Tento stav trval několik let!!



Obr.21: Pohled na kavernu před opravou



Obr. 22: Totéž místo po opravě



Obr.23: Pohled na kotvení na opačné (příčně) straně mostu



Obr. 24:Detail táhla

## 5. Opravy mostů vložením flexibilní k-ce typu TUBOSIDER

V průběhu jednoho dne nastala havárie mostu s kamennou spodní stavbou a trémovou žlb. konstrukcí. Za pěkně vyspárovanými líci opěr byla nesoudržná směs písku, hlíny a původních kamenů opěry. Před havárií by prohlídkář označil stav mostu jako dobrý-III. Okamžitě byla provedena výdřeva, suplující podepření ½ NK. Přes havarovanou část bylo na vozovku instalováno mostní provizorium a DIO. Bylo rozhodnuto, že se do mostního otvoru smontuje flexibilní NK typu Tubosider. Po osazení trouby a provedení dlažeb byla vybourána NK i křídla a most je veden jako přesypaná konstrukce. Stav po havárii, při montáži a hotový most prezentují obr. 25-28.



Obr.25: Pohled na opěru po havárii



Obr. 26:Mostní ocelové deskové provizorium dl. 11 m



Obr. 27: Vkládání flexibilní k-ce do mostního otvoru      Obr. 28: Dokončený most

V případě velmi přesypaného zděného mostu s havarijnými křídly a špatnou cihlovou klenbou byla klenba ponechána, do ní vložena trouba Tubosider, byl částečně odbourán vrch křídel. Mezera mezi původní a novou k-cí byla zafoukána popílkobetonem. Původní a nový stav viz obr. 29, 30.



Obr. 29: Původní stav mostu před rekonstrukcí      Obr. 30: Dokončený most

## 6. Rekonstrukce zárubní zdi, její náhrada gabionovou stěnou

Komunikace prochází horským údolím s klasickými liniovými prvky typu železnice, řeka, silnice ve zdech, zde dokonce náhon malé vodní elektrárny. Stávající zeď je v havarijním stavu, byla léta zamáčena vodou z netěsného náhonu a srázného terénu nad ní. Jakýkoliv dříve popsany scénář opravy a záchrany by zde byl marný. Konstrukce zdi je nová z gabionových kotvených košů. Zde je oproti klasickým gabionům síť svařovaná, zároveň zinkovaná, oka 50/100 mm, líc není klasicky skládaný, v koších je zhuťněno kamenivo menší frakce (užitný vzor firmy).





Obr.31: Původní stav zárubní zdí



Obr. 32: Dokončený most

## 7. Sanace betonové spodní stavby či opěrné zdi stříkaným betonem

Jedná se o objekty, kdy je demolice obtížná či takřka nemožná z důvodu vedení objízdných tras, není možno vedle instalovat mostní provizorium. Betonové opěry či křídla jsou tlustá zpravidla přes 1 m, a byť jsou na povrchu zkorodovaná, jistě nebudou příčinou kolapsu mostu či zdi jako celku. Jsou z betonu bývalé značky B 105, 135, 170, dnes třídy C 8/10 až C 12/15 (dle současných předpisů nepřipustných pro staticky zatížené betonové k-ce mostů a zdí). Přesto se dají sanovat. Ne však klasickými sanačními hmotami, aplikovanými hned na líc, protože zde není požadovaná přídržnost 0,8-1,5 MP, ale stříkaným betonem (torkretem). Po otryskání vysokotlakým vodním paprskem-VVP (zde nejít nad 1500 bar) jsou líce po cca 2 dny syceny vodou, aby mohla být aplikována krystalizační hmota typu XYPEX, jež pronikne do betonu, dostává se do reakce s ještě nezhydratovanými zrny cementu a svou rozpínavostí zatěsňuje líc proti ataku vody z rubu. Poté se povrch zbaví šlemy, nakotví se KARI síť a provede min. 80 mm vrstva stříkaného betonu. V případě dalších vrstev torkretu musí být síť  $\Phi 6$  100/100 mm na každých 50 mm stříkané vrstvy. Povrch umějí firmy brzy po aplikaci srovnat zednickým způsobem hladítky, případné nerovnosti mohou být srovnány finální stěrkou. Následuje ochranný barevně tónovaný nátěr betonu, nejlépe barvou blízkou přirozenému vzhledu betonu. Příklad takové sanace viz obr. 33 - 36.



Obr.33: Povrch po otryskání VVP



Obr. 34: Pohled na 1. vrstvu torkretu



Obr.35: Stav mostu před sanací



Obr. 36: Po sanaci

## 8. Sanace betonových mostů klasickými sanačními maltami

Jsou to objekty, kdy je spodní stavba z prostého betonu či železobetonu, NK ze železobetonu či předpjatého betonu (zde pozor-musí být diagnostikou potvrzeno funkční a trvanlivé předpětí), kdy odtrhové zkoušky potvrdí, že je možno líc betonových konstrukcí opatřit klasickou sanační skladbou. U staticky neaktivních částí musí být min. odtrhová pevnost 0,8 – 1,0 MPa, u nosných částí 1,5 MPa. Beton je otryskán VVP tlakem min. 1500 bar, u předpjatých nosníků z betonu C 30/37 a výše 2300 bar. Následuje antikoroziční nátěr na vyhrzlé vložky betonářské oceli, spojovací můstek, sanační malta tl. 10-40 mm, finální stěrka a sjednocující ochranný nátěr (barva blízká původnímu betonu). Mostní svršek je odstrojen až na povrch NK. Jsou instalovány spřahovací prvky v případě spřahované desky či spojovací trny spádového betonu. Jsou osazeny odvodňovače klasické i izolace, mostní závěry. Povrch desky je obrokován, očištěn, je aplikována pečetící vrstva, kotevně-impregnační či jen penetrační nátěr (dle významu a zatížení komunikace), izolace z natavovaných pásů lepenky či izolace stříkaná, jsou vybetonovány nové římsy z betonu odolného proti střídání mrazových cyklů, je položena ochrana izolace a obrusná vrstva vozovky. Na římsy je instalováno mostní zábradlí, zábradelní svodidlo či obé. Samozřejmostí takovéto opravy jsou i úpravy terénu pod mostem - zřízení kamenných skluzů, patek, rekultivační zásahy, osetí trávou apod. – viz obr. 37-44). V případě, že je nutno vyměnit i ložiska je nutno NK přizvednout, odstranit stávající a instalovat ložiska nová, konstrukci spustit tak, aby byla všechna ložiska „v akci.“



Obr.37: Stav mostu před sanací



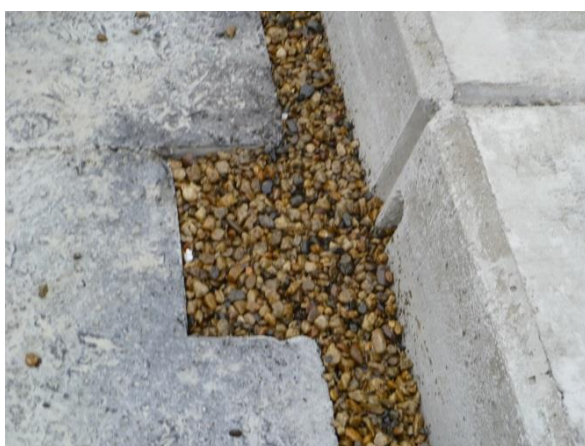
Obr. 38: Spřahovací prvky, výztuž KARI (oprava po ½)



Obr.39: Betonáž spřahené desky



Obr. 40: Instalace mostního závěru



Obr.41: Drenážní plastbeton



Obr. 42: Aplikace ochranného nátěru



Obr.43: Stav svršku po sanaci



Obr. 44: Bok a pohled po sanaci



Obr. 45: Zdvih na k-ci Pižmo



Obr. 46: Nové ložisko



Obr. 47: Zvedání z líce opěry



Obr. 48: Zvedací most PERI



Obr. 49: Zvedací most Firesta



Obr. 50: Systém jednozvrtné páky

Obrázky 45-50 dokumentují rozličné typy zdvihu nosné konstrukce

## 9. Sanace mostů s cílem zvýšit zatížitelnost stávající nosné konstrukce

Jedná se o kompletní rekonstrukci popsanou v předchozím bodě. Rozdíl je ovšem v tom, že je nosná konstrukce schopná po sanaci dosáhnou dlouhé životnosti, ale most je málo únosný. Buďto se jedná o mosty postavené před rokem 1945, dimenzované na 22 t strojní oračku, nebo je část betonářské či předpínací výztuže povrchově napadena korozí, ale nosná konstrukce se dá posílit, aby objekt po sanaci splňoval nároky stran zatížitelnosti, poplatné současným potřebám intenzity dopravy. Již v předchozím bodě byla zmínka, že v případě výměny mostního svršku je staticky výhodné, že se spádový beton provede v tl. min. 100 mm, aby mohl být spřažen s původní NK, a takto posílená konstrukce dál přenáší jednak dlouhodobé nahodilé (dříve ostatní stálé zatížení) jednak zatížení dopravou. Dalšími metodami jsou 1. Instalace ocelové pasivní externí výztuže (ocelové plechy)-viz obr, 51, 52,

2. Posílení mostu nalepenými vysokopevnostními uhlíkovými lamelami (dají se i předepnout) – obr. 53, 54, 3. Předpětím, vneseným prostřednictvím volných předpínacích kabelů či tyčí 55-58. Samostatnou kapitolou jsou mosty ocelové, které se dají poměrně snadno posílit navařením ocelových plechů v místech max. namáhání, tyto pak vykrývají tu tahová, tu tlaková napětí, spojená obvykle se stabilitními problémy (vzpěr, klopení, boulení stěn nosníků).



