

# KONFERENCE ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ

Sborník recenzovaných příspěvků 2019

Mediální partneři:

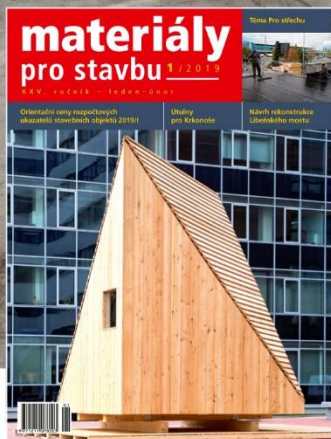


23. - 24. 5. 2019

Vysoké učení technické v Brně  
Fakulta stavební

## **OBSAH**

PROBLEMATIKA SOUČASNÝCH MOŽNOSTÍ DIAGNOSTIKY PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE V KONSTRUKCÍCH	
Ondřej Anton, Petr Cirkle, Věra Heřmánková .....	5
K PROBLÉMŮM STABILITY PŘI ZÁSAHU DO SVAHU	
Zdeněk Bažant, Radim Nečas .....	15
POLNÍ ZKOUŠKY VLNITÝCH STŘEŠNÍCH DESEK	
Zdeněk Bažant, Miloš Zich, Jakub Sicha .....	20
METODIKA MĚŘENÍ PORUCH PANELOVÝCH DOMŮ	
Petr Cirkle, Sabina Hüblová, Zuzana Oščatková, Veronika Singrová.....	28
DIAGNOSTIKA DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ A JEJÍ METODY PRO HODNOCENÍ DŘEVĚNÝCH PRVKŮ	
Pavel Černý, Věra Heřmánková.....	38
PROBLEMATIKA KONDENZACE VODY V OCELOVÝCH KONSTRUKCÍCH	
Leonard Hobst, Petr Cirkle .....	52
NOVÝ STUPEŇ V KVALITE SKÚŠANIA A KONTROLY NIVELAČNÝCH PRÍSTROJOV	
Ján Ježko, Pavol Kajánek.....	60
NEDESTRUKTIVNÍ KONTROLA BETONU BIOLOGICKÉHO STÍNĚNÍ JADERNÉHO REAKTORU ZA POMOCI MANIPULÁTORU	
Koťátková, J.; Hlaváč, Z.; Habrcetl, V.; Matějček, J.; Patera, J.; Postler, M. ....	71
IDENTIFIKACE A HODNOCENÍ PŘÍČIN ZBORCENÍ POTRUBÍ TECHNICKÉ VODY DŮLEŽITÉ KONCOVÝCH JÍMAČŮ TEPLA	
Pavel Schmid, Petr Daněk, Tomáš Kordina .....	81
PŘÍPADOVÁ STUDIE: PRŮZKUM STATICKÝCH PORUCH PŘÍSTAVBY OBJEKTU STŘEDISKA VOLNÉHO ČASU	
Pavel Schmid, Petr Daněk, Iva Rozsypalová, Petr Gabriel.....	90
ZÁCHRANNÁ OPRAVA HISTORICKÉHO OBYTNÉHO DOMU	
Jiří Strnad, Zdeněk Bažant .....	103



Odborný časopis určený projektantům, technikům stavebních firem, architektům, stavebním inženýrům a všem zájemcům o novinky v oblasti stavebnictví. Přináší informace především o stavebních materiálech a výrobcích a způsobech jejich použití. Upozorňuje na poruchy vzniklé chybnou volbou technologie či nesprávným postupem a navrhuje možnosti jejich nápravy.

Předplatné je možné objednat na tel.: 225 985 225, 777 333 370  
nebo e-mailem: [bm@send.cz](mailto:bm@send.cz)

Inzerce: Jiří Ladman, [jiri.ladman@bmone.cz](mailto:jiri.ladman@bmone.cz), tel.: 602 372 312

# BETONSERVER – centrum betonu a sanačních technologií

## Nový BETONSERVER 2019 – jednoduchý, rychlý, responzivní

On-line služba - vyhledá nejbližší betonárny a firmy z oboru betonových konstrukcí a jejich sanací v libovolném místě České republiky.

Od roku 2000 najdete na doméně [www.betonserver.cz](http://www.betonserver.cz)

Server je provozován nejen jako nástroj pro zásobování staveb, ale i pro potřeby projektantů a přípravářů výroby. Fixace provozoven dle geografické polohy a výpočet vzdálenosti na konkrétní místo stavby výrazně pomáhá vyšším dodavatelům při hledání reálných možností svých budoucích subdodavatelů a pro optimalizaci výběru poptávaných firem. Zároveň přináší i obsahově velmi kvalitní katalog s komplexním výčtem výrobního sortimentu, prováděných prací a služeb a možnosti způsobu dopravy.

Požadavky ve stavebnictví jsou vždy vázány na konkrétní místo stavby či polohu provozovny. Takový způsob vyhledávání s výpočtem silničních tras nabízí pouze **Betonserver**.

**Žádný vyhledávač či katalog nemůže nabídnout srovnatelné služby a kvalitu informací.**

Na Betonserveru se prezentuje **90 – 95 %** aktivních firem z oboru. Aktualizace se provádějí průběžně a zdarma což zaručuje vždy nejaktuálnější data. S vlastními www prezentacemi jednotlivých firem je server přímo propojen. Není nutné znát stovky www adres či surfovat ve vyhledávačích.

**Zaregistrujte Vaši firmu na:**

**[www.betonserver.cz](http://www.betonserver.cz)**

## PROBLEMATIKA SOUČASNÝCH MOŽNOSTÍ DIAGNOSTIKY PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE V KONSTRUKCÍCH

### CURRENT POSSIBILITIES OF THE DIAGNOSIS OF PRESTRESSING STEEL IN STRUCTURES

**Ondřej Anton, Petr Cirkle, Věra Heřmánková**

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

**Anotace:**

*Obor diagnostiky konstrukcí zažívá v posledním desetiletí dynamický rozvoj, daný vývojem a rozšířením nových NDT metod a přístrojové techniky. Současně lze v oboru sledovat změny těžiště zájmu, přesněji řečeno střídající se vlny zájmu o specifické typy diagnostiky zaměřené na speciální typy konstrukcí. Tyto vlny zájmu jsou způsobeny vždy nějakým směrem vývoje společnosti, stavebnictví a nejčastěji zásadní událostí v oboru. V posledních letech je mimořádná pozornost věnovaná předpjatým konstrukcím, zejména mostům, v souvislosti s nedávnými haváriemi mostů z předpjatého betonu v České republice i zahraničí. Vzhledem k relativně velkému množství takovýchto mostů u nás, původem z druhé poloviny 20. století jde o zásadní stavebně technických průzkumů, směřujících ke zjištění stavu a zbytkové životnosti těchto konstrukcí. Příspěvek se věnuje rozboru možností stanovení stavu předpínací výztuže na úrovni současného stavu oboru diagnostiky konstrukcí.*

**Annotation:**

*The field of diagnosis of structures has been experiencing a dynamic development in the last decades caused by the development and expansion of new NDT methods and instrumentation. At the same time, it is possible to observe changes in the focus of interest in this field, or more precisely, alternating waves of interest in specific types of diagnosis targeted at special types of structures. These waves of interest are always caused by a certain trend in the development of the society or building industry, and most often, by some major even in the field. In the last few years, particular attention has been paid to prestressed structures, especially to bridges, in connection with the recent accidents of bridges made from prestressed concrete in the Czech Republic and abroad. Considering the relatively large number of these bridges in the Czech Republic built in the second half of the 20th century, attention is paid to basic changes in the pre-construction condition surveys aimed at determining the condition and the remaining life of these structures. The paper focuses on the analysis of possibilities of assessing the condition of prestressing steel at the level of the present state of diagnosis of structures.*

**Klíčová slova:**

*Diagnostika, NDT metody, předpínací výztuž, předpjatý beton*

## 1. Úvod do problematiky

Na území České republiky se dnes nachází značné množství konstrukcí z předpjatého betonu nejrůznějších typů. Asi nejčastěji se vyskytujícími a v současnosti poutajícími pozornost z pohledu diagnostiky s účelem stanovení životnosti, jsou mosty sestavené z prefabrikovaných předpjatých nosníků různých typů, ale i mosty řešené například jako monolitická předpjatá deska, početnou skupinu v centru zájmu tvoří i předpjaté příhradové vazníky v konstrukcích průmyslových hal a další typy prvků a konstrukcí. Zatímco například střešní vazníky hal jsou prvky, které není až takový problém v případě pochybností o jejich funkčnosti v konstrukci nahradit, v případě mostních konstrukcí jde o zásadní problém, komplikovaný obecnou nechtí společnosti i investorů uvažovat o jejich náhradě, ale i problém na úrovni veřejného mínění, které má tendenci přisuzovat konstrukcím charakter „věčnosti“ a nekonečné trvanlivosti.

Vzhledem k nedávným haváriím předpjatých mostních konstrukcí v České republice i v zahraničí je v současnosti věnována mimořádná pozornost stavebně technickým průzkumům předpjatých mostních konstrukcí, s cílem stanovit nejen technický stav ale především odhadnout na jeho základě zbytkovou životnost konstrukce pro zajištění bezpečnosti při jejím využívání. Bezprostředně po havárii lávky pro Pěší v Praze – Tróji byla zprvu věnována pozornost obdobným konstrukcím, která místy hraničila až s neuváženou hysterií směřující k preventivní demolici objektů. U ostatních předpjatých mostů naštěstí vedly obavy spíše k uskutečnění podrobných stavebně technických průzkumů a sledování stavu konstrukce.

Je ovšem otázkou, zda současná úroveň diagnostických metod a dostupných přístrojů pro jejich realizaci odpovídá požadavkům na dokonalý průzkum konstrukce, přesněji řečeno průzkum s ideálně relevantními výsledky pro posouzení stavu konstrukce.

## 2. Diagnostika předpjatých konstrukcí

Lze konstatovat, že pro stanovení celkového stavu, životnosti a užitných vlastností předpjaté konstrukce je stěžejní zejména zjištění stavu předpínací výztuže. Zde nemá smysl hovořit například o kabelech umístěných volně, mimo betonový průřez, kde je určení stavu snadné, ale jde především o předpínací dráty a kabely umístěné v kabelových kanálech. Ochrana výztuže v kabelových kanálech před korozi je do značné míry závislá na včasném a správném zainjektování kabelového kanálu vhodnou injektážní směsí. V rámci stavebně technických průzkumů předpjatých konstrukcí a dílců by tedy měla být věnována mimořádná pozornost nejen již vzniklé korozi předpínací výztuže, ale i samotné existenci správného zainjektování kabelových kanálů, kde absence injektážní směsi je vada, kterou je třeba pro snížení budoucích rizik neprodleně odstranit.

Pochopitelně v rámci diagnostiky předpjatých konstrukcí je věnována pozornost i ostatním parametrům, například vlastnostem betonu, ale stav předpínací výztuže, nebo její ohrožení je základním parametrem.

Samotnou diagnostiku stavu předpínací výztuže lze rozdělit do dvou fází. V první fázi jde o přesné určení polohy respektive průběhu předpínacích drátů či kabelů, ve druhé fázi pak stanovení jejich stavu a přítomnost injektážní směsi.

### 3. Využitelné metody pro stanovení polohy předpínací výztuže v konstrukci.

Přestože správná poloha předpínací výztuže, respektive kabelových kanálů v předem předpjatých i dodatečně předpjatých konstrukcích a prvcích je dána výrobní dokumentací, je třeba počítat s jistými disproporcemi, vzniklými při výrobě. Určení přesné polohy a průběhu předpínacích kanálů, a tím i výztuže je tedy logicky prvním krokem v jejich diagnostice. Nutno poznamenat, že v řadě případů je kabelový kanál vymezen ocelovou chráničkou (bezešvé trubky, Sandrik).

Vyjděme z premisy, že obecně disponujeme čtyřmi základními metodami pro stanovení polohy výztuže v betonu.

**Sekané sondy** – metoda založená na mechanickém odstranění krycí vrstvy betonu bouracím kladivem. Je to metoda běžně užívaná při stavebně technických průzkumech starších konstrukcí, s omezeným potenciálem. Pro specifický případ určení polohy předpínací výztuže jde o metodu zcela nevhodnou.

**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. Pro určení polohy předpínací výztuže jde o metodu velmi problematicky využitelnou, vzhledem k faktu, že je hloubkový dosah sond velmi omezený, a současně je pravděpodobné, že mezi povrchem betonu a předpínací výztuží se nachází měkká konstrukční výztuž, která neumožní lokalizovat další prvky hlouběji v betonu.

**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 uvedený problém, výhodou je hloubkový dosah (Hilti PS1000 až 400 mm, GPR Proceq až 700 mm), okamžitá vizualizace výsledku a nezávislost na další výztuži blíže povrchu. Pro stanovení polohy předpínací výztuže lze použít způsoby měření v ploše i linii.

Dnes jsou na trhu pouze dva georadary, určené primárně pro diagnostiku železobetonových konstrukcí. Hilti PS1000 X-Scan a Proceq GPR Live. Hilti PS1000 disponuje v jedné sondě trojicí antén s frekvencí 1,5 GHz, s hloubkovým dosahem 300 mm, Proceq s jednou anténou s proměnlivou frekvencí 0,9 – 3,5 GHz s dosahem až 700 mm. U obou zařízení je možné transformovat výsledky měření do plnohodnotného 3D obrazu.

Naopak nevýhodou je nutnost provádět měření z rovného povrchu konstrukce, nezbytný je jistý minimální rozměr měřené plochy. Proto nelze určit vyztužení například na složitě

tvarovaných, či nepřístupných částech konstrukce, to se týká zejména některých typů prefabrikovaných mostních nosníků.

**Radiografie** – dobře známá tradiční metoda využívající prozáření konstrukce zářením  $\gamma$  ze zdroje Co60, a následně zeslabení záření při průchodu konstrukcí v závislosti na objemové hmotnosti a prozařované tloušťce. Vzhledem k zásadnímu rozdílu objemové hmotnosti betonu a hustoty oceli je pak možné na výstupním médiu (radiografický film, elektronická zobrazovací média apod.) zobrazit veškerou výztuž, a při prozařování z více ohnisek přesně vyhodnotit polohu výztuže. Nevýhodou je naopak relativně malá prozkoumaná plocha, daná velikostí záznamového média (většinou 300 x 400 mm), a v současnosti diskutabilní dostupnost této diagnostické metody.

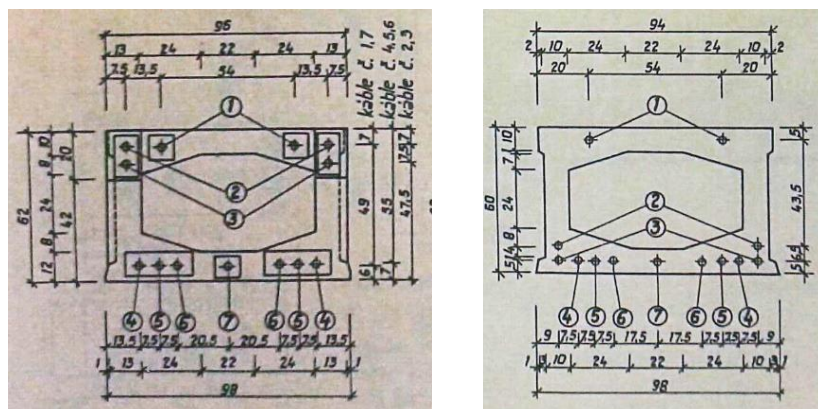
Z dosavadních rozsáhlých zkušeností pracoviště autora jednoznačně vyplývá volba georadaru, jako ideální metody pro stanovení přesné polohy předpínací výztuže v konstrukci, v případech prvků, kde je výztuž pro radarové měření nedostupná by bylo nezbytné využít radiografii, ta však z obecně známých důvodů není momentálně v České republice k dispozici (radiografie Co60).

### 3.1. Příklady praktické realizace lokalizace předpínacích kabelů.

V následujících příkladech je demonstrováno radarové určení polohy předpínacích kabelů (přístroj Hilti PS1000 X-Scan) u tří běžných typů prefabrikovaných mostních nosníků.

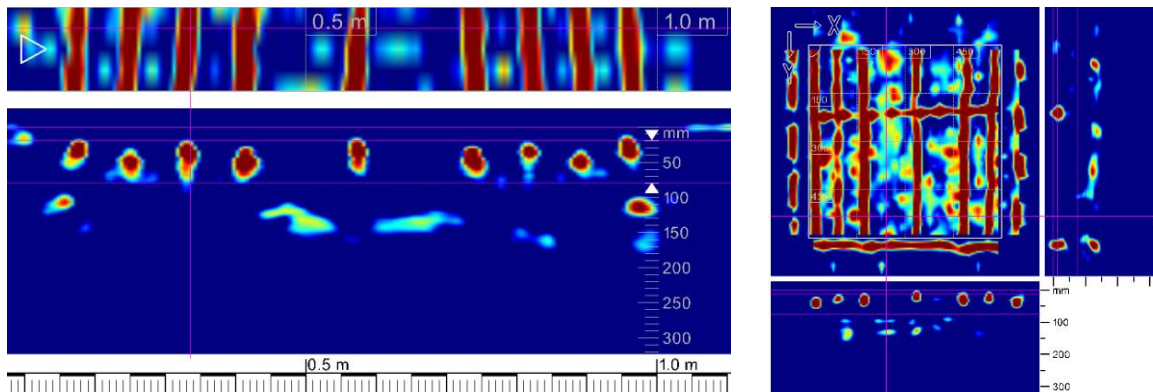
#### Nosník KA

Prvním příkladem je komorový nosník typu KA-67 délky 12 m, řešený jako uzavřený profil přibližně obdélníkového průřezu, s vnitřní šestibokou komorou. Nosníky KA byly ideově vyvíjeny od druhé poloviny 50. let 20. století a později typizovány Dopravoprojektem Bratislava. Nosník je vyztužen celkem 13 předpínacími kabely, tvořenými 7 a ž 12 předpínacími dráty  $\varnothing 4,5$  mm. Uprostřed rozpětí se 9 kabelů nachází u spodního líce nosníku, dva u spodního líce ve druhé vrstvě a dva u horního líce, přičemž krajní dva ze spodní vrstvy a 2 v druhé vrstvě se ke konci nosníku zvedají až k hornímu líci. Pro stanovení polohy kabelů byl použit radar Hilti PS1000 X-Scan.



Obrázek 1.: Typový výkres prvku KA-67, vlevo řez v čele prvku, vpravo uprostřed rozpětí.



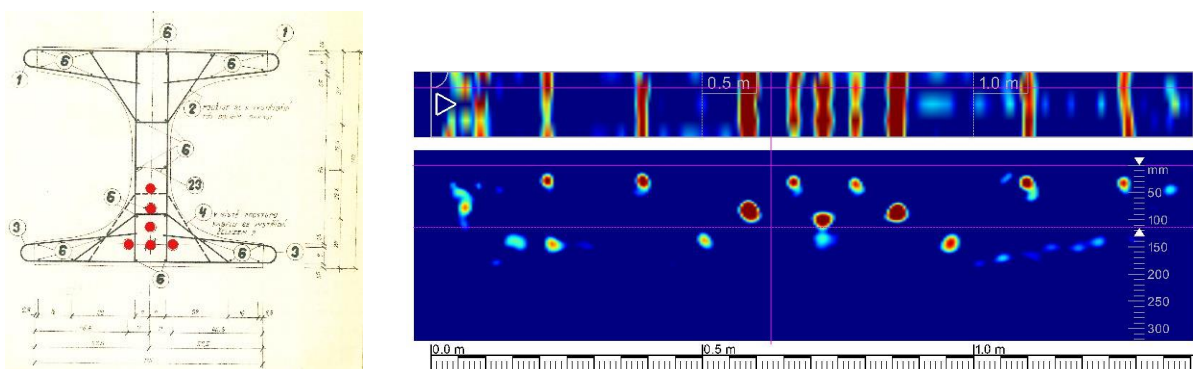


*Obrázek 2.: Radarové skeny (radarogramy) pořízené ze spodní strany nosníku KA-67 přibližně uprostřed rozpětí. Vlevo liniový sken napříč nosníkem, zachycuje všech 11 předpínacích kabelů u spodního líce včetně těch ve druhé vrstvě. Na pravém obrázku je plošný sken 600 x 600 mm v témže místě, zachycující totožné kabely a třmínky.*

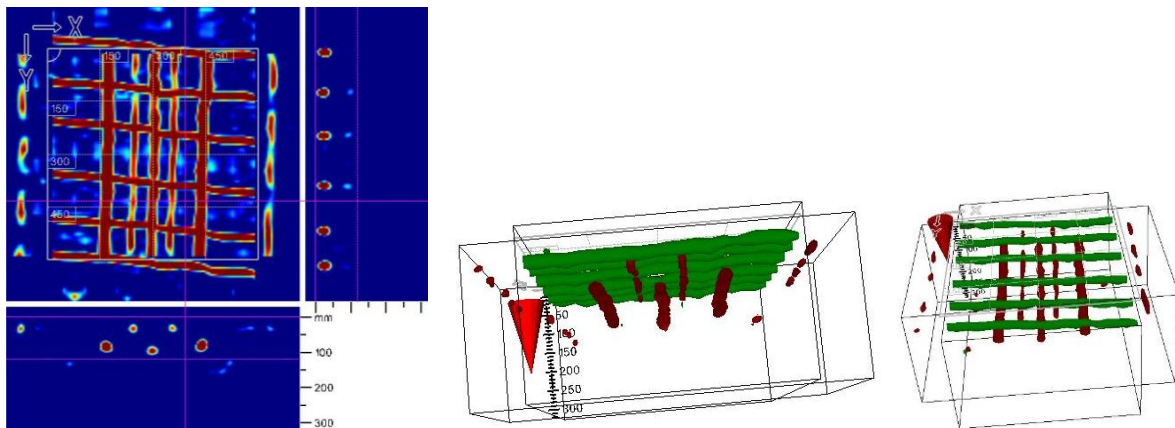
U tohoto typu nosníku lze tedy přesně určit polohu kabelů, dokud se nacházejí u spodního líce nosníku, včetně druhé vrstvy. Kabely na horním líci nelze detekovat díky dutině prvku. Kabely, které se zvedají, není možné detekovat v důsledku hloubkového omezení přístroje. V případě použití radaru s větším hloubkovým dosahem by to patrně možné bylo.

### Nosník I

Druhým typem předpjatého nosníku vyvíjeným současně s KA je tzv. I nosník. I nosníky byly spojované tzv. petlicovým spojem přečnávající příčnou výztuží, výsledek byla deska s podélnými dutinami. Varianta nosníku I použitá jako příklad je vyztužena šesticí předpínacích kabelů v patě svislého dřívku a v dřívku samotném. (varianta s výškou 1100 mm). Pro stanovení polohy kabelů byl použit radar Hilti PS1000 X-Scan.



*Obrázek 3.: Vlevo typový výkres nosníku I (řez uprostřed rozpětí), vpravo liniový radarový sken ze spodního líce, zachycující spodní trojici předpínacích kabelů a všechnu podélnou měkkou výztuž v prvku.*

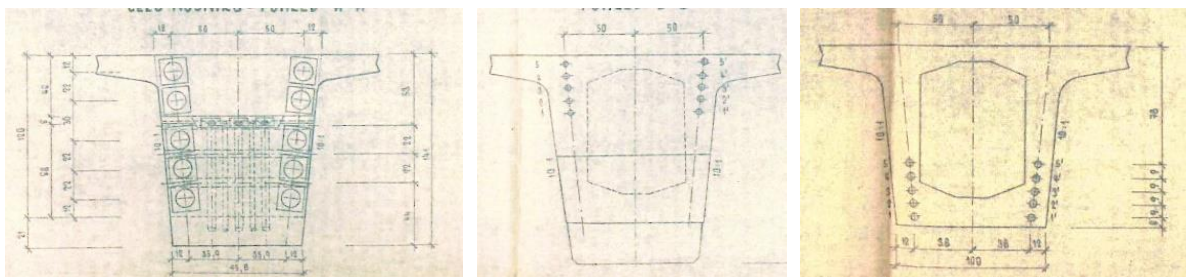


*Obrázek 4.: Plošný radarový sken formátu 600 x 600 mm provedený v totožném místě, pro názornost v provedení 2D a uprostřed a vpravo ve 3D v různém naklopení. Veškerá výztuž je jasně patrná.*

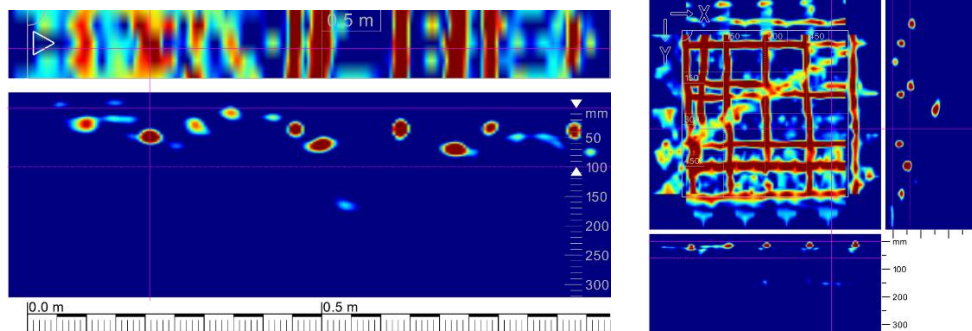
I u tohoto typu nosníku lze přesně určit polohu kabelů, ovšem pouze spodní trojice. Zbylé 3 kabely umístěné v dřívku se díky malé šířce dřívku a zákrytu za spodním kabelem určit nedají. Bylo by to do jisté míry možné z vnitřku komory, která ale není přístupná. Výjimku tvoří v mostu krajní nosníky s přístupným bočním povrchem

#### **Nosník DS-A konstrukce vzpěradlového rámu se středním polem**

Posledním příkladem je nosník DS-A konstrukce vzpěradlového rámu se středním polem dálničního mostu. Nosník je řešený jako komorový, s přepínací výztuží v bočních stěnách nosníku.



*Obrázek 5.: Vlevo typový výkres nosníku DS-A, vlevo řez na konci nosníku, uprostřed nad mezilehlou podpěrou (vzpěrou) a vpravo uprostřed středního pole.*



*Obrázek 6.: Radarové skeny (radarogramy) pořízené z bočního líce nosníku DS-A cca 3 m od kraje nosníku. Skeny zachytily kromě měkké výztuže 4 a 3 předpínací kabely. Zbývající dva kabely nebylo možné detekovat kvůli rozšířené horní partii nosníku. V partiích nosníku nad mezilehlými podpěrami ze stejného důvodu bylo reálné zachytit vždy na každé straně jen jeden až dva spodní kabely.*

I tohoto typu nosníku lze přesně určit polohu kabelů, ovšem pouze pokud se nachází pod rovným bokem nosníku, kde je možný pojezd sondy.

Závěrem této části je možné konstatovat, že pomocí radaru je možné určit přesnou polohu kabelů, ale dle typu nosníku je vždy část předpínacích kabelů, která není detekovatelná (cca 30 – 50 % z celkového počtu, či délky kabelů).

## **4. Následné metody stanovení zainjektování kabelových kanálů a stavu kabelů (koroze).**

### **4.1. Vizuální kontrola**

Bohužel, standardní metodou pro stanovení zainjektování kabelových kanálů je v současnosti destruktivní přístup, kdy po stanovení polohy kabelů je proveden návrt jádrovým vrtáním až k okraji kabelového kanálu (ideálně krytému ocelovou chráničkou), po vylomení vývrtu následně příklepové dovtření na kontakt s předpínacím kabelem, a konstatování zainjektování, koroze, příp. karbonatace injektážní směsí.

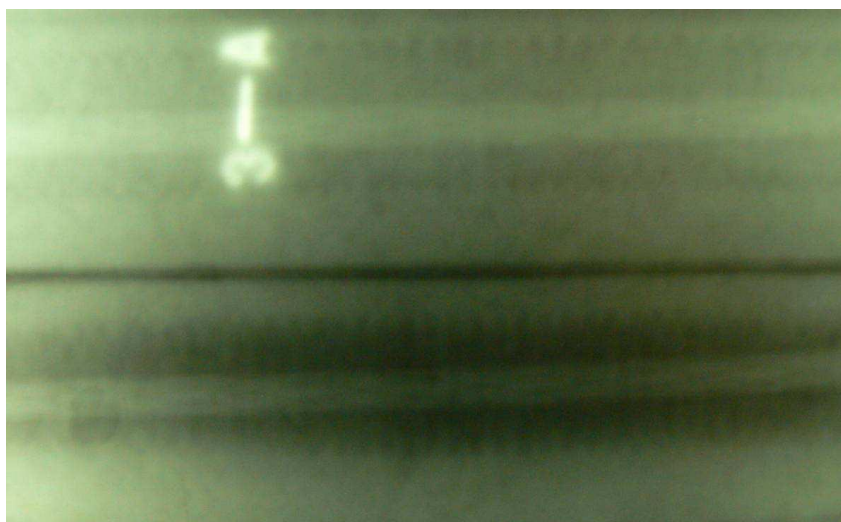


*Obrázek 7.: Návrt k ocelové chráničce, vylomení vývrtu a průraz chráničky až ke kabelu. Současná běžná praxe kontroly.*

Tato metoda má zásadní nedostatky – když pomineme riziko poškození kabelu při neopatrném postupu, hlavním nedostatkem je pouze lokální (bodové) zjištění stavu, které nemůže postihnout opravdu zásadní část konstrukce.

#### 4.2. Radiografie

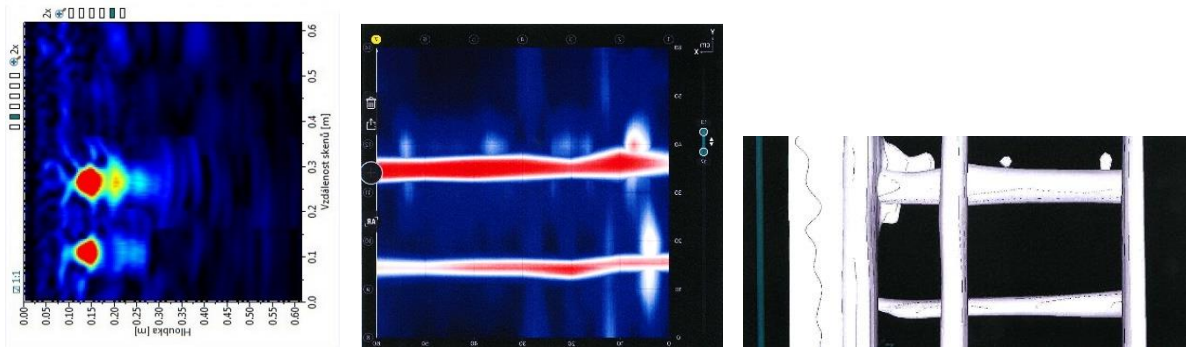
Alternativní metodou je použití radiografie izotopem Co60 (gamagrafie). Zde při vhodné konfiguraci prozařování je možné zjistit zainjektování (či jeho absenci) bez narušení kabelového kanálu, či jeho chráničky. Problém je, že v současnosti se daným typem radiografie v České republice nikdo nezabývá, ale to se může časem změnit. Nicméně vzhledem ke komplikované realizaci gamagrafie jde opět o omezené, a lokální měření, nepostihující celou konstrukci.



*Obrázek 8.: Příklad gamagramu modelu předpjaté konstrukce se dvěma předpínacími kabely, díky rozdílů zčernání lze jednoznačně stanovit zainjektované a nezainjektované partie (vzorek dole je nezainjektovaný).*

#### 4.3. Vývoj nových metod

Současnost lze charakterizovat dynamickým rozvojem nových diagnostických metod a přístrojů. I pro diagnostiku předpínací výztuže se snad najdou alternativní postupy. Na základě experimentů prováděných ve spolupráci s Firmou Proceq se zdají být jednou z cest nové radarové a ultrazvukové přístroje. Na modelových blocích v areálu Fakulty stavební VUT v Brně, které obsahují i model zainjektovaného a nezainjektovaného kabelového kanálu s výztuží byly testovány radar Proceq GPR Live a ultrazvukový odrazový přístroj Proceq Pundit PL-200 PE. Předběžné výsledky na modelu naznačily možnost dalšího vývoje a vhodnost dalších experimentů v tomto směru.



*Obrázek 9.: Vpravo záznam lokalizace dvojice kabelových kanálů UZ sondou Proceq Pundit PL-200 PE, uprostřed a vpravo záznam plošného skenu radarem Proceq GPR Live. Výstupy naznačují patrný rozdíl mezi zainjektovaným a nezainjektovaným kanálem (nahore) a pravděpodobnou možnost využití modifikace těchto metod a zařízení (samozřejmě s ohledem např. na přítomnost ocelové chráničky a podobně).*

## 5. Závěr

Na základě dlouholetých zkušeností pracoviště v oblasti stavebně technických průzkumů, a na základě řady experimentů lze konstatovat, že v případě zde předložených příkladů konstrukcí z předpjatého betonu konstrukční systémy značně předběhly úroveň a možnosti diagnostických metod. Na současné úrovni poznání je možné provádět diagnostiku stavu předpínací výztuže jen ve značně omezeném rozsahu, daném přístupností kabelů, a pouze bodově ověřovat stav výztuže. Jen rozvoj nových metod může umožnit alespoň rozšíření této diagnostiky na zásadnější rozsah objemu výztuží v konstrukci, a tím poskytnout relevantnější obraz o stavu a zbytkové životnosti konstrukce.

## Poděkování

Tento příspěvek vznikl za finanční podpory projektu LO1408 AdMaS UP – Pokročilé materiály, konstrukce a technologie, podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky v rámci Národního programu udržitelnosti I.

## Literatura

- [1] Vítek J. 2016. Historie předpjatého betonu. Praha: ČKAIT (Betonové stavitelství).
- [2] Cikrle P, Anton O. 2015. Vývoj nedestruktivních metod pro zkoušení betonu za posledních 25 let. Beton TKS 15:5.
- [3] Hobst L. 2007. Important Role of Radiography for determination of Conditions in Reinforced Concrete Structures. Engenharia Estudo e Pesquisa 9:7.
- [4] Downloads: Pundit Live Array Presentation. 2018. Proceq. [accessed 2018Aug.14].

- [5] Anton O, Komárková T, Heřmánková V. 2018. Conclusive Determination of Compliance with the Prescribed Reinforcement Elements of Concrete Structures - The Appropriate Methods and their Capabilities. Key Engineering Materials 776:76-80. [accessed 2019Apr.10]. <https://www.scientific.net/KEM.776.76>
- [6] Anton O, Komárková T, Heřmánková V. 2018. Methods Appropriate for Determination of the Prescribed Reinforcement of the Elements of Reinforced Concrete Structures - Nowadays Used Methods. Key Engineering Materials 776:41-45. [accessed 2019Apr.10]. <https://www.scientific.net/KEM.776.41>

## Kontakt

Ing. ONDŘEJ ANTON, Ph.D., 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., mail: [vera.hermankova@vutbr.cz](mailto:vera.hermankova@vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

## K PROBLÉMŮM STABILITY PŘI ZÁSAHU DO SVAHU

### PROBLEMS OF SLOPE STABILITY

**Zdeněk Bažant, Radim Nečas**

VUT FAST Brno, ÚBZK

**Annotation:**

*V článku je popsána havárie objektů ve svahu v území náchylném k sesouvání.*

**Annotation:**

*The article describes the collapse of objects in area prone to slope instability.*

**Klíčová slova:** *Sesuv, stabilita/nestabilita svahu*

**Keywords:** *Landslide, slope stability/instability*

## 1. Úvod

Při jakýchkoliv zásazích do svažitého terénu je vždy třeba požadovat, aby stabilitu svahu posoudil zkušený inženýrský geolog. Ten by měl předem souhlasit s podmínkami výkopů, stavění či bourání a měl by se vyjádřit k rozsahu budoucích výkopů či násypů, případně by měl rozhodnout i o odmítnutí stavebního zásahu jako nebezpečného. To se v tomto zmiňovaném případě nestalo.

V článku popisovaná nehoda se ostatně podobá havárii svahu, popsané v [3][5][6], kde podceněním stabilizující funkce existujících objektů byly poškozeny jak další stavby na svahu, tak i nové konstrukce. Po odkopání hlíny ze svahu, použité pro výrobu cihel, byl svah nově vytvořen z různorodých násypů. Vzniklý svah byl všeobecně nestabilní, takže byl zpevněn síťovými vaky, které vytvořily po svahu stupně. Povrch svahu byl pak dále stabilizován svahovou vegetací. V koruně svahu pak byly vystavěny rodinné domy a zřízeny zahrady.

V prezentovaném článku byly posledním impulzem k havárii stavební úpravy starší stavby, nacházející se v patě svahu. Stavebník předpokládal její náhradu stavbou novou, takže započal původní konstrukce odbourávat.



*Obr. 1: Stav před zřícením zdi. Ve spodní části zchátralé přístavky, ve střední části silně trhlinami narušená a vykloněná betonová zeď, nahoře zděné nadvýšení. Problematické zvýšení původního terénu od paty betonových zdí*

## 2. Stav před havárií

Těsně před zřícením bylo započato v patě svahu odstraňování části přístavků ve dvoře, které zde byly kdysi postaveny v patě svahu. Jednalo se o již zchátralé zděné menší stavby se šikmými netuhými dřevěnými krokrovými krovky. Nad těmito objekty byly kdysi zcela neodborně a bez projektu a statického posouzení postaveny zhruba 3,0 m vysoké opěrné zdi,



kteří umožnili navýšit terén z původních cca 3 m na novou výšku cca 6m. Reliéf navýšeného terénu bylo možné po havárii spatřit na odhalených - viditelných vrstvách podloží. Nové tížní opěrné zdi byly navíc postaveny v hlavě původní zděné stavby bez patřičného zajištění stability – *Obr. 1*. Z obrázku je navíc patrná neodborná výstavba minimálně dvou opěrných zdí s postupným vyrovnáním terénu přísypu hlíny za nimi. Na koruně nejvyšší zdi pak byl instalován kovový plot. Zemní tlak několikanásobným nadvyšováním zásypu tak nadměrně vzrůstal. Celková stabilita svahu byla porušena a nebezpečná havárie vzrůstalo. Stačilo pak vyvolat zásah do přístavků ve dvoře a následně došlo k zřícení levé poloviny této problematické opěrné soustavy.