Obr.51: Posílení desky externími plechy



Obr. 52: Externí ocelová výztuž na trámové k-ci



Obr.53: Uhlíkové lepené lamely na beton. trámu



Obr. 54: Předpjaté uhlíkové lamely



Obr.55:Externí předpětí trámové kce - lana Monostrand



Obr.56: Volné kabely –sanace komorového mostu



Obr.57: Zvýšení zatížitelnosti-externí předpínací tyče

Obr. 58: Kotvení tyčí v čele parapetu

## 10. Sanace spodní stavby, nová nosná konstrukce

Jedná se o mosty, kdy je spodní stavba sanovatelná, je neekonomické či dopravně nemožné ji vybourat. Je tedy sanována výše popsanými metodami. Nosná konstrukce je pak snesena a zřízena jako zcela nová. Takto jsou v současnosti rekonstruovány mosty z prefabrikovaných předpjatých nosníků z let 1950-1990, u nichž je část výztuže nezainjektovaná, předpínací patentované dráty jsou přezlé, takže hrozí ztráta únosnosti. K havárii může dojít velmi náhle (v řádu minut), protože nosníky jsou plně předpjaté, není zde takřka žádná podélná betonářská výztuž, takže se porušují tzv. křehkým lomem. Nová nosná konstrukce může být z monolitického částečně předpjatého betonu (betonáž na skruži), předem předpjatých betonových prefabrikátů se spřaženou železobetonovou deskou či předešlé, ale s nosnou konstrukcí z ocelových svařovaných nosníků. Svršek mostu je dle platných rezortních předpisů jako u mostu zcela nového. Níže jsou prezentovány 3 nové nosné konstrukce, uložené na reprofilované spodní stavbu - obr. 59-63.



Obr.59: Nosníky KA-61-přezlé předpínací výztuž



Obr. 60: Nová NK - předpjatá spojitá betonová deska



Obr.61: Podhled zamáčených korodujících nosníků KA



Obr.62: Nová NK – předpjaté prefa + spřažená žlb. deska



Obr.63: Místo nosníků MPD ocelobetonová konstrukce



Obr.64- detail hl. nosníku, příčnicku a spřažené desky

V posledním případě se jedná o spojitý nosník o 2 polích, integrovaný se středním pilířem

## 11. Totální rekonstrukce – demolice mostu a objekt zcela nový

V případě, že je neekonomické most sanovat, nejde to z technických důvodů, životnost by se prodloužila jen o krátkou dobu (10-20 let), most je úzký či směrově vedený tak, že je lokální závadou navazující silnice, je most stržen a na jeho místě vyroste objekt nový, postavený dle současně platných rezortních předpisů. Při těchto přestavbách může být třeba i opora v katalogu doporučených typů mostů, vydaných ŘSD a zpřístupněných na internetových stránkách organizace. Zde jsou pro různá rozpětí a typy přemostovaných překážek doporučené typy mostů včetně odhadu spotřeby materiálu a ceny za tento objekt (m<sup>2</sup> mostu). Při rozvahách o typu mostu se ale většinou vychází z vlastních zkušeností zhotovitele PD, ze současných trendů budování mostů, sledujících vědecko-technický pokrok v oboru. Pro objekty světlosti mostního otvoru 2-15 m jsou kromě již dříve zmíněných ocelových flexibilních konstrukcí typu Tubosider užívány betonové monolitické či prefabrikované uzavřené rámy či klenby, otevřené železobetonové rámy s příčlím se šikmými přímými náběhy či obloukovou příčlím. Rámové konstrukce nad toto rozpětí je třeba již předpínat. Od 10 do 35 m je možno kromě prefabrikovaných či ocelových nosníků, spřažených se železobetonovou deskou, navrhnout i monolitickou předpínanou konstrukci, budovanou na pevné skruži.

Mosty větších rozpětí a počtu polí (viadukty, estakády...) jsou navrhovány speciálními technologiemi typu letmá montáž, betonáž, betonáž na výsuvné nebo pevné skruži, vysouváním, otáčením. Mosty zavěšené (přímá lana, jsou ekonomické až při rozpětích polí nad 100 m, největší světový rekord je 890 m) či visuté (nosné kabely tvaru volně visící řetězovky, mostovka vyvěšena systémem svislých závěsů – největší světový rekord je 1991 m). Záměrně vynechávám dřevěné konstrukce, protože vyžadují soustavnou péči, periodické konzervování a dosahují malé životnosti (do 30 let – pokud nejsou kryté střechou). Následuje množina výše popsaných mostů, vždy pro srovnání původní-nový most.



Obr. 65: Zamáčený, deskový most Obr. 66: Žlb. rámy typu „Beneš“ Obr.67: Pohled po vozovce



Obr. 68: Silná koroze NK, profily I+trubky Obr. 69: Rám s parabolickými náběhy Obr. 70: Pohled po vozovce



Obr. 71: Parapetní úzký a dožitý most Obr. 72: Nový parapet. s konzolou chodníku Obr. 73: Pohled po vozovce



Obr. 74: Ocelový Langerův trám Obr. 75: Ocelobetonový „Langer“ Obr. 76: Pohled po vozovce





Obr. 77: Úzký dožitý – 2 klenby Obr. 78: Betonový Langerův trám Obr. 79: Pohled po vozovce



Obr. 80: Oblouk se spodní mostovkou Obr. 81: Věrná kopie (přání NPÚ)

Obr. 82: Pohled po vozovce



Obr.83: Zkorodovaný, úzký, malý poloměr Obr.84:ŽLB deska, půdorys křižovatky

Obr. 85: Pohled po vozovce



Obr.86:Úzký, dožilý žlb. nadjezd Obr.87: Ocelobeton, Protasův nosník

Obr.88:Pohled – stoupání na most

## Závěr

Na předchozích stranách jsme se snažili velmi stručně pojednat všechny základní typy a způsoby rekonstrukcí a přestaveb mostů. Každý z typů je možno popsat a specifikovat podrobněji v rozsahu obvyklých 20 stran Technické zprávy PD mostního objektu. Byť jsou na sympoziích v popředí zájmů hlavně mosty nové (Symposium MOSTY apod.), na nových

trasách silnic a dálnic, je pro projekt opravy, rekonstrukce, sanace nebo přestavby potřeba většího fortelu a zkušeností, protože nelze užít univerzální vzor (či „pajc“), jedna-každá stavba je jiná, svébytná, tzv. „šitá na míru.“ Už proto je z našeho pohledu tato činnost zajímavější, protože lze mimo jiné i uniknout ze striktních „prefabrikovaných šablon“ stále se možná zbytečně rozrůstajících objemů různých předpisů, doporučení, restrikcí, zákazů, příkazů apod. (bohužel tento neblahý syndrom provází i jiné obory). Tentýž tvůrčí duch je vlastní i subjektům, zabývajících se diagnostikou či prohlídkami mostů.

## **Kontakt**

Ing. KVĚTOSLAV RUŠAR, tel: 00420 545 222 037, e-mail: kvetoslav@rusar.cz, Rušar mosty, s.r.o., Slavíčková 1a, 638 00 Brno

Ing. JAROMÍR RUŠAR, tel: 00420 545 222 037, e-mail: rusar@rusar.cz, Rušar mosty, s.r.o., Slavíčková 1a, 638 00 Brno

## STAVEBNĚ-TECHNICKÝ PRŮZKUM KINA SCALA

### BUILDING SURVEY OF SCALA CINEMA

**Pavel Schmid, Iva Rozsypalová, Ondřej Karel, Petr Daněk, Petr Žítt**

Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně

**Anotace:**

*Příspěvek pojednává o realizovaném stavebně-technickém průzkumu kina Scala v Brně. Jedná se o historický, stavba byla dokončena v roce 1928. Základním účelem diagnostického průzkumu byla pasportizace poruch a vad hodnocené konstrukce, stanovení kvality betonu, identifikace způsobu vyztužení, posouzení příčin identifikovaných vad a poruch, posouzení celkového stavu stropní konstrukce ve vztahu k uvažovaným úpravám objektu nad kinem.*

**Annotation:**

*The paper deals with structural-technical survey of Scala cinema in Brno. It is a historic building completed in 1928. The main purpose of the diagnostic survey was passportisation of structure's defects, determine the quality of concrete and reinforcement, assessment of defects and failures causes, evaluate the condition of the ceiling structure in relation to the considered reconstruction above cinema.*

**Klíčová slova:**

*Stavebně-technický průzkum, historický objekt, železobetonová konstrukce, endoskop, Profometr, georadar.*

**Keywords:**

*Building survey, historic building, concrete structure, endoscope, Profometr, georadar*

## 1. Úvod

Byly realizovány diagnostické práce stavebně technického průzkumu vybraných konstrukčních celků a prvků v objektu kina Scala, Jakubské nám. 5 / Moravské nám. 3. Mezi vybrané konstrukční celky patří konstrukce kolem hlediště a jeviště kina, konkrétně sloupy, stropní průvlaky a stropní deska.

Základním účelem prováděného diagnostického průzkumu je pasportizace poruch a vad hodnocené konstrukce, stanovení kvality betonu, identifikace způsobu vyztužení, posouzení příčin identifikovaných vad a poruch, posouzení celkového stavu stropní konstrukce ve vztahu k uvažovaným úpravám hlediště divadla.

Objekt byl dostavěn roku 1928 a je nutno říci, že na tehdejší dobu je to velmi směle a ekonomicky postavená konstrukce. V dané době se na větších stavbách beton míchal v osvědčených míchačkách, najednou se dalo připravit kolem 0,5 m<sup>3</sup> betonové směsi. Toto množství znamená, že kvalita betonu může být velmi různorodá. Kromě jiných stavebních zásahů byla v 70. letech 20. století realizována montáž ocelových konstrukcí, které vynášejí promítací plochu, maskování obrazu, oponová zařízení a ozdobnou část proscenia. Také byla v tomto roce provedena montáž ocelové konstrukce balkonů, která vynáší sedačky hlediště v novém uspořádání. Také vzniklo opláštění stěn. Pohled na konstrukci kina Scala je uveden na Obr. 1.



Obrázek 1.: Pohled do hlediště kina Scala

Po dohodě s odpovědným zástupcem objednavatele byly na základě předběžného šetření specifikovány diagnostické práce in-situ. Při diagnostických pracích byly prováděny na hodnocených konstrukčních celcích objektu následující práce s dílčími cíli:

- Identifikace a ověření způsobu vyztužení kombinací NDT a semidestruktivních metod (elektromagnetické sondy a georadar).
- Ověření kvality betonu na odebraných jádrových vývrtech (6 odběrových míst jádrových vývrtů o průměrech 50-75mm, výroba zkušebních válců, laboratorní zkoušky pevnosti v tlaku a objemových hmotností, rozbor a hodnocení karbonatce betonu). Zapravení sond.
- Endoskopická vizuálně defektoskopická prohlídka zhlaví sloupů na stycích se stropní konstrukcí za účelem stanovení případných poruch a vad. Inspektované oblasti aktuálně vizuálně nepřístupné pod stávajícími obklady interiéru kina, bezdemontážní endoskopické

prohlídky včetně pořízení fotodokumentace identifikovaných poruch a vad. Zpracování výkresové a textové formy identifikovaných nálezů.

- Pasportizace poruch stropní konstrukce z dolního líce. Endoskopická vizuálně defektoskopická prohlídka dolního líce desek a bočních stěn trámů pod stávajícími akustickými deskami podhledu kina. Pořízení fotodokumentace identifikovaných poruch a vad. Zpracování výkresové a textové formy identifikovaných nálezů.
- Stanovení příčin identifikovaných poruch a vad stropní konstrukce a zhlaví navazujících sloupů svíslého nosného systému. Analytické vyhodnocení nálezů diagnostického průzkumu.
- Zjištění a posouzení celkového stavu v kontextu uvažovaných úprav hlediště divadla
- Stanovení vlivu instalované zvukové aparatury kina na stropní konstrukci - při plném výkonu aparatury stanovení reálné dynamické odezvy hodnocené stropní konstrukce snímači zrychlení.

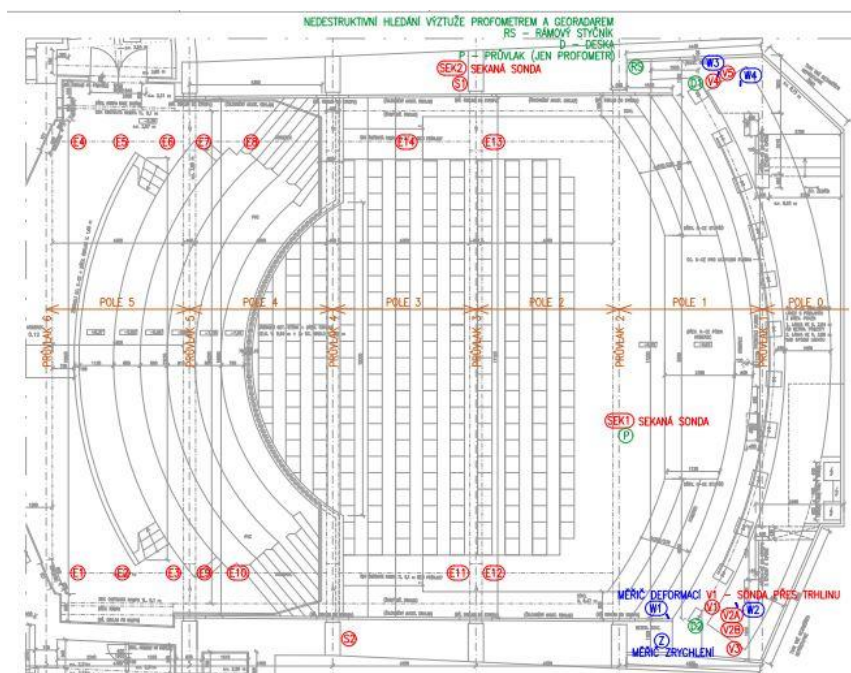
## 2. Metodika diagnostických prací

V souladu se záměrem určit aktuálně stavebně technický stav konstrukcí kina Scala v Brně byly realizovány následující diagnostické práce konstrukčních prvků objektu.

### 2.1. Rozbor podkladů, podrobná vizuálně defektoskopická prohlídka

Před vlastní realizací diagnostických prací byla prohlédnuta dostupná projektová dokumentace a dřívější odborné posudky objektu a také byla provedena předběžná vizuálně defektoskopická prohlídka vzdušných líců konstrukčních prvků a celků. Na základě těchto prohlídek byla navržena použitá technologie provádění diagnostických prací.

Na Obr. 2 je uveden půdorys konstrukce s lokalizací realizovaných sond.



Obrázek 2.: Půdorys konstrukce s lokalizací realizovaných sond

## 2.2. Ověření kvality betonu na jádrových vývrtech

Bylo odebráno 7 jádrových vývrtů. 1 jádrový vývrt profilu 75 mm sloužil k prořezání trhliny, aby bylo možné prohlédnout lomovou plochu trhliny a zároveň se na něm zkoušela hloubka karbonatice za použití roztoku fenolftaleinu. Dva jádrové vývrty profilu 75 mm byly provedeny ve sloupech a zbylé 4 vývrty profilu 50 mm ve stropní desce. Na uvedených vzorcích, kromě vzorku prořezaného skrz trhlinu byly provedeny zkoušky pevností betonu v tlaku pro upřesnění výsledků nedestruktivních metod z předchozího průzkumu.

Na vzorku V1 byla provedena také rentgenová difrakční analýza pro zhodnocení možných rizik souvisejících se složením betonu. Tato analýza odhalí složení a vzájemný poměr chemických prvků v betonu.

## 2.3. Endoskopická vizuálně defektoskopická prohlídka

Za účelem zjištění poruch v různých zakrytých částech konstrukce byl použitý endoskop GE XL GO+. Do podhledu byly vyvrtány malé otvory k prostrčení trubice endoskopu a následně byly prohlédnuty vzdušné líce v okolí daného místa. Z prohlídky endoskopem jsou k dispozici fotografie, příklad je uveden na Obr. 3.



Obrázek 3.: Záběry pořízené endoskopem v místě endoskopické sondy E5

## 2.4. Identifikace a ověření způsobu vyztužení

Způsob vyztužení nosné železobetonové konstrukce kina Scala byl ověřen a identifikován kombinací nedestruktivních a semidestruktivních metod. Nejprve bylo nedestruktivně zjišťováno elektromagnetickým indikátorem výztuže Profometer PM-630 krytí výztuže a odhadovány její průměry. Jako kontrola přístroje Profometer byl pro měření v kině Scala použit Georadar Hilti PS 1000. Vzhledem k malému průměru výztuže a zejména malému krytí byl přístroj PM 630 výrazně přesnější, ale radar sloužil ke kontrole, zda se ve zkoumaných místech nenachází více vrstev výztuže, mimo možnost zjištění Profometerem. Výsledky nedestruktivních metod pro identifikace a ověření způsobu vyztužení byly ověřeny otevřením sekaných sond.

### 3. Výsledky a vyhodnocení průzkumu

#### 3.1. Rozbor podkladů, podrobná vizuálně defektoskopická prohlídka

Rozborem podkladů bylo zjištěno, že v 70. letech 20. století byly prováděny stavební úpravy řešené části. V podkladech není zmínka, že by se tehdy vyskytovaly jakékoliv vady či poruchy (trhliny) v předmětné stropní konstrukci a navazujících sloupech. Z těchto skutečností vyplývá, že aktuální stav trhlin z hlediska jejich šířek byl iniciován především po těchto úpravách. Zároveň lze konstatovat, že charakter poruch odpovídá charakteru přetížení a také charakteru vyztužení konstrukce.

Prohlídkou byly zjištěny trhliny v desce a takzvaném rámovém rohu. U dnešních konstrukcí je obvyklé, že v těchto místech bývá výztuž a ta by měla zabránit vzniku takto velkých trhlin. Jak je dále v nálezové části konstatováno, identifikovaný způsob vyztužení odpovídá charakteru identifikovaných trhlin.