Je třeba připomenout, že již před zřícením byl stav horních nově nadstavených částí zdí téměř havarijní. Zřetelné bylo vychýlení ve směru zemního tlaku a viditelná byla divoká vegetace, narušující kořenovým systémem zeď ve spárách po výšce. Betonové nadvyšování, kryté na horním povrchu oplechováním, bylo porušeno mohutnými trhlinami, jeho provedení bylo veskrze amatérské – nekonstruktivní, bez dostatečného statického zajištění (bez výztuže). Horní část zdí, vyžděná z betonových tvárnic, byla zřejmě založena pouze na terénu za betonovou částí zdi – tedy přitěžovala terén za zdmi, rovněž celá soustava nadbetonovaných zdí přitěžovala zdivo původních konstrukcí přístavků a nadvyšovala tak zemní tlak. Jakékoliv navýšení zatížení přitom mělo být staticky posouzeno, což se nestalo.

### 3. Havárie

Drobným zásahem do stávajících staveb v patě svahu došlo k narušení jeho klidového stavu. Následky pak byly velmi vážné. Došlo k sesuvu a k následným rozsáhlým škodám, které bylo nutné nákladně opravovat. Naštěstí nedošlo ke zranění osob – *Obr. 2*.

### 4. Geologické poměry v lokalitě

Pro tuto lokalitu nebyl k dispozici žádný aktuální inženýrskogeologický posudek podzákladí. Z reliéfu terénu bylo zřejmé, že pod objekty v hloubce se nachází jílové podloží, v horních vrstvách pak několikavrstvé násypy humusovité hlíny.

U jílovitých zemin převážná část zrn je menší než 0,005 mm. Kromě rozměru zrna se však výrazně uplatňuje mineralogické složení. Tím je dána podstatná vlastnost jílu - jíly při stejném zrnitostním složení a stejné vlhkosti se mohou chovat odlišně.

Připomíná se, že výpočty a modelování stability svahu na počítači jsou důležité. Lze je ovšem v těchto případech pokládat jako závažný podklad pro zhodnocení svahu. Zásadní ale jsou zkušenosti posuzovatele, kterým by bylo vhodné dát přednost.

### 5. K pozemkům v lokalitě

Dle zjištění na místě samém a po dotazech u majitelů přilehlých pozemku nebylo zcela jasné, kde v oblasti víceméně živelně postavených přístavků, opěrných zdí a zahrádek nad nimi probíhají hranice jednotlivých parcel. Nebylo tedy bezprostředně možné říci, komu jednotlivé

plochy s poškozenými stavbami náleží. Bylo nutné hranice pozemků určit poměrně složitým geodetickým měřením.

U stabilně znejistělého svahu se po havárii tedy projevily problémy i v oblasti právní, které bránily vyšetření nehody. Je ovšem třeba poznamenat, že inženýrské zajištění je komplikované a nákladné. Pochopitelně, mimo inženýrskogeologických problémů vyvstávají i otázky majetkové a dále míra zavinění při vzniku havárie. To jsou ovšem otázky, které statik či inženýrský geolog neřeší a je vhodné a nutné se obrátit na soud.



*Obr. 2 Stav po zřícení zdi. Ve spodní části patrné původní jílovité podloží, v horní části zvýšení terénu humusovitou hlínou*

## **6. Návrh na okamžitá opatření**

Na místě samém byli majitelé pozemků vyzváni k zajištění bezpečnosti zřícených konstrukcí vhodným zapažením. Odstraňování trosk bylo realizováno velmi obezřetně, odbornou firmou a s dodržением všech bezpečnostních opatření. Hrozilo totiž zřícení dalších částí zdí a sesuvy hlíny i s vegetací na horní úrovni terénu – ostatně část vegetace se již odtrhla a sesula. Místo havárie bylo označeno nahoře i dole vyhláškami i páskami, zabraňujícími vstupu nepovolaných osob na místo samé. V každém okamžiku totiž hrozí nebezpečí ztráty života i zdraví. Lokalita byla trvale kontrolována odborníkem. Ihned byl také informován příslušný stavební úřad.

## **7. Závěr**

Pro statické zabezpečení je nutné zpracovat stavebně-statický projekt, podpořený geotechnickým návrhem zajištění stability svahu. Realizaci by pak měla provést odborná firma. Opěrná zeď by měla být pouze jedna, t.j. sousedé (majitelé sousedících pozemků) by se měli dohodnout na jejím vybudování společnou rukou.

Nežádoucí změny ve stabilitě svahu mohou být ovšem vyvolány i zásahy v koruně svahu, např. jejím přetížením násypy nebo výkopy. Tehdy je nutné svah inženýrsky zajistit. Poruchy se mohou projevit nejen sesuvy, ale i prasklinami v terénu, vykloněním stromů a keřů apod. Autoři článku (spolu s dalšími specialisty) řešili problémy sesuvů a stability svahů. Odhadnou okamžik zřícení svahu, reálný vyvolávající impuls je mimořádně obtížné. I skuteční odborníci z oboru inženýrské geologie mohou tyto okolnosti hodnotit odlišně, nicméně z jejich hlediska objektivně [1][2][4][7][8].

## Poděkování

Článek vznikl za finanční podpory grantového projektu TAČR TH03020446 Vývoj dispozičně variabilnější panelové soustavy pro bytové domy.

## Literatura

- [1] Adámek J., Bažant Z., Kuda R.: Účinky nerovnoměrného sedání železobetonové tribuny. Sborník II. mezinárodního Eipos – Koloquia, Praha 10/1993
- [2] Bažant Z., Klusáček L., Paseka A.: Příčiny poruch a statické zajištění kostela. Sborník příspěvků z 27. Konference „Zakládání staveb“, 11/1999, Brno
- [3] Paseka A., Bažant Z., Hubatka F.: Příčina a důsledky nestability svahu z pohledu statika a geotechnika. CD sborník ze 7. ročníku konference „Svahové deformace a pseudokras“, Brno 05/2011, 9 stran (1 - 9)
- [4] Bažant Z., Erbenová A., Paseka A.: Building Construction in Areas Susceptible to Landslides (český text). Zborník z konferencie „Inžinierska geológia 2012“, Vysoké Tatry 13 až 15.6.2012, ISBN 978-80-227-3721-0
- [5] Bažant Z., Paseka A., Hubatka F.: Vliv některých faktorů na stabilitu svahu. <https://stavba.tzb-info.cz/terasy-a-zpevněne-plochy/13305-vúov-nekterych-faktoru-na-stabilitu-svahu>
- [6] 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
- [7] Kačírek J.: Sesuv na D8. Příběh špatných rozhodnutí a krátká učebnice souvislostí. Novea Bohemica, Praha 2017, ISBN 978-80-87683-77-4
- [8] Bažant Z., Klusáček L.: Statika při rekonstrukcích objektů. 6. vydání (upravené). CERM Brno 1/2015, ISBN 978-80-7204-912-7

## Kontakt

Doc. Ing. ZDENĚK BAŽANT, CSc., tel: 00420 541 227 058, e-mail: bazant.z @fce.vutbr.cz  
Ing. RADIM NEČAS, Ph.D., tel: 00420 541 147 852, e-mail: necas.r@fce.vutbr.cz

## POLNÍ ZKOUŠKY VLNITÝCH STŘEŠNÍCH DESEK

### FIELD TESTS OF CORRUGATED ROOF SLABS

**Zdeněk Bažant, Miloš Zich, Jakub Sicha**

ÚBZK VUT FAST Brno, Veveří 95, Brno

**Anotace:**

*Již zhruba před 30 léty a i později bylo upozorňováno na stále se zhoršující stav železobetonových vlnitých střešních desek SZD 1a – 240 a SZD 1a – 300. Ač je to již po tolika létech zvláštní, stále se objevují požadavky na posouzení střešního pláště z těchto desek nebo jiných subtilních betonových konstrukcí různých staveb – zejména se to týká průmyslových halových staveb. Nicméně se tyto desky objevují i u objektů určených pro účely kulturní, parkovací, opravárenské či zemědělské. Lze konstatovat, že při znalecké a posudkové činnosti je možné se stále setkat s těmito deskami, které v současnosti již dožily a je třeba je prakticky ihned nahrazovat jinými konstrukcemi. Příspěvek popisuje stav a únosnost dalších střech, ověřovaných v letech 2017 – 2018 polními zkouškami.*

**Annotation:**

*Already some 30 years ago, and later on, we pointed out the ever-deteriorating state of the reinforced concrete corrugated roof slabs SZD 1a – 240 and SZD 1a – 300. Although this has been so after so many years, there are still demands for assessment of the roofing of corrugated boards or other subtle concrete structures of various structures - in particular industrial buildings - these boards also appear on objects designed for cultural, parking, repair or agricultural purposes. Since then, we have encountered these boards in the expert and expert activities, and we note that they have already survived and should be immediately replaced by other constructions. The paper describes the status and field tests of loading capacity of these roof slabs, verified in the years 2017 - 2018.*

**Klíčová slova:**

*Vlnité střešní desky, polní zkoušky, únosnost*

**Keywords:**

*Corrugated roof slabs, field tests, loading capacity*

## 1. ÚVOD

Vlnité tenkostěnné železobetonové střešní desky SZD 1a – 240 a SZD 1a – 300, nazývané též „Čiževského desky“, se dodávaly v jednotné skladebné šířce 600 mm na rozpětí 2400 mm a 3000 mm, výška vln byla 90 mm. Autorem konstrukčního principu desek byl Ing. Feodosij Čiževský, významný stavební odborník působící v Brně, [1], [6]. V padesátých až šedesátých letech minulého století byly desky hojně používány pro střešní pláště průmyslových a občanských budov, [8], [13], [14].

## 2. ZPŮSOB VÝROBY

Vlnité střešní „Čiževského desky“ se vyráběly ve výrobně Prefa Brno v Kuřimi [10] dvěma odlišnými technologiemi:

a) Ručním natahováním jemné betonové směsi (maximální velikost zrna 8 mm) na matrice ze sklolaminátu, na niž byla položena jemná síť z drátů  $\varnothing$  1,5 mm o velikosti ok 12 x 12 mm. Hlavní tahovou výztuž tvořily 4  $\varnothing$  E 6 mm (z oceli 10 216). Maximální tloušťka jemné betonové (prakticky maltové) směsi byla 15 – 20 mm.

b) Mimo to byly vlnové desky pokusně vyráběny na mechanizované lince. Jejich kvalita však nedosahovala hodnot desek ručně tažených.

Technologie výroby byla velmi náročná na kvalitní zhutnění a utažení tenké vrstvy jemného betonu, což nebylo snadné v podmínkách tehdejší výroby dodržet.

## 3. TECHNICKÉ PARAMETRY DESEK

Technické parametry „Čiževského desek“ byly v době jejich výroby popsány v soudobých katalogích [3], [9], [10] a v tehdejší výkresové dokumentaci. Byly podkladem pro článek [2].

## 4. UKLÁDÁNÍ „ČIŽEVSKÉHO DESEK“ NA PODPŮRNÉ KONSTRUKCE, ÚPRAVA LÍCE DESEK

Jak je z rozměrových parametrů patrné, desky byly ukládány na rozpětí podpor 2,40 m a 3,00 m. Je ovšem třeba poznamenat, že s deskami na kratší rozpětí jsme se dosud nesetkali. Podporami desek bývají horní příruby prefabrikovaných železobetonových vazníků pultových, sedlových nebo obloukových s táhlem, byly též kladeny na ocelové příhradové vazníky pultové, sedlové, často se světlíky.

Délka uložení odpovídá šířce příruby – obvykle se pohybuje okolo 100 mm. Oka u konců desek z jedné či z obou stran v uložení by měla být vzájemně provázána (či přivařena) a připojena u ocelových podpor i k vyčnívajícím výztužím (k ocelovým páskům) vazníků (obr. 1 a 2). Podpory se měly prolít záhlvkovým betonem.

Mnohdy je možné se setkat s celkovým nadbetonováním desek betonem běžným či betonem lehkým. Beton pak vyplňuje vlny desek a v různé tloušťce nad vlnami vytváří podklad pro střešní krytinu (např. dvě vrstvy asfaltových střešních pásů). Setkali jsme se s nadbetonováním z běžného betonu v tloušťce cca 20 mm i s nadbetonováním pěnobetonem (o objemové hmotnosti cca 400 – 800 kg/m<sup>3</sup>) v tloušťce cca 50 mm.



*Obr. 1: Uložení desek na ocelové vazníky, rekonstrukce Janáčkova divadla Brno*



*Obr. 2: Uložení desek na železobetonové vazníky, Brno výstaviště*

## 5. VŠEOBECNÝ STAV „ČIŽEVSKÉHO DESEK“

Vzhledem k nepřilíživému provedení povrchových vrstev střešních desek docházelo v čase (více jak 60 let) k postupnému zhoršování jejich kvality vlivem nepříznivého působení vody a oxidu uhličitého. Beton podléhal karbonataci a zvyšovala se prostupnost povrchu desky pro plyny a kapaliny. Vzhledem k velmi malé tloušťce betonu desky docházelo ke snížení jeho pasivačních účinků na ocelovou výztuž a k její následné korozi. Snižovala se i pevnost betonu. To se projevilo drcením a odpadáváním betonu v místech uložení desek. Rozdílná kvalita betonu byla často příčinou různě velkých hodnot průhybu vedle sebe uložených desek. Rozdíly v průhybech pak způsobovaly „otevření“ střešního pláště pro vodu a sníh, [11] a [12].

Vodní výluhy odebraných vzorků betonu vykazovaly hodnotu pod 10,0 pH. Snížení alkality betonu vedlo společně s vlhkostí ke koroznímu napadení nosné výztuže i síťoviny. Také nízká objemová hmotnost betonu svědčí o jeho značné pórovitosti.

O současné únosnosti desek není příliš informací. Ostatně řada z nich již v minulosti vyvolala pochybnosti o své nosné způsobilosti (prolomení, průhyby, trhliny, špatný vzhled atd.), takže byla nahrazena jinou konstrukcí, viz například [4], [5], [7].

## 6. POLNÍ ZKOUŠKY ÚNOSNOSTI „ČIŽEVSKÉHO DESEK“

První polní zkouška únosnosti desek proběhla 05. 12. 2017. Provedení zkoušky bylo z provozních důvodů maximálně zjednodušené, neboť se realizovala v prostorách stavebního dvora při rekonstrukci divadla v Brně. Hlavním problémem byl stav desek vyjmutých z konstrukce – byly povětšinou poškozeny nejen stářím, ale i méně citlivou dopravou na místo zkoušky. Většinu z nich nebylo možné použít, neboť byly popraskané, s otlučenými konci a hranami. Vytříděny byly pouze dvě náhodně vybrané, relativně zachovalé desky. Na horním povrchu desek byly vlny vyplněny desek betonem a nad nimi proveden značně devastovaný betonový potěr, zhruba tloušťky cca 20 mm. Kvalita betonu nebyla měřitelná.

Při zkoušce se teplota pohybovala okolo 5 °C, bylo zataženo, bez větru, vlhkost vzduchu byla citelná (nebyla měřena).

Byly vytvořeny dva podstavce z pórobetonových bloků a vyrovnány vodováhou do vodorovné polohy. Na ně na každé straně byly položeny posuzovateli dodané uzavřené kovové profily Jäkl 50x50x3 mm v osové vzdálenosti cca 2930 mm, obr. 3. Jako zatížení byly použity pytle omítky o hmotnosti 25 kg, kladené postupně po dvou těsně vedle sebe a podélnou stranou kolmo k délce desky vždy na střed zkoušené Číževské desky. Zatěžování bylo zdokumentováno fotograficky, obr. 4. Byla také zjištěna a předem popsána poškození desek – rozevření trhlin a drobné závady (odprýskávání betonu), vzniklé při demontáži střechy a manipulaci na skládce.

Měřen byl průhyb desky před započítáním zatěžování a pak po položení každé vrstvy o hmotnosti  $2 \times 25 = 50$  kg, graf. 1 a 2. Současně byly pozorovány a měřeny trhliny pomocí ručního příložného měřítka.



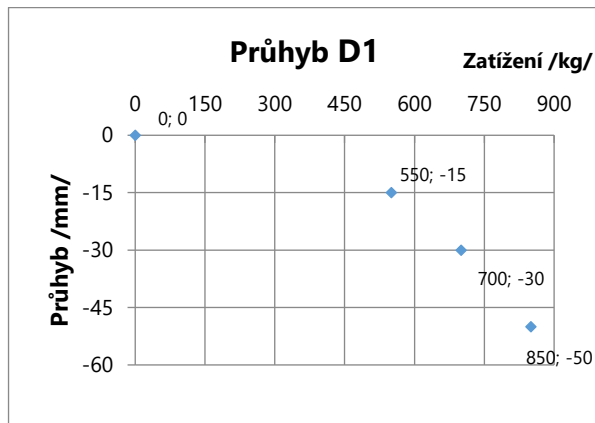
Obr. 3 Simulace uložení desky



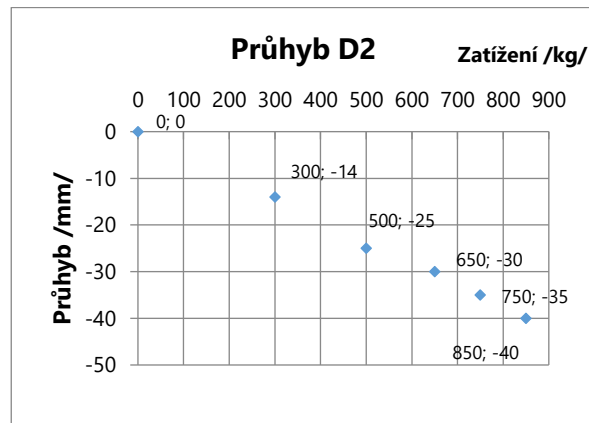
Obr. 4 Maximální dosažené zatížení - 850 kg

Desky se neprolomily, průhyb desek se již pružně po odtížení nevyrovnal – zůstal trvalý (cca 15-20 mm). Nadbetonování desek se odlupovalo a odpadávalo. Byla konstatována všeobecná křehkost betonu desek, výztuž nebyla narušena korozí, potvrdil se též způsob vyztužení desek dle projektu [10]. Je ovšem jasné, že únosnost desek byla zkeslena zabetonováním vln a nadbetonováním potěru.

Po ukončení testů byly desky ověřovány na impakt palicí o hmotnosti 4 kg. Téměř ihned došlo k oddělení betonu od výztuže, deska se rozpadla a zdeformovala.



Graf. 1: Závislost průhybu na zatížení desky D1



Graf. 2: Závislost průhybu na zatížení desky D2

Druhá polní zkouška proběhla 21. 03. 2018 na dvoře průmyslového objektu v Dobrušce. Provedení zkoušky bylo opět z provozních důvodů zjednodušeno. Z konstrukce střechy byly náhodně vyjmuty tři desky, poškozené stářím, demontáží a také drsným odstraněním zabetonování vln desek lehkým betonem. Kvalita odstraněného betonu nebyla zjišťována.

Při zkoušce se teplota pohybovala okolo 12° C, bylo oblačno, bez větru, vlhkost vzduchu byla normální (nebyla měřena).

Byly vytvořeny opět dva podstavce z pórobetonových bloků a srovnány do vodorovné polohy. Na ně na každé straně byly v osové vzdálenosti cca 2945 mm položeny kovové profily U80, obr. 5. Desky byly zatěžovány tímtež způsobem jako dříve, tedy pytli omítky ve stejných polohách. Zatěžování bylo dokumentováno fotograficky a videem, obr. 6. Na počátku zatěžování bylo taktéž vizuálně kontrolováno poškozování desek – rozevření trhlin a zřejmé odprýskávání betonu, vzniklé při demontáži a manipulaci na skládce, obr. 9.

Měřen byl průhyb desky před započítáním zatěžování a pak po položení každé vrstvy o hmotnosti 2 x 25 = 50 kg, graf. 3, 4 a 5. Současně byly pozorovány a měřeny trhliny pomocí ručního příložného měřítka. Tentokrát se prolomily, průhyb desek se pružně nevyrovnal a došlo ke kolapsu, obr. 7. Stejně jako v Brně byla identifikována všeobecná křehkost betonu desek, výztuž nebyla narušena korozí, potvrdil se způsob vyztužení desek dle projektu [10], obr. 8. Je ovšem jasné, že únosnost desek byla tentokrát zkrácena méně citlivým odstraněním nadbetonování vln. Po ukončení testů byly zbytky desek ověřovány také na impakt palicí o hmotnosti 4 kg. Téměř ihned – stejně jako při prosincové zkoušce v Brně – došlo k oddělení betonu od výztuže, desky se rozpadaly a deformovaly.

Obě zkoušky byly vyhodnocované v rámci bakalářské práce [15].





Obr. 5: Simulace uložení desky



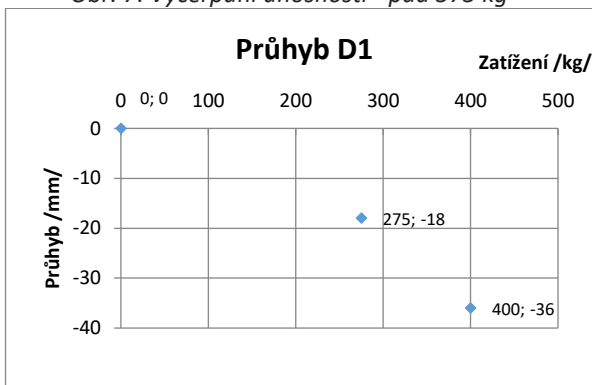
Obr. 6: Zatížení 525 kg



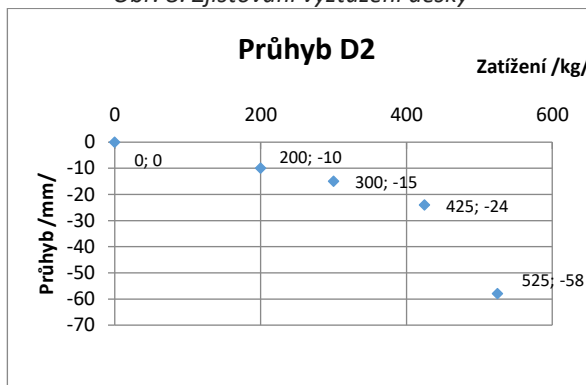
Obr. 7: Vyčerpání únosnosti - pád 575 kg



Obr. 8: Zjišťování vyztužení desky



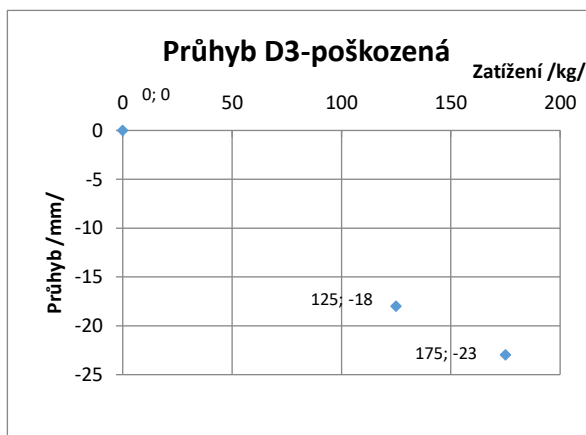
Graf. 3: Závislost průhybu na zatížení desky D1



Graf. 4: Závislost průhybu na zatížení desky D2



Obr. 9: Poškození desky D3



Graf. 5: Závislost průhybu na zatížení desky D3 - poškozené

## 7. ZÁVĚR

Je celkem zajímavé, že s přihlédnutím k problematickému stavu desek (otlučené okraje, praskliny, povrchové deformace a zčásti odhalená výztuž) byly výsledky zkoušek poměrně příznivé. Jak je zřejmé z přiložených grafů unesly desky při polních zkouškách značné zatížení. Také deformace nebyly příliš výrazné.

Vzhled desek je ovšem všeobecně velmi špatný, při manipulaci se drtí a na okrajích kusy betonu odpadají. Také síťová výztuž nebudí již důvěru.

Na základě obecných zkušeností s „Čiževského deskami“ lze konstatovat:

- 1) Střešní pláště z „Čiževského desek“ dožily a nevyklučuje se u jakékoliv střechy s těmito deskami možnost lokální poruchy střechy (deformace, prasknutí, odpadání betonových částí, dílčí nalomení).
- 2) Při provádění oprav krytiny nebo i při odklizení sněhu na střeších je nutné zamezit přitěžování střechy (např. zateplením či hromaděním materiálu). Pro případné pohyby osob se na střeších se doporučuje použití provizorních lávek z ocelových nosníků na nosník.
- 3) Je vhodné a žádoucí předem (tj. okamžitě) vždy zpracovat projekt postupné výměny střešního pláště (desek) za jinou konstrukci.
- 4) Je třeba ještě před rekonstrukcí zajistit odstranění zvětralých kusů „Čiževského desek“ v jejich uložení na konstrukce. Vždy hrozí totiž nebezpečí pádu kusů betonu. Odstranění lze provést údržbářsky pomocí kladiva, dláta a pily na kov (pro přerušování vyčnívajících výztužných prutů).
- 5) U vlastních nosných konstrukcí postačí obvykle běžná údržba.
- 6) Rizikovým stavem pro desky je napadání sněhu na střechu. Stav sněhu na střeše je nutné pravidelně kontrolovat a v případě vyšších hodnot provádět jeho opatrné odklizení.

## PODĚKOVÁNÍ

Článek vznikl v souvislosti s řešením grantového projektu TAČR TH03020446 Vývoj dispozičně variabilnější panelové soustavy pro bytové domy

## LITERATURA

- [1] Patentní spis č. 946556a: Způsob a zařízení k výrobě stavebních dílců vakuací nebo vibrovakuací. Ing. Feodosij Čiževský, 15. 09. 1959.
- [2] Bažant Z., Zich M.: K problémům s vlnitými střešními deskami. Beton Technologie, konstrukce, sanace), 5/2011.
- [3] Zoznam výrobkov vyrábaných podnikmi generálneho riaditeľstva prefabrikácie. Bratislava 1966.
- [4] Svoboda M., Bažant Z.: Posouzení střešních železobetonových vlnitých desek přístřešků v areálu Kraví Hora v Brně. PVÚ VUT Brno 1987.
- [5] Bažant Z.: Zpráva o provedené prohlídce zastřešení provaziště Janáčkova divadla v Brně, 12. 08. 2003.

- [6] Adresář zemského hlavního města Brna, 1948.
- [7] Bažant Z.: Problémy s tzv. Číževského deskami. Přednášky z montovaných staveb, ÚBZK VUT FAST Brno, 2008.
- [8] Zich M., Bažant Z.: Zpráva o stavu objektů 1. až 4. výrobního závodu v Bohumíně, Znalecké vyjádření, únor 2007.
- [9] Dílce železobetonové a z předpjatého betonu a z lehkých hmot, katalog stavebních prefabrikátů 1961–1965, publikace VÚSV č. 187, Praha, 1960.
- [10] Vlnitá střešní deska, výkres tvaru a výztuže desek, Ústav prefabrikace Brno 1960.
- [11] Bažant Z., Klusáček L.: Statika při rekonstrukcích objektů. 6. (upravené) vydání. CERM, s.r.o., Brno, 01/2015.
- [12] Matoušek M., Drochytka R.: Atmosférická koroze betonů, Informační kancelář pro stavebnictví, Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků, ISBN 80-902558-0-9, Praha, 1998.
- [13] Zich M., Bažant Z.: Plošné betonové konstrukce, nádrže a zásobníky. CERM Brno 2010, ISBN 978-80-7204-693-5.
- [14] Zich M., Bažant Z.: Montované betonové konstrukce. CERM Brno 2018, ISBN 978-86-7204-893.
- [15] Sicha J., Střešní prefabrikované desky, bakalářská práce, VUT FAST Brno, 2018.

#### **Kontakt**

Všichni autoři: VUT v Brně, FAST, Ústav betonových a zděných konstrukcí

## METODIKA MĚŘENÍ PORUCH PANELOVÝCH DOMŮ

### METHODOLOGY OF MEASUREMENT OF PANEL HOUSE FAILURE

Petr Cikrle<sup>1</sup>, Sabina Hübllová<sup>1</sup>,  
Zuzana Oščatková<sup>2</sup>, Veronika Singrová<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

<sup>2</sup> Statutární město Brno, Úřad městské části Brno-Židenice

**Anotace:**

*Příspěvek pojednává o způsobu monitorování poruch panelových domů. Pohyby objektu jsou měřeny jednak pomocí příložného dilatometru typu Hollan (měření změny šířek trhlin a spár), jednak pomocí nivelace podlah.*

**Annotation:**

*This article describes how to monitor panel house faults. Object movements are measured by a Hollan deformer (used to measure changes in crack widths and joints) and by floor leveling.*

**Klíčová slova:**

*Panelový dům, porucha, trhlina, pokles, posun, měření.*

**Keywords:**

*Panel house, failure, crack, drop, shift, measurement*

## 1. Úvod

Panelové domy postavené ve druhé polovině 20. století tvoří významnou část bytového fondu v České republice. Ačkoliv jsou považovány za prakticky nezníčitelné, v průběhu jejich užívání se ukázalo, že řada z nich byla postavena s vadami, které se časem přeměnily v poměrně výrazné poruchy. Jedním z příkladů výrazně porušených panelových domů je i trojice čtyřpodlažních domů na ulici Krásného v Brně. Poruchy těchto domů zkolaudovaných v roce 1962 se projevily již před 35 lety, poté byly dokonce částečně sanovány. Změna klimatických podmínek v posledních třech letech doprovázená výrazným vysoušením půdy však způsobila, že došlo k porušení rovnováhy v podloží objektů a opětovnému rozvoji poruch. Jelikož se jedná o jev obecnějšího charakteru, který se týká prakticky všech typů objektů, bude tento příspěvek zaměřen hlavně na metodiku monitorování poruch a měření posunů v trhlinách stavebních objektů.

## 2. Metodika měření trhlin v nosných konstrukcích stavebních objektů

### 2.1. Příčiny vzniku trhlin

Při procesu porušování vznikají v konstrukcích lokální poruchy, zejména trhliny. Vzhled trhlin, jejich tvar, rozměry, vzájemná poloha a průběh vedou ke zjištění příčin jejich vzniku. Spolupůsobení většího počtu příčin obvykle znesnadňuje správnost posouzení. Poloha a směr trhlin závisí na pevnosti jednotlivých částí nosných konstrukcí, na stavu napjatosti, na celkových posunech objektu. Speciálně u panelových budov hraje velkou roli provedení styků panelů.

Při průzkumu porušených objektů se nejprve provádí prohlídka exteriéru i všech vnitřních prostor v budově po jednotlivých podlažích. V případě panelových budov je vnější prohlídka prakticky znemožněna vlivem zakrytí panelů zateplovacími systémy, a proto je o to důležitější prohlídka vnitřních prostor. Zde se vyšetří a zakreslí trhliny zjištěné ve spárách mezi panely (vodorovných i svislých), dále trhliny v podlahových a stropních konstrukcích, poruchy nenosných částí (např. sklepních kójí) a v neposlední řadě i deformace dveřních a okenních otvorů. Nelze pominout ani trhliny v obkladech v koupelnách a kuchyních (obklady na rozdíl od stěn nelze snadno opravit výmalbou). Pro přesné vyšetření trhlin a stanovení příčiny jejich vzniku je podle [1] třeba podrobnou prohlídkou stavby zjistit:

- současný stav trhlin (na materiálu nosné konstrukce, zbaveném omítek),
- vzájemné posunutí okrajů trhlin,
- původ trhlin podle charakteristických znaků (směr, vzájemná poloha, stav jejich okrajů, drcení materiálu),
- polohu trhlin, jejich průběh, délky, šířky a hloubky,
- jakou soustavu tvoří trhliny po celé výšce budovy, náhodný či systematický charakter,
- jakým způsobem se trhliny mění po výšce budovy, zda není budova průběžnými trhlami rozdělena na dvě nebo více částí,
- zda jsou trhliny stabilizované či nikoliv, tzn. jejich časovou proměnlivost (rozevírání, zavírání).

## 2.2. Přístroje pro měření přetvoření a trhlin

Pro měření posunů (průhyb, sedání, vodorovný posun) se používá celá řada měřicích přístrojů, sestávajících ze snímačů, měřidel a konstrukce pro jejich upevnění. Tenzometry používané pro měření trhlin jsou podle [2] založeny:

- na mechanickém principu;
- na optickém a mechanicko-optickém principu;
- na elektrickém principu.

Tenzometry mechanické a tenzometry strunové jsou vhodné pro dlouhodobá měření, zatímco tenzometry odporové pro krátkodobá měření. Při použití odporových tenzometrů pro dlouhodobá měření musí být systém měření i vlastní tenzometry upraveny.

Pro měření a kontrolu trhlin na stavbě se používají:

- lupa se stupnicí pro určení šířky a stavu okrajů trhlin;
- bodový reflektor nebo endoskop pro zjištění průběhu trhliny v hloubce zdi;
- měřicí mikroskop s nitkovým křížem;
- kontrolní sádrové destičky [3] (mají význam jen ve správném provedení);
- sestava terčů pro měření mechanickými sázcími tenzometry [4];
- strunové tenzometry určené pro sledování posunu v trhlíně [4];

Pro zjištění pohybu konstrukcí nebo jejich částí se mohou použít tyto metody geodetické metody, optická vlákna, měřická pásma a soupravy s invarovým drátem.

## 2.3. Účel měření posunů v trhlínách

Měření posunů v trhlínách stavebních konstrukcí je téměř vždy měřením relativním, prováděným od určitého data. Prakticky vždy dochází k určitému prodlení v měření trhlin od okamžiku jejich vzniku – nejprve musí dojít k uvědomění si jejich existence, dále k rozhodnutí o nutnosti měření (přesvědčení o závažnosti poruch), získání finančních prostředků, výběru dodavatele měření. Často se tak stává, že nejvýraznější pohyby objektu nejsou měřením vůbec zachyceny. I tak má ale monitorování smysl, neboť slouží jako podklad pro rozhodnutí o nutnosti a způsobu statického zajištění objektu.

Účelem měření trhlin je určení jejich šířky, změn této šířky v čase a velikosti vzájemných posunů části konstrukce po obou stranách trhliny (spáry) v čase. Měřit posuny objektů je zapotřebí vždy, očekává-li se vliv stavební činnosti na stav, funkci a bezpečnost stavby. Pokud se to týká i okolních stavebních objektů, měly by se měřit posuny i těchto objektů. Dále se měří tehdy, objeví-li se poruchy užívaného stavebního objektu nebo lze-li očekávat jeho posuny vlivem přetížení nebo odlehčení základové půdy v okolí, změnou hladiny podzemní vody, změnou vlhkostních poměrů, poddolováním, apod. Na základě poznatků, získaných při měření trhlin stavebních objektů, byla zpracována metodika měření posunů v trhlínách konstrukcí. Osnova návrhu vychází z geodetické normy ČSN 73 0405 [5].

## 2.4. Projekt měření posunů v trhlinách

Pro každý stavební objekt (nebo skupinu objektů), jehož posuny se mají měřit, má být vypracován projekt měření posunů [4], ve kterém se uvedou zejména:

- účel a druh měření (etapová, periodická, kontinuální);
- údaje o geologických, geotechnických a hydrogeologických poměrech a vlastnostech základové půdy (provedení průzkumů nebo převzetí údajů);
- stručné údaje o způsobu založení, funkci a zatěžovacím postupu stavební konstrukce;
- hodnoty očekávaných posunů vypočítané v projektové dokumentaci (poklesy základové půdy, průhyby vodorovných nosných konstrukcí, apod.);
- požadovaná přesnost měření s ohledem na očekávanou velikost posunů;
- metody měření s rozbohem nejistot měření;
- způsob označení a zajištění bodů měřickými značkami, druh a rozmístění pozorovaných a vztažných bodů (situace, řezy), způsob osazení (stabilizace) měřických značek a jejich ochrany proti poškození nebo zničení;
- časový plán měření u etapových a periodických měření nebo intervaly záznamu u kontinuálních měření, popř. zásady pro změnu časového plánu v závislosti na průběhu posunů a podmínky ukončení měření;
- způsob matematického a grafického zpracování a vyjádření výsledků měření a jejich interpretace z hlediska prokazatelnosti posunů, z hlediska zakládání staveb, apod.

## 2.5. Časový průběh měření posunů v trhlinách

Časový průběh měření se řídí druhem základové půdy, rychlostí postupného zatěžování základové půdy a namáhání konstrukce, průběhem posunů a přetvořením v předcházejících etapách, vnějšími vlivy na staveništi a v jeho okolí, rychlostí změn teploty, změnou dynamického zatížení při provozu strojů, dopravy, seismicity apod. Četnost měření by měla odpovídat velikosti předpokládaných posunů a přesnosti měření. Minimální doba sledování u staveb má být 1 rok (lépe však s přesahem minimálně dalších 3 měsíců). Po této době lze statisticky vyhodnotit vliv měnících se klimatických podmínek, např. teploty ovzduší a teploty konstrukce. Pro stanovení prognózy vývoje posunů v trhlině je zapotřebí doba měření ještě delší.

Stanovení časového intervalu mezi etapami měření vychází z ovlivnění trhliny měnící se teplotou v průběhu jednoho roku. Protože značná část trhlin v nosných konstrukcích má „pulsující“ charakter (šířka se mění s teplotou), je nutné, aby měření zachytilo zejména extrémní hodnoty posunů pro stanovení amplitudy vratných posunů vlivem teploty. Minimální četnost měření by měla být 9 etap za rok. V případě, že dojde k zásahu do konstrukce, který má okamžitý vliv na chování trhliny (např. sepnutí objektu, provedení injektáže základů, apod.), zkrátí se interval měření nebo se přejde na měření kontinuální.