Zmíněné stavební úpravy spočívaly v instalaci ocelových konstrukcí, které na balkoně upravovaly výšku sedadel a v popředí konstrukcí které drží plátno, oponu a příslušná zařízení. První zmíněné zatěžují balkon a díky tomu sekundárně přenosem ohybových momentů a s tím souvisejících deformací přes styčníky namáhají i průvlak. Intenzita namáhání je závislá od tuhosti styčniců. Jak bylo ověřeno nedestruktivním zkoumáním způsobu vyztužení, nejsou sice dané styčníky zcela tuhé, ale jsou dostatečně tuhé k tomu, aby tyto deformace byly schopny přenést.

Některé poruchy mohou být způsobeny bombardováním za 2. světové války. Poruchy takového charakteru ale nebyly z daných diagnostických míst nalezeny. S velkou pravděpodobností je také možno konstatovat, že vlasové trhliny mohly vzniknout v trajektoriích současných propagací již krátce po dokončení stavby resp. po odbednění stropní konstrukce.

#### **Souhrnné dílčí závěry k identifikovaným poruchám:**

- Stávající masivní trhliny v deskách a rámových rozích ve zhlavích sloupů jsou výrazně staršího data. Lze konstatovat, že s největší pravděpodobností vznikly v podobě vlasových trhlin již krátce po dokončení stavby. K další propagaci jak v šířkách tak i liniích došlo při bombardování zájmového území na konci druhé světové války, dále při přestavbě původních prostor kavárny do současné podoby divadla a v neposlední řadě v 70. letech při konstrukčních úpravách balkonů kina a instalaci nového plátna a opony.
- Masivní trhliny v deskách mají charakter dilatačních trhlin a ve zhlavích sloupů odpovídají způsobu vyztužení. Při porušení zhlaví sloupů došlo k přípustné redistribuci vnitřních sil a aktuálně stropní konstrukce v tomto detailu fungují dle schématu prostého nosníku a nikoliv rámového styčnicu.
- Z hlediska celkové požadované mechanické odolnosti konstrukčních prvků a celků lze konstatovat, že z hlediska statického jen minimálně ovlivňují požadované hodnoty a v případě zajištění dlouhodobého působení stálého i nahodilého zatížení od současného stavu a provozních podmínek je stav hodnocen jako uspokojivý.
- Pro zajištění dlouhodobé mechanické odolnosti je třeba dbát na řádnou údržbu tak, aby byla vyloučena degradace materiálů nosných konstrukčních prvků a celků (beton, železo) z důvodů např. nadměrné vlhkosti, dynamické odezvy od provozu v objektu a jeho okolí, atp.

- Pro vyloučení rizik z hlediska mechanické únosnosti hodnocené stropní konstrukce doporučujeme dlouhodobé sledování stavu konstrukčních prvků a průběžné měření změn šířek trhlin ve stropních deskách.

### **3.2. Ověření kvality betonu na jádrových vývrtech**

Vývrty byly podrobeny zkoušce betonu v tlaku. Beton sloupů odpovídá třídě pevnosti betonu C8/10 a beton desky C12/15 – značeno dle současně platné normy. Také byla provedena zkouška roztokem fenolftaleinu, zda je beton zkarbonatován. Beton je velmi silně zkarbonatovaný, což znamená, že ztrácí pasivační schopnost vůči výztuži, důsledkem je, že výztuž v betonu je velmi náchylná ke korozi, protože zkarbonatovaný beton ji nechrání proti korozi.

Jádrový vývrt s označením V1 odebraný ze stropní desky v poli 1 byl podroben chemické analýze (rentgenová difrakční analýza). Rozbor stanovil jako pojivovou složku zkoumaného betonu portlandský cement. Dalším z výsledků chemické analýzy bylo zjištění kompletní karbonatace betonu, výsledky fenolftaleinového testu byly chemickým rozbořem vzorku betonu potvrzeny.

#### **Souhrnné dílčí závěry k problematice kvality betonu:**

- Je nutno doporučit sledování vlhkosti vzduchu v objektu a vlhkosti konstrukčních prvků a celků objektu a nadměrné vlhkosti zabránit. Relativní vlhkost by neměla překročit 50%. Velká vlhkost by mohla mít za následek korozi výztuže, to znamená ztrátu soudržnosti výztuže s betonem, zmenšení účinné plochy výztuže a výsledkem by mohl být v extrémním případě až kolaps jednotlivých konstrukčních celků objektu. Koroze také způsobuje odpadávání krycí vrstvy betonu. Krycí vrstva není v řešené konstrukci příliš mocná, aby byla schopna tlaky způsobené nárůstem objemu výztuží korozí udržet.
- Z hlediska dnešních požadavků na kvalitu betonu je velice problematické kvalita betonu sloupů – C8/10 (dle ČSN 1090 z roku 1931 se jedná o beton druhu d). Zde je nutné konstatovat, že se jedná vzhledem ke stáří původních konstrukcí a dobovým možnostem, o původní kvalitu (ve své době dokonce průměrnou kvalitu odpovídající požadavkům pro železový beton – viz následující odstavec). Diagnostickým průzkumem nebyly identifikovány žádné jevy, které by byl příčinou dlouhodobé degradace betonu.
- Na tomto místě konstatujeme následující dobové požadavky na kvalitu betonu z hlediska pevnostního. Podle normy ČSN 1090 (z roku 1931) – Navrhování betonových staveb se rozeznávalo 7 druhů nosných betonů, které se rozlišovaly podle krychelné pevnosti a označovaly se písmeny (a, b, c, d, e, f, g) a kromě toho číslicí podle hustoty (1 zavlhlá, 2 měkká, 3 tekutá). Betonu „a“ až „c“ bylo možno užít jako betonu prostého, beton „d“ pro beton železový i prostý beton „g“ pouze pro beton železový.
- Obdobně jako v předcházejícím bodě je hodnocena kvalita betonu stropní desky – C12/15 (dle ČSN 1090 z roku 1931 se jedná o beton duhu e).
- Identifikovaná kvalita betonu nijak nesnižuje původní mechanickou odolnost hodnocených konstrukčních prvků a celků.



### 3.3. Endoskopické vizuálně defektoskopické prohlídky

Za účelem zjištění poruch v různých zakrytých částech konstrukce byl použitý endoskop GE XL GO+. Do podhledu byly vyvrtány malé otvory k prostrčení trubice endoskopu a následně byly prohlédnuty vzdušné líce v okolí daného místa. Endoskopickou prohlídkou bylo zjištěno, že se trhliny viditelné v odkrytých částech konstrukce opakují v místech, kde došlo k přitížení konstrukce v 70. letech 20. století. Nálezy odpovídají způsobu vyztužení a přitížení.

### 3.4. Identifikace a ověření způsobu vyztužení

#### Deska D1 – stropní deska

Jedná se o železobetonovou stropní desku v prostoru za oponou. Poloha zkušebního místa D1 je patrná z Obr. 2.

Na zkušebním místě D1 bylo provedeno měření elektromagnetickým indikátorem Profometer PM-630. Měření probíhalo v obou směrech – jednak pro zjištění množství, roztečí i průměru hlavní, jednak pro ověření přítomnosti rozdělovací výztuže.

Z měření elektromagnetickým indikátorem vyplývá, že hlavní výztuž je v desce v místě D1 rozmístěna více méně pravidelně, s průměrnou hodnotou roztečí přibližně 90 mm a průměrnou hodnotou krytí  $c = 10$  mm (od 4 mm do 17 mm). Průměr výztuže vycházel většinou  $\varnothing 8$  mm, což je hodnota ověřená měřeními na dvou obnažených prutech v místě prostupu (vytvořeného již v minulosti pro zavěšení opony). Pokud byl změřen nedestruktivně větší průměr, jednalo se s největší pravděpodobností o zdvojení výztuže či překryv, který se projevuje zdánlivým zvětšením naměřeného průměru.

Při měření na zkušebním místě D1 nebyl zaznamenán žádný prut rozdělovací výztuže. Zde byla odezva přístroje konstantní (pouze s projevem vlivu hlavní výztuže), bez jakéhokoliv vrcholu, jenž by ukazoval na rozdělovací výztuž.

#### Deska D2 – stropní deska

Jedná se železobetonovou stropní desku v prostoru za oponou, na opačné straně než místo D1. Poloha zkušebního místa D2 je patrná z Obr. 2. Na zkušebním místě D2 bylo provedeno měření elektromagnetickým indikátorem Profometer PM-630. Měření probíhalo v obou směrech – nejdříve pro zjištění množství, roztečí i průměru hlavní výztuže, poté pro ověření přítomnosti rozdělovací výztuže.

#### Rámový styčník

Jedná se masivní rámový styčník na styku sloupu a stropního průvlastku. Vzhledem k výskytu masivních trhlin v tomto styčníku bylo zajímavé zjistit vyztužení tohoto prvku. Nejprve byly pruty v obou směrech zjišťovány radarem Hilti. Byla zde diagnostikována pouze jedna výztuž ve svislém směru. Poté byla výztuž změřena elektromagnetickým indikátorem Profometer PM-630. Ve vodorovném směru nebyla zjištěna žádná výztuž do hloubky 150 mm, ve svislém směru byly výsledky měření rozdílné podle polohy sondy. Zatímco těsně (80 mm) pod horním povrchem styčníku byly zaznamenány 2 pruty výztuže v hloubce cca 40 mm a 55 mm, ve všech dalších liniích byl zjištěn pouze levý prut, u něhož byl stanoven odhad průměru jako

Ø 30 mm. Poloha a umístění obou zachycených svislých prutů v rámovém styčnicku je patrná ze zobrazení intenzity signálu – je patrné, že pravý prut se vyskytuje pouze těsně pod horním povrchem styčnicku (deskou), pravděpodobně jde o hák. Levý prut o průměru přibližně Ø 30 mm je naopak průběžný, ovšem směrem dolů se přibližuje k povrchu, respektive směrem nahoru se nepatrně ohýbá dovnitř prvku.

### **Průvlak**

Jedná se masivní průvlak v místě nad oponou, u něhož byla ověřována hlavní výztuž a třmínky. Vzhledem k nepřístupnosti průvlaku a malému manipulačnímu prostoru nemohl být použit radar Hilti PS 1000. Rovněž měření Profometrem PM-630 bylo velmi problematické, nakonec se podařilo změřit hlavní výztuž ve vzdálenosti přibližně 3,0 m od středu průvlaku. Průměr hlavní výztuže Ø 32 mm byl následně ověřen odseknutím krycí vrstvy a změřením posuvným měřítkem. Jiná smyková výztuž než třmínky nemohla být lokalizována z důvodu nepřístupnosti bočního povrchu průvlaku, přítomnost ohybů tak nelze potvrdit ani vyloučit.

### **Malý sloup za oponou – zkušební místo S-M**

V rámci průzkumu byla zjištěna rovněž výztuž v menším sloupu za oponou, který byl ve své dolní části již v minulosti sanován pomocí zvláštního rozšíření. Výztuž zde byla změřena Profometrem PM-630.

### **Rámový sloup za ostěním v sále – zkušební místo S1**

V rámci průzkumu byla zjištěna rovněž výztuž v jednom z masivních sloupů železobetonových rámců, v sále kina za ostěním. Sloup byl bohužel přístupný pouze z jedné strany, a to ještě ne v celé šířce. Beton sloupu byl navíc zakryt silnou vrstvou izolace, která musela být pro účely měření výztuže Profometrem PM-630 částečně odstraněna. I tak bylo možné změřit pouze 1 ze 4 prutů, které se nacházejí pouze v rozích sloupu. Průměr prutu z několika měření vycházel od Ø 32 mm do Ø 34 mm, jedná se o masivní prut odpovídající výztuži zjištěné v průvlaku - kruhová hladká výztuž Ø 32 mm. Třmínek Ø 8 mm byl změřen po odseknutí.

### **Souhrnné hodnocení k diagnostice vyztužení:**

Bylo zjištěno, že v místech, kde z dnešního pohledu určitě patří výztuž zabraňující příslušnému způsobu porušení, tato v hodnocené konstrukci absentuje. Pokud je řeč o zdánlivém rámovém styčnicku, je zde jeden silný prut výztuže, ten ale není veden tak, aby měl schopnost zabránit vzniku tahových trhlin v těchto vrstvách. Deska je ve směru, ve kterém je předpoklad jejího působení, vyztužena dobře. V druhém směru není rozdělovací výztuž, jako je tomu běžné dnes. Jelikož se bavíme o průvlaku a o desce jako o prvcích s působením ve dvou na sebe kolmých osách, dochází k tomu, že ohybové trhliny vzniklé v průvlaku se přenáší i do desky, která v tomto směru není vyztužena. Tyto zkoušky podpořily tvrzení, že charakter poruch odpovídá způsobu vyztužení a návrhu konstrukce.

### 3.5. Závěry po provedení stavebně technického průzkumu

Řešený objekt je po stavebně technické a statické stránce v uspokojivém stavu, který odpovídá stáří jednotlivých konstrukčních celků a časové ose postupné realizace úprav. V průběhu dostatečně dlouhého časového období konstrukce vykazuje uspokojivou způsobilost s ohledem na výskyt poškození, zatížení, degradace, přetvoření nebo kmitání. Lze říci, že způsob vyztužení konstrukce odpovídá identifikovaným vadám.

Úprava hlediště divadla je možná za předpokladu, že nová konstrukce nebude těžší, než je konstrukce stávající a že nebude umožňovat výrazně větší počet usazených osob.

Celý bezproblémový provoz kina a divadla předmětného objektu je z důvodů zajištění dlouhodobé spolehlivosti a bezpečnosti podmíněn vyloučením případných změn v konstrukci nebo ve způsobu jejího využívání, které by mohly významně změnit zatížení včetně zatížení vlivem prostředí na konstrukci nebo její části. Dále je nutno eliminovat negativní jevy ovlivňující procesy degradace materiálů zabudovaných v nosných konstrukčních prvcích a celcích řádnou údržbou tak, aby bylo vyloučeno riziko významného snížení trvanlivosti konstrukce.

Pro hodnocení objektu doporučujeme následující konkrétní opatření:

- Je nutno sledovat vlhkosti vzduchu v objektu a vlhkosti konstrukčních prvků a celků objektu a nadměrné vlhkosti zabránit. Relativní vlhkost by neměla překročit 50%. Zvýšená vlhkost by mohla mít vzhledem k aktuálnímu stavu karbonatace betonu za následek korozi výztuže, to znamená ztrátu soudržnosti výztuže s betonem, zmenšení účinné plochy výztuže s následkem výrazného snížení mechanické odolnosti a v extrémním případě až kolaps jednotlivých konstrukčních celků objektu. Koroze také způsobuje odpadávání krycí vrstvy betonu. Krycí vrstva není v řešené konstrukci příliš mocná, aby byla schopna tlaky způsobené nárůstem objemu výztuží korozi udržet.
- Identifikované trhliny ve stropních deskách v přístupném dolním líci konstrukce (za plátnem v kině) je nutno dlouhodobě a systematicky sledovat včetně dlouhodobého měření změn šířek. Dále se doporučuje krátkodobé měření za plného provozu jak v dispozičních prostorách kina tak i divadla.
- Veškeré stavební úpravy související se změnou zatížení a se změnou statického působení, včetně jakýchkoliv stavebních zásahů do nosných konstrukčních prvků a celků objektu, je nutno konzultovat s odborníkem – statikem. Všeobecně nejsou přípustné jakékoliv investiční záměry vedoucí k významné změně z hlediska přitížení stávající konstrukce.
- Doporučujeme zvážit instalaci akustických izolantů z dolního líce stropní konstrukce za stávajícím plátnem (pod jevištěm divadla). V této oblasti byl identifikován také dodatečný průlezný otvor ve stropní konstrukci přímo pod dřevěnou konstrukci jeviště divadla, který je v daném místě významným „akustickým mostem“. Lze předpokládat, že po realizaci opatření se akustická pohoda v prostorách divadla při současné produkci v kině výrazně zlepší. Opatření však nesmí zabránit možnosti dlouhodobého monitoringu stavu trhlin.

## 4. Závěr

V průběhu měsíce srpna roku 2016 byl proveden stavebně-technický průzkumu vybraných konstrukčních celků objektu kina Scala – Jakubské nám. 5 / Moravské náměstí 3.

Podstatné nálezy a závěry průzkumu jsou uvedeny v jednotlivých oddílech předcházející kapitoly.

V případě, že v době po odevzdání závěrů stavebně-technického průzkumu budou k dispozici nové skutečnosti a případně některé části dokumentace, které v době zpracování překládaného hodnocení nebyly známy či dodány, vyhrazují si zpracovatelé právo na modifikaci, úpravu či upřesnění stávajících hodnotících závěrů.

## Poděkování

Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 "AdMaS UP - Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie" podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I“.

## Literatura

- [1] BAŽANT Z., Klusáček L.: Statika při rekonstrukcích objektů
- [2] PUME D., ČERMÁK F. a kol.: Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí
- [3] SCHMID P. a kol.: Základy zkušebnictví
- [4] VANĚK T.: Rekonstrukce staveb. SNTL/ALFA Praha 1985
- [5] Vyhláška č. 268/2009 Sb. o technických požadavcích na stavby se změnami 20/2012 Sb.
- [6] ROCHLA M.: Stavební tabulky, 1973
- [7] SIA - 10 let inženýrské práce, 1918-1928
- [8] <http://gis.brno.cz/ags/bomby/>
- [9] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení existujících konstrukcí
- [10] ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – doplňující ustanovení
- [11] ČSN EN 1996-1-1 Navrhování zděných konstrukcí
- [12] Dokumentace z archivu provozovatele objektu

## Kontakt

doc. PAVEL SCHMID, Ph.D., tel: +420 541 147 491, e-mail: : Pavel.Schmid@vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. IVA ROZSYPALOVÁ., tel: +420 541 147 829, e-mail: Iva.Rozsypalova@vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. ONDŘEJ KAREL., tel: +420 541 147 829, e-mail: Ondrej.Karel@vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. PETR DANĚK, Ph.D., tel: +420 541 147 492, e-mail: Petr.Danek@vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. PETR ŽÍTT, tel: +420 541 147 528, e-mail: petr.zitt@vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

## OTÁZKY SANACÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ PARKOVACÍCH A GARÁŽOVÝCH OBJEKTŮ

### QUESTIONS OF REHABILITATION A CONCRETE CONSTRUCTION OF PARKING BUILDINGS

**Vítězslav Vacek, Jiří Kolísko**

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

**Anotace:**

*Článek se zabývá otázkami sanací betonových konstrukcí hromadných parkovacích a garážovacích objektů z technického a technologického hlediska, ve vazbě na jejich zjištěný stav, konstrukční uspořádání, způsob provedení, provozování a stáří.*

**Annotation:**

*The article deals with the possibilities of rehabilitation of concrete structures Libeňský bridge the technical and technological aspects in relation to the detected condition, execute, operate and its age*

**Klíčová slova:**

*beton, ocelová výztuž, karbonatace, chloridy, sanace, trvanlivost*

**Keywords:**

*concrete, steel reinforcement, carbonation, chlorides, rehabilitation, durability*

## 1. Úvod

Ačkoli intenzivnější rozvoj výstavby parkovacích objektů je časově spjat teprve s posledními cca 2-3 dekádami, kdy si enormní nárůst počtu osobních automobilů zejména ve městech vynutil zavádění nezbytných nepopulárních regulací dopravy v klidu, postupně roste množství objektů tohoto typu, které se dostávají do životní fáze, kdy nezbývá než uvažovat o jejich sanaci.