Výpočty hodnot posunů a přetvoření pozorovaných bodů musí následovat ihned po měření. Jestliže se při výpočtech zjistí neočekávané hodnoty posunů, musí následovat opatření k zajištění bezpečnosti či provozu stavby. Spolu s měřením posunů je vždy nutné měřit teplotu konstrukce na každém měřicím místě zvlášť a sledovat údaje o denních teplotách ovzduší v dané oblasti [4].

## 2.6. Vyhodnocení měření posunů v trhlinách

Pro vyhodnocení výsledků měření je důležité přesně specifikovat polohu trhliny, odtržených částí nosné konstrukce a polohopis měřících základů. Naměřené hodnoty posunů je třeba analyzovat z hlediska míry ovlivnění teplotou a jinými vlivy (tzv. denní periodicitu, roční periodicitu, závislost na prováděných pracích či průběhu zatěžování apod.). Výsledkem měření je jednak velikost trvalého posunu v trhlině za sledované období (zpravidla 1 roku), a jednak velikost vratného posunu způsobeného ostatními vlivy, zejména teplotou. Výstupem měření musí být zhodnocení statické závažnosti sledovaných poruch.

## 3. Měření prováděná na panelovém domě

### 3.1. Měření trhlin pomocí Hollanova deformometru

Měření posunů v trhlinách a spárách panelového domu na ulici Krásného v Brně je realizováno pomocí mechanického příložného Hollanova deformometru. Principem je měření rozdílu vzdáleností mosazných terčů osazených přes trhliny a rozevřené spáry v panelech ve vzdálenosti přibližně 200 mm.



*Obr. 1 Pohled na sledovaný panelový dům na ulici Krásného v Brně.*

Existuje několik způsobů osazení terčů:

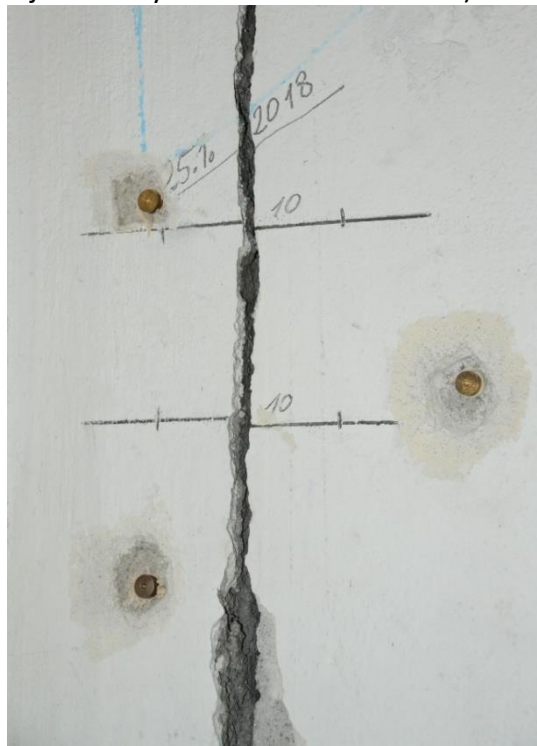
- Liniové – měříme kolmo na trhlinu pouze její rozevírání nebo zavírání – viz obr. 2.
- Trojúhelníkové (rovnostranný trojúhelník viz obr. 3) – měříme posuny v rovině a současně toto uspořádání umožňuje korelovat výsledky o chyby způsobené teplotními vlivy.



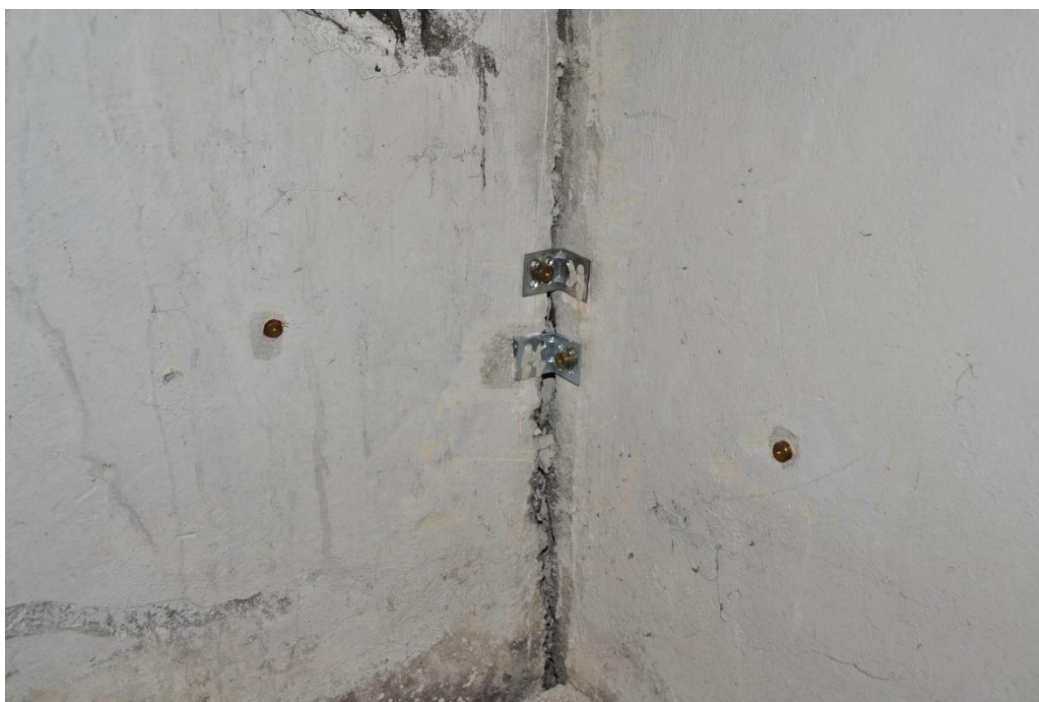
- Rohové – díky terči osazenému na úhelníku měříme odklon panelu v rohu místnosti (buď v jednom směru, anebo ve dvou navzájem kolmých směrech – viz obr. 4).



Obr. 2 Hollanův přiložený deformetr při měření vodorovné spáry na jednoduché základně

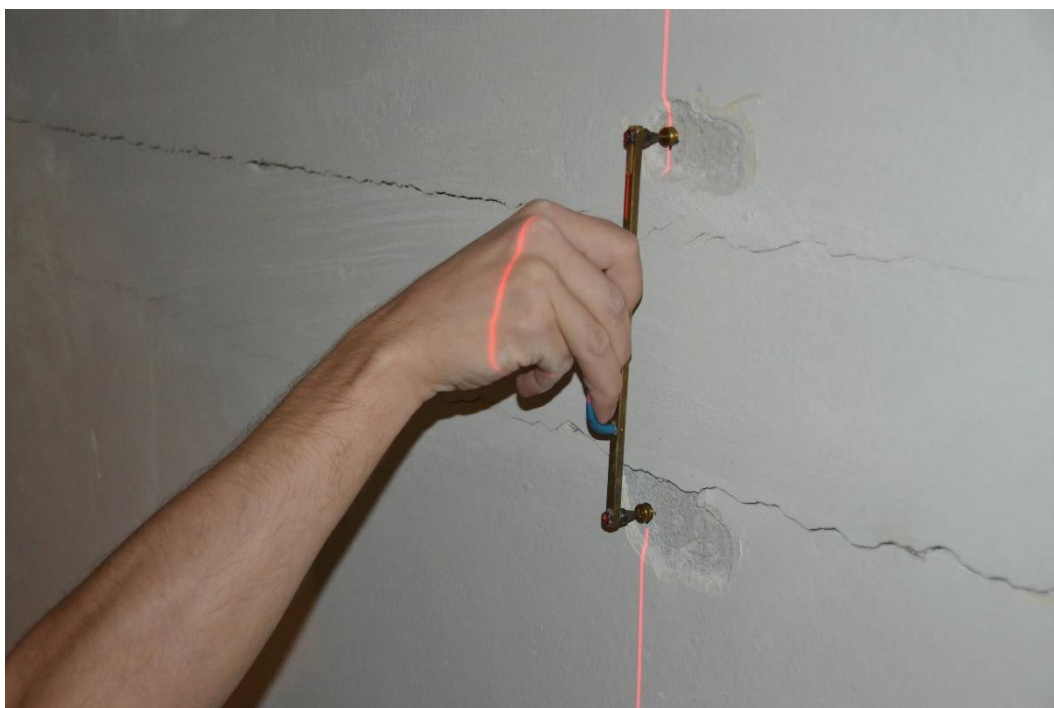


Obr. 3 Měřící místo se třemi základnami tvořícími rovnostranný trojúhelník



Obr. 4 Dvojice rohových základen pro měření odklonu panelu v rohu místnosti ve dvou navzájem kolmých směrech.

Mechanický příložný deformetr je osazen digitálním nebo analogovým úchylkoměrem s citlivostí 0,001 mm. Při použití etalonu z invaru a uspořádání základen do tvaru rovnostranného trojúhelníka s jednou neporušenou základnou se jedná vlastně o autokalibrační měření. Osazení měřících bodů se provádí s ohledem na požadavek trvanlivosti, souvisejících s délkou měření, podmínkami a zejména přístupností měřících základen pro veřejnost. V tomto případě byly měřící body z mosazi připevněny přímo na beton panelů (po odstranění omítky) pomocí dvousložkového lepidla X - 60. Při osazení měřících bodů bylo dbáno na dodržení jejich přesně svislého a vodorovného umístění. K tomu byl použit křížový laser FatMax – viz obr. 5.



*Obr. 5 Osazování měřících bodů, přesnost osazení (v tomto případě svislá poloha) kontrolována křížovým laserem FatMax.*

Základní délka invarového etalonu Hollanova deformetru je 200 mm při 20°C, této délce odpovídá čtení úchylkoměru na etalonu  $E_n$ . Délka základny  $l_o$  ( $a_o$ ,  $b_o$ ,  $c_o$ ) v mm při počátečním měření je dána vztahem:

$$l_o = l_E - H_o + E_o + \Delta l_{Eo}$$

Délka základny  $l_n$  ( $a_n$ ,  $b_n$ ,  $c_n$ ) v mm při n-tém měření se vypočítá ze vztahu:

$$l_n = l_E - H_n + E_n + \Delta l_{En}$$

kde  $l_E$  je nominální délka etalonu (200 mm při 20°C);

$E_o$  ( $E_n$ ) je čtení úchylkoměru při počátečním (n-tém) měření etalonu, v mm;

$H_o$  ( $H_n$ ) je čtení úchylkoměru při počátečním (n-tém) měření základny, v mm;

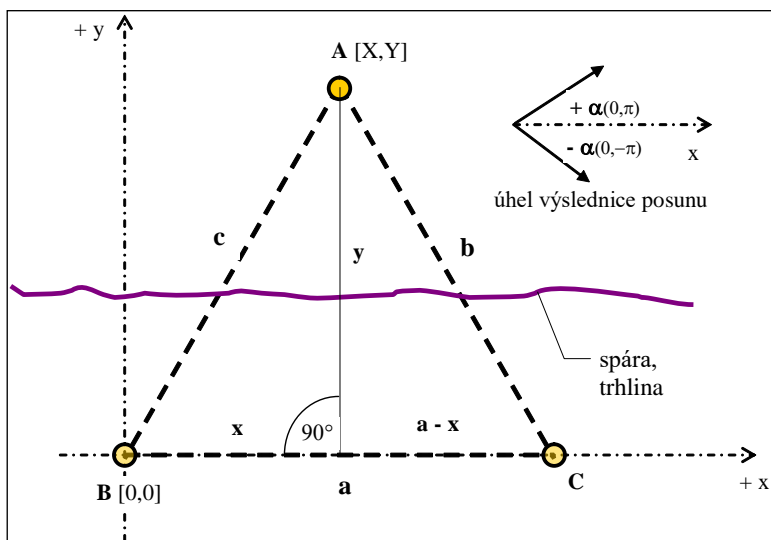
$\Delta l_{Eo}$  ( $\Delta l_{En}$ ) je korekční člen na teplotu při počátečním (n-tém) měření etalonu, v mm;

Poznámka: Při použití etalonu z invaru je možné korekční členy zanedbat.

Pro hodnocení posunů panelů není rozhodující délka základny, ale rozdíly zjištěné při měření vzhledem k počátečnímu stavu (popřípadě vzhledem k předcházejícímu měření). Celková změna délky základny  $\Delta l$  v mm vzhledem k počátečnímu stavu je dána vztahem:

$$\Delta l = l_n - l_0 = E_n - E_0 - H_n + H_0$$

Pokud se měří na třech základnách uspořádaných do tvaru rovnostranného trojúhelníka (viz obr. 6), lze pomocí trigonometrických funkcí vypočítat souřadnice  $x$  a  $y$  bodu, jehož posun ve zvolené souřadnicové soustavě sledujeme. Z podrobného metrologického rozboru všech nejistot, ovlivňujících měření Hollanovým deformetrem, byla stanovena celková nejistota měření celkové délky základny  $\Delta l$  hodnotou  $u = \pm 0,015$  mm. Uvedená hodnota nejistoty měření platí pouze při dodržení všech zásad správného měření.



*Souřadnice vrcholů  
trojúhelníku:*

$$A [x,y], B [0,0], C[0,a]$$

$$x = \frac{a^2 - b^2 + c^2}{2a}$$

$$y = \sqrt{c^2 - x^2}$$

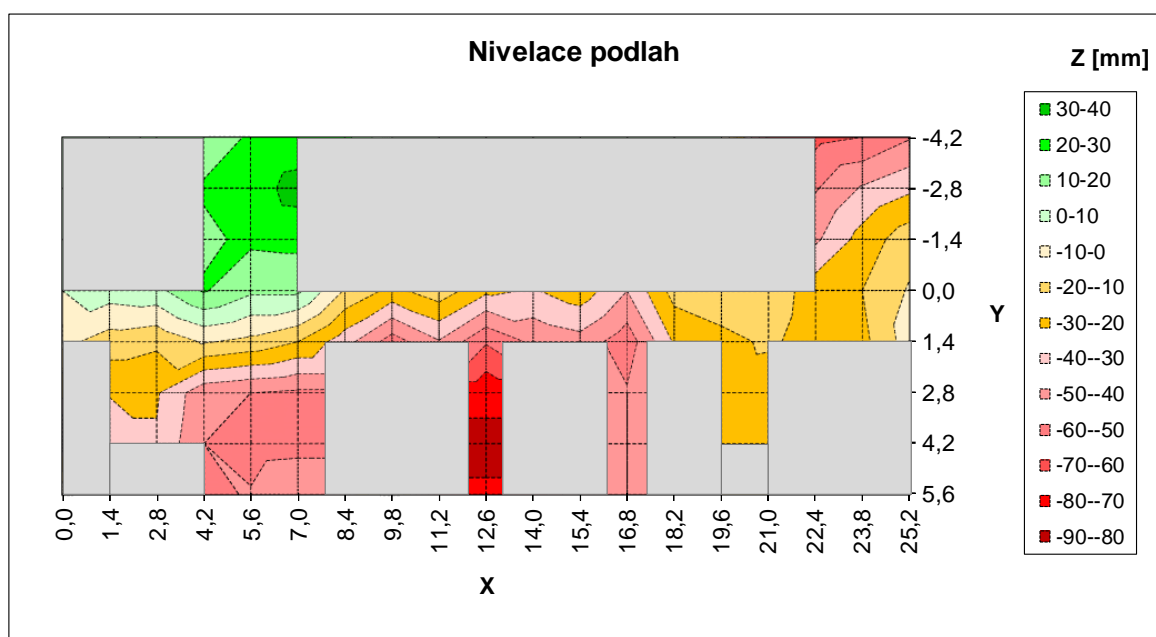
*Obr. 6 Měřící místo, kde tři základny tvoří rovnostranný trojúhelník, bod A nahoře*

Shrneme-li postup vyhodnocení výsledků měření, pak z hodnot naměřených na snímači (např. číselníkovém úchylkoměru) přístroje vypočteme délky jednotlivých základen a z nich následně souřadnice bodu A ve zvolené souřadnicové soustavě  $xy$ . Posuny bodu A lze znázornit v polohovém grafu nebo pro každý směr posunu zvlášť v závislosti na čase.

### 3.2. Měření poklesů objektu

Ačkoliv je podle charakteru poruch zřejmé, že objekt v minulosti nerovnoměrně sedal (a zřejmě doposud sedá), nebylo zde v minulosti provedeno žádné měření sedání. Měření poklesů bylo tedy provedeno nyní, a to s pomocí laserového samonivelačního kříže FatMax a skládací třímetrové skládací nivelační latě. Měření bylo komplikované z důvodu členitosti suterénních místností a jejich částečné nepřístupnosti. Proto byly měřeny zejména chodby a

vstupní prostory. Výsledky měření relativních výšek podlahy v suterénu domu Krásného 2 a 4 jsou uvedeny na obr. 7. Samozřejmě výšky není možné porovnat z původním stavem, ovšem při předpokladu alespoň základního dodržení geometrické přesnosti ve výstavbě ukazuje toto měření, kde došlo k největšímu sedání



Obr. 7 Výsledky měření relativních výšek podlah v suterénu domů Krásného 2 a 4. Rozdíl minimální a maximální výšky podlah dosahuje 130 mm, což potvrzuje značné nerovnoměrné sedání objektu. Největší spád byl zjištěn u nejvíce poškozeného vchodu Krásného 4 (vlevo).

#### 4. Závěr

Cílem příspěvku bylo představit metodiku měření posunů v objektu panelového domu. Měření výšek podlah potvrdilo, že v minulosti došlo ke značnému nerovnoměrnému sedání objektu. Měření posunů v trhlinách na 30 osazených základnách je teprve v počáteční fázi. To by mělo prokázat, zda k sedání dochází i nadále. Výsledky měření budou důležitým podkladem pro rozhodnutí o způsobu sanace objektu.

#### Poděkování

Tento příspěvek vznikl za finanční podpory projektu LO1408 AdMaS UP – Pokročilé materiály, konstrukce a technologie, podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky v rámci Národního programu udržitelnosti I.

## Literatura

- [1] PUME, D., ČERMÁK, F. a kol.: *Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí*, Praha, Arch 1998
- [2] Schmidt, P. a kol.: *Základy zkušebnictví*, skriptum VUT FAST Brno, CERM 2001
- [3] Bažant, Z., Klusáček, L. *Statika při rekonstrukcích objektů*. Skriptum VUT v Brně FAST, CERM Brno, 2002.
- [4] Cikrle, P. *Diagnostika poruch staveb – dlouhodobé sledování trhlin ve zdivu a měření posunů*. Disertační práce, VUT v Brně FAST, 2002.
- [5] ČSN 73 0405 Měření posunů stavebních objektů.

## Kontakt

Doc. Ing. Petr CIKRLE, Ph.D., mail: petr.cikrle@vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. SABINA HÜBLOVÁ, mail: 157411@vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. ZUZANA OŠČATKOVÁ, mail: oscatkova@zidenice.brno.cz, Statutární město Brno, Úřad městské části Brno-Židenice, Gajdošova 7, 615 00 Brno.

Mgr. VERONIKA SINGROVÁ, mail: singrova@zidenice.brno.cz, Statutární město Brno, Úřad městské části Brno-Židenice, Gajdošova 7, 615 00 Brno.

## DIAGNOSTIKA DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ A JEJÍ METODY PRO HODNOCENÍ DŘEVĚNÝCH PRVKŮ

## DIAGNOSIS OF WOODEN STRUCTURES AND ITS METHODS FOR EVALUATION OF WOOD ELEMENTS

**Pavel Černý, Věra Heřmánková**

Ústav stavebního zkušebnictví, FAST, VUT v Brně

**Anotace:**

*Současná doba v České republice přináší řadu diagnostických problémů, a proto je v současné době diagnostika velmi využívaným oborem pro posuzování konstrukcí. Jinak tomu není ani u dřevěných konstrukcí. V příspěvku jsou představeny skupiny diagnostických metod používané pro diagnostiku dřevěných prvků zabudovaných do konstrukce, které jsou rozděleny podle invazivnosti (nedestruktivní, semi-destruktivní a destruktivní). U každé skupiny jsou jmenovány metody, které náležitě skupině připadají a jejich stručný popis.*

**Annotation:**

*The present time in the Czech Republic brings a number of diagnostic problems and therefore the diagnostics is currently a widely used field for structural assessment. Otherwise, this is not the case with wooden structures. The paper presents groups of diagnostic methods used for diagnostics of wooden elements built into the structure, which are divided according to invasiveness (non-destructive, semi-destructive and destructive). For each group, the methods that are appropriate to the appropriate group and their brief description are named.*

**Klíčová slova:**

*dřevo, dřevěné prvky, dřevěné konstrukce, diagnostika, diagnostické metody*

**Keywords:**

*wood, wooden elements, wooden structures, diagnostics, diagnostic methods*

## 1. Úvod do diagnostiky dřevěných konstrukcí

Pro zjištění stavu dřevěných konstrukcí je ve stavebnictví využívána diagnostika dřevěných částí, které jsou zabudovány do staveb. Diagnostiku dřevěných staveb ovlivňuje spousta podmínek a předpisů.

Po materiálové stránce je dřevo trvanlivým materiálem, naopak v nepříznivém prostředí může docházet k jeho degradaci. Diagnostika dřeva je prováděna za situace, je-li v plánu změna užívání konstrukce (souvisí se změnou zatížení), dojde-li k porušení dřeva/konstrukce, dojde-li ke snížení únosnosti vlivem provedení nepatřičné údržbářské nebo preventivní práce v průběhu užívání konstrukce nebo také při špatném či neodpovídajícím užívání konstrukce. Diagnostika dřevěných konstrukcí má stanovený postup, kterého by se měla držet. Tento postup vychází z těchto předpokladů:

- 1) Příprava podkladů
- 2) Předběžný vizuální průzkum – základní průzkum, předběžná zpráva
- 3) Upřesnění požadavků projektanta – podrobný průzkum, diagnostická zpráva
- 4) Doporučení pro opravy a údržbu.

Metody pro diagnostiku dřevěných konstrukcí mohou být:

- nedestruktivní (zcela neinvazivní metody);
- semi-destruktivní (částečně invazivní metody);
- destruktivní (zcela invazivní metody). [1]

## 2. Nedestruktivní (neinvazivní) diagnostické metody

Je známo spousta nedestruktivních (neinvazivních) metod pro diagnostiku, které se v současné době využívají pro zjištění stavu dřevěných konstrukcí. Neinvazivní zjišťování stavu konstrukcí jsou nejčastěji užívané metody. Neinvazivní metody mohou být na diagnostikované konstrukci použity v neomezeném množství. Velmi hojně jsou využívány pro historické dřevěné konstrukce. Tyto metody mají také výhodu v tom, že většinou nejsou cenově náročné. Patří mezi ně:

- a) Vizuální hodnocení;
- b) Měření vlhkosti dřeva;
- c) Měření rychlosti šíření ultrazvukových vln;
- d) Radiační metody. [2][3]

### 2.1. Vizuální hodnocení

Diagnostická metoda vizuální hodnocení je nejrozšířenější metodou, která se používá takřka při každém posuzování dřevěných konstrukcí. Vzhledem k náročnosti je velmi jednoduchá. Na základě vizuálního hodnocení je možné určit druh použitého dřeva, typ konstrukce, některé deformace, mechanické poškození, předchozí opravy a další. Vizuálně je také možné určit rozsah biotické degradace dřevěného prvku, ale i výskyt biotických škůdců, k jejichž identifikace může dojít na základě výletových otvorů, změny povrchu a prachu v blízkosti místa porušení. Na základě výsledků z vizuálního hodnocení dojde k určení následujících

diagnostických zkoušek. Metoda vizuálního hodnocení vychází především z odborného vzdělání a dosažených zkušeností člověka, který diagnostiku provádí. [2]

## 2.2. Měření vlhkosti dřeva

Hlavním principem měření vlhkosti dřeva je její vliv na některé vlastnosti dřeva. Vysoká vlhkost může způsobovat biotické poškození (výskyt hmyzu a dřevokazných hub). Měření vlhkosti dřeva je jednoduchá metoda, při které jsou získány výsledky okamžitě. Vlhkost dřeva se v průběhu času mění, je ovlivněna změnou relativní vlhkosti okolního vzduchu. Měření vlhkosti dřeva je nezbytnou součástí nedestruktivního hodnocení prvků. Vlhkost dřeva je dána obsahem vody ve dřevě a vypočítá se dle následujícího vzorce:

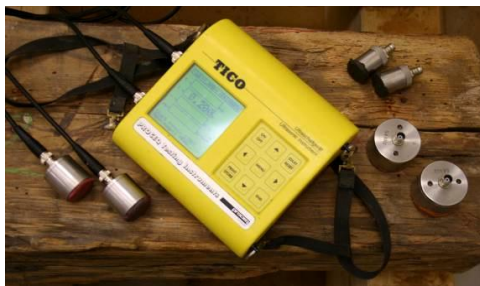
$$MC = \frac{m_W - m_0}{m_0} \cdot 100 [\%],$$

kde MC – vlhkost dřeva [%],  
 $m_W$  – hmotnost vlhkého dřeva [kg],  
 $m_0$  – hmotnost absolutně suchého dřeva [kg].

Existují dva způsoby určení vlhkosti dřeva – přímé a nepřímé, nejpřesnější přímou metodou se jeví gravimetrická metoda. Nepřímé metody měření, které využívají elektrických vlastností dřeva, dělíme na odporové a dielektrické. Příruční vlhkoměry dělíme dle principu jejich práce – odporové, kapacitní, absorpční, mikrovlnné a jiné. Nejčastěji je v praxi používán odporový vlhkoměr. [1][2]

## 2.3. Měření rychlosti šíření ultrazvukových vln

Jednou z nejvyužívanějších diagnostických metod při zjišťování stavu konstrukce je měření rychlosti šíření ultrazvukových vln. Tato metoda je zcela nedestruktivní, jednoduchá a její výhodou je okamžitý zisk výsledků. Ultrazvukové vlny dosahují frekvencí nad 20 000 Hz. Pro měření jsou využívány obvykle dvě sondy – budič ultrazvukového signálu, snímač ultrazvukového signálu. Budič vydává frekvenci až 500 000 Hz. Měří se rychlost šíření ultrazvuku dřevěným prvkem. Méně přesných měření je dosaženo u prvků, které dosahují větší rozměry. Mezi sondami dochází k větší vzdálenosti a na základě toho jsou využívány nižší frekvence.



Obrázek 1.: Přístroj TICCO pro měření rychlosti šíření ultrazvukových vln [2]



Mnoho činitelů ovlivňuje rychlost ultrazvuku v dřevěném prvku, kde mezi tyto činitele patří především druh dřeva, vlastnosti a hustota dřeva, tuhost, ale hlavní vliv má orientace vláken. Jednoznačně větší rychlosti dosahuje ultrazvuk při měření ve směru podél vláken, nižší je ve směru kolmo na vlákna. Měření ve směru podél vláken je při diagnostice in-situ velmi náročné vzhledem k uspořádání prvků, obvykle je to až nemožné. K ovlivnění rychlosti může dojít hlavně na základě zvýšené vlhkosti dřeva, dále pak z důvodu výskytu suků, prasklin a jině. Rychlost šíření ultrazvukových vln je stanovena ze vztahu:

$$v = \frac{l}{t} [m \cdot s^{-1}],$$

kde  $v$  – rychlost šíření ultrazvuku [ $m \cdot s^{-1}$ ],  
 $l$  – vzdálenost mezi dvěma sondami [m],  
 $t$  – čas šíření [s].

Mezi používané diagnostické přístroje pro měření rychlosti ultrazvukových vln se využívají například následující přístroje: Arborsonic Decay Detector, Pundit, Fakopp Ultrasonic Timer, Sylvatest a Tico. [1][2][4]

## 2.4. Radiační metody

Radiační diagnostické metody jsou metody, jejichž princip spočívá v ionizujícím záření. Do skupiny těchto metod patří radiometrie a radiografie, které jsou nedestruktivní metody a jsou využity velmi hojně při diagnostice historických prvků. Náročnost je kladena pouze na bezpečnostní opatření. [1][2][3]

### 2.4.1 Radiometrie

Radiometrie je diagnostickou metodou, která má dva základní principy – průchod a zeslabení gama záření nebo rozptyl gama záření, které prochází diagnostikovaným prvkem. Jedná se o měření objemové hmotnosti a vlhkosti, aniž by došlo k poškození materiálu (nedestruktivní metoda). Nejčastěji využívaný vhodný radioaktivní zářič je např. Cesium 137, jako detektory záření jsou použity Geiger – Müllerovy počítače částic nebo scintilační detektory. Detektory jsou pro vyhodnocení výsledků spojeny s vyhodnocovací jednotkou.

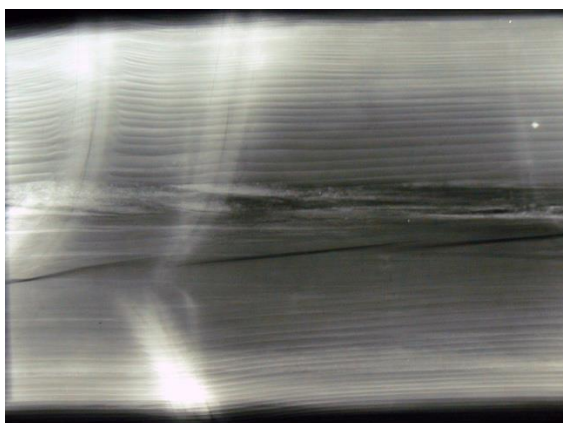
Výsledky měření jsou definovány v jednotkách kilogram na metr krychlový ( $kg \cdot m^{-3}$ ). Samotným výsledkem je brána četnost impulsů za časovou jednotku. Četnost impulsů musí být následně převedena na objemovou hmotnost pomocí kalibrační křivky.

Metoda zeslabení záření gama má hlavní princip u zeslabení záření při průchodu měřeným materiálem, které je závislé na objemové hmotnosti. Zdroj záření a detektor jsou umístěny na protilehlých stranách. Tato metoda nám dává velmi přesné výsledky.

Metoda rozptylu gama záření způsobuje rozptýlení záření v materiálu, které je zaznamenáváno detektorem (tzv. Comptonový efekt). Oproti předchozí metodě jsou zdroj záření a detektor situovány na stejné straně měřeného prvku. Mezi nimi je umístěna stínící vrstva, která je tvořena materiálem s velmi vysokou hustotou. [2][3]

## 2.4.2 Radiografie

Princip fungování radiografie je skoro totožný s principem radiometrie. Rozdíl mezi těmito metodami je pouze v tom, že míra zeslabení po průchodu materiálem je plošně graficky zaznamenávána na radiografickém filmu. Tento radiografický film je následně vyvolán a dojde k vyobrazení vnitřní struktury monitorovaného místa. Místa, kde je dosaženo vyšší hustoty, se na vyvolaném filmu projevují nižším zčervenáním. Vyšší hustoty dosahuje zdravé dřevo, u poškozeného dřeva dojde k opačnému jevu než u zdravého dřeva. Filmy poskytují výsledky, na kterých jsou viditelné struktury a také vady prvků. Jedná se také o nedestruktivní metodu. [2][3]



Obrázek 2.: Radiogram masivního jedlového trámu [1]

## 3. Semi-destruktivní (částečně invazivní) diagnostické metody

Mezi semi-destruktivní diagnostické metody patří metody, při kterých je diagnostikovaný materiál velmi málo a konstrukčně nezávadně poškozen. Zde jsou obsaženy následující metody:

- Odporové zarážení trnu
- Odporové mikrovrtání
- Odporové zatlačování trnu
- Vytahování vrutu
- Zkoušení radiálních vývrtů
- Zkoušení tahových mikrovzorků
- Endoskopie [1]

### 3.1. Odporové zarážení trnu

Metoda odporového zarážení trnu je řazena do částečně invazivních metod z důvodu malého poškození při testování. Při diagnostice in-situ je poškození prakticky zanedbatelné. Přístroj, který je pro tuto diagnostickou metodu nejčastěji používán, se nazývá Pilodyn 6J Forest. Dochází k měření hloubky zarážení pomocí trnu s průměrem 2,5 mm a délkou 40 mm. Trn je vystřelen pružinou do diagnostikovaného dřeva při konstantní zarážecí energii 6J. Hloubka

zaražení trnu je odečtena na stupnici a na základě odečtené hloubky je možné odhadnout poškození prvku.

Pro zjištění hustoty konstrukčního dřeva, která vychází z měření vlhkosti a hloubky vniku trnu, se používají následující vztahy:

$$\begin{aligned}\rho_{12} &= -0,027102 \cdot t_{p,12} + 0,727987 \\ t_{p,12} &= t_p(1 - 0,007 \Delta w) \\ \Delta w &= w - 12,\end{aligned}$$

kde  $\rho_{12}$  – hloubka dřeva při vlhkosti 12% [g·cm<sup>-3</sup>],  
 $t_{p,12}$  – hloubka zaražení trnu do dřeva o vlhkosti 12% [mm],  
 $t_p$  – hloubka zaražení trnu do dřeva o známé vlhkosti [mm],  
 $w$  – vlhkost dřeva v době měření [%].



Obrázek 3.: Příklad přístroje Pilodyn 6J používaný při měření [1]

Měření hloubky zaražení trnu se používá jako doplněk k ultrazvukovým měřením, ovšem je důležité znát hustotu dřeva. Průběh penetrace musí být v radiálním směru z důvodu střídání letokruhů, je-li tomu jinak, výsledky mohou být nepřesné. Vliv na výsledky má také změna vlhkosti, proto je nutné provést korelaci vlhkosti. [1][3]

### 3.2. Odporové mikrovrtání

Hlavním principem této metody je zjištění mechanického odporu, kterého materiál při vrtání dosahuje. K vrtání jsou používány wolframové vrtáky, které mají průměr v rozmezí 1,5 – 3,0 mm. Na odporové mikrovrtání může být ze zařízení použit přístroj Resistograph 2450-S nebo také RESIF400. Odporové vrtání poskytuje přehled, do jaké míry je u diagnostikovaného prvku vnitřní poškození. Diagnostické zařízení má dva motory, z čehož jeden zajišťuje konstantní posun [30 cm·min<sup>-1</sup>] a druhý se stará o neměnnost otáček [6 000 ot·min<sup>-1</sup>]. Spotřeba energie je závislá na materiálu, především na jeho hustotě.



Obrázek 4.: Příklad pro odporové mikrovrtní – RESIF 400 [1]

Výsledkem měření je grafický záznam (tzv. dendogram), který může být ve formě elektronického uložení v počítači a následně je vhodným programem zpracován nebo může být zaznamenán na papírové pásce. Vyšší bodu v grafickém záznamu vyjadřují vyšší odpor a tedy i vyšší hustotu, u nejnižší položených bodů je to opačně.

Je vhodné provést více vrtů pro přesnost výsledků nebo doplnit jiným diagnostickým měřením. Jestliže se liší vrtací odpor, může mít konstrukce různé stupně poškození. Odporové mikrovrtní se hodí pro diagnostiku zabudovaného dřeva. Nejvhodnější směr odporových vrtů je radiální směr (z důvodu střídání jarního a letního dřeva). Je to metoda, která je také závislá na vlhkosti dřeva. [1][2][5]

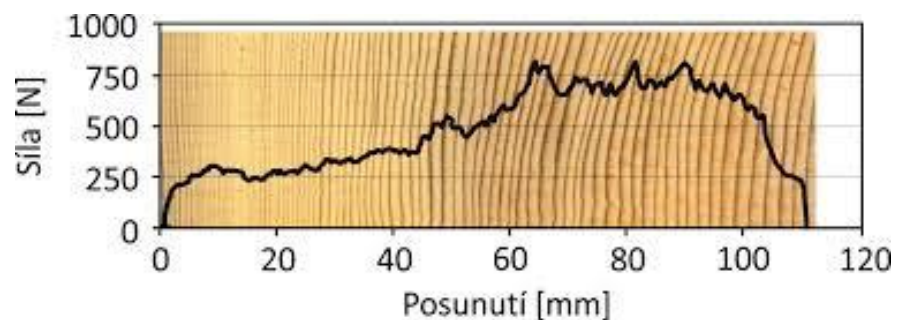
### 3.3. Odporové zatlačování trnu

Přístroj na odporové zatlačování trnu byl konstruován ve spolupráci s Ústavem teoretické a aplikované mechaniky AV ČR a s Ústavem nauky o dřevě Mendelovy univerzity v Brně. Tento přístroj slouží ke stanovení mechanického odporu proti pozvolnému vnikání tělesa do dřevěného prvku. Existuje několik možností, kterými je těleso přístroje upevněno na měřeném prvku, např. textilní popruh, opásání, pomocí válečkového řetězu a pomocí spojovacích vrtů.

Ozubený hřeben je poháněn ozubeným kolem přitom je trn pozvolna vtlačován do dřevěného prvku. Působící síla při zatlačování je průběžně zaznamenávána a je vázána k měřené délce. V průběhu měření je současně počítána práce [N.mm], délka vniku [mm], čas posuvu trnu [s] a max. a min. síla [N]. Klíčovým parametrem pro hodnocení zjišťovaného mechanického odporu je vypočtená průměrná síla, která je nutná pro zatlačení trnu.



Obrázek 5.: Příklad pro zatlačování trnu [2]



Obrázek 6.: Záznam síly vztahovaný k posunu trnu při měření na dřevě borovice [1]

Odpor při zatlačování trnu je ovlivněn mnoha faktory, mezi které patří: druh diagnostikovaného dřeva, hustota a kvalita dřeva, velký vliv má vlhkost. Dalšími zkreslujícími faktory výsledků jsou suky, trhliny a cizí tělesa, proto je dobré vyhnout se místům s těmito problémy. Měření je provedeno v radiálním směru. [2][6]

### 3.4. Vytahování vrutu

Metoda vytahování vrutu patří do částečně invazivních metod. V diagnostice poskytuje odhad pro hustotu dřeva, smykovou pevnost nebo pevnost v ohybu. Mohou být pro měření použity běžně dostupné samořezné vruty do dřeva. Zkoušky vytažení vrutů jsou realizovány na více místech, vlastnosti diagnostikovaných prvků jsou určeny průměrnými hodnotami.

U zabudovaného dřeva má velký význam pro hodnocení odhad pevnosti, pro odhad pevnosti je patřičný parametr modul pružnosti. Pro výpočet modulu pružnosti je nutným parametrem hustota dřeva. Firma Fakopp vyrábí přístroje pro vytahování trnu. Lze vytahovat i pomocí alternativního přístroje pro zatlačování trnu. Výsledkem měření při vytahování vrutu je stanovení hustoty nepoškozeného dřeva. Stejně jako u předchozích metod je vhodná kombinace s ostatními diagnostickými metodami.



*Obrázek 7.: Přístroj pro vytahování vrutu [2]*

Vruty musí jít skrz měřený prvek čistě radiálním směrem, jinak je měření ovlivněno. Měření touto metodou je zdoluhavé a jsou odhadovány vlastnosti nepoškozeného dřeva na jeho povrchu. Velikost síly, která je zaznamenávána při vytahování vrutu, je závislá na druhu dřeva, jakosti a hustotě dřeva a jako u většiny metod vlhkostí dřeva. Výsledky značně zkreslují vady dřeva, do kterých patří suky, trhliny a jiné. [1][2]

### 3.5. Zkoušení radiálních vývrtů

Jedná se o semi-destruktivní zkoušku na základě měření na velmi malých vzorcích. Vzorky, které jsou použity na zkoušení radiálních vývrtů, mají válcovitý tvar, jsou odebrány ze zdravé části prvku a je u nich stanovována pevnost a modul pružnosti v tlaku podél vláken (radiální směr). Jejich průměr činí 4,8 mm, délka vývrtu je minimálně 20 mm a otvor prvku je 10 mm.



Obrázek 8.: Sada vybavení pro odběr radiálního vývrtnu [1]

Odběr vývrtnů je prováděn elektrickou nebo ruční vrtačkou se speciálním vrtákem, u které je zabezpečena konstantní rychlost, aby nebyly poškozeny vzorky. Vzorek vyvrtaný ostrým a čistým vrtákem je do laboratoře přepraven ve schránce, která zabrání poškození vzorku a změně vlhkosti. V laboratoři jsou vzorky destruktivně testovány na pevnost v tlaku podél vláken. Vzorek je umístěn do čelistí s drážkami a následně je zatěžován tlakem kolmo na osu vývrtnu, kdy dochází k deformaci vzorku. Umístění vývrtnu je rozhodující pro vyhovující určení pevnosti, kdy dřevo má největší pevnost podél vláken. Do pracovního diagramu je zaznamenávána tlaková síla a deformace a tlaková pevnost je vypočtena ze vzorce:

$$f_c = \frac{F_{max}}{l \cdot d_c} [MPa],$$

kde  $f_c$  – tlaková pevnost [MPa],  
 $F_{max}$  – zatížení (maximální působící tlaková síla) [N],  
 $l$  – délka radiálního vývrtnu [mm],  
 $d$  – průměr radiálního vývrtnu [mm].

Z radiálních vývrtnů je možné určit také vlhkost a objemovou hmotnost diagnostikovaného vzorku. Otvory konstrukce jsou po odebrání vývrtnu následně zátkovány, aby nedošlo ke zvýšení vlhkosti v konstrukci nebo například k napadení hmyzem. [2][3][5]

### 3.6. Zkoušení tahových mikrovzorků

Klasifikace ohybová pevnost je hledisko, které je důležité pro „in-situ“ hodnocení diagnostikovaných dřevěných prvků, jelikož se jde o převládající způsob zatěžování. Vzorky, které jsou použity pro metodu zkoušení tahových mikrovzorků, jsou získány pomocí dvou řezů okružní pilky pod úhlem 45°. Vyříznuté vzorky mají trojúhelníkový tvar průřezu a neměly by se na těchto vzorcích vyskytovat žádné růstové vady jako jsou např. suky nebo trhliny. Trojúhelníková lišta má pravouhlé stěny v rozmezí 5 – 8 mm. Průřezová plocha se před samotnou zkouškou upraví tak, že její rozměry činí 8 – 12 mm<sup>2</sup>.



Obrázek 9.: Okružní pila s vodícím trámem pod úhlem 45°[1]

Mikrovzorek je v průběhu tahové zkoušky uchycen v zatěžovacím stroji pomocí dřevěných bloků, které se nalepí na oba konce vzorků. Zkouška je provedena pomocí klasického „trhacího“ stroje až do porušení vzorku. Vzorek je vložen do jednoduchých čelistí a následně zatěžován. Při zkoušce tahových mikrovzorků je zjišťován modul pružnosti a také pevnost v tahu. Pevnost je vypočítána na základě vztahu:

$$f_c = \frac{F_{max}}{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h} [MPa],$$

kde  $f_c$  – tahová pevnost [MPa],  
 $F_{max}$  – porušení při zatížení (maximální působící tahová síla) [N],  
 $b$  – přepona trojúhelníkové lišty [mm],  
 $h$  – výška trojúhelníkové lišty [mm].

Tato metoda není moc využívána u historických dřevěných konstrukcí především z důvodu, že zanechává na povrchu značnou rýhu. Výsledek této zkoušky je vhodný pro posouzení prvků namáhaných ohybem, jelikož pevnost v tahu a pevnost v ohybu je u dřeva velmi obdobná a je možné ji považovat za identickou. Výsledky dosažené při zjištění tahové pevnosti není nutné korelovat. [2][3][7]

### 3.7. Hodnocení stavu podle pilin

Při vrtacích metodách jako jsou radiální vývrty a endoskopie jsou získávány piliny, u kterých je vhodné sledovat jejich zbarvení, protože už z toho je možné vyčíst, zda se jedná o zdravé dřevo nebo o poškozené dřevo. Tohle hledisko může být určeno i na základě struktury pilin, která může být odlišná.



Obrázek 10.: Piliny vyvrtané ze dřevěného prvku [3]

Piliny vyvrtané z dřevěné konstrukce stanovují stav prvku, který určen na základě následujícího hodnocení:

A (zcela zdravé prvky) – celistvé piliny, barva zdravé dřeviny, zřetelně čitelná struktura, žádné znaky napadení škůdců;

B (prvky v dobrém stavu s malým biotickým poškozením) – piliny jsou kratší, ale celistvé, zbarvení zdravé dřeviny s čitelnou texturou dřeva, malé množství změny barvy nebo otvorů dřevokazného hmyzu;

C (prvky s výraznějším biotickým poškozením) – piliny jsou malé, barva neodpovídající zdravému dřevu;

D (prvky výrazně poškozeny biotickými vlivy – havarijní stav) – piliny drobné až prachovité, zbarvení velmi výrazné oproti zdravému dřevu. [3]

### 3.8. Endoskopie

Poslední metoda v rámci semi-destruktivních metod je endoskopie. Má velmi blízko k vizuálnímu hodnocení prvků, které je nejjednodušší diagnostickou metodou při určování stavu dřevěného prvku zabudovaného do konstrukce. Pro stropní konstrukce, zadržované prvky nebo pro těžce dostupná místa je hodnocení provedeno pomocí videoskopu nebo jednoduchého endoskopu. Vizuální posouzení biotického poškození dřeva, odhad vývojového stádia hub, změnu barvy, zborcení a mechanické poškození – to vše lze pomocí endoskopie zjistit. Některé používané endoskopy jsou v dnešní době schopné odebrat vzorek pro přesné zjištění druhu hmyzu nebo hniloby, které sužuje konstrukci.

V současné době je pro endoskopii používán videoskop Videoprobe XL PRO nebo endoskop Testo 319. Prvně jmenovaný je složen ze zdrojové jednotky, která disponuje ovládacím panelem s displejem a pružným kabelem s mikrokamerou a světlem. Z mikrokamery je obraz přenášen na displej ovládacího panelu a záznam následně uložen ve formě videosouboru nebo fotografií do externí paměťové jednotky. Otvor pro hodnocení stavu endoskopem by měl být předem připraven o velikosti 8 – 12 mm, do kterého je zasunut kabel s mikrokamerou. Po dokončení průzkumu jsou otvory vhodně zatažkovány, aby nedošlo ke vnikání vlhkosti nebo k napadení hmyzem.



Obrázek 11.: Příklad endoskopu Testo 319 [8]

Při navrtání otvorů vzniká poškození, které je zanedbatelné. Velmi dobré znalosti hodnotícího průzkumníka jsou výhodou při identifikaci poškození stejně jako u vizuálního hodnocení. Příklad je nástroj pro subjektivní hodnocení a nemá měřitelné výsledky. [1][3]



## 4. Destruktivní (invazivní) diagnostické metody

Vzorky pro destruktivní zkoušení nesmí být vadné – nesmí obsahovat suky, praskliny a jiné. Jejich příčné rozměry činí 150 mm. Jako u všech předchozích diagnostických metod, tak i u destruktivních metod hraje velkou roli vlhkost. Hlavní význam mají invazivní metody pro získání fyzikálních a mechanických vlastností dřeva. Do těchto metod patří:

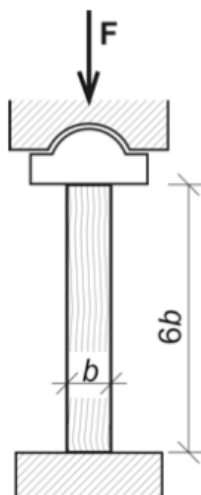
- Zkouška pevnosti v tlaku rovnoběžně s vlákny
- Zkouška pevnosti dřeva v ohybu [3]

### 4.1. Zkouška pevnosti v tlaku rovnoběžně s vlákny

Zkušební tělesa pro stanovení pevnosti v tlaku rovnoběžně s vlákny mají určité požadavky, které musí být splněny. Výška tělesa musí být 6-ti násobek menší šířky podstavy. Tělesa jsou před zkouškou uloženy v prostředí s teplotou  $(20 \pm 2) ^\circ\text{C}$  a relativní vlhkost je v kole  $(65 \pm 5) \%$ . Zkoušený vzorek je v lise zatěžován konstantní rychlostí až do jeho porušení. Pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny je poté stanovena ze vzorce:

$$f_{c,0} = \frac{F_{max}}{A} = \frac{F_{max}}{a \cdot b} \text{ [MPa]},$$

kde  $f_{c,0}$  - pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny [MPa],  
 $F_{max}$  – maximální působící síla [N],  
 $a, b$  – příčné rozměry tělesa [mm]. [3]



Obrázek 12.: Schéma zkoušky pevnosti v tlaku rovnoběžně s vlákny [3]

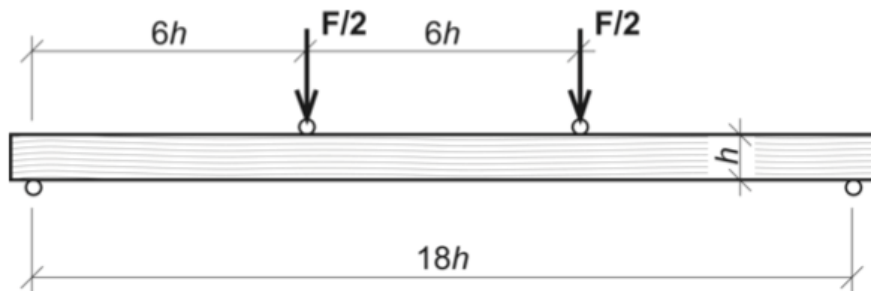
### 4.2. Zkouška pevnosti dřeva v ohybu

Namáhání zkoušeného tělesa je provedeno čtyřbodovým ohybem, kdy dvě podpory jsou umístěny zespodu na krajích prvku a dvě zatěžující břemena jsou symetricky umístěny ve

třetinách rozpětí podpor. Zkoušený vzorek je zatěžován konstantní rychlostí až do jeho porušení a pevnost dřeva v ohybu je stanovena ze vztahu:

$$f_m = \frac{M}{W} = \frac{\frac{F_{max}}{2} \cdot a}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2} [MPa],$$

kde  $f_m$  – pevnost v ohybu [MPa],  
 $M$  – působící ohybový moment [Nmm],  
 $W$  – průřezový moment zkušeneho prvku [mm<sup>3</sup>],  
 $F_{max}$  – maximální působící síla [N],  
 $b, h$  – příčné rozměry tělesa [mm],  
 $a = 6 \cdot h$  – vzdálenost mezi břemenem a bližší podporou [mm].



Obrázek 13.: Schéma zatížení a podpor při zkoušce pevnosti v ohybu [3]

Měly by být provedeny průkazné zkoušky dle příslušných norem, protože výsledky nedestruktivních zkoušek vlastností dřeva jsou vždy pouze orientační. Mezi příslušné normy patří následující dvě normy:

ČSN EN 384 „Konstrukční dřevo - Stanovení charakteristických hodnot mechanických vlastností a hustoty“;

ČSN EN 408 „Dřevěné konstrukce - Konstrukční dřevo a lepené lamelové dřevo – Stanovení některých fyzikálních a mechanických vlastností“. [3]

## 5. Závěr

Diagnostika konstrukcí disponuje mnoha užitečnými metodami, které mohou být využity pro diagnostikování dřevěných konstrukčních prvků. Diagnostické metody jsou děleny do tří kategorií (nedestruktivní, semi-destruktivní, destruktivní). Každá metoda má určitou náročnost, má své kladné a záporné stránky a každou metodou lze zjistit něco jiného.

U některých metod jsou výsledky průkaznější, i když pracnost je větší. Jistotu vyhovujících hodnocení dává kombinace více diagnostických metod. Vysokých kvalit při hodnocení dosahují radiační defektoskopické metody, které jsou využívány z důvodu nedestruktivnosti. Má také jisté úskalí, které spočívá v nutnosti bezpečnostního opatření, jelikož je při této metodě využíváno ionizující záření.

Ze semi-destruktivních metod jsou výsledky všech metod průkazné, osvědčené jsou i metody zarážení trnu a vytahování vrutu, ale u těchto metod jde pouze o povrchové hodnocení. Nejmenší spolehlivost má měření rychlosti ultrazvukových vln. Vizuální posouzení je závislé na zkušenostech hodnotící osoby.

## Literatura

- [1] Kloiber, M., Drdácký, M. Diagnostika dřevěných konstrukcí. Praha: ČKAIT, 2015. Technická knihovna (ČKAIT). ISBN 978-80-87438-64-0.
- [2] Heřmánková, V., Anton, O., Kloiber, M., Tippner, J.: Diagnostické metody pro hodnocení konstrukčního dřeva.
- [3] Štěpánek, J.: Diagnostické metody pro hodnocení stavu dřevěných konstrukcí. Brno, 2015. Bakalářská práce. VUT Brno, Fakulta stavební. Vedoucí práce Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.
- [4] Křivánková, S. Diagnostické metody pro ověření míry poškození a materiálových charakteristik dřevěných prvků. Brno: VUT Brno, Fakulta stavební, 2011.
- [5] Drdácký, M., Jirovský, I., Slížková, Z.: On the Structural Health and Technological Survey of Historic Timber Structures. Proceedings of the International Conference: The Conservation of Historic Wooden Structures, Florence, 2005.
- [6] Kloiber, M., Tippner, J., Drdacky, M.: Semi-destructive Tool for "In-situ" Measurement of Mechanical Resistance of Wood. In: SHATIS' International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures, June 2011, Lisbon, Portugal.
- [7] Kasal, B., Anthony, R.: Advances in in situ evaluation of timber structures. Progress in Structural Engineering and Materials. John Willey & Sons Ltd. London. UK, April-June 2004.
- [8] Revizeshop.cz [online]. [cit. 2019-05-12]. Dostupné z: <https://www.revizeshop.cz/Testo-319-Fiberscope>

## Kontakt

Ing. VĚRA HEŘMÁNKOVÁ, Ph.D., mail: vera.hermankova@vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

## PROBLEMATIKA KONDENZACE VODY V OCELOVÝCH KONSTRUKCÍCH

## PROBLEMS OF WATER CONDENSATION IN STEEL STRUCTURES

**Leonard Hobst, Petr Cikrle**

Fakulta stavební VUT, Ústav stavebního zkušebnictví

**Anotace:**

*Ocelové konstrukce se s výhodou používají pro dostavby stávajících konstrukcí. Při jejich návrhu je však nutno dodržovat přesné zásady, aby během provozu nedocházelo k poruchám, např. kondenzaci vody, při špatně zvolené skladbě konstrukce. Pro odhalení těchto případných vad se s výhodou dají použít některé metody nedestruktivního zkušebnictví.*

**Annotation:**

*Steel structures are preferably used to build existing structures. However, when designing them, it is necessary to adhere to precise principles to avoid malfunctions during operation, such as condensation of water, in case of poorly chosen structure of the structure. Some non-destructive testing methods can be used to detect these potential defects.*

**Klíčová slova:**

*Ocelové konstrukce, kondenzovaná voda, měření deformací, nedestruktivní metody zkoušení,*

**Keywords:**

*Steel structures, condensed water, deformation measurement, non-destructive testing methods*

## 1. Úvod

Ocel je oblíbeným a důležitým stavivem, hlavně při rekonstrukci staveb, popř. při dostavbách a při vytváření doplňkových konstrukcí ke stávajícím stavbám. Výhodou je poměrná lehkost konstrukcí a rychlost výstavby, které mnohdy převažují nad zvýšenou ekonomickou náročností.

Výhody ocelových konstrukcí jsou však v mnohých případech vyváženy nevýhodami - požadavky na preciznost a zachování všech normových požadavků při jejich zhotovování. Vady při vytváření ocelových konstrukcí mohou být zjevné již při kolaudaci, avšak někdy se mohou projevit i řadu let po uvedení konstrukce do provozu. Jedním z problémů, který se může v ocelových konstrukcích vyskytnout, je kondenzovaná voda, která může jednak způsobovat korozi na nepřístupných místech, a dále může způsobit deformaci konstrukce během zimního období vlivem změny skupenství vody z kapalného na tuhé – na led. Závisí pak na volbě diagnostické metody, která může tuto vodu v ocelové konstrukci v předstihu odhalit. Názorný příklad tohoto problému je dokumentován na diagnostice ocelových balkonů, dodatečně montovaných k bytovým domům, u kterých docházelo k deformaci a popraskání některých svislých sloupků konstrukce balkonu.

## 2. Popis konstrukce balkonu

Před 10 lety byly některé panelové bytové domy v Brně modernizovány (obr. 1). Především u nich proběhlo zateplení, byla vyměněna okna a starý typ původních balkonů byl nahrazen novými balkony, zhotovenými z uzavřených ocelových tenkostěnných profilů (jäklů) čtvercového a obdélníkového průřezu (obr. 2). Svislé výplně jsou tvořeny nerezovým děrovaným plechem.



Obrázek 1.: Obytný dům se zavěšenými balkony

Podlaha balkonu (podesta) je tvořena ocelovým vyztuženým plechem, ke kterému jsou v rozích a uprostřed jedné z delších stran přivařeny ocelové čtvercové sloupky 50 x 50 mm o délce 1100 mm, na které je přivařeno ocelové madlo obdélníkového profilu (50 x 70 mm), které ze tří stran ohraničuje půdorys balkonu. Nad rohovými sloupky jsou madla svařena tak, že svírají úhel 90° (obr. 3). Pro zakončení obdélníkového profilu madel byly použity plastové zátky. Balkon jako celek je zavěšen na dvou háčích, které jsou pevně fixovány v obvodovém plášti domu a jsou rektifikovány šrouby v úrovni podesty.



Obrázek 2.: Detail zavěšeného balkonu



Obrázek 3.: Detail připojení rohového sloupku k madlům balkonu

### 3. Zjištěné závady na některých balkonech

Po 10 letech užívání bytového domu a nových balkonů začalo docházet k poruchám některých balkonů tím, že přední rohové profily se začaly boulit. U některých balkonů pak na sloupcích vznikly podélné svíslé trhliny po výšce. Tato skutečnost naznačuje, že do tenkostěnných rohových profilů se postupně dostala voda, která v zimním období zmrzla, zvětšila svůj objem a způsobila deformaci a následnou poruchu profilu.

Uvedená porucha je patrná u celé řady balkonů, podrobně však je prezentována u dvou balkonů označených „A“ a „B“ u kterých byly zjištěny největší deformace a poruchy rohových sloupků.

### 4. Navržená metodika a průběh měření deformací sloupků

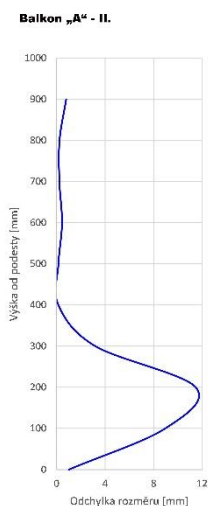
Příčné deformace profilů, které se projevovaly jen u předních rohových sloupků, byly měřeny po výšce posuvným měřítkem od podesty balkonu (bod 0), přičemž měření postupovalo po kroku 100 mm až do výšky 900 mm. Výsledky měření byly zaznamenány do tabulek a následně vyneseny graficky. Současně s měřením vnější deformace sloupků byla měřena i tloušťka stěn ultrazvukovým přístrojem Zonotip (od firmy Proceq) (obr.4). Aritmetický průměr z celkem 28 měření tloušťky stěn profilů činí 4,32 mm. Při vynášení výsledků měření je označen levý sloupek II. a pravý sloupek I. (při uvažování čelního pohledu na fasádu domu)



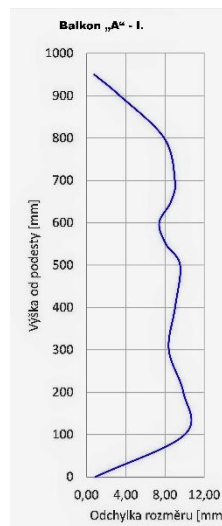
Obrázek 4.: Ultrazvukový tloušťkoměr Zonotip pro stanovení tloušťky stěny profilu

#### 4.1 Balkon „A“

Balkon „A“ se nachází v bytě v 7. NP. U obou rohových sloupků vyboulení přesahuje hodnotu 10 mm. U sloupku II. dosahuje deformace do výšky 400 mm (Obr. 5). U sloupku I. však dosahuje vyboulení až do výšky 950 mm, což svědčí o tom, že sloupek byl plný vody (Obr. 6). U obou profilů došlo k prasknutí profilu svislou trhlinou v dolní vnější části obou sloupků



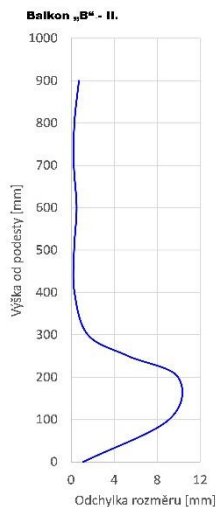
Obrázek 5.: Profil „A“-II po výšce



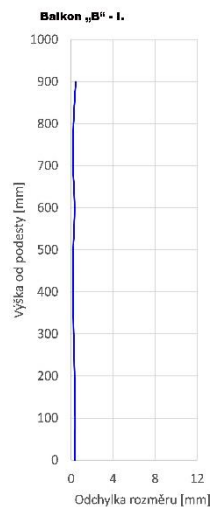
Obrázek 6.: Profil „A“-I po výšce

#### 4.2 Balkon „B“

Balkon „B“ se nachází v 5. NP. Levý rohový sloupek (II.) byl vyboulen, ale nedošlo k jeho prasknutí. K maximálnímu vyboulení došlo v úrovni mezi 100 mm a 200 mm od podesty, a to o téměř 10 mm (Obr. 7). Pravý rohový sloupek (I.) nejevil deformace a je použit jako referenční (Obr. 8).



Obrázek 7.: Profil „B“-II po výšce



Obrázek 8.: Profil „B“-I po výšce

Výsledky předcházejících měření tloušťek stěn a rozšíření rohových profilů vlivem vyboulení spolu s analýzou poruch (jednalo se o naprosto symetrické vyboulení v příčném směru, vždy počínající v dolní části svislého rohového profilu) naznačily, že příčinou vzniku poruch by mohla být voda přítomná ve svislých rohových profilech balkonu. Tato voda se zřejmě postupně nahromadila uvnitř profilu a při zamrznutí zvětšila objem, čímž došlo ke vzniku obrovského tlaku na stěny profilu, které následně způsobilo vyboulení stěn profilu.

Pro ověření přítomnosti vody uvnitř uzavřeného profilu zábradlí balkonu byl zvolen právě balkon „B“, který obsahuje vyboulený avšak trhlinou doposud neporušený rohový profil. Oba dva rohové profily, tedy vizuálně zcela neporušený profil I. a v dolní části mírně vyboulený profil II., byly v dolní části navrtány vrtákem o průměru 3 mm. Výsledky byly zcela průkazné:

- Z nepoškozeného profilu I. vyteklo přibližně 0,15 l vody, což při vnitřních rozměrech profilu 42 × 42 mm odpovídá výšce vodního sloupce přibližně 100 mm;
- Z poškozeného profilu II. vyteklo přibližně 0,65 l vody, což při vnitřních rozměrech profilu 42 × 42 mm odpovídá výšce vodního sloupce přibližně 350 mm až 400 mm;

Množství vody v rohových profilech odpovídá míře poškození - vyboulení stěn. Zatímco 100 mm vodního sloupce se ještě neprojevovalo na boulení stěny profilu, neboť v dolní části je profil příčně vyztužen a voda při zmrznutí má kam expandovat, při výšce vodního sloupce přibližně 350-400 mm již došlo k vyboulení stěn až do výšky 300 mm od podesty.

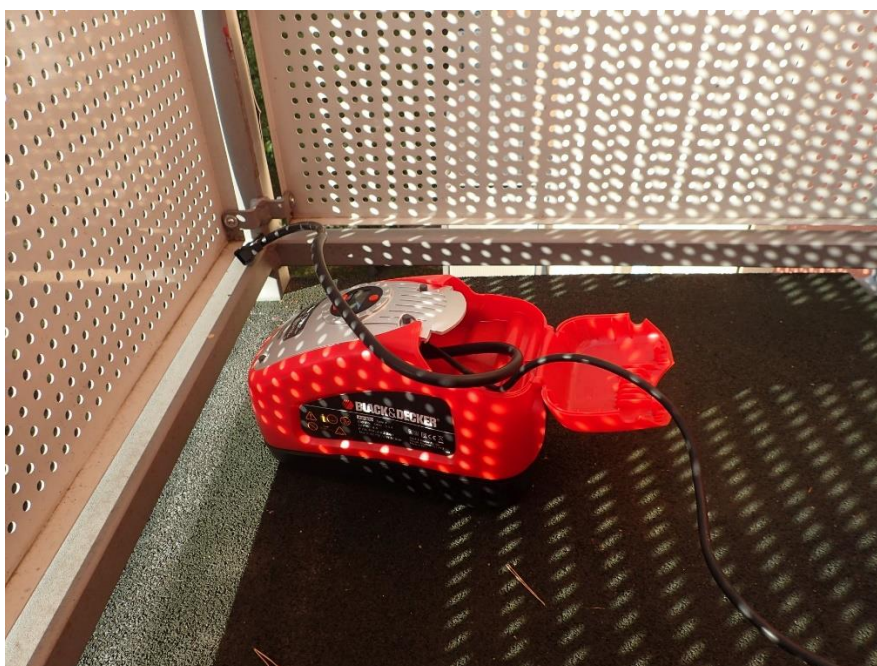
Diagnostika balkonů prokázala, že deformace krajních sloupků je způsobena vodou, která v zimě zmrzne a sloupky deformuje, neprokázala však, jak voda do sloupků proniká.

## 5. Stanovení místa průniku vody do konstrukce balkonu

Jak již bylo uvedeno, podrobná vizuální prohlídka konstrukce zábradlí prokázala, že konstrukce je svařena z dutých čtvercových a obdélníkových tenkostěnných profilů. Na svarech nebylo patrné žádné porušení, které by naznačovalo, že do dutin balkonové konstrukce proniká voda.



Pouze horní obdélníkové madlo zábradlí, které bylo na dvou místech svařeno v úhlu 90° (viz obr. 3) bylo zakončeno plastovými uzávěry, které však též nejevily známky porušení. Pro odhalení cesty, kterou se voda dostává do uzavřených profilů balkonů, byla navržena „přetlaková metoda“, která vychází z poměrně známější „vakuové metody“, kterou se zkouší netěsnost svarů. Tato přetlaková metoda vychází z předpokladu, že v konstrukci balkonu musí existovat netěsnost, kterou se voda nebo vodní pára dostává dovnitř. Při zvýšení tlaku uvnitř propojených profilů by natlakovaný vzduch měl unikat těmi místy, kterými do konstrukce proniká voda, nebo vodní pára. Jako detekční prostředek unikajícího tlaku vzduchu lze použít „mýdlovou vodu“, která v místě úniku natlakovaného vzduchu tvoří bubliny, resp. skupinu navazujících bublin.



Obrázek 9.: Natlakování konstrukce balkonu kompresorem na 2 atp.

Praktické odzkoušení se uskutečnilo na balkónu „B“, kde již dříve byla dolní část rohového sloupku navrtána a z otvoru vytekla voda. Otvor byl převrtán na průměr 4 mm, aby do něj bylo možno umístit koncovku přenosného kompresoru, opatřené manometrem na přesné změření tlaku (obr. 9). Ukončení horního madla balkonu a svary rohových sloupků byly natřeny mýdlovou vodou a kompresorem byl postupně zvyšován tlak v soustavě až do 2 atp. Při tomto tlaku se na obou koncích horního madla začaly objevovat mýdlové bubliny (obr. 10 a 11). Je tedy zřejmé, že rohové sloupky, zhotovené z uzavřeného profilu, jsou propojeny s horním madlem, kde jeho obdélníkový průřez je zakončen plastovými zátkami. Zátky dovnitř propouští vodní páru, která se uvnitř sráží na vodu. Je tedy zřejmé, že zjištěné závady (průnik vody) se budou týkat pouze rohových sloupků, které jsou dle všeho neprovařenou částí horního madla u jeho dolního líce spojeny s dutinou madla, do které proniká sražená voda.



*Obrázek 10.: Zakončení madla plastovou zátkou na straně „II“*



*Obrázek 11.: Zakončení madla plastovou zátkou na straně „I“*

Vzhledem k tomu, že k poruchám v krajních sloupcích balkonu dochází pouze na jižní straně domu a nikoliv na severní, dá se usuzovat, že na jižní straně dochází v letních měsících k periodickému zahřívání vzduchu uvnitř propojených profilů balkónu, k růstu tlaku a tím k úniku zahřátého vzduchu ven. V noci, při snížení teploty je pak nasáván podtlakem v konstrukci balkonu vlhký vzduch z okolí, ze kterého uvnitř kondenzuje voda a ta je profilem „madla“ transportována k nezavařenému styku dvou částí madla a postupně proniká a zaplňuje krajní sloupky balkónu. V zimních měsících dochází k jejímu postupnému zmrznutí, což při určité výšce hladiny vody v rohových sloupcích ve svém důsledku způsobuje vyboulení povrchu sloupků, které v několika případech vede až k prasknutí stěny tenkostěnného profilu. Přítomnost vody uvnitř konstrukce balkonu následně zvyšuje pravděpodobnost vnitřní koroze konstrukce.

## **6. Závěr**

Deformace (vyboulení) krajních sloupků u ocelových balkonů upozornilo na závadu, kterou zřejmě projektant nepředpokládal. Jedná se jednak o zakončení horního madla zábradlí plastovou zátkou, která u některých balkonů netěsnila a do prostoru konstrukce se dostával při změnách teploty „vlhký vzduch“ a voda v konstrukci kondenzovala. Další pochybení bylo, že nedošlo k dovaření svaru na dolním líci styku madel. Odtud se voda dostávala do krajních sloupků a v zimě zmrzla v led, který způsoboval příčnou deformaci sloupků.

Zřejmě by se s těmito eventualitami mělo při návrhu konstrukcí počítat a zhotovit preventivně odvodňovací otvory konstrukce, spolu s antikorozi úpravou vnitřních povrchů profilů. Další možností je např. vypěnění vnitřních prostor konstrukce polyuretanovou pěnou, která by zabraňovala hromadění vody ve zdánlivě nepřístupných prostorech konstrukce.

## Poděkování

Tento příspěvek vznikl jako součást projektu LO1408 AdMaS UP – Advanced Materials, Structures and Technologies, podporovaného MŠMT ČR v rámci Národního programu udržitelnosti I.

## Literatura

- [1] Kopec, B. a kol.: *Nedestruktivní zkoušení materiálů a konstrukcí*, Česká společnost pro nedestruktivní testování, CERM, s.r.o., 2008, ISBN 978-80-7204-591-4
- [2] Hobst, L., Cikrle, P.: *Zpráva o diagnostice zavěšených balkonů bytových domů – dílčí část*, 2017, Ústav stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně

## Kontakt

Prof. Ing. LEONARD HOBST, CSc., mail: [leonard.hobst@vutbr.cz](mailto:leonard.hobst@vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Doc. Ing. PETR CIKRLE, Ph.D., mail: [petr.cikrle@vutbr.cz](mailto:petr.cikrle@vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

## NOVÝ STUPEŇ V KVALITE SKÚŠANIA A KONTROLY NIVELAČNÝCH PRÍSTROJOV

### NEW GRADE IN TESTING AND QUALITY CONTROL OF LEVELS

Ján Ježko, Pavol Kajánek

Katedra geodézie, SvF STU Bratislava

**Anotace:**

*Príspevok predstavuje kalibračné zariadenie na kontrolu a systémovú kalibráciu nivelačných prístrojov a lát. Základom zariadenia je laserinterferometer XL 80 firmy Renishaw. Spolu so sústavou zrkadiel, snímačmi teploty (kompenzačnou jednotkou XC-80), vyhodnocovacím softvérom a konštrukciou komparátora tvorí zostavu vertikálneho komparátora. V príspevku je čiastočne popisované zariadenie, prvé výsledky z kontroly kvality a kalibrácie digitálnych nivelačných prístrojov a kódových lát i možnosti jeho využitia pre potreby geodetickej a stavebnej praxe.*

**Annotation:**

*The paper presents a calibration device(comparator) for the control and system calibration of digital level and level staff. The laserinterferometer Renishaw XL 80 is main part of vertical comparator. Other parts of vertical comparator are measurement optics kit, compensation unit, software for analyse data and construction for positioning of level staff. The paper describes construction of comparator and its sensors, first results from testing and calibration of digital level and barcode level staff and possibility of its using for needs of geodetic and construction practice.*

**Klíčová slova:**

*Systémová kalibrácia, nivelačný prístroj, kódová nivelačná lata*

**Keywords:**

*System calibration, digital level, barcode level staff*

## 1. Úvod

Aj keď sa v súčasnosti pre potreby geodetickej a stavebnej praxe využívajú rôzne meracie systémy ktoré umožňujú určovať výšku (univerzálne meracie prístroje - UMP, meracie systémy GNSS – globálne navigačné a satelitné systémy) zostávajú najčastejšie používanými prístrojmi pre tieto potreby nivelačné prístroje (NP). Optické nivelačné prístroje sú v podstatnej miere nahradzované digitálnymi (kompenzátorovými) nivelačnými prístrojmi a klasické laty kódovými latami. Platí to tak pre merania posunov veľmi presnou niveláciou (VPN) a presnou niveláciou (PN), ako aj pre potreby určovania výšok v stavebnej praxi technickou niveláciou (TN). Tieto nivelačné prístroje osadené CCD snímacou technikou s úplnou automatizáciou čítania ponúkajú nové výhody - väčšiu presnosť čítania, automatickú registráciu, eliminujú hrubé chyby a omyly v čítaní meračom, namerané údaje sú ukladané automaticky v elektronickej pamäti s možnosťou ďalšieho spracovania v prostredí rôznych softvérov.

I napriek týmto technickým a technologickým výhodám je výskyt chýb i u týchto prístrojov a pomôcok (nivelačných lát) nevyhnutnou súčasťou meracieho procesu. Pri nivelácii aj pomocou digitálnych nivelačných prístrojov (hlavne pri presnej a veľmi presnej), patrí chyba z nepresného delenia nivelačnej laty (stupnice) medzi tie najčastejšie sa vyskytujúce [1, 7].

Chyba z nepresného delenia laty patrí k systematickým chybám nivelácie a aj v súčasnosti podstatnou mierou ovplyvňuje presnosť výsledkov presných nivelačných meraní (meranie v štátnej nivelačnej sieti, meranie vertikálnych posunov stavebných objektov a pod.).

Kalibrácia nivelačných lát umožňuje potlačiť vplyv uvedenej chyby na minimum. Kalibračné merania je možné v súčasnosti realizovať najčastejšie pomocou kalibračného zariadenia t.j. komparátora, ktorého hlavnou súčasťou je laserový interferometer [1]. Túto metódu kalibrácie je možné využiť pri latách s klasickým (čiarkovým) delením i pri kódových latách. Samotná kalibrácia môže byť realizovaná rôznym usporiadaním kalibračného zariadenia - v horizontálnej [2], alebo vertikálnej polohe nivelačnej laty pomocou laserinterferometrického komparátora [3], [4]. Základom takýchto zariadení je vždy laserinterferometer v spojení s vyhodnocovacím systémom a systémom ktorý zabezpečí upevnenie a posun nivelačnej laty.

## 2. Kalibračný systém s využitím laserinterferometrie

Kalibračný systém Katedry geodézie (KG) využíva lineárny interferometer založený na frekvenčne stabilizovanom HeNe lasery energetickej triedy II (používaný bez špeciálnych bezpečnostných zariadení). Laserová hlavica obsahuje aj optoelektronický snímač interferenčného poľa a elektronické obvody pre spracovanie nameraných hodnôt (interpolácia interferenčného signálu s rozlíšením až 1 nm, kompenzácia vplyvu indexu lomu vzduchu, kompenzácia dĺžkovej rozťažnosti meraného objektu). Interferenčný systém spolu jednotkami kompenzácie prostredia a s elektronickou časťou systému umožňuje merať dĺžku s rozlíšením až 1 nm (je možné aj dynamické meranie), meranie uhlov v rozsahu  $\pm 10^\circ$  a meranie odchýlok od rovinnosti. Systém je možné aplikovať na kalibráciu invarových a kódových nivelačných lát, testovanie elektronických diaľkometerov, pre sledovanie posunov stavieb a pod.