Za varovné považujeme zjištění, že se často jedná o objekty velmi rozdílného stáří, které však trpí obdobnými neduhy a velmi snadno, resp. rychle mohou dojít do fáze, kdy se záměr sanace s ohledem na zjištěné skutečnosti mění v nutnost rekonstrukce.

## 2. Betonové stavby pro parkování vozidel

První objekty tohoto typu, pocházející z počátku dvacátého století. Stavět se začaly v centrech větších měst v těsném souběhu s tehdejšími rozvojem železobetonových staveb. Nejedná se pouze o objekty v centru Prahy nebo Brna, ale např. i známé Novákovy garáže v Hradci Králové a řadu dalších.

Naše zkušenosti ukazují, že sloužily dlouho bez zásadních poruch, v éře méně rozvinutého automobilismu, ovšem cca od 70 let, kdy se začaly ve větším měřítku používat posypové soli, jako chemické rozmrazovací látky a cca od 90. let, kdy začal výrazně narůstat počet vozidel, se jejich stav rapidně zhoršoval.

Míra tohoto fenoménu souvisí velmi úzce s charakterem jejich užívání, a proto jsme si v názvu dovolili rozlišení na parkovací objekty – s vysokou frekvencí obrátky vozidel, a garáží – ve smyslu objektů s obrátkou vozidel výrazně nižší. Intenzitu provozu je z našeho pohledu možno kategorizovat třemi základními úrovněmi, které se dále pokusíme verbálně charakterizovat.

Postupem času, zejména v nedávné době, se rozšířila výstavba parkovacích domů u obchodních center, letišť apod., kde se zdá obrátka vozidel nejvyšší, často podle konkrétního místa i nerovnoměrná. V menších, ale i větších městech je v provozu parkovacích domů poměrně dobře zřetelná víkendová špička a týdenní perioda se poměrně pravidelně opakuje s extrémními spojenými zejména se svátky na konci roku.

Střední úroveň z hlediska obrátky vozidel mohou představovat administrativní komplexy a objekty firemních centrál, kde převažuje při parkování soukromých vozidel zaměstnanců jedna denní obrátka a u služebních vozidel pak několika jednotek denně.

Nejnižší frekvence obrátky vozidel je pak u residenčních staveb, kde se v horní úrovni provoz blíží charakteru parkování soukromých vozidel zaměstnanců v administrativních budovách, ale obvykle je nižší, protože řada residentů nepoužívá svá osobní vozidla denně, spíše typicky vyjíždějí 1-2 x týdně, nebo i méně.

Nikoli častým, ale přesto se vyskytujícím je i případ, kdy v garážích firemních nebo residenčních objektů nacházíme historické nebo sportovní vozy, které vyjíždějí jen velice zřídka.

Ve všech typech parkovacích objektů, snad pouze s výjimkou rezidenčních, nacházíme často i další provozy poměrně výrazně mokrého charakteru, jako jsou myčky vozidel, popř. i jejich různé servisy, kde může docházet k manipulaci s provozními náplněmi vozidel.

K ilustraci naznačených souvislostí jsme vybrali dva objekty různé konstrukce, stáří i provozního charakteru, jejichž stavebním stavem jsme se v nedávné době zabývali, a které přes řadu rozdílů vykazují množství společných znaků.

Odborná veřejnost už v poměrně širokém měřítku, chápe problematiku provozu garáží, vedle statických účinků pohyblivého zatížení i jako působení agresivního prostředí se střídavou vlhkostí a kritickým, zejména zimním, období i s přítomností velkého množství agresivní vody (s obsahem CHRL) v objektu.

Funkce podlahy v garáži se postupně rozšířila od úpravy povrchu dominantně důležité z hlediska čistitelnosti, barevnosti, vzhlednosti apod. až po hydroizolaci, resp. s rozvojem chemické zimní údržby pozemních komunikací i ochranu proti agresivnímu působení vodného roztoku s CHRL na nosnou konstrukci, tzn. dané intenzitě provozu přiměřeně odolnou pojižděnou izolační skladbu.

To je ovšem pohled dnešní, kterému bohužel nebyl v minulosti ne tolik vzdálené, příkládán odpovídající význam.



*Obr.1: Typický zimní stav podlahy – mezistropu hromadných garáží;  
louže na podlaze, průsaky trhlinami na podhledu*

### **3. Podzemní garáž z počátku osmdesátých let**

Jedná se o objekt půdorysného rozměru cca 30 x 50 m o šesti podzemních podlažích. V době jejího vzniku byla často upřednostňována konstrukční soustava s využitím tzv. Wünschových stropů. Uplatňovala se jak v podobě zabudovaných prefabrikovaných hlavic v monolitických deskách - následně zvedaných, tak kupodivu i v případech monolitických konstrukcí prováděných na bednění v konečné provozní poloze. Ačkoli by se mohlo zdát, že jde o řešení systémové, průzkumy mnoha realizovaných staveb bylo zjištěno velké množství odlišných

konstrukčních variant a mutací, z hlediska statického schématu i skutečného chování, zpravidla jen nedůsledně zachycených dostupnou projektovou dokumentací.

Několik havárií a poruchy těchto konstrukcí vedly ke zkoumání a posuzování jejich technického stavu. Některé byly zbourány, jiné opraveny, a ačkoli jejich řešení bylo kryto řadou patentů, nepodařilo se jejich statické působení uspokojivě vysvětlit tak, aby mohly být s přijatelnou mírou spolehlivosti staticky kladně posouzeny z hlediska své stability a bezpečnosti, takže tyto patenty musely být nakonec zrušeny a výstavba takových konstrukcí zakázána.

Jejich základním konstrukčním prvkem je kruhová prefabrikovaná hlavice předpjatá ovinutím, spojená s monolitickou částí desky. Toto tvarové řešení již samo o sobě, ale i se způsobem uspořádání výztuže a jejího propojení v obou částech vytváří řadu okrajových podmínek, spojených s technologií realizace, které se výsledně mohou demonstrovat řadou významných poruch.

Dnes u monolitických konstrukcí velmi pečlivě zvažujeme např. důsledky vázaného smrštění, tvaru a velikosti prováděných částí. V oblasti sanací betonových konstrukcí jsme si velmi dobře vědomi citlivosti problematiky spojení zatvrdělého betonu a správkových/sanačních hmot. Víme tedy, že stavební stavy mohou v betonových konstrukcích vyvolávat velmi významná namáhání, vedoucí ke vzniku poruch – zejména výrazných trhlin, již v jejich raném stádiu.

Problematické charakteristiky typické pro popisovanou konstrukci, ve spojení s agresivním charakterem mokrého provozu přirozeně nemohly zůstat bez odezvy. U starších objektů, kde se ještě nevyužíval systém tzv. nulových podlah, je navíc popsána skladba vodorovné konstrukce překryta zpravidla do jisté míry odseparovaným následně prováděným cementovým potěrem, který se z hlediska objemových změn také choval naznačeným autonomním způsobem a který vlastně plošně zakrývá, pro spojitou konstrukci důležitou, oblast horního povrchu podporových zón, tzn. částí konstrukce s koncentrací namáhání při přenosu napětí z vodorovných do svislých nosných konstrukcí.

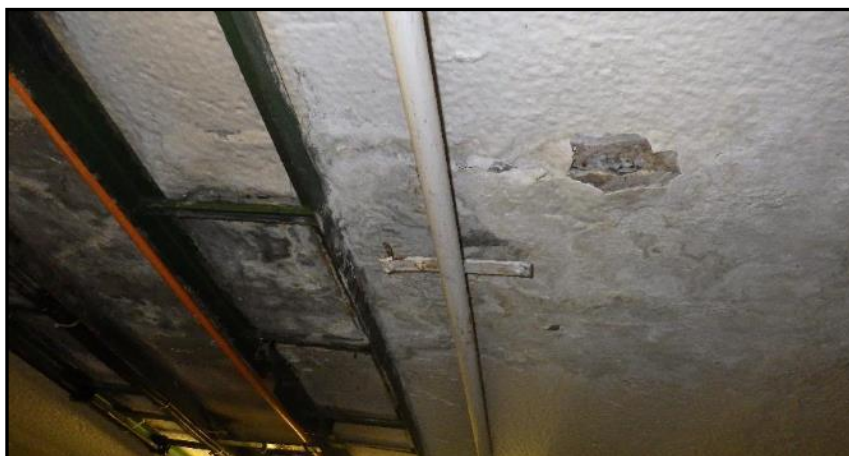
Projevy poruch obtěžujících provozně, ale možná i finančně z pohledu potenciální nutnosti nákladnějšího stavebního zásahu, byly opakovaně řešeny pouze kosmeticky, tzn. nikoli odstraněním jejich příčin, ale spíše jen následků, resp. lépe řečeno zakrýváním jejich následků.