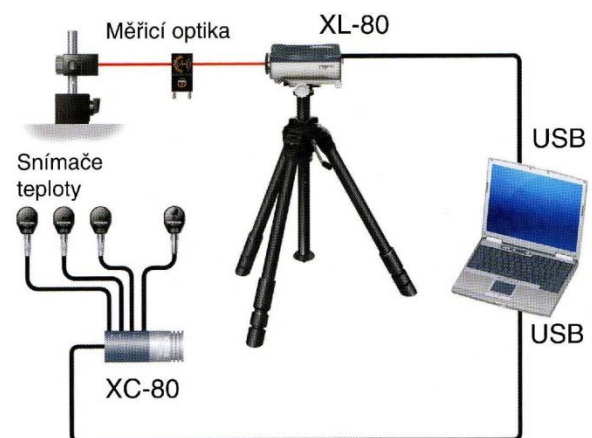
## 2.1. Laserinterferometer XL-80 a kompenzačná jednotka XC-80

V súčasnosti je tento systém v overovacej a kontrolnej prevádzke, s využitím hlavne pre pedagogickú a vedecko-výskumnú činnosť. Základom systému je laserový merací systém XL 80 firmy RENISHAW, pracujúci s presnosťou ( $P = 95\%$ ) lineárneho merania  $0,5\ \mu\text{m}$  na  $1\ \text{m}$  meranej dĺžky (obr. 1. a 2.) v celom rozsahu definovaných podmienok merania - pri teplote vzduchu ( $0$  až  $40$ )  $^{\circ}\text{C}$  a tlaku ( $650 - 1150$ ) hPa v meranej dráhe - s maximálnym dosahom lineárneho merania  $80\ \text{m}$ . Systém umožňuje snímať hodnoty dĺžky s frekvenciou  $50\ \text{kHz}$  pri maximálnej rýchlosti zmeny dĺžky  $4\ \text{m/s}$ . Dosahované lineárne rozlíšenie  $1\ \text{nm}$  je zachované v celom rozsahu rýchlosti merania. Stabilita frekvencie vyžarovanej vlnovej dĺžky lasera je zaručovaná výrobcom hodnotou  $\pm 0,05 \cdot 10^{-9}$  za rok a  $\pm 0,02 \cdot 10^{-9}$  za hodinu. Laser XL 10 komunikuje s užívateľským PC cez USB port.

Kompenzačná jednotka XC – 80 je jedným z kľúčových prvkov pre zaručenie deklarovanej presnosti merania s laserinterferometrom XL-80. Kompenzačná jednotka pomocou externých snímačov umožňuje merať teplotu vzduchu, atmosférický tlak a relatívnu vlhkosť vzduchu v dráhe lúča (resp. v jej bezprostrednom okolí) a teplotu meraného objektu. Na základe získaných údajov sa upravuje hodnota skutočnej vlnovej dĺžky lasera, vstupujúca v reálnom čase do výpočtu vzdialenosti tak, aby predstavovala jej konvenčne správnu hodnotu. Rovnakým spôsobom sa kompenzuje vplyv dĺžkovej teplotnej rozťažnosti meraného objektu (na základe vopred známeho koeficientu dĺžkovej teplotnej rozťažnosti a merania strednej teploty objektu). Tým sú eliminované chyby merania zo zmien atmosférických podmienok prostredia. Časový interval snímání hodnôt snímačov je  $7\ \text{s}$ . K jednotke je možné pripojiť tri snímače teploty materiálu a jeden snímač atmosférických podmienok merania (teplota, tlak, vlhkosť) – obr. 2.



Obrázok 1.: Laserová hlavica XL 80

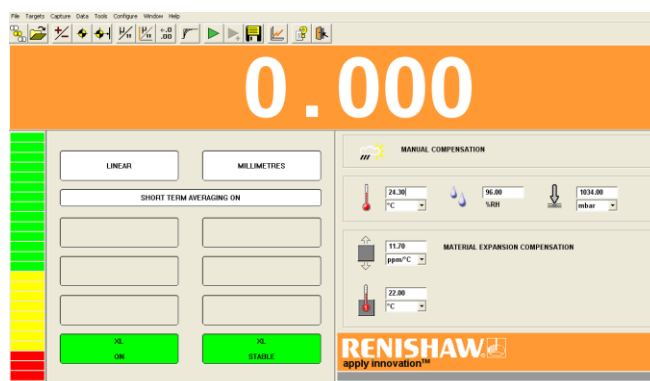


Obrázok 2.: Merací systém XL 80 RENISHAW

Popísané zariadenie tvorí základ kalibračného zariadenia, umožňujúceho systémovú kalibráciu digitálnych nivelačných prístrojov a kódových lát na Katedre geodézie SvF STU Bratislava.

## 2.2. Stručná charakteristika softvérového zabezpečenia laserinterferometra XL-80

Laserinterferometrické meranie je ovládané pomocou softvérovej aplikácie LaserXL<sup>TM</sup> (obr. 3), ktorá umožňuje vykonávať meranie s využitím rôznych modulov merania, pomocou ktorých je možné realizovať lineárne meranie, uhlové meranie, meranie rovinnosti, priamočiarosti, kolmosti. Merania môžu byť realizované v statickom móde ako aj v dynamickom móde. Pri vykonávaní experimentálnych meraní bol použitý dynamický mód merania dĺžok, ktorý umožňuje kontinuálny záznam meraní s frekvenciou v rozsahu od 10 Hz do 50 KHz [5].



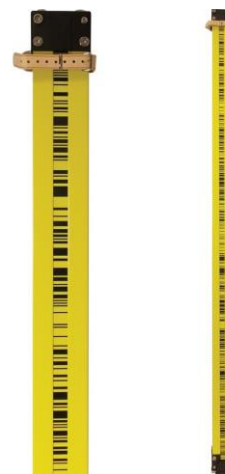
Obrázok 3.: Softvér na ovládanie laserinterferometra (Renishaw, 2007)

## 3. Kontrola kvality a kalibrácia nivelačných prístrojov a kódových nivelačných lát

Digitálne nivelačné prístroje (obrázok 4.), čítajú hodnoty na kódovej nivelačnej late (ob. 5.), pomocou líniového CCD senzora, ktorý prevedie kódové delenie laty na obrazový signál.



Obrázok 4.: Digitálny NP



Obrázok 5.: Kódová lata

Čítanie na kódovej late je realizované na základe porovnania získaného z obrazového signálu, s referenčným signálom (kódom laty) [6]. Z dôvodu manipulácie pri prevoze,

nevhodným skladovaním ale aj samotným používaním nivelačnej laty a prístroja, môže dôjsť k poškodeniu laty i prístroja a preto je potrebné vykonať ich pravidelnú kontrolu a kalibráciu. Cieľom kalibrácie je určenie regresnej priamky a opráv čítaní na late. Regresná priamka vyjadruje funkčnú závislosť medzi opravou  $y$  a latovým úsekom  $x$ . Koeficienty regresnej priamky  $n$  (adičný člen) a  $m$  (násobný člen), sú vypočítané pomocou lineárnej regresie MNŠ pomocou nasledovného vzťahu [1]:

$$y = n + m \times x \quad (1)$$

Opravy môžu byť určené pre nivelačný systém (nivelačný prístroj a nivelačná lata) alebo pre nivelačnú latu. Podľa typu určovaných opráv sa kalibrácia rozdeľuje na dva typy:

- kalibrácia nivelačných lát,
- systémová kalibrácia.

Výsledkom kalibrácie v prípade kalibrácie nivelačných lát, sú opravy čítaní pre konkrétne dieliky na nivelačnej late resp. v prípade systémovej kalibrácie sú to opravy, ktoré sa zavádzajú pre konkrétne čítania na nivelačnej late. Doplnujúcimi údajmi kalibrácie sú okrem regresnej priamky a opráv, aj údaje o teplote prostredia, teplote konštrukcie, sklone konštrukcie. Niektoré kalibračné zariadenia [1] vykonávajú aj určenie koeficientu teplotnej rozťažnosti  $\alpha$  invarového pásu ako aj určenie kritických dĺžok zámer pri kalibrácii. Na dodržanie stálej teploty je potrebné latu kalibrovať v klimatickej komore [1].

### 3.1. Systémová kalibrácia – princíp metódy

Pri realizácii nivelačných meraní v teréne je merací systém tvorený nivelačným prístrojom a nivelačnou latou. Kalibráciou získaná regresná priamka (krivka) a opravy celého meracieho systému sú závislé od kvality (presnosti) nivelačného prístroja a od nivelačnej laty. Systémová kalibrácia (obr. 6.) je preto považovaná ako vhodná metóda na kalibráciu nivelačného systému, pretože dovoľuje kalibrovať nivelačný prístroj spolu s nivelačnou latou.



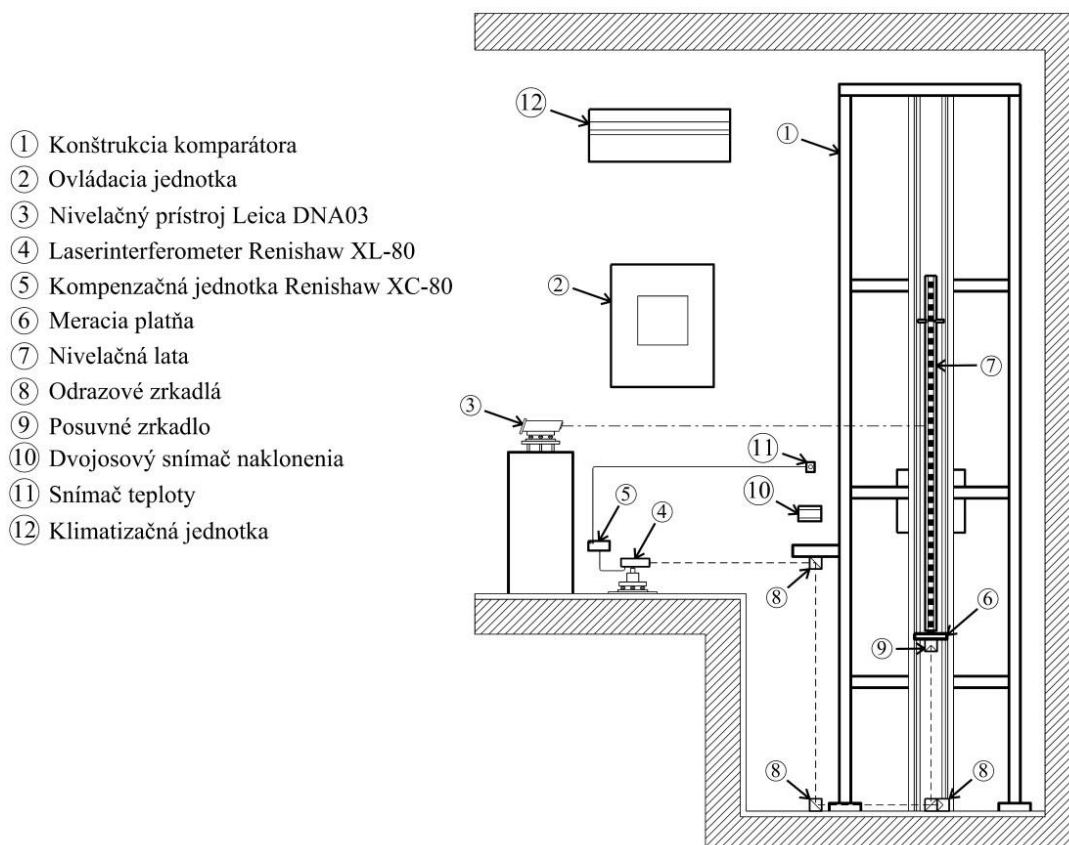
Obrázok 6.: Vertikálny komparátor na TU Graz (Woschitz et al., 2003)

### 3.2. Systémová kalibrácia na Katedre geodézie SvF STU Bratislava

Komparátor je umiestnený v laboratóriu katedry v priestoroch Stavebnej fakulty STU v Bratislave s klimatizačnou jednotkou na zaistenie potrebných parametrov ovzdušia. Pozostáva z konštrukcie, na ktorej sú vo vertikálnej polohe upevnené vodiace lišty (koľajnice) na upevnenie a posun nivelačnej laty. Pohyblivá časť konštrukcie pozostáva z meracej platne a z konštrukcie na upevnenie nivelačnej laty. Pohyb zariadenie s latou je realizovaný pomocou krokového motora, ovládaného regulačnou jednotkou. Ako referenčný etalón sa



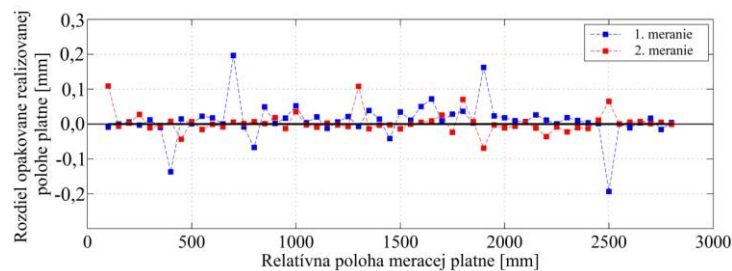
využívá laserinterferometer Renishaw XL-80, spolu s kompenzačnou jednotkou XC-80. Za účelom monitorovania teploty konštrukcie sú na konštrukcii umiestnené snímače teploty. Sklon konštrukcie je meraný dvojosovým snímačom naklonenia Leica Nivel 210. Nivelračný prístroj je umiestnený na pilieri vo vzdialenosti približne 2,5 m od nivelračnej laty. Vertikálny komparátor je určený pre systémovú kalibráciu nivelračných prístrojov a nivelračných lát s dĺžkou do 3 m a je vybavený softvérom na plnú automatizáciu kalibračného merania. Na obr. 7 je znázornená jeho schéma.



Obrázok 7.: Schéma vertikálneho komparátora /podľa [7]/

### 3.3. Kontrolné a experimentálne merania

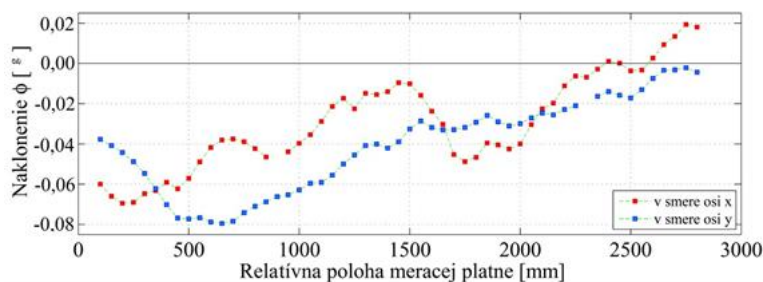
Kontrolné a experimentálne merania boli vykonané vo viacerých sériách za rôznym účelom overenia kvality samotného komparačného zariadenia. Pre tento príspevok sú vybrané a komentované len niektoré výstupy a výsledky. Pri skúsenostiach z prvých meraní bol pre potreby kalibrácie pohyb meracej platne realizovaný len v smere merania nadol. Overovaný bol predpoklad, že vplyvom gravitačnej sily dochádza k redukcii mŕtveho chodu pri polohovaní laty. Rozdiely medzi opakovane realizovanou polohou meracej platne sú znázornené na grafe (obr. 8). Podľa výsledkov (obr. 8), je stredná hodnota rozdielov nulová, to poukazuje na skutočnosť, že vo výsledkoch je zastúpená len náhodná zložka. Na základe tohto záveru, vzniklo z týchto odporúčaní vykonávať systémovú kalibráciu len v smere merania nadol.



Obrázok 8.: Rozdiely medzi polohou meracej platne v smere merania nadol /podľa [7]/

### 3.4 Kontrola horizontálneho postavenia meracej platne

Ďalší vplyv na výsledky kalibrácie je vplyv náklonu meracej platne komparátora na ktorej je umiestnená vo zvislej polohe nivelačná lata. Náklon meracej platne by spôsobil vychýlenie laty zo zvislej polohy, to by malo za následok chybu čítania latového úseku. Pre určenie tohto vplyvu bolo vykonané nezávislé meranie sklonu meracej platne dvojosovým snímačom naklonenia Leica Nivel 210. Snímač umožňuje merať hodnoty náklonov v dvoch navzájom kolmých smeroch. Meranie náklonov meracej platne bolo vykonané v smere posunu nahor i v smere nadol v intervaloch po 50 mm. Na obr. 9 sú priemerné hodnoty sklonu nivelačnej laty v smere osi Y a X na jednotlivých zastaveniach meracej platne [7].

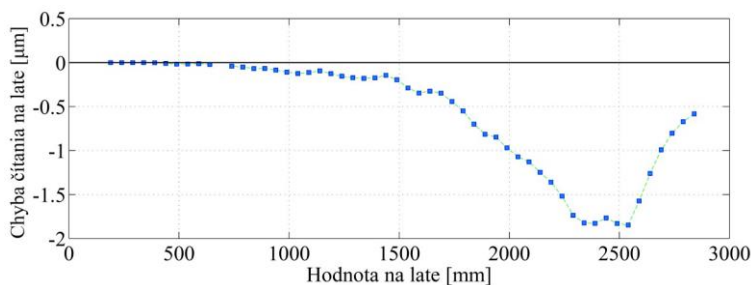


Obrázok 9.: Hodnoty naklonení nivelačnej laty

Chyby z náklonu v odčítaní (obr. 10) sú vypočítané pomocou vzťahov 2, resp. 3. Vo vzťahu 2 pre výpočet opraveného čítania na late  $a$  vystupuje hodnota meraného čítania  $c$ , ako aj uhol sklonu nivelačnej laty  $\phi$  v danom mieste zastavenia:

$$a = \cos \phi \cdot c \quad (2)$$

$$\Delta = c - a \quad (3)$$

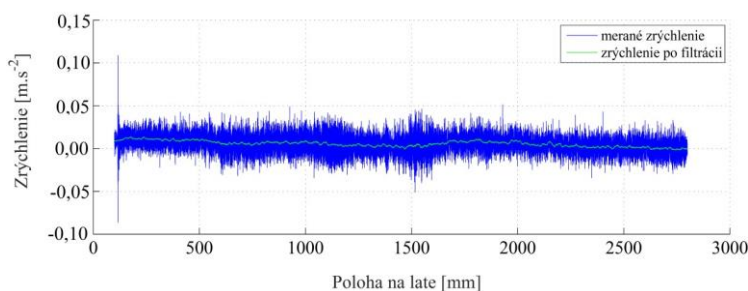


Obrázok 10.: - Chyba čítania na late spôsobená naklonením nivelačnej laty

Maximálna hodnota naklonenia meracej platne bola  $0,08^\circ$  čo sa prejaví zanedbateľnou hodnotou v odčítaní hodnoty na nivelačnej late ( $1,85 \mu\text{m}$ ).

### 3.5 Kontrola priamočiarosti posunu komparátora

Kontrola bola zameraná na analýzu pohybu meracej platne komparátora s cieľom odhaliť nedokonalosti v lineárnom pohybe platne pomocou krokového motora. Kontrolné meranie zrýchlenia meracej platne pomocou trojosového snímača zrýchlenia MPU 6050, umiestneného na meracej platni komparátora malo analyzovať zrýchlenia a určiť lokálne extrémny, ktoré vznikajú na nedokonalých spojoch jednotlivých časti komparátora. Tie by mali za následok vybočenie meracej platne komparátora z lineárnej trajektórie a spôsobili by odklon od vertikálnej osi komparátora. Na základe výsledkov merania zrýchlení, ktoré sú v grafe (obr. 11), sa preukázalo, že lokálne extrémny sa vyskytujú len na začiatku a na konci úseku merania [7]. Tie reprezentujú počiatkové zrýchlenie resp. koncové brzdenie meracej platne komparátora. Z grafu nie sú viditeľné žiadne lokálne extrémny, ktoré spôsobujú nelinearitu trajektórie pohybu platne komparátora.

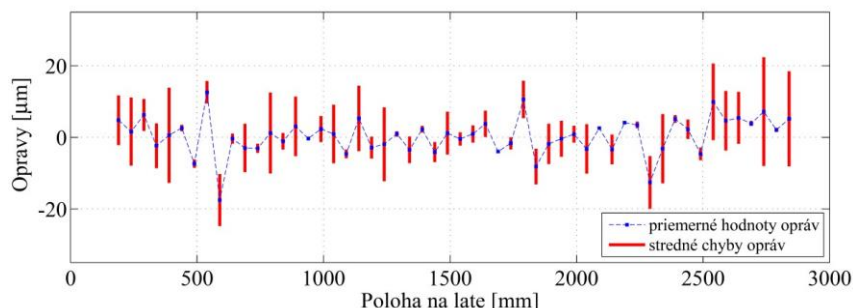


Obrázok 11.: Zrýchlenie merané v smere kolmom na smer pohybu laty

## 4. Niektoré výsledky systémovej kalibrácie

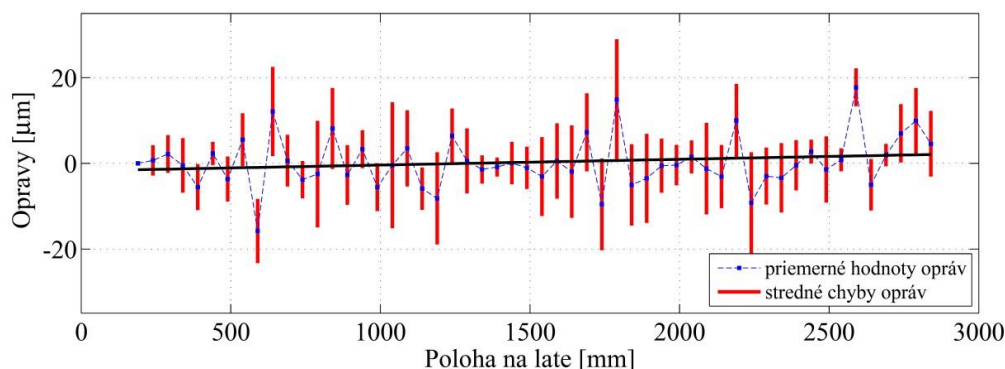
V tejto časti príspevku sú uvedené výsledky systémovej kalibrácie pre nivelačný prístroj Leica DNA03 (v.č.: 346 056) a nivelačná latu Leica GPCL3 (v.č.: 32326). Pri kalibračnom meraní sa vykonali dve merania v smere merania nadol, pri veľkosti posunu po 50 mm. Na obr. 12 sú opravy a stredné chyby opráv, vypočítané ako aritmetické priemery z 2 meraní. Na základe dosiahnutých výsledkov (obr. 12) možno konštatovať, že maximálna hodnota opráv nepresahuje  $15 \mu\text{m}$ . V grafe je taktiež možné pozorovať na úseku od 500 mm do 600 mm,

resp. na čítaniach na late 1750 mm a 2250 mm väčšie rozptyly opráv. Maximálna hodnota strednej chyby opravy dosahuje 15  $\mu\text{m}$ .



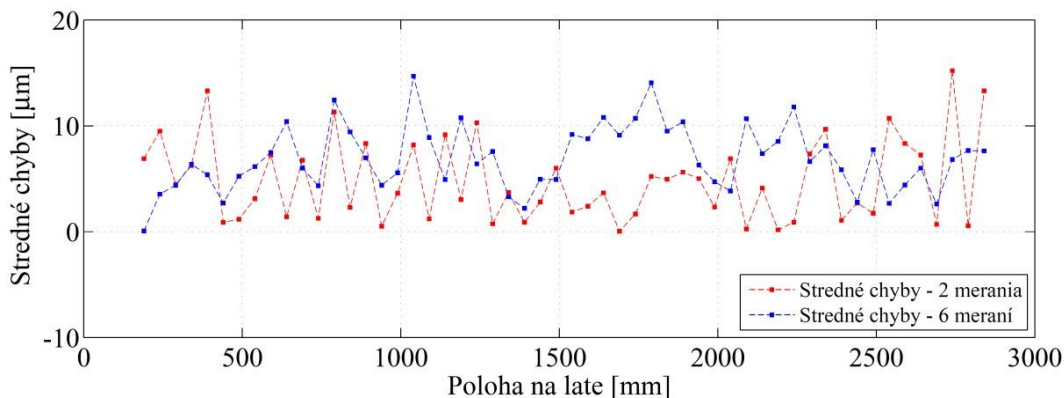
Obrázok 12. : Opravy pre nivelačný systém: Leica DNA03 a Leica GPCL3

Pre ďalšie overenie výsledkov (obr. 12) boli vykonané štyri opakovania kalibračného merania. Cieľom týchto meraní bolo analyzovať vplyv opakovaných meraní na výslednú presnosť opráv. Na obr. 13 sú opravy a ich stredné chyby, ktoré boli vypočítané ako aritmetický priemer zo šiestich opakovaní kalibračného merania.



Obrázok 13 : Opravy určené pre nivelačný systém: Leica DNA03 a Leica GPCL3 zo 6-tich opakovaných meraní

V grafe na obr. 13 je taktiež zobrazená čiernou farbou regresná priamka, ktorá vyjadruje funkčnú závislosť medzi hodnotou opravy a čítaním na late. Vzhľadom na rozptyl opráv (obr. 13), je vyjadrenie opráv pomocou regresnej priamky nedostatočné a preto je odporúčané vyjadrovať výsledky kalibrácie len pomocou opráv. Na základe vykonaných opakovaných meraní, je možné skonštatovať, že zvýšenie počtu opakovaní nezvýšilo presnosť opráv, čo dokumentuje obr. 14, na ktorom sú znázornené stredné chyby opráv, ktoré sú vypočítané pre dve resp. šesť meraní. Z toho dôvodu odporúčame vykonávať systémovú kalibráciu vo dvoch opakovaniach.



Obrázok 14.: Porovnanie stredných chýb opráv

## 4 Záver

Použitie laserinterferometrie pri kontrole geodetických prístrojov a pomôcok predstavuje nový kvalitatívny stupeň v tejto oblasti. Katedra geodézie vďaka projektu a podpore MŠVVaŠ SR získala unikátne zariadenie, ktorým disponujú špičkové európske univerzity a vedeckovýskumné ustanovizne (TU v Grazi, TU v Mníchov, ČVUT v Praha). V príspevku predstavená systémová kalibrácia je súčasťou metrologického laboratória KG (zatiaľ v skúšobnej prevádzke) a výsledky sú porovnávané a porovnateľné s kalibračnými meraniami na TU v Mníchove (obe latic boli kalibrované aj na TU v Mníchov).

## Literatura

- [1] WOSCHITZ, H.: System calibration of digital levels: Calibration facility, procedures and results. 2003., ISBN 3-8322-2233-2
- [2] ZHAO, Min, et al.: Automatic laser interferometer and vision measurement system for stripe rod calibration. Metrology and Measurement Systems, 2015, vol. 22.4: p.491-502.
- [3] GASSNER, G.; RULAND, R.; DIX, B.: Investigations of digital levels at the SLAC vertical comparator. eConf, 2004, 4100411.SLAC-PUB-10759: 053.
- [4] WOSCHITZ, H.; GASSNER, G; RULAND, R. : SLAC vertical comparator for the calibration of digital levels. Journal of Surveying Engineering, 2007, 133.3: 144-150.
- [5] RENISHAW: Přenosný laserový měřicí a kalibrační systém. Brno: 2007
- [6] BRUNNER, F. K. – WOSCHITZ, H. . System Calibration of Digital Levels – Experimental Results of Systematic Effects. In.: INGENEO2002, 2nd Conference of Engineering Surveying, Kopáček A and Kyrinovič P. Bratislava. 2002. p. 165 – 172.
- [7] JEŽKO, J.-KAJÁNEK, P. - FODREK, M. Systémová kalibrácia nivelačných prístrojov a kódových lát. In Geodézie a Důlní měřictví 2018 [elektronický zdroj] : sborník referátů. XXV. konference SDMG, Ostrava, ČR, 24. - 26. října 2018. 1. vyd. Ostrava : Vysoká škola báňská - Technická univerzita Ostrava, 2018, USB klíč, [10] s. ISBN 978-80-248-4226-4.

## Poděkování

Tento článek vznikol vďaka podpore MŠVVaŠ SR v rámci OP Výskum a vývoj pre projekt: Univerzitný vedecký park STU Bratislava (UVP STU Bratislava), ITMS 26240220084.

## Kontakt

Ing. JÁN JEŽKO, Ph.D., mail: [jan.jezko@stuba.sk](mailto:jan.jezko@stuba.sk), Katedra geodézie SvF STU Bratislava Radlinského 11, 810 05 Bratislava.

Ing. PAVOL KAJÁNEK, Ph.D., mail: [pavol.kajanek@stuba.sk](mailto:pavol.kajanek@stuba.sk), Katedra geodézie SvF STU Bratislava Radlinského 11, 810 05 Bratislava.

## NEDESTRUKTIVNÍ KONTROLA BETONU BIOLOGICKÉHO STÍNĚNÍ JADERNÉHO REAKTORU ZA POMOCI MANIPULÁTORU

### NON-DESTRUCTIVE INSPECTION OF BIOLOGICAL SHIELDING CONCRETE FOR NUCLEAR REACTOR WITH USE OF MANIPULATOR

Koťátková, J.<sup>1</sup>; Hlaváč, Z.<sup>1</sup>; Habrcetl, V.<sup>1</sup>; Matějček, J.<sup>1</sup>; Patera, J.<sup>1</sup>;  
Postler, M.<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Centrum výzkumu Řež s.r.o., Řež-Husinec, Česká Republika

<sup>2</sup> Ústav jaderného výzkumu, Řež-Husinec, Česká Republika

**Anotace:**

*Pomocí nedestruktivních metod lze odhalit poruchy v betonu biologického stínění jaderného reaktoru, tj. trhliny, mikrotrhliny, dutiny a hnízda. Použitými metodami v tomto příspěvku jsou rezonanční metoda, ultrazvuková metoda a nelineární ultrazvuková metoda Nonlinear Wave Modulation Spectroscopy. Ultrazvuková metoda NWSM byla využita v ionizačním kanálu reaktorové šachty jaderné elektrárny Greifswald za pomoci mechanického manipulátoru.*

**Annotation:**

*With the use of non-destructive methods, it is possible to reveal defects in the structure of concrete. In this paper, conventional resonance method, ultrasound impulse technique and newly proposed Nonlinear Wave Modulation Spectroscopy were used to study the structure of biological shielding concrete - test samples and a sample from the nuclear power plant Greifswald with the use of a manipulator inside ionization channel of the reactor well.*

**Klíčová slova:**

*Beton biologického stínění, nedestruktivní metody, rezonanční metoda, ultrazvuková průchodová metoda, Nelineární ultrazvuková metoda NWMS*

**Keywords:**

*Biological shielding concrete, non-destructive testing methods, resonance method, ultrasound impulse technique, Nonlinear Wave Modulation Spectroscopy (NWMS)*

## 1. Úvod

Při dlouhodobé expozici betonu neutronovému záření dochází ke vzniku poruch ve struktuře betonu způsobené jak vlastní interakcí neutronů s materiálem, tak přidruženým tepelným zahříváním. K tomuto může docházet v betonu biologického stínění, jež je situován kolem reaktorové šachty jaderných elektráren za účelem odstínit co nejvíce škodlivého záření jako jeden ze stupňů ochrany osob a životního prostředí [1]. Vzhledem ke své poloze a funkci je tato konstrukce velice těžko dostupná pro jakoukoli formu diagnostiky, přičemž použití destruktivních či semi-destruktivních metod nepřipadá v úvahu. Jediným možným způsobem zjišťování stavu konstrukce je proto zapojení metod nedestruktivních, a to za ztížených podmínek a zároveň po omezenou dobu tak, aby obsluha diagnostických zařízení byla vystavena ionizujícímu záření po co nejkratší možnou dobu.

Nelineární spektroskopie je založena na směšování dvou signálů vysílaných do zkoumaného materiálu a následného měření elasto-plastické odezvy daného materiálu. Plastická část odezvy zde může být způsobena přítomností mikrotrhlin, nehomogenitou materiálu nebo samotnou nelinearitou testovacího systému, kterou je nutné minimalizovat ve fázi přípravy za účelem vyloučení jejího vlivu na měřená data. Existují dva možné přístupy inter-modulace signálů, které lze použít pro beton: a) směšování nízkofrekvenčního (5-20 kHz) a vysokofrekvenčního signálu (70-120 kHz); b) směšování dvou signálů s podobnými frekvencemi. V obou případech dochází vlivem průchodu prvního vyslaného signálu k interakci s materiálem, přičemž druhý vyslaný signál je v důsledku této interakce určitým způsobem pozměněn. Například v prvním případě, jsou-li přítomny trhliny, dochází při vyslání prvního, tj. nízkofrekvenčního signálu ke změně šířky trhliny. V okamžiku, kdy trhlinou prochází tlaková fáze vlny, se trhlina uzavírá a naopak během průchodu tahové fáze vlny, dochází k otevření trhliny. Druhý, vysokofrekvenční signál poté interferuje s prvním signálem a tedy v závislosti na rozevření trhliny se mění jeho amplituda. Zaznamenaný signál je analyzován pomocí Rychlé Fourierovy transformace. Pro zcela zdravý materiál je ve výsledném spektru k nalezení pouze dvou výrazných vrcholů v amplitudách, tzv. peaků, odpovídajících frekvencím vyslaných signálů. V případě porušeného materiálu vznikají ve výsledném spektru postranní pásma a peaky vyšších harmonických frekvencí. Pomocí jejich vzájemných poměrů pak lze stanovit parametr popisující míru porušení. Tento postup se již efektivně využívá pro kovové materiály a je vyvíjen pro použití i pro nehomogenní materiály jako je beton [2,3].

Tato práce ve své první části porovnává využitelnost nelineární ultrazvukové spektroskopie s běžně používanými nedestruktivními metodami ve stavební praxi, tj. s rezonanční metodou a ultrazvukovou průchodovou metodou, vzhledem k výsledkům získaných z destruktivního testování, tj. pevnosti betonu v tlaku, v tahu za ohybu a v příčném tahu. Předmětem zkoumání byly vzorky betonu běžné receptury vyrobené ve čtyřech sadách, z nichž tři sady byly záměrně poškozeny výpalem na 400°C, resp. 500°C, resp. 600°C. Poslední sada byla ponechána jako referenční - „zdravý“ beton.

Druhá praktická část příspěvku představuje využití metody nelineární ultrazvukové spektroskopie v ionizačním kanálu reaktorové šachty jaderné elektrárny Greifswald s využitím mechanického manipulátoru, speciálně vyvinutého pro tento účel.



## 2. Použité materiály a metody

### 2.1. Použité materiály

Čtyři sady zkušebních těles byly vyrobeny z běžného betonu s vodním součinitelem 0,5, strusko-Portlandským cementem CEM II 32,5 a křemičitým pískem. Jedna sada byla určena jako referenční, tj. uložena v laboratorních podmínkách, zatímco ostatní sady byly po 28 dnech vystaveny výpalu v peci na teploty 400°C, 500°C a 600°C za účelem vzniku různých stupňů porušení uvnitř struktury betonu. Každá sada obsahovala šest válcových těles o průměru 100 mm a výšce 200 mm, osm krychelných těles o hraně 100 mm a devět trámečků s rozměry 40x40x160 mm. Všechny vzorky byly ihned po výrobě přikryty fólií pro zabránění vysychání po dobu dvou dnů, poté byly odbedněny a ponechány na vzduchu po dobu 28 dní do doby výpalu a zkoušení.

### 2.2. Použité metody

Po 28 dnech zrání byly všechny vzorky zváženy, byly změřeny jejich rozměry a poté otestovány za pomoci nedestruktivních metod. Následně byly vypáleny (kromě referenční směsi) a tato procedura se opakovala, a poté byly provedeny i testy destruktivní. Maximální teplota výpalu byla pro sadu vypálenou na 400°C dosažena během 10 minut a vzhledem k rychlému rozvoji trhlin u této sady byl pro další dvě sady stanoven pomalejší nárůst teploty, tj. dosažení maxima během 2 hodin. Ve všech případech byly vzorky vystaveny maximální teplotě po dobu dvou hodin a poté byly ponechány přirozeně vychladnout při zavřené peci.

Použité nedestruktivní metody:

- ultrazvuková průchodová metoda, podle ČSN 73 1371 [4]
- rezonanční metoda impact-echo, dle ČSN EN 73 1372 [5]
- nelineární ultrazvuková spektroskopie NWSM (Non-linear wave modulation spectroscopy),

Použité destruktivní metody:

- Pevnost v tlaku na krychlích, dle ČSN EN 12390-3 [6]
- Pevnost v příčném tahu na krychlích, dle ČSN EN 73 1318 [7]
- Pevnost v tahu za ohybu, dle ČSN EN 1015-11 [8]

Nelineární parameter beta lze pomocí nelineární ultrazvukové spektroskopie stanovit takto:

$$\beta = \frac{A_{12}}{A_1 \cdot A_2}, \text{ kde} \quad (1)$$

$\beta$  je nelineární parameter popisující stupeň porušení materiálu,  $A_{12}$ ,  $A_1$  a  $A_2$  jsou amplitudy odpovídající frekvencím  $f_{12}$ ,  $f_1$  a  $f_2$ , přičemž  $f_1$  a  $f_2$  jsou frekvence vstupních signálů a  $f_{12}$  je frekvence postranního pásma, daná součtem vstupních frekvencí:

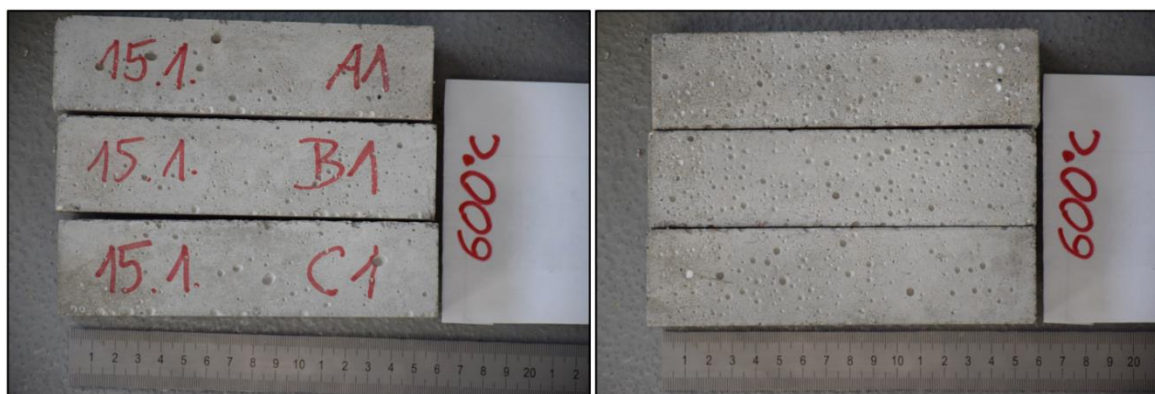
$$f_{12} = f_1 + f_2 \quad (2)$$

V našem konkrétním případě se jednalo o frekvence:  $f_1 = 153 \text{ kHz}$ ,  $f_2 = 180 \text{ kHz}$  a tedy  $f_{12} = 153 + 180 = 330 \text{ kHz}$ .

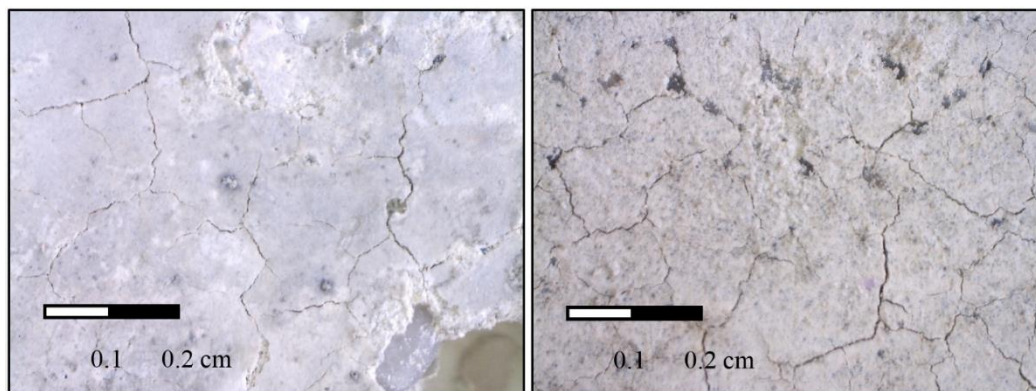
### 3. Výsledky

#### 3.1. Laboratorní testy

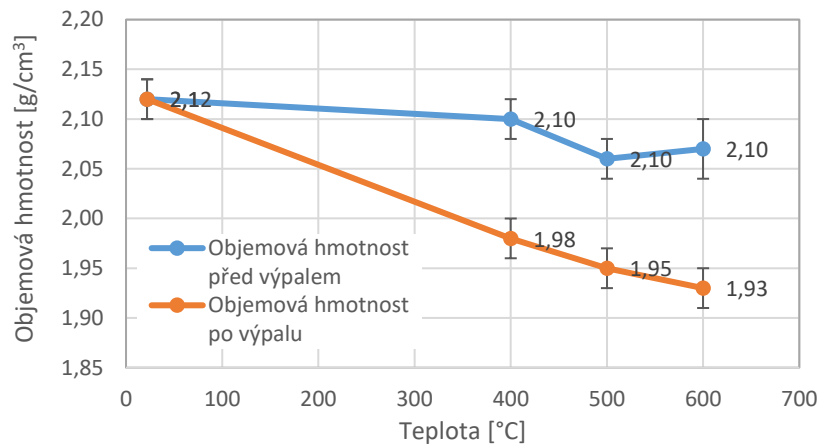
Objemová hmotnost všech sad zkušebních těles se před výpalem ve vzájemném porovnání lišila maximálně o 3%, tj. v rámci chyby měření pospané směrodatnou odchylkou (obrázek 3, modrá linie). Vypaření volné vody a následný odchod vody vázané vlivem výpalu měli za následek snížení objemových hmotností až o 9% pro sadu vzorků vystavených 600°C (obrázek 3, červená linie). Odchod vody a mikrostrukturální změny materiálu vlivem zahřívání měly za následek objemové změny, tj. smršťování cementové pasty a nabývání objemu křemičitého kameniva, jež vedly k tvorbě trhlin, zejména v případě vzorků vypálených na 600°C (obrázky 1 a 2). Toto se přirozeně projevilo ve snížení hodnot pevnosti v příčném tahu, v tahu za ohybu a také v pevnosti v tlaku.



Obrázek 1.: Fotografie vybraných prismatických zkušebních těles po výpalu na 600°C



Obrázek 2.: Detailní fotografie povrchu vzorku A1 z obrázku č. 1 po výpalu na 600°C

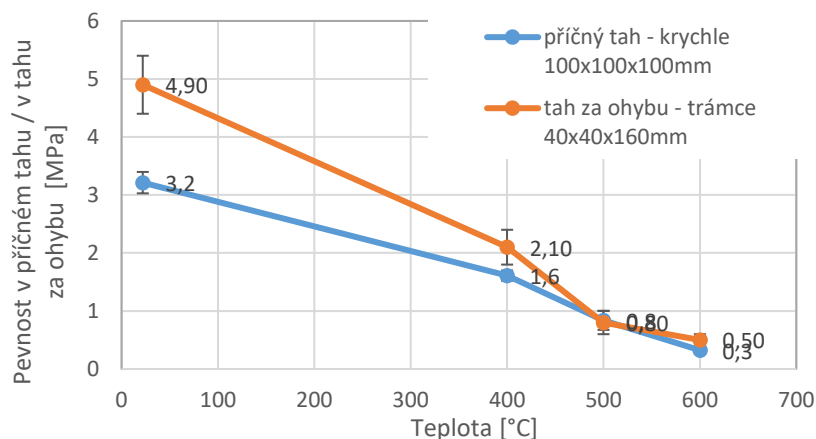


Obrázek 3.: Objemová hmotnost vzorků před a po výpalu

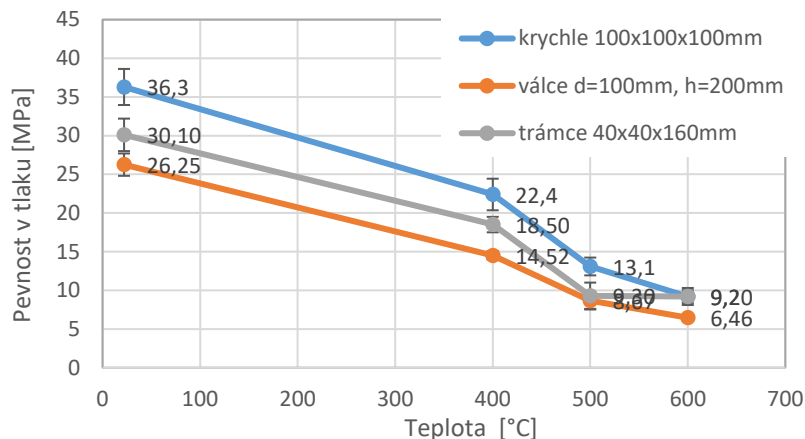
### Destruktivní testy:

Obrázek 4 zobrazuje výsledky pevnosti v příčném tahu a v tahu za ohybu zjištěných na krychlích o hraně 100 mm, resp. trámčích 40x40x160 mm. Je evidentní, že pro referenční vzorky jsou hodnoty tahových pevností měřených na trámčích a krychlích navzájem rozdílné. Hodnoty pevnosti v tahu za ohybu stanovené na trámčích byly o 35% vyšší než pevnosti v příčném tahu na krychlích. Avšak, při zvyšující se teplotou výpalu se rozdíl zmenšoval a pro vzorky vypálené na 500°C byl téměř zanedbatelný.

Pevnost v tlaku byla stanovena na krychlích, válcích i trámčích, viz obr. 5. V tomto případě se rozdíly v hodnotách stanovených na tělesech o odlišných rozměrech a tvarech se zvyšující se teplotou příliš nelišily. Pevnost v tlaku stanovená na válcích byla vždy o cca 30% nižší než v případě krychlí. Z celkového pohledu, vzorky po výpalu na 600°C vykazovaly o 70 – 75 % nižších hodnot než vzorky referenční.



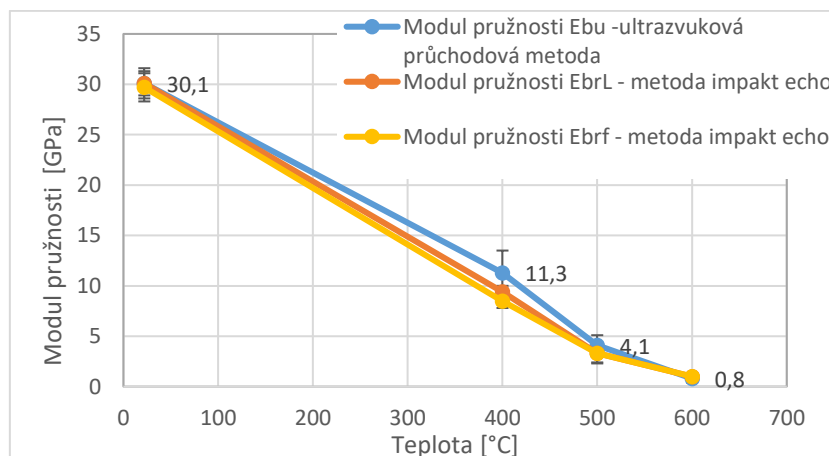
Obrázek 4.: Pevnost v příčném tahu a pevnost v tahu za ohybu po výpalu zjištěné na krychlích, resp. trámčích



Obrázek 5.: Pevnost v tlaku po výpalu zjištěné na krychlich, válcích a zbylých fragmentech trámců po tahové zkoušce

#### Nedestruktivní testy:

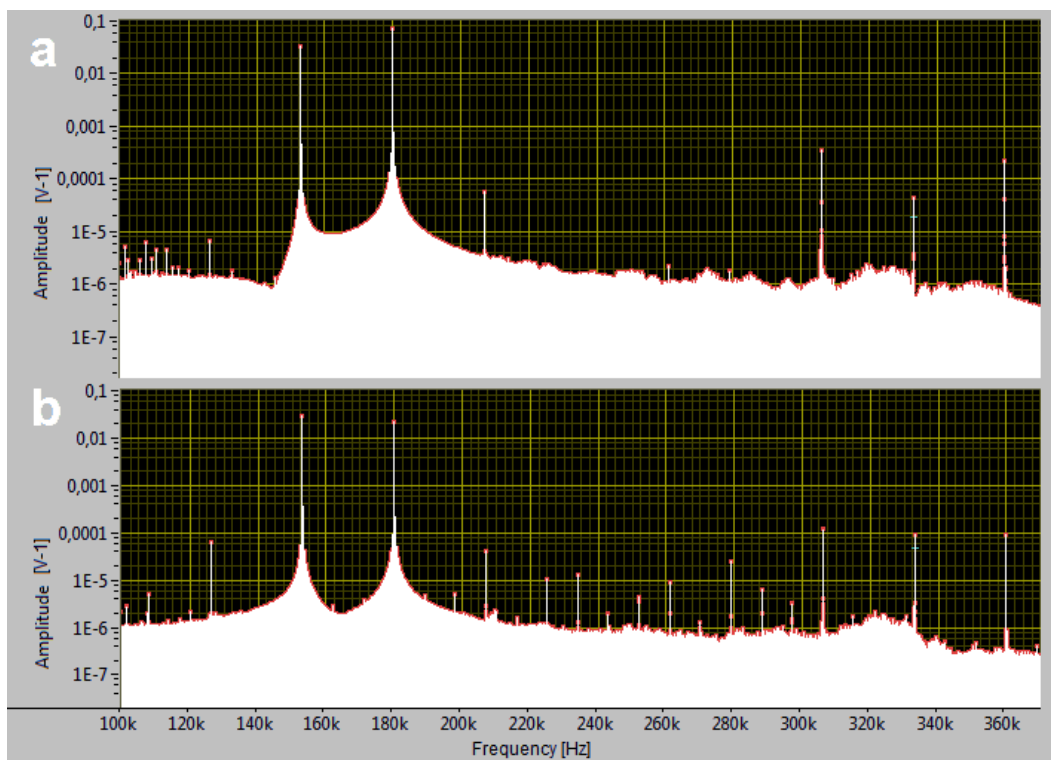
V obrázku 6 jsou shrnuty hodnoty získané konvenčními nedestruktivními metodami, jimiž jsou ultrazvuková průchodová metoda, která stanovuje modul pružnosti  $E_{bu}$  a rezonanční metoda impakt-echo poskytující hodnoty modulu pružnosti v podélném směru  $E_{brL}$  a v příčném směru  $E_{brf}$ . Všechny hodnoty byly stanoveny na trámcích 40x40x160 mm a válcích o průměru 100 mm a výšce 200 mm. V tomto případě nejsou patrné žádné výrazné rozdíly v hodnotách získaných na tělesech o rozdílných rozměrech. Oběma metodami byl zjištěn lineární trend v poklesu hodnot se stoupající teplotou výpalu. Navíc, pokles v hodnotách je více výrazný než v případě destruktivních testů, po výpalu na 600°C dosáhl až 97%, což usnadňuje detekovatelnost poruch.



Obrázek 6.: Modul pružnosti stanovený nedestruktivně pomocí konvenčních metod – ultrazvuková metoda ( $E_{bu}$ ), impakt echo v podélném ( $E_{brL}$ ) a příčném směru ( $E_{brf}$ )

### Nelineární ultrazvuková spektroskopie:

Výsledky získané nelineární ultrazvukovou spektroskopií (NWSM) jsou prezentovány v obrázku 8. Hodnoty byly stanoveny na všech typech zkušebních těles, tj. na krychlích, válcích i trámcích. Pro každý vzorek každé sady vzorků bylo stanoveno šest hodnot. Výsledné hodnoty jsou průměrem všech stanovených hodnot na daném počtu zkušebních těles pro každý typ tělesa, hodnoty jsou doplněny směrodatnými odchylkami. S rostoucí teplotou výpalu roste parametr beta, který charakterizuje míru porušení struktury materiálu. Obrázek 7 a tabulka 1 představují příklad získaného frekvenčního spektra pro vybraný trámec (A1) před a po výpalu na 400°C. Tabulka 1 poskytuje přehled hodnot amplitud  $A_{12}$ ,  $A_1$  and  $A_2$  získaných na vybraných trámcích pro referenční stav, po výpalu na 400°C, 500°C a 600°C. Jsou zde patrné rozdíly v amplitudách pro peaky odpovídající frekvencím 333 kHz =  $f_{12}$ , 153 kHz =  $f_1$  a 180 kHz =  $f_2$ , což demonstruje také obrázek 7. Tabulka dále přináší hodnoty vypočtených parametrů beta pro dané zatěžovací stavy.

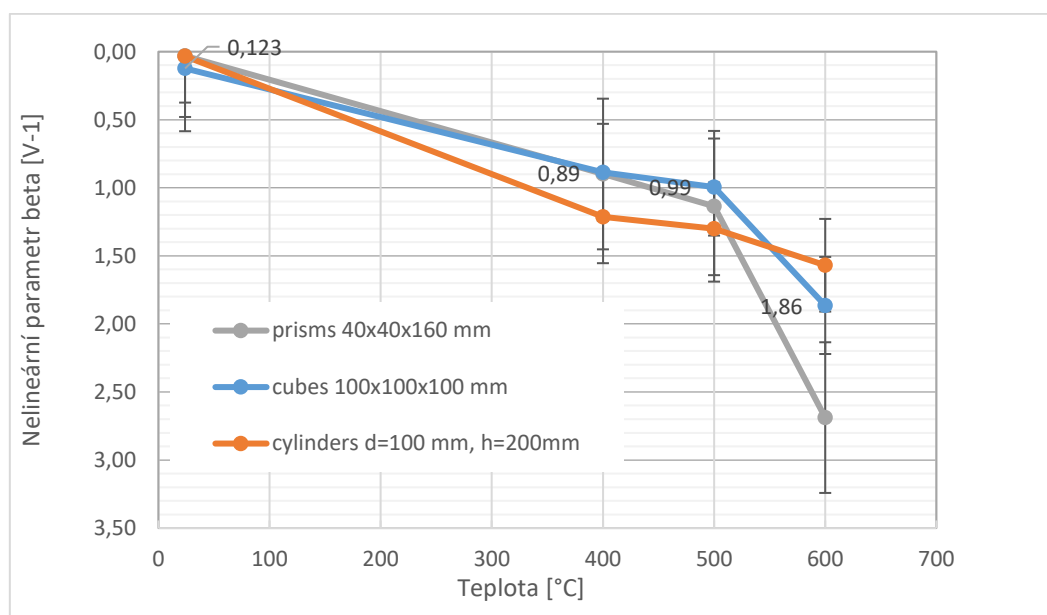


Obrázek 7.: Frekvenční spektra trámce A1 před (a) a po výpalu na 400°C (b)

Tabulka 1.: Přehled hodnot nelineárního parametru beta pro čtyři vybrané vzorky

	Reference	400°C	500°C	600°C
Amplituda $A_{12}$ [V]	0.0000187	0.00004829	0.0000128	0.000001024
Amplituda $A_1$ [V]	0.0342	0.0301	0.0126	0.000812
Amplituda $A_2$ [V]	0.0712	0.0214	0.0058	0.00033
Parametr beta vypočítaný dle (1) [ $V^{-1}$ ]	0.0076	0.0750	0.1752	3.8215

Obrázek 8 představuje přehled všech získaných průměrných hodnot. Nárůst průměrného koeficientu beta po výpalu je  $14,4 \times$  pro  $400^\circ\text{C}$ , dále  $16,8 \times$  pro  $500^\circ\text{C}$  a nakonec  $31,0 \times$  pro  $600^\circ\text{C}$ . To dává představu o vztahu parametru beta k míře poškození materiálu. Zatímco v případě konvenčních nedestruktivních metod byla závislost na daných teplotách výpalu víceméně lineární, v tomto případě dochází k velkému skoku v hodnotách při prvním stupni výpalu ( $400^\circ\text{C}$ ) a dále se hodnoty zvyšují v pomalejším tempu. Metoda je proto velice citlivá už na první známky porušení materiálu.



Obrázek 8.: Parametr beta [ $\text{V}^{-1}$ ] jako indikátor nelinearity zjištěný metodou nelineární ultrazvukové spektroskopie - vyobrazeno v logaritmickém měřítku

### 3.2. Praktické využití metody NWSM

Nelineární ultrazvuková metoda NWSM (Non-linear wave modulation spectroscopy) byla prakticky vyzkoušena na části betonu biologického stínění z jaderné elektrárny Greifswald. Vzhledem ke zbytkové radiaci zkoumaného vzorku bylo nutné omezit expozici pracovníků záření podobně jako v případě měření v elektrárně v provozu. Za tímto účelem byl vyvinut manipulátor „Horymír“, jež je schopen pohybu v ionizačním kanálu betonu biologického stínění a dopraví tak sondy měřicího systému do blízkosti aktivní zóny jaderného reaktoru (obr. 9). V místě měření pak zajistí kontakt sond s povrchem betonu vysunutím tří pístů pomocí pneumatického tlaku, navrácení do původní polohy je realizováno pružinou. Během testování byla změřena nelineární odezva na třech místech ionizačního kanálu vzdálených 400, 1200 a 2000 mm od čela bloku. V místě nejbližším čelu bloku bylo dosaženo velmi dobrého signálu na výstupu, nelineární parametr  $\beta$  byl naměřen s průměrnou hodnotou  $0,03 \text{ V}^{-1}$ . Ve zbylých dvou místech bylo kvůli špatnému kontaktu výstelky ionizačního kanálu s povrchem betonu nemožné určit nelineární parametr  $\beta$ . Intermodulace  $A_{12}$  pro většinu měření

nepřesáhla hladinu šumu, a proto byl nelineární parametr odhadnut v místě 1200 mm od čela na hodnotu  $\beta < 0,07 \text{ V}^{-1}$  a v případě 2000 mm od čela  $\beta \leq 0,04 \text{ V}^{-1}$ . Hodnoty nelineárního parametru v rozmezí  $0,03\text{-}0,04 \text{ V}^{-1}$  lze považovat za referenční hodnoty, odpovídající zdravému betonu. V betonovém bloku tedy nedošlo k žádným změnám mechanických vlastností, v počtu mikrotrhlin či jiných mikrostrukturálních změn.



*Obrázek 9.: Měření betonu biologického stínění pomocí prototypu manipulátoru „Horymír“ (vlevo: pohled na zkoumaný blok betonu, vpravo: manipulátor Horymír nesoucí měřící sondy v ionizačním kanálu zkoumaného betonového bloku)*

## 5. Závěr

Tento článek představuje nově navrženou metodu nedestruktivního testování betonu - Nelineární ultrazvuková spektroskopie (NWSM) a dává si za cíl porovnat její využitelnost s konvenčními metodami NDT – ultrazvukovou průchodovou metodou a metodou impakt-echo. Metody byly použity na několika sadách zkušebních těles z běžného betonu, lišících se svým tvarem a rozměry (krychle, válce a trámce). Beton byl vystaven teplotnímu namáhání na  $400^{\circ}\text{C}$ ,  $500^{\circ}\text{C}$  a  $600^{\circ}\text{C}$  za účelem porušení struktury a následnému porovnání hodnot s referenčním stavem (bez porušení). Pro doplnění a porovnání byly provedeny také destruktivní zkoušky. Metoda nelineární ultrazvukové spektroskopie byla dále prakticky ověřena při zkoušení betonu biologického stínění jaderné elektrárny Greifswald. Výsledky lze shrnout takto:

- Pevnost v příčném tahu a v tahu za ohybu klesla po výpalu na  $600^{\circ}\text{C}$  o 90%;
- Pokles v pevnostech v tlaku byl po výpalu na  $600^{\circ}\text{C}$  v rozmezí 70-75%, přičemž rozdíly v hodnotách stanovených na tělesech lišících se tvarem a rozměry byly pro všechny stupně výpalu velmi podobné;
- Hodnoty modulu pružnosti získané konvenčními metodami – ultrazvukovou průchodovou metodou a metodou impaktecho – vykázaly lineární závislost na teplotě výpalu, při výpalu na  $600^{\circ}\text{C}$  byl zaznamenán pokles hodnot o 97%;
- Nelineární parametr beta získaný nelineární ultrazvukovou spektroskopií (NWSM) se ukázal být velice citlivý již na první poruchy v materiálu – promítnuté do hodnot nelineárního parametru  $\beta$  po výpalu na  $400^{\circ}\text{C}$ , jež byly o řád vyšší než referenční hodnoty, zatímco při dále se zvyšujících teplotách výpalu docházelo k pomalejšímu nárůstu parametru beta.

- Při měření na betonovém bloku JE Greifswald byla ověřena jak funkčnost a spolehlivost metody NWSM, tak i použití mechanického manipulátoru Horymír ve stísněných prostorech ionizačního kanálu reaktorové šachty. Beton vykazoval hodnoty nelineárního parametru  $\beta = 0,03 - 0,04 V^{-1}$ , které odpovídají referenčnímu stavu, tj. betonu bez poškození.

## Poděkování

Tato práce byla finančně podpořena Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky v rámci projektu R4S: Výzkum pro SUSEN s číslem aktivity LQ1603 a interním projektem CVŘ - IPNOP: Monitoring of concrete cracks via neutron noise analysis.

## Literatura

- [1] FIELD, K.G., REMEC, I., LE PAPE, Y.: Radiation effects in concrete for nuclear power plants – Part I: Quantification of radiation exposure and radiation effects. Nuclear Engineering and Design, 2015 p. 282126–143.
- [2] ABEELE, K. VAN DEN, DESADELEER, W., SCHUTTER, G. De, WEVERS, M.: Active and passive monitoring of the early hydration process in concrete using linear and nonlinear acoustics. Cement and Concrete Research, 39(5), 2009. p. 426–432.
- [3] WANG, M.L., LYNCH, J.P., SOHN, H.: Sensor Technologies for Civil Infrastructures. Elsevier Science, Burlington.
- [4] ČSN 73 1371: Nedestruktivní zkoušení betonu - Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu .
- [5] ČSN EN 73 1372: Nedestruktivní zkoušení betonu - Rezonanční metoda zkoušení .
- [6] ČSN EN 12390-3: Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles.
- [7] ČSN 73 1318: Stanovení pevnosti betonu v tahu. 1986.
- [8] ČSN EN 1015-11: Zkušební metody malt pro zdivo - Část 11: Stanovení pevnosti zatvrdlých malt v tahu za ohybu a v tlaku.



## IDENTIFIKACE A HODNOCENÍ PŘÍČIN ZBORCENÍ POTRUBÍ TECHNICKÉ VODY DŮLEŽITÉ KONCOVÝCH JÍMAČŮ TEPLA

### DETERMINATION AND EVALUATION OF COLLAPSE CAUSES OF IMPORTANT TECHNICAL WATER ULTIMATE HEAT SINK PIPELINE

Pavel Schmid<sup>1</sup>, Petr Daněk<sup>1</sup>, Tomáš Kordina<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

<sup>2</sup>Česká republika – Státní úřad pro jadernou bezpečnost

**Anotace:**

*Během realizace nového koncového jímače tepla na jaderné elektrárně Dukovany vznikly při zhotovování nových tras potrubí technické vody závažné vady a poruchy na potrubí technické vody. Tyto vady a poruchy by znemožňovali plnit bezpečnostní funkci tohoto potrubí. Na základě objednávky od Státního úřadu pro jadernou bezpečnost prováděla organizace AdMaS expertní a technickou podporu při kontrole průběhu realizaci nového koncového jímače tepla.*

**Annotation:**

*During the implementation of the new ultimate heat sink at the Dukovany Nuclear Power Plant, serious defects and failures in the technical water pipeline emerged during the construction of new lines of technical water piping. These defects and faults would make it impossible to perform the safety function of this pipe. Based on an order from the State Office for Nuclear Safety, the AdMaS organization carried out expert and technical support during the implementation of the new heat sink check.*

**Klíčová slova:**

*Jaderná elektrárna, technická voda důležitá, hlavní výrobní blok, protlak, mezikruží, zálivka, injektáž, gravitační zalití, příčina, vada, porucha, jaderná bezpečnost*

**Keywords:**

*nuclear power plant, important technical water, main production block, pipe jacking, annulus, grout, injection, gravity grouting, cause, defect, failure, nuclear safety*

## **1. Úvod.**

Jedním z bezpečnostních nálezů z periodického hodnocení bezpečnosti, které pravidelně v desetiletých cyklech na jaderných zařízeních probíhá v souladu s požadavky ustanovení § 48 atomového zákona č. 263/2016 Sb. a jeho prováděcích předpisů (v době provádění byl ještě v platnosti zákon č. 18/1997 Sb.), bylo, že jaderná elektrárna Dukovany nemá zcela nezávislý redundantní systém pro odvod zbytkového tepla z bezpečnostních systémů pomocí technické vody důležité (dále jen TVD). Z tohoto důvodu provozovatel jaderného zařízení přistoupil k nápravě a zrealizoval výstavbu nových koncových jímačů tepla (dále jen KJT). Díky omezenému prostoru pozemku pro umístění jaderného zařízení a způsobu vedení stávajících potrubí TVD od hlavních výrobních bloků a strojovny směrem k chladícím věžím (zakopaná potrubí), zvolil projektant návrh řešení a umístění KJT vedle objektu centrální čerpací stanice (ČČS). S tímto řešením a přidáváním nových tras potrubí TVD (opět jako zakopaná potrubí) bylo nutno technicky řešit napojení a křížení stávajících a nových potrubních tras.

Navržené řešení křížení vedení nových a stávajících tras TVD bylo navrženo jako vedení nového potrubí v protlacích/ražených štolách (ocelových chráničkách DN 1200) pod stávajícím vedením potrubních tras TVD.

Z důvodu splnění požadavků na jadernou bezpečnost a technickou bezpečnost vybraných zařízení (potrubí technické vody DN 1000 je kategorizováno jako vybrané zařízení a je zařazeno do bezpečnostní třídy 2 v souladu s vyhláškou č. 132/2008 Sb., resp. vyhláškou č. 329/2017 Sb.), bylo projektantem navrženo zalití meziprostoru mezi chráničkou a vlastním potrubím TVD zálivkovou hmotou.

## **2. Událost zborcení potrubí TVD při aplikaci zálivky**

### **2.1. Identifikace příčin vzniku poruchy na potrubí TVD**

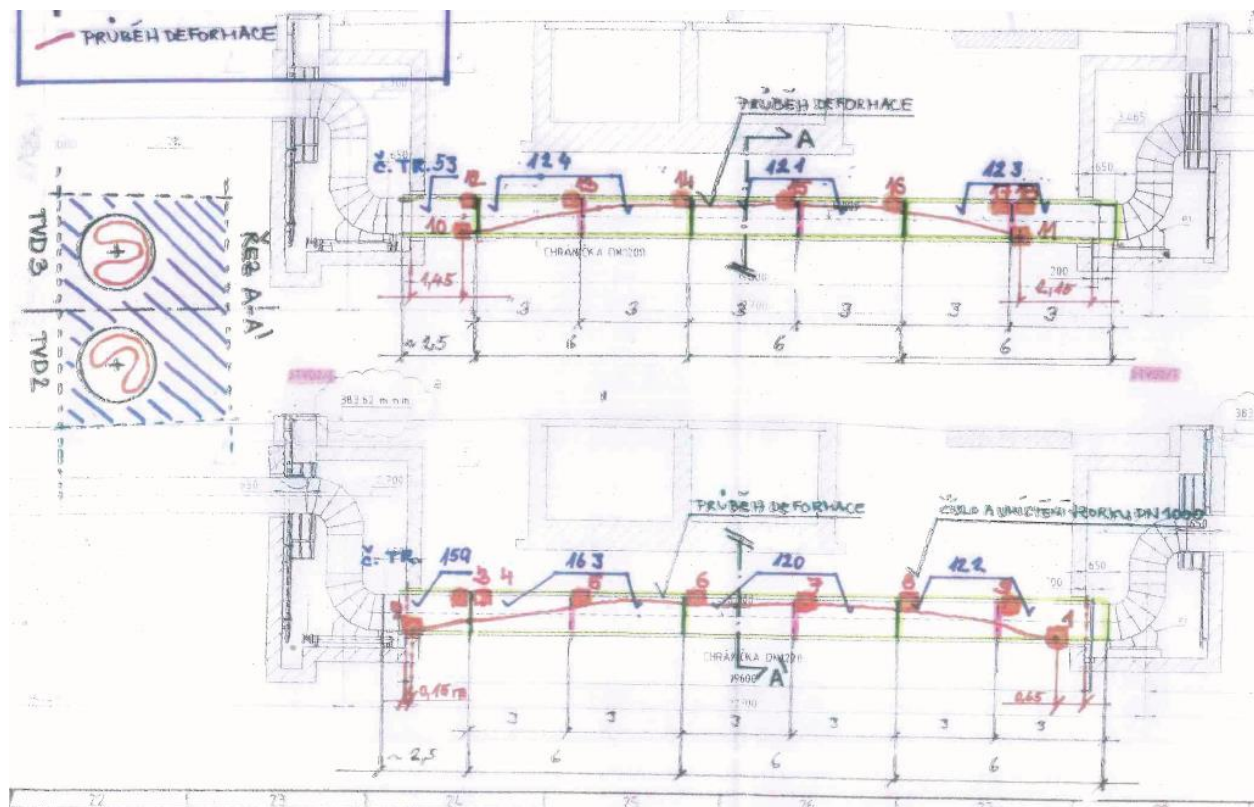
Během realizace nového koncového jímače tepla na jaderné elektrárně Dukovany došlo při zhotovování nových tras potrubí TVD ke vzniku poruchy na potrubní trase TVD v místech křížení se stávající trasou potrubí TVD. O nastalé situaci byl provozovatelem jaderného zařízení informován Státní úřad pro jadernou bezpečnost (dále jen SÚJB), který si nechal zpracovat organizací AdMaS expertní a technickou podporu při kontrole průběhu realizace technické změny koncového jímače tepla, ve věci poškození potrubí TVD divize 2 a 3 hlavního výrobního bloku č. 1 (dále jen HVB1) během výstavby.

Předmětem plnění zmíněné objednávky bylo nezávislé posouzení možných příčin vzniku poruchy na potrubí TVD. Toto posouzení bylo provedeno na základě hodnocení související podkladové dokumentace, místních šetření a hodnocením technologických postupů při provádění stavebních prací.

### **2.2. Charakter poruch potrubí TVD 2 a 3 mezi šachtami 2/6, 3/6 a 2/7, 3/7**

Při kontrole čistoty vnitřních povrchů potrubí TVD 2 a 3 byla dne 21. 7. 2015 pracovníky báňské služby identifikovaná závažná havarijní porucha potrubí mezi šachtami 2/6, 3/6 a 2/7, 3/7.

Bylo zjištěno zborcení stěn potrubí DN 1000 v celých délkách mezi šachtami (tedy v místech průchodu chráničkami). Charakter havarijní poruchy je zřejmý z následujících Obrázků č. 1 – 4.



Obrázek 1.: Zhroucení potrubí TVD2, 3, charakter deformace



Obrázek č. 2: Deformační zhroucení potrubí TVD 3 (levý snímek) a TVD 2 (pravý snímek)



Obrázek č. 3: Charakter zborcení potrubí TVD 2 při pohledu z chráničky (foto pořízeno při místním šetření dne 7. 8. 2015 v průběhu demontážních prací)



Obrázek č. 4: Detaily instalovaných odvzdušňovacích hadiček na rozhraní zdivo čela – injektážní ztvrdlá směs, vnitřní průměr hadičky maximálně 25 mm

### 2.3. Uplatnění výsledků expertního posouzení

Zjištěný stav ze dne 21. 7. 2015 byl neslučitelný s dalším provozem jaderného zařízení. Ze strany provozovatele jaderného zařízení a zhotovitele stavebních prací byly provedeny činnosti pro nápravu zjištěného stavu.

Na základě obdržených informací byla Státním úřadem pro jadernou bezpečnost zahájena neplánovaná kontrola, jejímž cílem bylo ověřit, zda byly při mírovém využívání jaderné energie plněny požadavky plynoucí ze zákona č. 18/1997 Sb., atomový zákon, ve smyslu, že všechny procesy a činnosti související s využíváním jaderné energie je nutno plánovat, řídit, provádět, ověřovat a hodnotit tak, aby byla dosažena jakost položky ovlivňující bezpečnost. Tím, že došlo k poškození potrubí TVD při vlastním provádění realizace technické změny ovlivňující jadernou

bezpečnost, bylo důvodné podezření, že ne všechny procesy a činnosti byly dostatečně plánovány, řízeny ověřovány a hodnoceny tak, aby byla zajištěna jakost položky ovlivňující bezpečnost.

Z této kontroly byl vyhotoven protokol o kontrole č. 159/2015-EDU, vedený pod č.j.: SÚJB/OKJZ/15013/2016 ve spise č.j.: SÚJB/OKJZ/16353/2015/1.

### **3. Nálezy související s hodnocením poruchy**

Pro nezávislé posouzení možných příčin vzniku poruchy na potrubí TVD byly studovány různé aspekty, které se řešitelům jevili, že by mohli přispět ke vzniku poruchy. Níže jsou zkráceně popsány dílčí závěry z jednotlivých činností.

#### **3.1 Geotechnické aspekty, hloubení jam a ražba štol**

Vzhledem ke stavu chrániček po dokončení demontáže potrubí TVD 2 a 3 mezi šachtami 2/6, 3/6 a 2/7, 3/7 a na základě dostupných informací z inženýrsko-geologické dokumentace nemá výsledný charakter defektu potrubí DN 1000 geotechnický aspekt. Případné vlivy horninového prostředí či podzemní vody na zhroucení trub byly prakticky s jistotou vyloučeny.

K problematice geotechnických aspektů lze vyslovit následující doporučení. Přestože nebyla zjištěna souvislost mezi poruchou a základovými poměry, je nezbytné tento vztah reflektovat. Vedle IG dokumentace startovacích šachet by se měly zdokumentovat i ražené štoly. Závěry prohlídky zapíše odborný geotechnický dozor do stavebního deníku. Shodu nebo případné odlišnosti od předpokladů zhodnotí projektant, resp. statik, formálním stanoviskem či zápisem do stavebního deníku. Veškerou geologickou dokumentaci je třeba archivovat společně s projektovou dokumentací.

#### **3.2 Instalace chrániček DN 1200 a zálivky**

Na základě podrobných vizuálně defektoskopických prohlídek při místních šetřeních, stavu chrániček po dokončení demontáže potrubí TVD 2 a 3 mezi šachtami 2/6, 3/6 a 2/7, 3/7 a na základě dostupných informací ze stavebního deníku byl technologický postup TP č. 01/14 při realizaci této části stavby plně respektován. Případné vlivy nekorektního či chybného postupu při instalaci a zalití chráničky na zhroucení trub jsou prakticky s jistotou vyloučeny.

#### **3.3 Instalace vodovodního potrubí DN 1000 do chrániček DN 1200**

Realizované postupy při instalaci potrubí DN 1000 do chráničky DN 1200 významně přispěly k havárii potrubí DN 1000 při aplikaci zálivkové hmoty. Zvolený postup instalace pomocí řetězových případně lanových ručních pákových zvedáků (tzv. „hupcůků“), rektifikace horizontální polohy trubky jeřábem přes úvazek na volném konci trubky, tření ploch volných přírub navařených distančníků na vnitřním povrchu chráničky s efektem lokálního ohybového a smykového namáhání stěny trubky DN 1000, problematická rektifikace polohy před realizací montážního svaru navazujících trubek jsou příčinou vzniku nevratného parazitního napětí v

materiálu trubky DN 1000, které výrazně snižuje limitní hodnoty únosnosti při vyboulení, tedy reálné hodnoty plošného zatížení na plášť trubky před jejím zborcením.