Stavba, už s konstrukčně poměrně významně redukovanou statickou rezervou, tak byla dlouhá léta provozována. Naštěstí dosud bez havárie s fatálními následky. Teprve neustále opakované neúspěšné pokusy o udržení v provozuschopném, rozuměno vzhledově přijatelném stavu, včetně nutnosti provádět rostoucí množství stále větších lokálních oprav, dovedly jejího majitele k ucelnějšímu posouzení a přípravě radikálního konstrukčního zásahu. Mj. vzhledem k diagnostickým zjištěním se ukázalo, že namísto rozsahem omezené sanace, bude nutno z mnoha věcných důvodů – včetně hledisek bezpečnosti a hospodárnosti, provést celkovou rekonstrukci objektu.

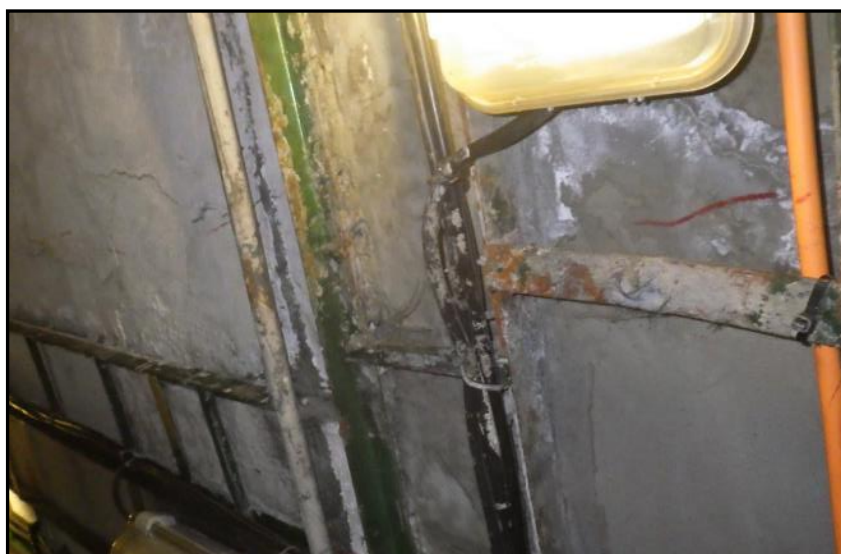




*Obr.2: Prokreslování poruch na opakovaně přemalovávaném pohledu stropu*



*Obr.3: Další rozvoj jedné z mnoha poruch v místě průsaku stropu*



*Obr.4: Detail poškození kovových konstrukcí, rozvodů a osvětlení v místě průsaků*



*Obr.5: Příklad velké poruchy v místě smršťovací trhliny na rohu stropní desky s detailem „sanace“*



*Obr.6: Typická trhlina v nadbetonované podlaze na patě rampy, jeden příklad dalšího zdroje zatékání*

#### **4. Podzemní parkovací objekt z první dekády tohoto století**

Druhým příkladem je poměrně nový objekt, provozovaný teprve na hranici pětileté záruční doby, který je součástí většího obchodního centra. Jde o objekt půdorysného rozměru cca 80 x 200 m o dvou podzemních podlažích: Jeho nosná konstrukce je řešena jako plně prefabrikovaná. Svislé sloupy žb. skeletu nesou příčné rámy, na nichž jsou v podélném směru velkorozponové předpjaté stropní panely. Celý objekt tvoří v podélném směru tři stejné dilatační celky (zdvojená svislá konstrukce), ztužené monolitickými jádry svislých komunikací. Skladba drátkobetonové vodorovné podlahové desky se vsypem, leží na vyrovnávací vrstvě

písku. Drátkobetonová deska byly nařezána na smršťovací pole cca 6x6m a řezy následně zatmeleny.

Tmelová výplň se postupně v některých místech porušila, desky podlahy se při provozu začaly mírně pohybovat deformovat vysycháním horního povrchu a stropní skladbou protékala agresivní voda, která se částečně zdržovala v pískové vrstvě, lokálně kapala volnými styčnými spárami stropních panelů, ale především po nich stékala na úložné plochy průvlaků a po sloupech dolů.

Z hlediska charakteru agresivní vody byla v tomto případě konstrukce chráněna pouze vlastní alkalitou, což je v případě ataků chloridovými ionty zcela neúčinné, tzn., že prakticky nebyla chráněna vůbec.

Zjevné poruchy nebyly patrné jen velmi krátkou dobu po uvedení do provozu a již první zimní období znamenalo rapidní rozvoj poškození, které se s každou další vlhou vlhkosti v interiéru dále rozvíjelo. Chloridy pronikaly s vodou do konstrukcí nejen spárami a trhlinami, ale i v ploše drátkobetonové podlahy a napadaly korozně veškeré ocelové části, s nimiž se dostaly do styku.

Po většinu záruční doby se pozornost zúčastněných zaměřovala na řešení těsnosti spár. Až námi provedená diagnostika zkonstatovala velmi vysoký obsah chloridů v napadených částech, tj. podlaze a části nosných konstrukcí pod stropem. Provedená měření ukázala, že obvykle koncentrace Cl<sup>-</sup> s hloubkou pod povrchem podlahy rostla, avšak v některých místech byla blíže pod povrchem nižší, než v hlubší úrovni, což znamená, že místy dochází i k jejich přechodnému vymývání.

Výplně spár byly bez valného výsledku v některých částech opraveny, a když se poruchy opakovaly, bylo hledáno odolnější řešení. Tento postup se nedařil mj. i proto, že jednotlivé desky prakticky plavaly na vyrovnávací pískové vrstvě, která lokálně promrzala a zejména v oblasti komunikací umožňovala výrazné pohyby ve vodorovném směru od účinků pohybu vozidel (brždění, akcelerace, změna směru jízdy apod.).



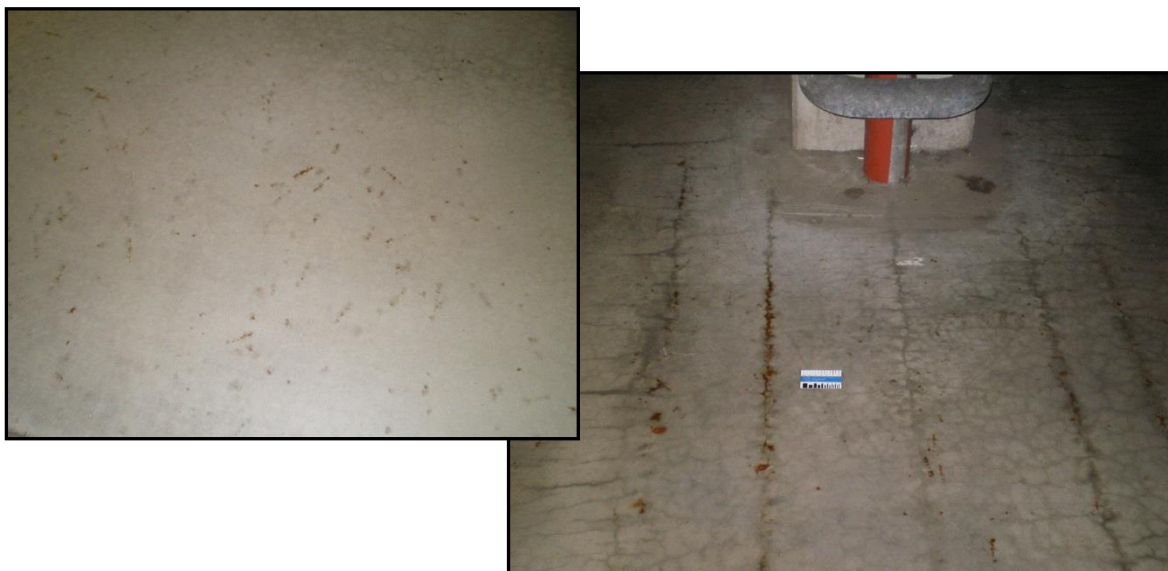
*Obr.7 Typický stav ocelových prvků – použitých pro bednění pracovních spár drátkobetonové vrstvy podlahy se vsypem*



*Obr.8 Příklad charakteristického stavu rozvoje trhlin na pojížděném povrchu drátkobetonové podlahy garáží*