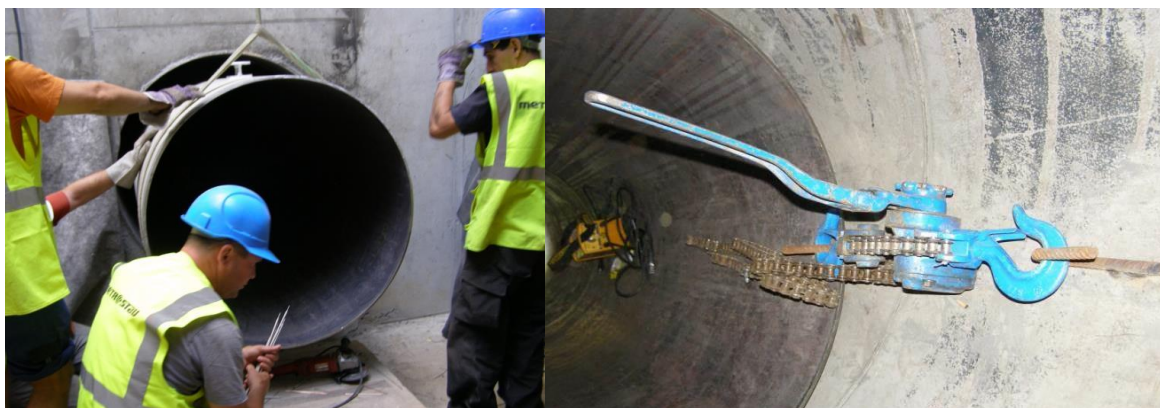
Zde je nutné také konstatovat, že doložený TP pro instalaci potrubí DN 1000 do chráničky DN 1200 v zásadě neřeší a nepředepisují konkrétní pracovní postupy, které se na havárii výrazně podílely.



*Obrázek č. 5: Svařování distančníků na stavbě a detail vyrobeného distančnicku*



*Obrázek č. 6: Detail navařeného distančnicku na vnějším plášti a stav vnitřního pláště pod distančnickem po navaření*



*Obrázek č. 7: Zavěšení trubky DN 1000 na jeřábu a řetězový ruční pákový zvedák při instalaci trubky do chráničky DN 1200*



Obrázek č. 8: Detaily distančníků při posuvu trubky DN 1000 do chráničky DN 1200



Obrázek č. 9: Rektifikace polohy navazujících trubek před realizací montážního svaru

### 3.4 Aplikace záливky betonem C30/37 do mezikruží

K poškození potrubí došlo dne 10. 7. 2015 při aplikaci záливky-betonu C 30/37 XC4 SF 2 do mezikruží ocelové chráničky DN 1200 a ocelového potrubí DN 1000. Pro vyplnění mezikruží DN 1200/DN 1000 byl doložen Technologický postup a během realizace bylo dokladováno množství aplikované záливkové hmoty.

Zvolený postup aplikace záливkového betonu do mezikruží je velice problematický a byl rozhodující příčinou zhroucení potrubního systému DN 1000. K danému postupu nebyl zpracován statický výpočet, který by prokázal spolehlivou odolnost potrubí DN 1000 na působení plášťových tlaků od aplikované hmoty čerstvého betonu o objemové hmotnosti  $2500 \text{ kgm}^{-3}$  v kombinaci s aplikací výkonného čerpadla a působení tlakového sloupce (výška vyložení čerpadla nad chráničkou) až 8,5 m. Z charakteru defektu potrubí je zřejmé, že plošné tlaky čerstvého betonu dosáhly při aplikaci záливkové hmoty hodnot přesahujících únosnost potrubí DN 1000 a reálně došlo ke zborcení potrubního systému v chráničkách.

Závažným aspektem je také množství směsi aplikované do mezikruží. Při daných geometrických parametrech injektovaného ocelového mezikruží se jedná o jednoduchou objemovou úlohu. Do každého mezikruží mělo být aplikováno maximálně  $6,9 \text{ m}^3$  záливkového materiálu. Reálně bylo použito  $15 \text{ m}^3$  resp.  $12 \text{ m}^3$ , tedy o 117 % resp. 74 % více! Identifikovaný nález prokazuje fatální selhání jednoduchých kontrolních mechanismů (kontrola množství aplikovaného záливkového materiálu), které měly být použity!

#### 4. Závěr

Na základě nálezů v průběhu prováděných prací a expertní a technické podpory při kontrole vykonávané Státním úřadem pro jadernou bezpečnost, které jsou specifikovány v předcházejících oddílech 3.1 až 3.4, lze souhrnně uvést následující procesy, které se podílely na celkovém scénáři havárie potrubí TVD DN 1000

Nevhodné pracovní postupy při instalaci potrubí DN 1000 do chráničky DN 1200 jsou příčinou vzniku nevratného parazitního napětí v materiálu trubky DN 1000, které výrazně snižuje limitní hodnoty únosnosti při vyboulení, tedy reálné hodnoty plošného zatížení na plášť trubky před jejím zborcením.

Žádný z doložených TP v zásadě neřeší instalaci potrubí DN 1000 do chráničky DN 1200 a nepředepisuje konkrétní pracovní postupy.

Zvolený postup aplikace záливkového betonu do mezikruží mezi chráničkou DN1200 a potrubím TVD DN 1000 je velice problematický. K danému postupu nebyl zpracován statický výpočet, který by prokázal spolehlivou odolnost potrubí DN 1000 na působení plášťových tlaků od aplikované hmoty čerstvého betonu o objemové hmotnosti  $2500 \text{ kg/m}^3$  v kombinaci s aplikací výkonného čerpadla a působení tlakového sloupce (výška vyložení čerpadla nad chráničkou) až 8,5 m.

Závažným aspektem je také množství směsi aplikované do mezikruží. Do každého mezikruží mělo být aplikováno maximálně  $6,9 \text{ m}^3$  záливkového materiálu. Reálně bylo použito  $15 \text{ m}^3$  resp.  $12 \text{ m}^3$ , tedy o 117 % resp. 74 % více! Identifikovaný nález prokazuje fatální selhání jednoduchých kontrolních mechanismů (kontrola množství aplikovaného záливkového materiálu), které měly být použity!

Na druhou stranu lze souhrnně uvést i následující procesy, které lze vyloučit z celkového scénáře havárie potrubí TVD DN 1000 - geotechnické aspekty, resp. ražba štol, instalace chráničky DN 1200 a betonové záливky volného prostoru mezi chráničkou a stěnami štol.

Součástí expertní a technické podpory bylo i provedení ověřovacího numerického modelu poškození potrubí. Výsledky zjištěných pomocí analytického řešení a numerických analýz jsou



ve shodě s výše uvedenými závěry. Lze z nich dovodit, že při aplikaci zálivkové směsi do mezikruží ocelové chráničky DN 1200/DN 1000 dne 10. 7. 2015 byl vyvinut kombinací objemové tíhy, výšky sloupce zálivkové hmoty a provozního tlaku čerpadla takový tlak, který překročil hodnotu tlaku, při kterém dochází k boulení stěny trubky.

Výsledky numerické analýzy procesu poškození potrubí současně naznačují, že pro vznik deformace trubky působil na trubku tlak v řádech jednotek MPa.

## **Poděkování**

Příspěvek 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] SCHMID, P., PĚNČÍK, J., DONĚK, M., DANĚK, P.: Výzkumná zpráva č. HS 1255723L „Expertní a technická podpora neplánované kontroly průběhu realizace TZ 5983 – KJT EDU, poškození potrubí TVD 2 a 3 na HVB 1, Etapa 01 – Odběr vzorků, účast na kontrolní činnosti laboratorní expertízy odebraných vzorků, stanovení příčin vzniku poruchy, zhotovitel FAST VUT v Brně, objednavatel ČR – Státní úřad pro jadernou bezpečnost (SÚJB), 10/2015.
- [2] SCHMID, P., PĚNČÍK, J., DONĚK, M., DANĚK, P.: Výzkumná zpráva č. HS 12557229L „Expertní a technická podpora neplánované kontroly průběhu realizace TZ 5983 – KJT EDU, poškození potrubí TVD 2 a 3 na HVB 1, Etapa 02 – Vytvoření ověřovacího matematického modelu poškozeného potrubí na základě stanovení příčin vzniku poruchy, zhotovitel FAST VUT v Brně, objednavatel ČR – Státní úřad pro jadernou bezpečnost (SÚJB), 10/2015.
- [3] SCHMID, P., PĚNČÍK, J., DONĚK, M., DANĚK, P.: Výzkumná zpráva č. HS 12557277 „Expertní a technická podpora neplánované kontroly průběhu realizace TZ 5983 – KJT EDU, poškození potrubí TVD 2 a 3 na HVB 1, Etapa 03 – Expertní posouzení podkladové dokumentace, technologických postupů provádění stavebních prací, zhotovitel FAST VUT v Brně, objednavatel ČR – Státní úřad pro jadernou bezpečnost (SÚJB), 10/2015

## **Kontakt**

Doc. Ing. PAVEL SCHMID, Ph.D., mail: schmid.p@vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. TOMÁŠ KORDINA, mail: Tomas.Kordina@sujb.cz, Státní úřad pro jadernou bezpečnost, Senovážné nám. 9, 110 00 Praha 1.

## PŘÍPADOVÁ STUDIE: PRŮZKUM STATICKÝCH PORUCH PŘÍSTAVBY OBJEKTU STŘEDISKA VOLNÉHO ČASU

### CASE STUDY: FAILURE ASSESSMENT OF FREE TIME CENTRE BUILDING

Pavel Schmid<sup>1</sup>, Petr Daněk<sup>1</sup>, Iva Rozsypalová<sup>1</sup>, Petr Gabriel<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

<sup>2</sup>Statutární město Brno, Magistrát města Brna, Odbor správy majetku

**Anotace:**

*Příspěvek se zabývá případovou studií průzkumu statických poruch přístavby objektu Střediska volného času Lužánky v Brně. Popisuje historii stavby a diagnostiku objektu. Cílem diagnostiky byla identifikace příčin stávajících poruch dělicích konstrukcí, obvodového zdiva a nosného zdiva v předmětné části objektu. V rámci průzkumu byly použity metody vizuálně-defektoskopické prohlídky, semidestruktivní diagnostiky a diagnostika základových konstrukcí a základové půdy. Článek obsahuje návrh opatření pro zajištění spolehlivosti a bezpečnosti při běžném provozu objektu.*

**Annotation:**

*The paper deals with a case study of building defects inspection of Lužánky Free Time Centre in Brno. It is described the history of the building and the building diagnostics. There were used the survey methods of visual-defectosopic inspection, semidestructive diagnosis and diagnosis of foundations and foundation soil. The conclusions contain recommendations for immediate and long-term solution of the object's static problems.*

**Klíčová slova:**

*Případová studie, vizuálně-defektoskopická prohlídka, semidestruktivní diagnostika, diagnostika základů a základové půdy*

**Keywords:**

*Case study, visual-destructive inspection, semidestructive diagnosis, diagnosis of foundations and foundation soil*

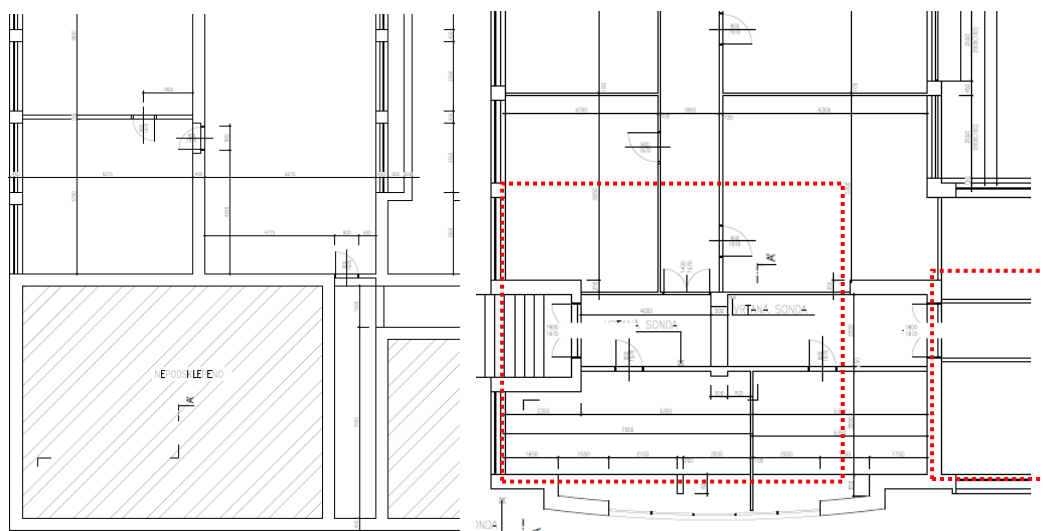
## 1. Úvod

Předmětem článku je seznámení čtenáře s provedenými diagnostickými pracemi in-situ na konstrukčních prvcích a celcích nepodsklepené části objektu přístavby využívaného Střediskem volného času Lužánky v Brně Lidická 50. Cílem diagnostiky byla identifikace příčin stávajících poruch dělicích konstrukcí, obvodového zdiva a nosného zdiva v předmětné části objektu a návrh opatření pro zajištění spolehlivosti a bezpečnosti při běžném provozu [1-8]. Diagnostické práce byly nutné na základě statického posudku Ing Petra Daniela [9] z ledna 2018, který v závěru konstatuje poměrně rychlý postup poruch na stavební konstrukci, který vede ke klasifikaci poruch do třetího stupně závažnosti – havarijní s nutností okamžité nápravy. Diagnostické práce byly zahájeny v měsíci září 2018.

## 2. Konstrukční a dispoziční řešení předmětné části objektu

Stávající objekt SVČ Lužánky Lidická 50 je tvořen komplexem dvou vzájemně propojených budov. Původní historickou budovu s hlavním vstupem a průčelím se sochami karyatid postavil v roce 1855 Ludwig Förster jako restaurační pavilón, tzv. Kasino. V letech 1948-1949 byl přívětivý renesanční pavilón stavebně upravován a poněkud necitlivě byla realizována přístavba podle projektu arch. A. Kuriala. Stavební práce probíhaly formou tzv. akce „Z“. Tento komplex budov sloužil jako tehdejší Dům pionýrů a mládeže a stal se prvním pionýrským domem, který byl v roce 1949 slavnostně otevřen A. Zápotockým, tehdejším předsedou vlády. Po roce 1989 se stal střediskem volného času. V současné době je nejen nejstarším zařízením svého druhu v naší republice, ale se všemi pobočkami i jedním z největších. Předmětem hodnocení je poškozená část přístavby z roku 1949, viz Obr. 1. Stáří hodnocených konstrukčních prvků a celků je tedy 70 let. [10]

Přístavba je tvořena dvěma křídly, která jsou dispozičně uspořádána do tvaru písmene L. Podél ulice Lidické je přibližně v SJ směru částečně podsklepený objekt přibližných půdorysných rozměrů 40 x 6 m, který je uspořádán jako podélný troj-trakt s chodbou situovanou ve střední části. Nosnou funkci plní podélné obvodové zdivo, které je opatřeno rozsáhlými otvorovými výplněmi. Kritickým detailem obvodových nosných stěn jsou meziokenní nosné pilíře. Dělicí vnitřní svíslé konstrukce jsou nenosné. V horních částech je obvodové zdivo opatřeno železobetonovým obvodovým ztužujícím věncem, který vynáší sedlovou střechu. Krov je tvořen dřevěnými sbíjenými příhradovými vazníky, které jsou uloženy na zmíněném věnci. Ztužující věnec a konstrukce krovu významně zajišťují prostorovou tuhost objektu. Celková výška objektu od nášlapných vrstev interiérové podlahy po hřeben střechy je přibližně 4250 mm (světlá výška interiérových prostor přibližně 3100 mm). Tato část přístavby je výrazně lehčí z hlediska vlastní tíhy a tedy hodnot přenášených reakcí do základové půdy oproti navazující přístavbě, která je pospána v následujícím odstavci. [10]



*Obrázek 1.: Půdorys části suterénu (vlevo) a části nadzemního podlaží (vpravo) přístavy v oblasti poškozených obvodových a dělicích stěn nadzemním podlaží. Nepodsklepené části dispozice vyznačeny červenou konturou.*

Na SJ křídlo navazuje kolmo (v dispozici písmene L) ve směrové orientaci VZ dvorní křídlo. Oba objekty přístavby jsou provozně propojeny společnou chodbou. Konstruktivně jsou oba objekty odděleny. Dispozičně je VZ křídlo řešeno obdobně jako SJ křídlo. Pouze v jeho západní části u štítové obvodové stěny (v rohové části přístavby) je řešen jako dvoj-trakt. VZ dvorní křídlo je ve většině dvorních dispozic podsklepeno, pouze v západní části (u štítové obvodové stěny směrem do veřejných prostor parku Lužánky k ulici Lidická) je podsklepeno pouze částečně. Objekt VZ dvorního křídla je přibližně půdorysných rozměrů 30 x 16 m. Nosnou funkci plní podélné obvodové zdivo, které je opatřeno rozsáhlými otvorovými výplněmi. Kritickým detailem obvodových nosných stěn jsou meziokenní nosné pilíře. Dělicí vnitřní svíslé konstrukce jsou nenosné. V horních částech je obvodové zdivo opatřeno železobetonovým obvodovým ztužujícím věncem, který vynáší sedlovou střechu. Krov je tvořen dřevěnými sbíjenými příhradovými vazníky, které jsou uloženy na zmíněném věnci. Ztužující věnec a konstrukce krovu významně zajišťují prostorovou tuhost objektu. U štítové obvodové stěny směrem k ulici Lidická je vyložen 10,5 m široký oblý konvexní arkýř, při krajích s vyložením na vykonzolované ŽB desce 600 mm, uprostřed 950 mm. Celková výška objektu od nášlapných vrstev interiérové podlahy po hřeben střechy je přibližně 6200 mm (světlá výška interiérových prostor přibližně 4400 mm). Tato část přístavby je tedy výrazně těší z hlediska vlastní tíhy a tedy hodnot přenášených reakcí do základové půdy oproti navazující SV přístavbě, která je pospána v předcházejícím odstavci. [10]

Obvodové nosné zdivo objektu přístavby (tedy obou křídel) je realizováno v dobových a tradičních technologiích jako cihelné na maltu vápenocementovou. Základové konstrukce tvoří betonové pásy, které jsou s největší pravděpodobností nevyztužené. Kvalita betonu základových pasů a ztužujících věnců, které vynáší příhradové dřevěné vazníky sedlové střechy, odpovídá době realizace (rok 1949) a nejspíše odpovídá z hlediska pevnostního dnešní třídě C12/15. [10]

## 2. Nálezy diagnostického průzkumu

### 2.1. Nálezy vizuální defektoskopické prohlídky

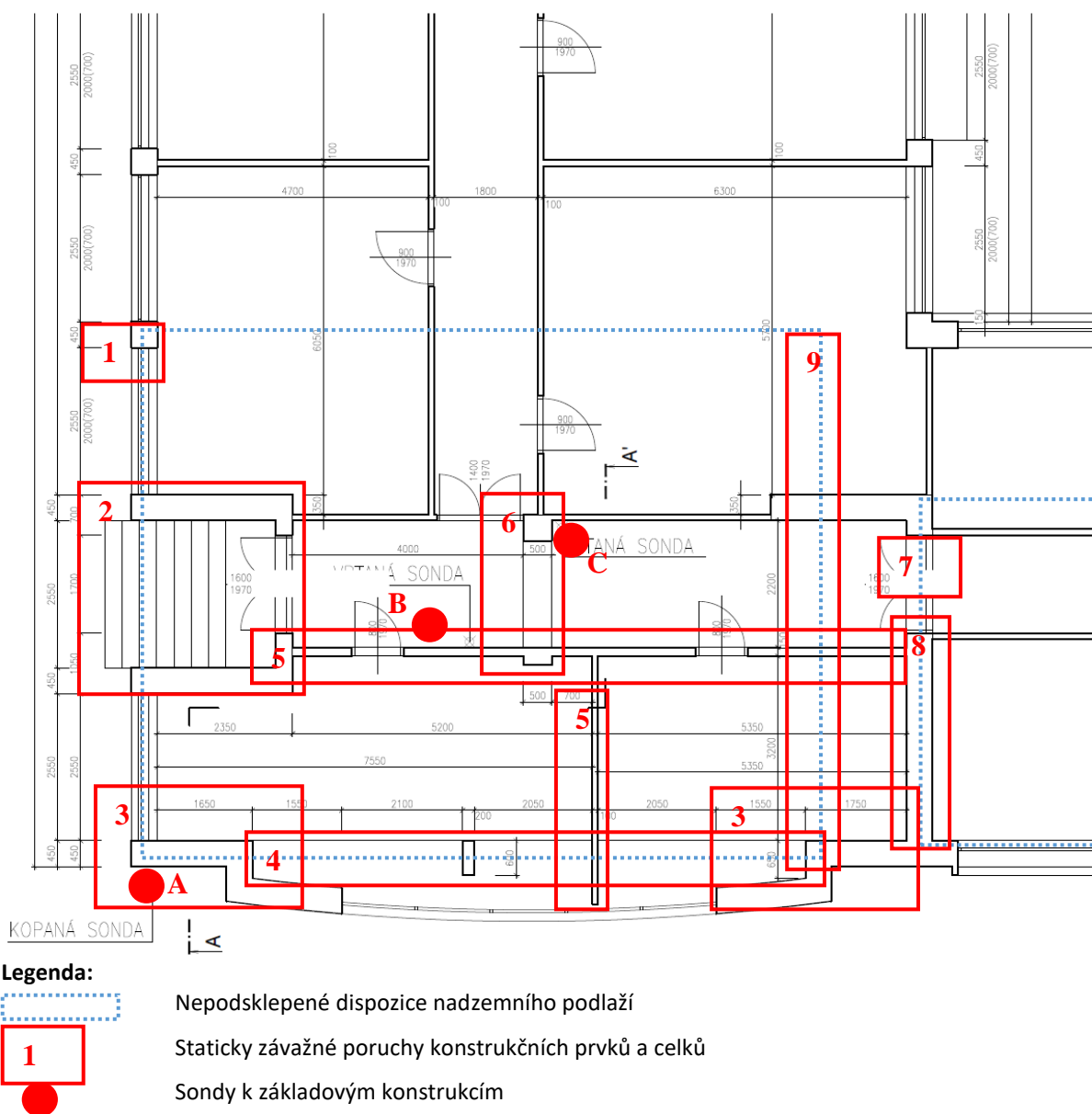
Z hlediska nálezů závažných vad a poruch byly podrobnou vizuálně defektoskopickou prohlídkou identifikovány následující podstatné nálezy. Staticky významné poruchy vykazují především částečně podsklepená rohová část VZ dvorního křídla v krajní dispozici u obvodové štítové stěny směrem k ulici Lidická. Pro popisné účely předkládané zprávy jsou identifikované poruchy označeny jako oblasti typů poškození 1 až 9. Schematicky je lokalizace poškození a jeho rozsah dokumentován na Obr.2. Ze zjištěných typů poškození jsou pro celkové hodnocení rozhodující a velice závažné následující nálezy:

- **Typ poškození 1 (šikmá trhlinka v parapetním zdivu obvodové nosné stěny) a 2 (prosedání schodiště a trhliny ve schodišťovém zdivu).** Masivní poškození parapetního obvodového zdiva nosné stěny trhlinkou aktuální šířky až 20 mm na rozhraní podsklepené a nepodsklepené dispozice přístavby. Je dokumentováno také prosedání schodiště a trhliny ve schodišťovém zdivu. Nestabilizované základové poměry prokazuje skutečnost, že vestavěné plastové dveře vstupu do budovy od skleníků (instalovány v roce 2015) jsou již aktuálně neseřiditelné. Situace je dokumentována na Obr 3a.

- **Typ poškození 3 (masivní trhliny ve štítové obvodové stěně, vyklápění arkýře) a 4 (masivní trhliny v liniích vestavěných ocelových rámu a na styku s podhledem).** Masivní poškození obvodové štítové stěny v dispozici navazujícího ostění arkýře prokazují vyklápění arkýře a prosedání obvodové stěny. Boční zdivo arkýře není se zdivem stěny provázáno, obezdívka ocelový sloupů vestavěných rámu má problematickou vazbu a není se zdivem stěny provázána. Masivní trhliny v liniích vestavěných ocelových rámu obvodové stěny v dispozici arkýře nejsou v kontaktu s dolním lícem ztužujícího železobetonového věnce, který tvoří vykonzolovanou stříšku arkýře. Na Obr. Reálně hrozí samovolné zřízení okenních výplní a boční přízdívky arkýře do přiléhajícího okolí. Prosedání rohové části objektu za linií arkýře a vyklápění obvodové štítové stěny s arkýřem jsou již tak masivní, že nadokenní překlady jsou v oblasti uložení nefunkční a aktuálně přitěžují rám plastové okenní výplně a masivně oslabují prostorovou tuhost konstrukčního celku. Situace je dokumentována na Obr. 3b,c.

- **Typ poškození 5 (masivní poškození dělicí chodbové příčky) a 6 (prolomení svislých pilířů výztužného rámu příček):** Vnitřní dělicí chodbové příčky v chodbové části jsou odtrženy od stabilizačního rámu tvořeného zděnými pilíři a převázkou z vložených železobetonových překladů. Pilíře. Výztužný rám slouží výhradně pro zajištění prostorové tuhosti chodbových dělicích příček. Zmíněný rám a jeho konstrukční části mají pro bezpečnou stabilitu zcela zásadní funkci a tím, že se již příčka prakticky od pilíře odtržena a pilíře jsou poškozeny trhlinami a masivně prosedají, svoji funkci ztrácí. Při dalším poklesu podloží a stávajícímu naklonění pilířů a horizontálním posunům chodbové příčky reálně hrozí zřícení příčky, která má nadstandardní výšku a z toho plynoucí stabilitní problémy, které přímo souvisí s reálným štíhlostními parametry vnitřní dělicí konstrukce (dlouhá, vysoká a tenká zeď). Situace je dokumentována na Obr. 3d.

▪ **Typ poškození 7 (závažné porušení ztužujícího věnce masivní trhlinou), 8 (šikmé trhliny v nosné stěně v úrovni přízemí i suterénu) a 9 (masivní trhliny v nosné chodbové stěně suterénu):** Železobetonový ztužující věnec vynášející sbíjené dřevěné vazníky sedlové střechy je silně poškozen po celé výšce masivní trhlinou aktuální šířky až 30 mm, viz Obr. 3e,f. Reálně hrozí zřícení části střechy v oblasti prolomeného ztužujícího věnce. Prostorová tuhost nosných stěn je vážně poškozena a vlivem silných povětrnostních vlivů případně silnějších sněhových aktivit v zimním období může dojít k závažným ke zřícení částí střešní konstrukcí do interiéru objektu. Reálná hrozba zřícení části konstrukce krovu souvisí i s poškozením nosného zdiva pod porušeným věncem v úrovni přízemí a navazujících dispozicích suterénu.



*Obrázek 2.: Půdorys části nadzemního podlaží. Schématické zakreslení sond, diagnostických oblastí a poškozených konstrukčních prvků a celků. Označení poruch výše.*



a) Typ poškození 1 a 2



b) Typ poškození 3



c) Typ poškození 4



d) Typ poškození 6



e) Typ poškození 7



f) Typ poškození 7 - detail

Obrázek 3.: Vybrané příklady poškození – označení popsáno v textu výše

Stávající masivní poškození v dělicích konstrukcích, obvodové stěně s arkýřem a nosných podélných obvodových stěnách v předmětné části objektu jsou stále aktivní. K jejich významné propagaci a aktivitám dochází v posledních cca 3 letech.

Svědčí o tom nejen vyjádření stávajících uživatelů, ale také skutečnost, že v roce 2015 byla provedena kompletní výměna otvorových výplní v obvodovém plášti objektu. Jednak by se realizační společnost jistě vyjádřila k masivnímu poškození obvodových stěn. Aktuálně jsou již některá okenní křídla plastových oken neseřiditelná a nefunkční.

Ing. Daniel ve Statickém posudku z prosince 2016 hodnotí poruchy jako staticky a funkčně závažné, doposud však ne havarijní, v lednu 2018 po revizní prohlídce objektu hodnotí stav jako havarijní s nutností okamžité nápravy.

Aktivita trhlin v posledních dvou letech je zjevná z porovnání fotodokumentace pořízené v rámci zpracování statického posudku Ing. Petr Daniel na konci roku 2016 s aktuálním stavem v období 09/2018, který byl dokumentován zpracovateli předkládané publikace.

## 2.2. Nález semidestruktivní diagnostiky

Pro identifikaci druhu zdiva, vazby navazujících zděných konstrukčních celků a identifikaci konstrukčního řešení ve vybraných detailech objektu byly realizovány semidestruktivní

diagnostické práce. Především se jednalo o odstranění povrchových úprav hodnocených prvků a celků až k materiálům nosných prvků. Z hlediska této části diagnostických prací byly identifikovány následující podstatné nálezy.

Sedlové střechy obou navazujících křídel jsou řešeny ze sbíjených dřevěných vazníků. Provedení konstrukce krovu odpovídá dostupné výkresové dokumentaci [10]. Podhledové konstrukce jsou v interiérových dispozicích realizovány jako rákosová vápenocementová omítka na dřevěném podbití, které je hřebíkovými spoji uchyceno k příhradovým dřevěným nosníkům sedlového krovu. Příhradové vazníky krovu jsou uloženy na obvodových železobetonových věncích, které jsou společně s konstrukcí krovu významným prvkem prostorové tuhosti objektů obou křídel.

Poškozené dělicí chodbové příčky ve VZ dvorním křídle (v západní části u obvodové štítové stěny, rohová část přístavby) jsou realizovány z děrovaných cihel („čtyřděrovky“) a mají tloušťku 150 mm. Prostorová tuhost a celková stabilizace dělicích konstrukcí (z hlediska stabilitního velice subtilních vzhledem k jejich výšce a délce a neprovázanosti na navazující svislé konstrukce a pouze přiléhající k podbití krovu) je zajištěna ztužujícím rámem, který je tvořen z cihelného zdiva (CPP na MVC) a pod podhledem uzavřen uložení dvou železobetonových překladů. Konstrukce zmíněného rámu nevynáší žádné další navazující konstrukce.

Konstrukce vystupujícího arkýře v dispozici západní obvodové (štítové) stěny dvorního VZ křídla je vynášena železobetonovou deskovou obloukovou konzolou. Beton konzoly je značně nekvalitní a vzhledem k expozici v exteriérových klimatických podmínkách značně poškozený zmrazovacími cykly. Boční zdivo arkýře není provázáno se zdivem obvodové štítové stěny. Ve vnitřních otvorech za arkýřem jsou v obvodové stěně instalovány vestavěné ocelové rámy z I profilů (překlady a sloup), které nejsou v kontaktu s dolním lícem ztužujícího železobetonového věnce, který tvoří vykonzolovanou stříšku arkýře. Stropní konstrukce nad podsklepenou částí rohové dispozice přístavby je realizována ze skládaných prefabrikátů.

Skladba podlah na rostlém terénu (resp. násypu) byla ověřena v chodbovém traktu ve vrtaných sondách s označením B, C, viz lokalizace polohy sond na Obr. 2 a fotodokumentace sond a skladby na Obr. 4 a 5. Pod nášlapnou vrstvou je 80 mm podlahového betonu, navazuje hydroizolace a pod ní 100 mm násypu. Pod násypem je stabilizační betonová deska celkové tloušťky cca 200 mm. Podlahové souvrství je uloženo na násypech. Z hlediska konstrukčního jsou základové konstrukce realizovány korektně pod vrstvami navážek v únosné sprašové zemině v hloubce 1,25 m pod úroveň nášlapných vrstev podlahy.



Obrázek 4.: Vrtaná sonda „B“ k základovým konstrukcím chodbové dělicí příčky.





Obrázek 5.: Vrtaná sonda „C“ k základovým konstrukcím pilíře ztužujícího rámu příček a dělicí chodbové příčky.



Obrázek 6.: Kopaná sonda „A“ k základovým konstrukcím obvodové štítové stěny s arkýřem v rohové části objektu přístavby.

### 2.3 Nálezy diagnostiky základových konstrukcí a základové půdy

Pro účely ověření konstrukčního řešení základů pod poškozenými příčkami a ztužujícím pilířem těchto dělicích konstrukcí byly v chodbovém traktu realizovány dvě vrtané sondy s označením B, C. Konstrukční řešení základů a typ základových zemin silně poškozené obvodové štítové stěny s arkýřem byly identifikovány realizací kopané sondy s označením A. Lokalizace poloh těchto diagnostických sond je na Obr. 2.

V diagnostických sondách B, C k základovým konstrukcím poškozené dělicí zděné příčky mezi chodbou a místnostmi č. 10, 11 a u chodbového poškozeného ztužujícího zděného pilíře byly identifikovány základové pásové konstrukce v celkové hloubce min. 1090 mm pod rovinou nášlapných ploch podlahy.

V kopané sondě A k základovým konstrukcím poškozené obvodové stěny byl identifikován základový pás v celkové hloubce základové spáry -1,950 m pod úrovní okolního terénu.

Masivně poškozené dělicí interiérové konstrukce, pilíře ztužujícího rámu a obvodové zdivo štítové stěny s arkýřem jsou řádně založeny a konstrukčně odpovídají reálným geologickým poměrům zájmové oblasti (svrchní vrstvy navážky o mocnosti cca 2,0 m, podloží – základové

půdy tvoří spraše). Poškozené konstrukce jsou řádně založeny, dobové řešení odpovídá místním geologickým poměrům. Základní příčinou poškození jsou tedy objemové změny základových půd (spraší), ke kterým dochází v hloubkách 2 a více metrů pod úrovní přiléhajícího terénu.

V dalším textu jsou uvedeny pouze podstatné nálezy geotechnické průzkumu [11] včetně hodnotících závěrů. Povrch zájmového území je krytý víceméně souvislou vrstvou recentních hlinitých navážek s vysokým podílem stavební suti. Jejich mocnost je od řádu 0,1 m až do cca 2 m, místy i více. Navážky jsou minimálně středně ulehlé. I v místě kopané sondy A sondy bylo toto souvrství zastiženo až do hloubky cca 1,80 m,

Jako vlastní základová půda objektu byly, podle očekávání, v místě sondy potvrzeny pleistocenní spraše (Würm). Ty budují nejvýraznější souvrství kvartérního pokryvu lokality v relativně mohutné návěži mocnosti přibližně do 10 m. Jsou standardně tuhé až pevné konzistence. V bázi kvartéru lze očekávat relikty nejnižší terasy Ponávky tvořené ulehlými zahliněnými štěrky a písky v tloušťce 0,5 až 2,0 m. Geologické podloží lokality je potom budováno pevnými miocenními marinními jíly (baden).

Laboratorní rozborů spraše jako jílu s nízkou plasticitou CL – tř. F6 (podle ČSN 73 6133:2010 [12]) resp. jako prachovitý jílu siCl (podle ČSN EN ISO 14688:2018 [13]).

Laboratorní testy, obdobně jako makroskopický popis, potvrdily velmi nízkou vlhkost zeminy na úrovni pouhých 11 %. I díky takové hodnotě vlhkosti lze konzistenci spraše v podzákladí postiženého objektu definovat jako velmi pevnou.

Podzemní vodu lze v prostoru parku Lužánky předpokládat pouze na bázi kvartéru, v píscích a štěrcích, tedy ve větší hloubce, ve zvodni o nepříliš vysoké vydatnosti.

Založení je provedeno na hlubokých základových pasech, které jsou (jak ukázala kopaná sonda) umístěny do rostlé základové půdy (tj. do spraší); stavitelé si tudíž byli vědomi toho, že navážky nejsou vhodnou základovou půdou.

Identifikovaná základová zemina - spraše jsou poměrně dobrou základovou půdou se dvěma významnými omezeními: Prvním je to, že bývají citlivé na prosednutí (dynamickými účinky nebo provlhčením), druhým potom je jejich potenciální ohrožení smrštěním při ztrátě vlhkosti. Obojí přitom závisí na jejich konkrétních fyzikálních a indexových charakteristikách,

Přestože se nejedná o základovou půdu tř. F7 či F8, které byly v ČSN 73 1001:1988 (dnes již neplatné) přímo označeny za ohrožené smrštěním při vysychání, ukazuje se stále častěji, že rovněž zeminy tř. F6 (zdejší případ) mohou, za jistých okolností, reagovat do jisté míry obdobně. K tomuto závěru vede právě velmi nízká makroskopicky a laboratorně ověřená vlhkost – pouhých 11 % a vysoký obsah jílovitých částic – 35 %). Snížení vlhkosti zde přitom padá na vrub dvěma faktorům. Prvním jsou extrémně suché a teplé roky 2017 a 2018. Druhým potom blízkost některých vzrostlých parkových stromů.

Ověřená hloubka stávajícího založení – cca 2 m – by měla s ohledem na nebezpečí smrštění podle starších normativů vyhovovat; nicméně i zde se zkušenostmi potvrzuje, že působení vysychání může v extrémech dosahovat až do hl. okolo 4 m.

Vzhledem k výše uváděným nálezům lze konstatovat, že základními a rozhodujícími procesy (přímo působící vlivy na objekt), které jsou příčinou aktuálního havarijního stavu je dlouhodobé vysychání základových půd. Původní konstrukční systém základů z doby realizace objektu (1949) plně respektuje zásady zakládání v problematických základových poměrech a plně odpovídá tehdejšími zásadám pro navrhování a realizaci staveb.

Zde je nutné znovu zdůraznit na skutečnost, že působící vlivy jsou stále aktivní a nelze spolehlivě predikovat stabilizaci působících vlivů v oblasti základových půd.

### 3. Návrh opatření

Na základě nálezů diagnostického průzkumu je dále uváděn návrh opatření pro zajištění bezpečnosti nejen pro pohyb osob a zvířat, ale i mechanické odolnosti nepoškozených dispozic objektu přístavby SVČ Lužánky 50 a to v souladu s požadavky vyhlášky č. 268/2009 Sb. O technických požadavcích na stavby [7].