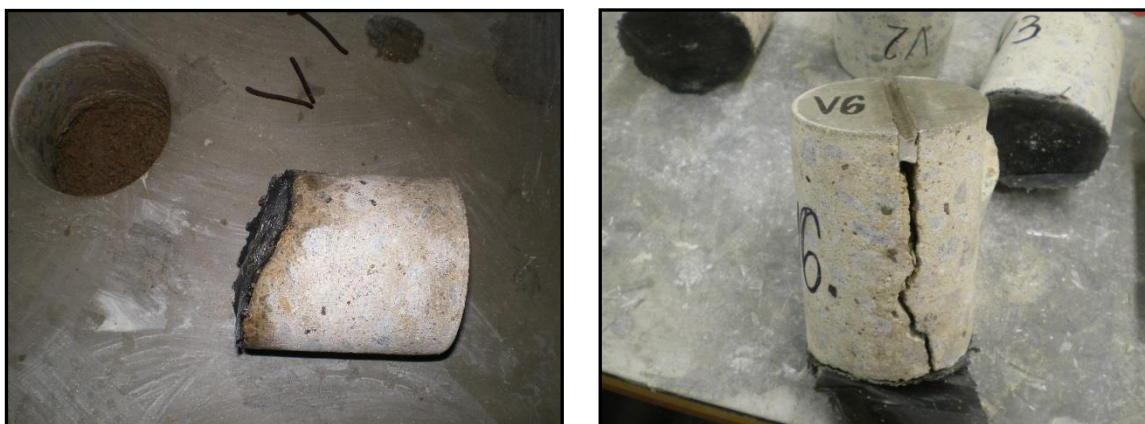
*Obr.8 Vlevo příklad prvních známek rozvoje koroze oceli, vpravo bližší pohled na korodující drátky v oblasti řezané spáry*



*Obr.9 Příklady rozvoje plošné koroze drátků, vpravo v kombinaci s přidávanými pruty betonářské výztuže v podporovém pruhu*



*Obr.10 Příklad stavu nosné konstrukce – prefabrikovaných průvlaků pod stropem*



*Obr.11 Ukázky odebraných vývrtů z podlahy – vlevo otisk viditelné nerovnosti pískové vyrovnávací vrstvy, vpravo průběh smršťovací trhliny ve vzorku z oblasti řezané spáry*

## 5. Analýza stavu a porovnání

Příklady parkovacích objektů betonové konstrukce, zvolených pro srovnání z hlediska možnosti provedení jejich sanace jsou rozdílné z pohledu jejich stáří, konstrukčního uspořádání, použitého betonu, technologie jeho zpracování i frekvence parkování, avšak velmi podobné při srovnání aktuálního technického stavu a výchozích podmínek pro nutnou opravu.

U obou objektů vrstva podlahy prakticky znemožňuje kontrolu horního povrchu nosné konstrukce pod ní, což je mj. velmi významné u starší z nich, jelikož stav koroze horní výztuže, zejména v podporové oblasti a perimetru hlavic je zcela zásadní pro posouzení její bezpečnosti a trvanlivosti. Hlavně z projevů poruch v mezipodporových oblastech, patrných na spodním líci tohoto objektu (a několika nakonec v rámci oprav provedených sond shora) je možno zprostředkovaně soudit, že korozní stav zde dobrý není. Zatékání trhlinami shora má ve srovnání s odparem v opačném smyslu (zejména při opatření povrchu nátěry, jak tomu zde je) zpravidla kladnou bilanci a cyklicky střídané fáze provlhání a vysychání jsou příznivé jak z pohledu transportu  $Cl^-$  do konstrukce, tak korozního procesu oceli samotného. Trhliny v podlahovém potěru nekorespondují polohově s trhlinami ve vodorovné nosné konstrukci pod ním, což při průsaku směrem dolů nutně vede také k plošnému pohybu agresivní vody po tomto rozhraní a tudíž atakování většího rozsahu povrchu nosné konstrukce, než při lokálním průniku vody např. neřízenou smršťovací trhlinou.

Velmi pravděpodobná je nižší kvalita betonu potěru, především jeho hutnost a pórovitost v porovnání s betonem nosné desky, vytváří potenciální kapacitu pro akumulaci shora prosakující vody, která pak postupně může působit po delší dobu na povrch nosné části stropu.

Mladší konstrukce je montovaná a styky jejích konstrukčních prvků nejsou řešeny jako těsné, takže z hlediska vytékání shora prosakující vody dole působí pozitivně, avšak jejich tvarové

uspořádání vede k akumulaci agresivní vody a jejímu směřování do staticky citlivých míst konstrukce.

Tato garáž má nosnou desku podlahy vystavenou agresivní vodě přímo, protože silikátový vsyp na průchod vody s  $\text{Cl}^-$  nemá prakticky žádná vliv. Plošné rozvedení agresivní vody a její jistá akumulace, podobně jako v potěru starší konstrukce, je zde umožněna v pískové vyrovnávací vrstvě. Tento jev je zde na rozdíl od starší konstrukce velmi dobře pozorovatelný, když voda vykapává z podhledu ještě několik týdnů po tom, co dávno ustal její přísun na horní povrch podlahy a ten postupně oschl.

Oblasti zdržení a průchodu agresivních vod jsou ve velmi úzké korelaci s intenzitou rozvoje poruch spojených s korozi výztuže nosné konstrukce (vodorovné i svislé) pod každým parkovacím podlažím. Zjištěná lokalizace a míra zasolení betonu předpjatých stropních panelů ukázala, že jejich velmi kvalitní beton je také výrazně hutný, neboť vyšší zaznamenané hodnoty jsou v, především průsaky intenzivně smáčených, částech styčných spár a na prefabrikátech nejsou patrná porušení betonu v důsledku koroze oceli.

Pro oba objekty je společným znakem vysoká míra zasolení, především obsah  $\text{Cl}^-$ , jejíž efektivní snížení na přijatelnou míru je u skutečné rozsáhlé konstrukce prakticky neproveditelné. Doposud známé chemické postupy jsou poměrně omezeně uplatnitelné v laboratorním měřítku na malých prvcích, nikoli však na celých stavebních objektech.

Tato skutečnost významně limituje možnosti využití zdánlivě jednoduchých řešení, jako by bylo např. zesílení kritických částí přidanou výztuží u staršího objektu, nebo utěsnění spár podlahy u objektu mladšího.

## 6. Shrnutí a závěr

Po zvážení řady hypoteticky možných variant sanací a zesílení se nakonec jako technicky i technologicky racionální a hospodárné ukázalo řešení postavené na odstranění betonu nadlimitně kontaminovaného  $\text{Cl}^-$  z konstrukce. Sanace se tak rázem změnila v rekonstrukci, aby bylo možno predikovat dosažitelné prodloužení životnosti objektů a tedy i hospodárnost vynaložení nutných prostředků.

U obou příkladů byl hrubě podceněn charakter provozu parkování vozidel ve smyslu jeho vlivu na nosnou konstrukci, a to i přesto, že zejména v případě mladšího objektu platná norma pro podlahy doporučovala takové jejich provedení, aby zajistilo i ochranu nosné konstrukce objektu.

Enormní tlak na co nejnižší pořizovací cenu, elementární projekční pochybení, tzn. úplné zanedbání posouzení stavebního návrhu z hlediska všech působících zatížení i nekvalifikovaný přístup vlastníka/provozovatele, samozřejmě vedle kombinace dalších okolností, podstatnou měrou přispěly k dosažení standardně nesanovatelného stavu konstrukce. V případě starší z konstrukcí sice za delší dobu při méně intenzivním provozu, ale s podstatně vyšší mírou rizika vzniku statické poruchy - havárie. U novější konstrukce s vyšší intenzitou provozu již v horizontu pětileté záruční lhůty, která se tak významně přiblížila délce životnosti, neboť bez včasného zásahu do stávajícího stavu a provozního režimu na sebe nedá rozsáhlejší ohrožení nosné konstrukce samotné dlouho čekat.

V obou případech již není možné uplatnit levné ani jednoduché řešení opravy. Zanedbáním posouzení navrženého stavebního řešení i řádné údržby a oprav objektu byla promarněna možnost relativně jednoduchého a nákladově účelu odpovídajícího řešení zajištění včasné ochrany konstrukce. Tato skutečnost vedle vysokých nákladů na opravu generuje také velké provozní komplikace spojené s nutností zajištění náhradního parkování i postupem samotné rekonstrukce v daných místních podmínkách.

S ohledem na opakování chybných řešení i vývoj provozních podmínek je možno s vysokou pravděpodobností předpokládat, že výskyt podobných případů bude v nedaleké budoucnosti vykazovat vzrůstající trend.

## Poděkování

Příspěvek vznikl za podpory grantu GAČR P105/12/G059 Kumulativní časově závislé procesy ve stavebních materiálech a konstrukcích.

## Související normy

- [1] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí,
- [2] ČSN 73 6058 /1987 Hromadné garáže,
- [3] ČSN 73 6058 /2011 Jednotlivé, řadové a hromadné garáže,
- [4] ČSN 74 4505 Podlahy Společná ustanovení

## Kontakt

Ing. VÍTĚZSLAV VACEK, CSc. tel: 224 353 848, e-mail: vitezslav.vacek@cvut.cz, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.

Doc. Ing. JIŘÍ KOLÍSKO, Ph.D., tel: 224 353 545, e-mail: jiri.kolisko@cvut.cz, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.





18. – 19. 5. 2017

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

ISBN 978-80-214-5499-6

---



Sborník recenzovaných přednášek  
27. mezinárodního symposia Sanace 2017

18. - 19. 5. 2017

Vydavatel: Vysoké učení technické v Brně

Tisk: Tribun EU s.r.o., Cejl 32, Brno

Editor: Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.

Náklad: 90 ks

Rok vydání: 2017

[www.ssbk.eu/symposium](http://www.ssbk.eu/symposium)

ISBN 978-80-214-5499-6