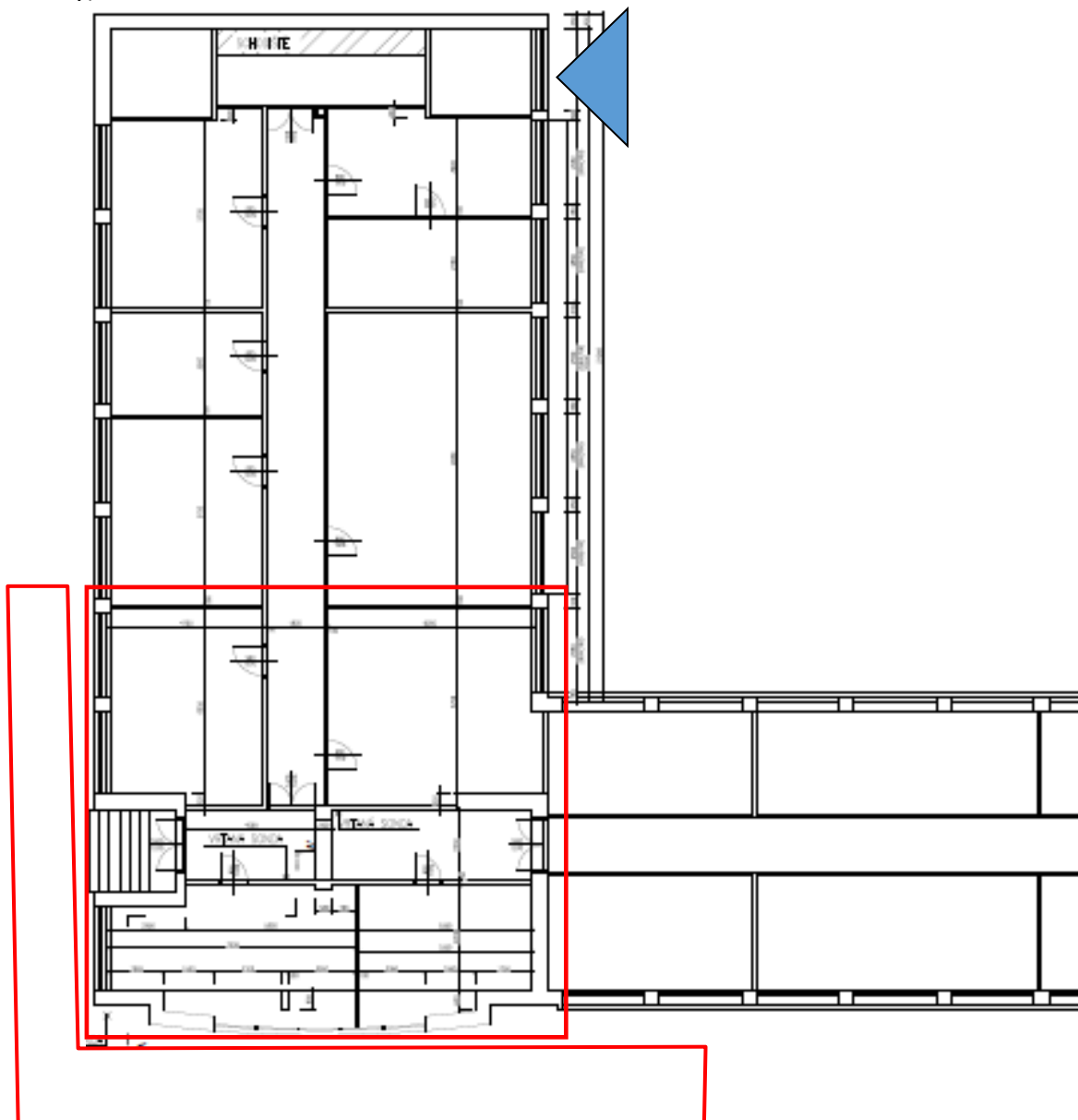
#### 3.1 Okamžitá opatření

- Nepodsklepenou rohovou část přístavby objektu SVČ Lužánky Lidická 50 je nutno okamžitě uzavřít pro běžný provoz. Konstrukční prvky a celky přímo ohrožují zdraví a životy lidí! Dispoziční rozsah nutného uzavření části objektu je znázorněn na schématickém Obr. 7.
- Je nutno uzavřít přiléhající okolí – především v dispozici směrem do veřejného prostoru parku Lužánky s vyloučením volného pohybu osob a zvířat. Rozsah uzavření se týká prostor v okolí uzavřených interiérových dispozic – viz Obr. 7. Koridor by měl být ve veřejném prostoru do parku Lužánky vymezen cca 5m od objektu (k přiléhající komunikaci).
- Pohyb osob v uzavřených dispozicích objektu z důvodů provozních (vystěhování stávajícího vybavení, nutná údržba otopné soustavy, elektroinstalací atp.) je možný pouze se souhlasem statika. Aktuálně je konstrukce pod dohledem statika zhotovitele posouzena a pohyb osob seznámených s problematikou je z výše uvedených důvodů povolen do konce měsíce října 2018. Po tomto termínu doporučujeme nutný pohyb osob konzultovat s pověřeným statikem.
- Pro zajištění běžného provozu v neuzavřené části objektu je nutno vybudovat dočasný nový vstup v úrovni 1. NP. Vstup bude zajištěn výměnou stávajících otvorových okenních výplní, vybouráním parapetního zdiva a instalací nové výplně s dveřními křídly, lokalizace viz Obr. 7.
- 

#### 3.2 Dlouhodobá opatření

- Identifikované havarijní poruchy rohové části objektu přístavby SVČ Lužánky Lidická 50 jsou v především v aspektech reálných hrozeb zřícení dělicích chodbových zděných příček do interiéru, prolomení železobetonového ztužujícího věnce vynášejícího konstrukci vazníků krovu sedlové střechy s následným zřícením do interiéru části objektu a vyklopením vystupujícího arkýře štítové obvodové stěny a zřícením směrem k přiléhajícímu okolí natolik vážné, že přímo ohrožují zdraví a životy lidí.
- Návrh dodatečného statického zajištění objektu formou injektáže podloží, svázáním stávajících trhlin např. technologií helikálních výztuží a zajištění prostorové tuhosti sepnutím objektu v rovinách ztužujících věnců, je vzhledem k celkovým dispozicím objektu, stáří a aktuálnímu stavu konstrukčních prvků a celků finančně neefektivní a dlouhodobě nespolehlivé.
- Poškozenou část objektu je nutno odstranit a to dle předem zpracovaného projektu bouracích (demontážních) prací. Minimální nutný rozsah odstranění části stávající stavby je shodný s aktuálně uzavíranou dispoziční částí pro běžný pohyb osob (Obr. 7.).
- Vzhledem k problematickému dispozičnímu umístění odstraňované stavby (rohová část stávajícího objektu přístavby s páteřní chodbovou komunikací a zajištěním vstupu do zahradní

části a ke skleníkům, stávající vedení elektroinstalací, rozvodů vody a odpadů včetně otopné soustavy) se jako efektivní opatření doporučuje sloučit projekt na odstranění části stavby s požadavkem na projekt realizace novostavby odstraněné části objektu. Takto by jak stavební práce na odstranění části stavby a realizace novostavby byly řešeny v rámci jednoho výběrového řízení vybraným dodavatelem a nebudou nutné „vícepráce“ na zajištění neodstraňovaných částí stavby jak v aspektu stavebním tak i provozním (elektrozvody, TZB rozvody).



**Legenda:**



Dispozice objektu vyloučené pro běžný provoz a vytvoření koridoru pro vyloučení pohybu osob v okolí objektu. Část objektu navržená k odstranění.



Dočasný nový vstup do části objektu z areálu SVČ.

*Obrázek 7.: Schéma nutného rozsahu ukončení běžného provozu v objektu Lidická 50*

- Neodstraňované části objektu přístavby (částečně podsklepené SJ křídlo a podsklepená část VZ dvorního křídla) jsou aktuálně v uspokojivém stavebně statickém stavu, který odpovídá stáří objektu a jeho konstrukčních prvků a celků (bezmála 70 let).
- Projekt na odstranění části stavby a realizaci nové vestavby musí spolehlivě eliminovat riziko případného závažného poškození stávajících částí budovy. Především bude nutno zajistit prostorovou tuhost odstraněných částí ŽB ztužujících věnců, na které je uložena konstrukce krovu, návrhem a realizací vhodných „kleštinových“ prvků (táhel).

Zhotovitelé doporučují zvážit možnost celkové revitalizace stávajících částí budovy, které nejsou navrženy k odstranění. Tyto části budovy jsou morálně na sklonku životnosti. Dále zhotovitelé doporučují zvážit skutečnost, že stávající aktivní změny v podloží objektu jsou z hlediska predikce stabilizace negativně působících vlivů (vysychání a objemové změny spraší) nespolehlivě hodnotitelné. V horizontu několika příštích let tedy nelze vyloučit významné zhoršení stávajícího uspokojivého stavebně statického stavu zbývajících částí přístavby.

#### 4. Závěr

Článek popisuje stavebně statický průzkumu vybraných konstrukčních celků části objektu přístavby SVČ Lužánky v Brně realizovaný v roce 2018. Podle nálezů a závěrů průzkumu byla navržena vhodná opatření pro zajištění bezpečného užívání objektu.

V případě, že budou k dispozici nové skutečnosti a případně některé části dokumentace, které v době zpracování překládaného hodnocení nebyly známy či dodány, vyhrazuji si zpracovatelé právo na modifikaci, úpravu či upřesnění stávajících hodnotících závěrů.

#### Poděkování

Příspěvek byl realizován v rámci řešení projektu č. LO1408 „AdMaS UP – Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“ podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy ČR.

#### Literatura

- [1] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení existujících konstrukcí
- [2] ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – doplňující ustanovení
- [3] Z. Bažant, L. Klusáček – Statika při rekonstrukcích objektů
- [4] D. Pume, F. Čermák a kol. – Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí
- [5] P. Schmid a kolektiv – Základy zkušebnictví
- [6] Vaněk Tomáš: Rekonstrukce staveb. SNTL/ALFA Praha 1985
- [7] Vyhláška č. 268/2009 Sb. o technických požadavcích na stavby se změnami 20/2012 Sb.
- [8] M. Rochla – Stavební tabulky, rok vydání 1973

- [9] Statický posudek poruch v příčkách a na obvodovém plášti objektu Lidická 50 – Středisko volného času, odpovědný zpracovatel Ing. Petr Daniel, prosinec 2016 a dodatek leden 2018
- [10] Dům pionýrů a mládeže Brno, zaměření stávajícího stavu, Projektový ústav Českého svazu výrobních družstev Praha, výkresová dokumentace, 11/1982
- [11] Brno – Lužánky – skleníky. Zpráva IG průzkumu. BALUN geo s. r. o. Brno. 01/2017. 18 stran A4
- [12] ČSN 73 6133: Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací
- [13] ČSN EN ISO 14688-1: Geotechnický průzkum a zkoušení - Pojmenování a zatřídování zemin - Část 1: Pojmenování a popis

## Kontakt

doc. Ing. PAVEL SCHMID, Ph.D., mail: [pavel.schmid@vutbr.cz](mailto:pavel.schmid@vutbr.cz), Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví, Veveří 331/95, 602 00, Brno.

Ing. PETR DANĚK, Ph.D., mail: [petr.danek@vutbr.cz](mailto:petr.danek@vutbr.cz), Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví, Veveří 331/95, 602 00, Brno.

Ing. IVA ROZSYPALOVÁ, mail: [iva.rozsypalova@vutbr.cz](mailto:iva.rozsypalova@vutbr.cz), Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví, Veveří 331/95, 602 00, Brno.

Bc. PETR GABRIEL mail: [gabriel.petr@brno.cz](mailto:gabriel.petr@brno.cz), Statutární město Brno, Magistrát města Brna, Odbor správy majetku, Husova 3, 601 67, Brno

## ZÁCHRANNÁ OPRAVA HISTORICKÉHO OBYTNÉHO DOMU

### STABILIZING REPAIR OF HISTORIC BUILDING

**Jiří Strnad, Zdeněk Bažant**

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

#### **Anotace**

*Staré – historické – zděné konstrukce bývají často ve špatném stavebně-statickém stavu [7] [10]. Rozvolnění vodorovných a svislých vazeb budov se projevuje lokálním selháním základů, pilířů, zdí, kleneb, stropů a krovů. Proto byly navrženy tuhé předpjaté železobetonové základy a byly instalována předpjatá táhla umístěná ve spodních částech klenby.*

#### **Abstract**

*Old historic masonry structures are in many cases in a poor construction-static state. The repaired building showed a loss of horizontal and vertical joints, cracks and local defects of vaults, walls, ceilings, roofs and foundations. Therefore, rigid prestressed reinforced concrete foundations have been proposed and pretensioned rods located in the lower parts of the vault arches were installed.*



## 1. Úvod

U moderních zděných staveb se tuhost ve vodorovných rovinách zajišťuje betonovými/železobetonovými základy, tuhými stropy v kombinaci s obvodovými a vnitřními železobetonovými věnci.

U porušených historických konstrukcí je třeba funkci tuhých základů, stropů a věnců co nejlépe nahradit. Proto se, mimo jiné možné úpravy, používají různé metody předpínání. Tyto metody mohou být aplikovány jak na celý objekt, tak i pro jeho části, případně i pro jednotlivé prvky.



**Obr. 1:** Poloha historické stavby v Brně dle lit. [9]

V příspěvku jsou uvedeny dvě konstrukční části předepnutí historické stavby – základů a klenbových pásů. Pro předpínání se osvědčily tzv. monostrandy. Jednalo se o obalovanou (stabilizovanou a nízkorelaxační) lana, Y 1770 - S7 – 15,7 - A.

## 2. Stav objektu

Jde o dvoupodlažní, jednotraktový zděný objekt s pultovou střechou, stojící ve dvoře (zahradě). Jedná se o historickou, mnohokrát přestavovanou budovu z 18. století, stojící ve vnitrobloku poblíž městského centra – Obr 1, 2, 3.





**Obr. 2** Pohled na dvoupodlažní objekt ze zahrady (šipka)



**Obr. 3** Základy nepříznivě ovlivněny kořeny stromů

Po podrobném průzkumu stále obývané stavby bylo zjištěno, že budova byla poškozena vodou z porušené kanalizace. Poruchy se projeví především závadami zděných základů a stěn na nich postavených.

Na fasádách byly nalezeny povětšinou svislé trhliny, které svědčily zejména o vodorovných deformacích v uložení stavby na základovou půdu. V části podlaží nad terénem došlo také k pozorovatelným vodorovným posuvům, které vyvolaly poruchy kleneb ve vrcholu – podpory kleneb nebyly dostatečně tuhé.

Trhliny v době prohlídek byly zřetelné, jejich šíře se pohybovala přibližně od 1,0 mm do 5,0 mm; během dlouhodobého sledování byl zjištěn aktivní rozvoj trhlin.

Po zhodnocení poruch bylo rozhodnuto zajistit stávající zděné základy přibetonováním obvodových předepjatých železobetonových pásů, které se osvědčily při dřívějších statických úpravách historických staveb [1][5]. Mimo to bylo navrženo zpevnění kleneb vodorovnými táhly v patách kleneb.

### 3. Přehled geologických a hydrogeologických poměrů

Pro posouzení podloží domu byl použit podklad [2]. Předkvartérní podloží v území tvoří neogenní – spodnětortonský jíł (tégł), který má povrch v hloubce cca 7,0 m pod terénem. Kvartérní sedimenty jsou zde zastoupeny písčítým, dobře opracovaným štěrskem o mocnosti cca 2,0 m, který leží na povrchu tégłů. Písčítý štěrsk překrývá vrstva spraší, která po nasycení vodou je náchylná k prosedání. Její mocnost je cca 4,0 m. Celý povrch terénu pak překrývá hlinitokamenitá navážka o mocnosti cca 1,0 m. Podzemní voda se pohybuje v hloubce kolem 4,0 m.

Základovou půdu objektu tvoří vápnité spraše, které jsou velmi stlačitelné a při různém zatížení a i při nasycení vodou nestejně sedají/prosedají. Tabulková výpočtová únosnost spraší se dle původní ČSN 73 1001 pohybuje kolem  $R_{dt} = 150 - 200$  kPa (1,5 – 2,0 kg/cm<sup>2</sup>).

#### 4. Základy

Ztužením základů ve vodorovné rovině bylo možné docílit zlepšení statického stavu objektu, situovaného na mírném svahu, který byl kdysi před zahájením stavby a po jejím dokončení upraven náspý a zářezy pro vnější schodiště a komunikaci.



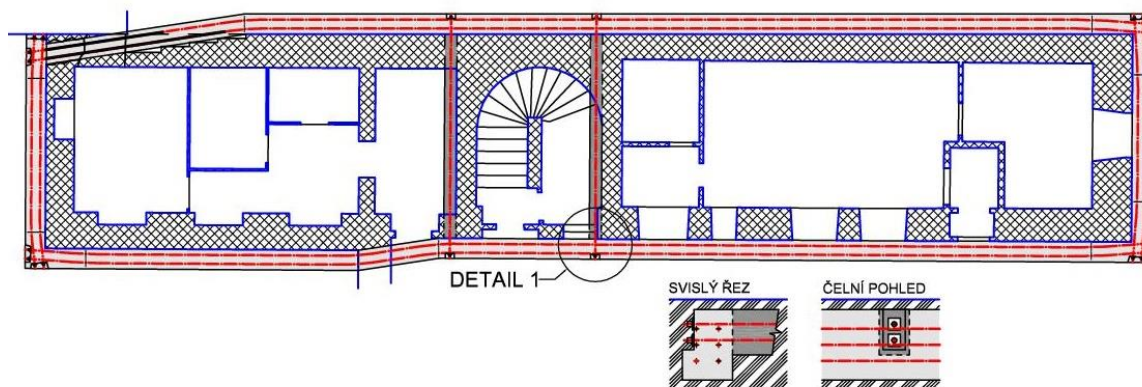
**Obr. 4** Příprava armokoše s protaženými předpínacími lany



**Obr. 5** Uložení výztuže předpjatých základových pásů (příčný a podélný) na rohu objektu (hloubka základu cca 3,0 m pod terénem)

Kolem objektu v zahradě byla před mnoha léty vysázena řada stromů a keřů, které podle druhu dosahovaly výšky 10 - 15 m. Základová spára byla všeobecně situována do hloubky mezi 0,9 až 1,6 m (vůči úrovni podlahy). Po dokončení stavby se časem objevily poruchy zdiva stěn i kleneb.

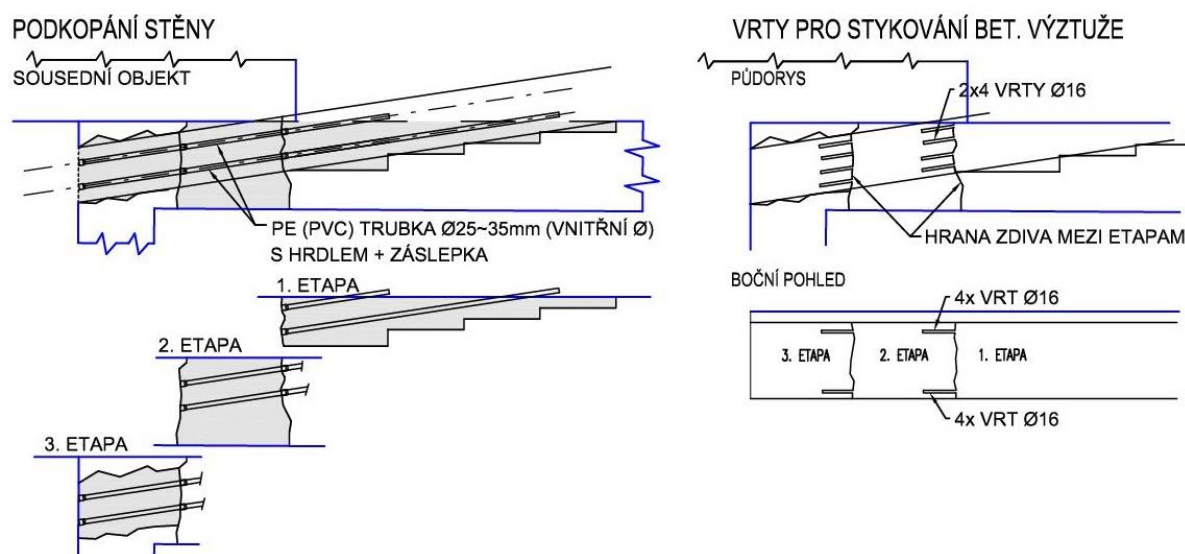
Na základě závěrů inženýrskogeologického posudku byl zpracován statický návrh úprav Obr. 4 - 9.



**Obr. 6** Půdorys předepjatých základových pásů

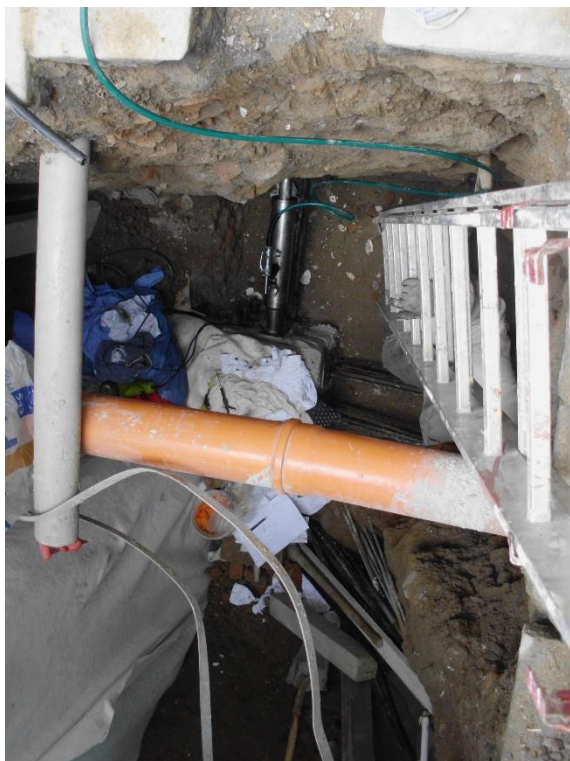
Rozšíření základových pásů lokálně zasáhlo i do vedlejších staveb a pozemků. Tyto problémy byly předem vyřešeny jednáním s majiteli sousedních nemovitostí [3][11]. V místě půdorysného navázání sousedního objektu (levý horní roh na *Obr. 6*), bylo nutné vést základový pas v postupně vybourávaném tunelu do stávajících zděných stěn a základů. Rozdělení do jednotlivých etap je naznačeno ve schématu na *Obr. 7*.

Vysekalo se zdivo 1. etapy a do čela se vyvrtaly otvory pro navázání konstrukční výztuže. Sestavil se armokoš včetně zasunutí podélných prutů do předvrtaných otvorů v čele pasů. K armokoši se upevnily chráničky se záslepkou pro pozdější protažení předpínacích lan. Záslepky se dotýkaly čela zdiva, odstraňovaného v druhé etapě. Následně se provedla betonáž úseku 1. etapy. Po zatvrdnutí betonu se z vnitřních prostor vybouralo zdivo 2. etapy. Postupovalo se obdobným způsobem jako v 1. etapě – vyvrtaly se otvory pro provázání betonářské výztuže, usadil se armokoš a provázal se s obnaženými konci výztuže z první etapy, usadily se chráničky pro lana, které se napojily na předchozí konce chrániček z 1. etapy a úsek základů v 2. etapě se zabetonoval. Následně se zhotovila 3. etapa, kde se betonáž spojila s kolmo navazujícím pasem, takže v nároží základu s umístěnými kotevními sklípky se nevyskytovala pracovní spára.



**Obr. 7** Postup zhotovení základu v nepřístupném nároží v levém horním rohu.

Nové obvodové základové pasy byly předepnuty šesticí monostrandů (*Obr. 8, 9*) v každém pasu, příčné vnitřní pasy, které současně bránily vybočování obvodových pásů na podélné straně, byly předepnuty dvojicí monostrandů v úseku schodišťového prostoru. Všechna lana byla napnuta na síly 200 kN. Předem byly provedeny úpravy terénu, staré základy byly povrchově opraveny a na podkladní beton byla položena konstrukční výztuž nových základových pásů.



**Obr. 8** Celkový pohled na napínání lan v nároží v hlubokém výkopu.



**Obr. 9** Detail postupného napínání šestice lan v nároží pomocí jednonarové pistole.

Blízká vegetace byla předem odstraněna a to včetně jejich kořenových systémů. V návaznosti na ukončení prací na nových železobetonových základových konstrukcích byly po obvodu stavby uloženy ve spádu travivody s obsypem písčité zeminy se zaústěním do sběrné šachty a dále byla provedena kanalizace pro odvod srážkových vod. Na dvoře byla položena původní dlažba a opraveny vnější vstupní schody.

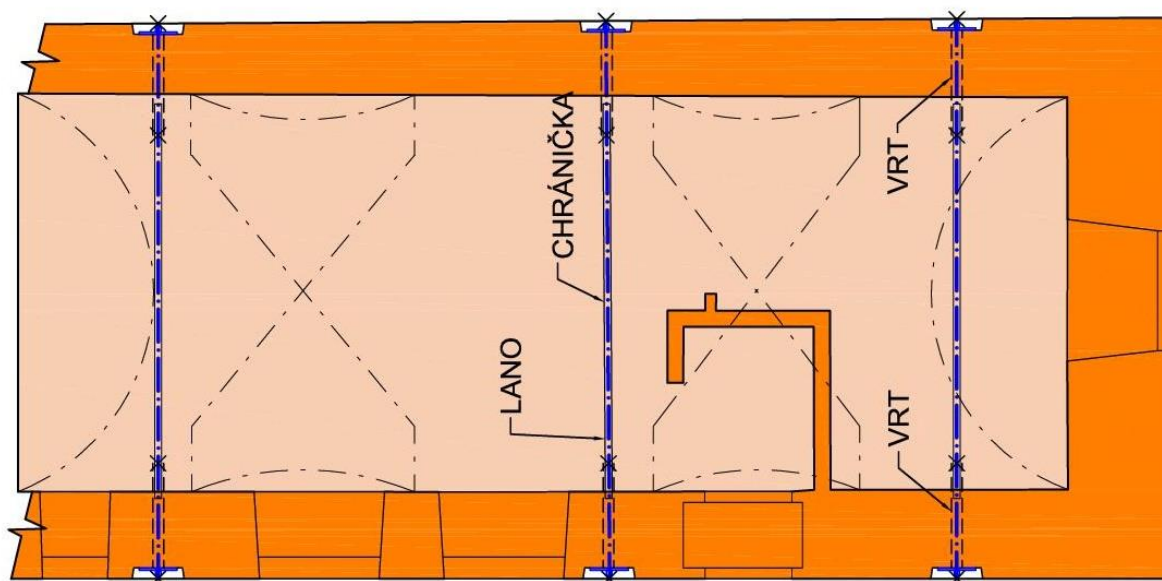
## 5. Předpínání kleneb

Klenbové konstrukce se v historických domech vyskytují téměř vždy. Obvykle je možné je nalézt nad sklepy, případně nad chodbami a schodišti. Nosná funkce klenby závisí především na tuhosti jejich podpor. Nedojde-li k posuvu či poklesu podpory není třeba se obávat poruchy. Tuhost podpory závisí zejména na geometrii a materiálu. Stabilitu (neposuvnost) podpory lze dosáhnout, mimo jiné, instalací táhla mezi opěrami.

Zesílení klenby podélným předepnutím bylo mnohokrát odzkoušeno v praxi [1][2][4][5][6][8][10]. Tento způsob sanace lze použít při popouštění podpůrných zdí klenby, které nejsou dostatečně masivní, nebo jsou rozvolněny vlivem narušeného podzákladí, případně původní kleštiny (dřevěné nebo kované) v místě působení vodorovných sil z klenby jsou rozvolněné nebo jsou vadné. Obvykle se pak na mnoha místech naleznou masivní trhliny (v koruně a v patách klenby), další trhliny bývají skryty pod omítkou podhledu klenby; lze také nalézt klenby i klenbové pásy, které ztrácejí tvar a prosedají.

U sanovaného objektu byla výška lan od podlahy zvolena 2,15m, byl tedy umožněn volný průchod pod lanem a současně bylo táhlo kotveno v oblasti přibližné paty klenby. Kanálky se vrtaly profilu  $\varnothing$  40mm délky cca 1,05 m *Obr. 11, 13*. Při vrtacích pracích bylo náročné, ale nezbytné, dodržet sousost kanálků v protějších stěnách. Zhotovil se kanálek z jedné vnější strany a navazující kanálek se vyměřoval již v interiéru, odkud také bylo zahájeno vrtání. Při nedodržení sousosti by vznikaly radiální síly při napínání v místě zalomení lan, které by mohly způsobit v dotčené oblasti trhlinky ve zdivu.

Výpočtem byla stanovena velikost horizontální reakce od zaklenutí 21 kN na pruh šířky 1m. Lana byla umístěna přibližně po 3m (*Obr. 10*), každé lano by tedy mělo zachytit reakci cca 60 kN. Při výpočtu se uvažovalo pouze se stálým zatížením (vlastní tíha klenby + podlahy) v charakteristické hodnotě (návrh předpínací síly  $P$  vychází z mezního stavu použitelnosti). Předpokládalo se, že užité zatížení bude zachyceno nosnou soustavou, která přenáší před sanačními pracemi veškeré zatížení včetně vlastní tíhy. Pro výpočet byl použit staticky určitý model klenby s vloženým vnitřním kloubem ve vrcholu a dvěma neposuvnými kloubovými podporami. Obvykle postačuje prutový model, v obtížnějších případech lze doporučit model stěnový. Je vhodné, aby součástí numerického modelování byl i průkaz porušení konstrukce v původním stavu před sanací.



**Obr. 10** Schéma vedení předpínacího lana v příčném svislém řezu

Kotvení lan se provádělo ve sklípcích vysekaných ve zdivu z vnějšího líce se středem sklípku v ose vrtu. Před bouracími pracemi se odstranilo kontaktní zateplení. U vysekaných kotevních sklípků se dosedací plocha zarovnávala cementovou maltou (je vhodné do této malty vložit ústřížek svařované sítě 4/100-4/100); poté se přiložily roznášecí ocelové desky 350x450x25 mm. Vyšší tloušťka je dána kvalitou, respektive nekvalitou původního zdiva s ohledem na celkovou tuhost soustavy. Stejně tak je nutné prokázat velikost napětí pod roznášecí deskou od vnesené velikosti předpínací síly. Velikost napětí pod roznášecí deskou nepřekračuje 0,4 MPa při stanovené síle  $P = 60$  kN. Vzhledem ke kvalitě zdiva je to limitní hodnota pevnosti

zdiva v horizontálním směru. Samotné napínání se provádělo v krocích po 10 kN, vždy s prodlevou na kontrolu chování konstrukce. O předpínání se vedl protokol. *Obr. 12,*

Na straně sousedního pozemku byla při vrtání objevena ve stěně kaverna, při bližším prozkoumání se zjistilo, že se jedná o nefunkční komín, ukončený v podstřeší. V úseku cca 0,5 m pod a 0,5 m nad osou vrtu se průduch vyplnil betonem. Při předpínání nesmí docházet k silovému přenosu přes širší trhliny či jakýkoli volný prostor. Docházelo by k nadměrným deformacím v dotčených oblastech, provázeným vznikem dalších poruch. Tyto poruchy se při pohybu větších ker zdiva mohou projevit i ve větších vzdálenostech v řádu jednotek metrů. Proto se před vlastním napínáním veškeré trhliny a prostory musí vyplnit injektážní maltou apod.

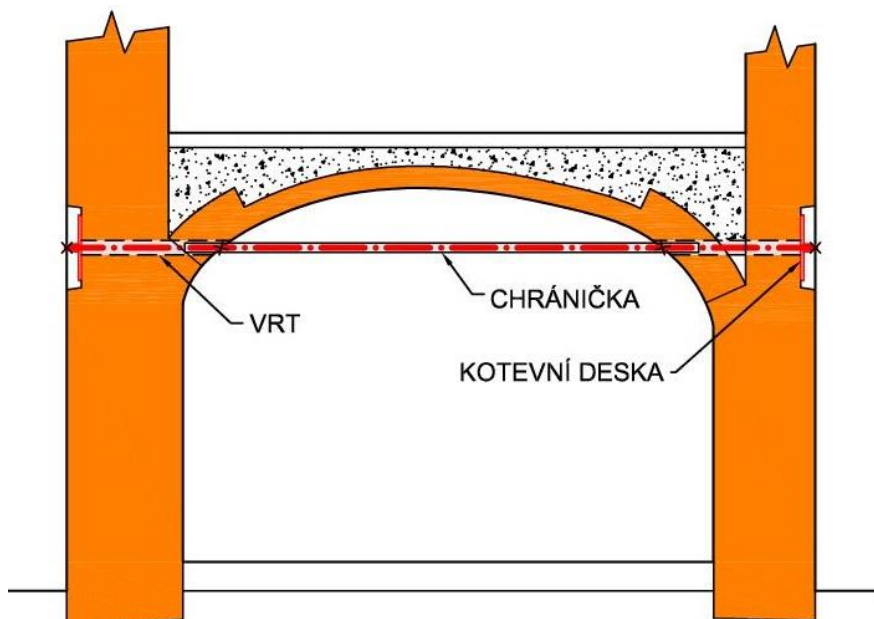


**Obr. 11** Provrtání kanálku pro vedení lana –  
pohled v interiéru



**Obr. 12** Osazení předpínacího lisu při  
napínání lana

Pevnost zdiva rovnoběžně s ložnou plochou kusového staviva bývá některými autory udávána poměrem k pevnosti zdiva kolmo k ložné ploše. Tento poměr kolísá v širokém rozmezí  $c = 0,1$  až  $0,8$  (podle vyplnění svislých spár maltou). Empiricky i experimentálně byla stanovena a dodržována hodnota  $c = 0,2-0,4$  pro běžné cihelné zdivo z cihel plných a pro kamenné zdivo řádkové čisté a polohrubé. Pro zdivo historických konstrukcí (často kamenné hrubé, smíšené) je doporučována hodnota poměru  $c = 0,1-0,2$ .



**Obr. 13** Schéma vedení předpínacího lana v příčném svislém řezu

Užití uvedených rozsahů  $c$  je možné prokázat bezporuchovým stavem řady horizontálně předepnutých zděných konstrukcí. Problematika byla dosud blíže prozkoumána hlavně na existujících konstrukcích. Dosud není vyvinuta metoda pro stanovení této pevnosti v terénu. Uvedený poměr je dosti konzervativní a bere ohled mimo jiné i na vzpěr předpínaných pásů zdiva, který je potom zanedbatelný a při dodržování výše uvedených konstrukčních zásad se v běžných případech ani neproказuje. Napínací síly potom vycházejí u běžných konstrukcí se stěnami tl. 300 až 600 mm od 60 kN do 200 kN. To je vhodný interval i z hlediska spolehlivého kotvení samosvorných čelistových systémů, kde by síla neměla klesnout pod 60 kN.

Stanovení pevnosti zdiva se provedlo s použitím nedestruktivních metod. Byla zjištěna pevnost cihel P10 (Schmidtův odrazový tvrdoměr LB) a malty M 0,4 (Kučerova vrtačka a testovací bodec). Stanoveno bylo dále vyplnění spár maltou. U takto starých objektů je velmi často značný rozptyl naměřených dat, to by mělo být vzato v potaz při samotném testování (výběr umístění zkušebních míst a jejich počet).

## 6. Závěr

Předpínání zděných objektů pomocí lan je vhodné jak pro stavby větší, tak i menší (jako jsou např. rodinné domy). Úspěšně lze předpínat nejen základy, ale i nadzemní části staveb, běžných i historicky cenných. Při správně navržených postupech v projektové dokumentaci a při zodpovědné realizaci mohou sanované objekty i nadále plnit svoji primární funkci. Motívem při rozhodování o rekonstrukci se statickým zajištěním či o demolici a nové výstavbě by nemělo být pouze ekonomické hledisko, ale i hledisko ekologické (minimum odpadu, výroba nových hmot, doprava velkých objemů apod.) a úcta k architektuře našich předků.

## Poděkování

Článek vznikl v souvislosti s řešením grantového projektu TAČR TH03020446 Vývoj dispozičně variabilnější panelové soustavy pro bytové domy

## Literatura

- [1] Klusáček L., Bažant Z.: Historické konstrukce ztužené lany. Zprávy památkové péče. Praha 1/2014, 6 stran. ISSN 1210-5538
- [2] Inženýrskogeologická mapa M-33-106-A-C (Brno – Západ), M 1 : 25 000, Z Papoušek, 1976, Geotest Brno
- [3] Bažant Z., Strnad J.: Výstavba nových a zajištění starých základů historického objektu. Sborník z „XIV. mezinárodní symposium Sanace“, 05/2004 Brno, 5 stran ISSN 1211-3700
- [4] Bažant Z., Strnad J.: Pro zachování historických sklepů. Stavitel 8/2004, 2 strany, ISSN 1210-4825
- [5] Bažant Z., Klusáček L.: Statika při rekonstrukcích objektů. 6. vydání (upravené). CERM Brno 9/2015, stran 123, 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
- [7] Herout J.: Staletí kolem nás. Panorama Praha 1981
- [8] Cestelli-Guidi C.: Strengthening of Building Structures – Therapy. IABST Symposium Venezia 1983
- [9] Schmigmator K.: Situationsplan der Landeshauptstadt Brünn [M 1:2 880]. Brünn: Verlag von C. Winkler's Buchhandlung (Winkler & Wehowski), 1890 (sbírka doc. Ing. P. Cíkrleho, Ph.D., VUT FAST v Brně, ÚSZ)
- [10] Klusáček L., Bažant Z.: Opravy historických objektů z pozice statika a z hlediska památkové péče. www.tzb-info.cz, 30.10.2017
- [11] Zich M., Bažant Z.: Montované betonové konstrukce. CERM, s. r. o. Brno 2018, ISBN 978-80-7204-983-7





Sborník recenzovaných příspěvků konference  
ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ 2019

23. - 24. 5. 2019

Ústav stavebního zkušebnictví,  
Fakulta stavební VUT v Brně

Vydavatel: Vysoké učení technické v Brně  
Editor: Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.  
Rok vydání: 2019

ISBN 978-80-214-5750-8