

KONFERENCE ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ '09

**Sborník recenzovaných příspěvků konference
ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ 2009**

www.zkouseniajakost.cz

**6. - 7. října 2009
Fakulta stavební VUT v Brně**

Vědecký výbor konference:

Prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Prof. Ing. Leonard Hobst, CSc., předseda výboru
Prof. Ing. Jiří Adámek, CSc., místopředseda výboru
Prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD.
Prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.
Prof. Ing. Tibor Ďurica, CSc.
Doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
Doc. Ing. Marcela Karmazínová, CSc.
Doc. Ing. Tomáš Klečka, CSc.
Prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.
Doc. Ing. Maria Kozlovská, CSc.
Ing. Jiří Lukš, Ph.D.
Ing. Miroslav Procházka
Ing. Zuzana Slížková, Ph.D.
Ing. Ondřej Anton, Ph.D., tajemník
Ing. Věra Heřmánková, Ph.D., tajemník



Sborník recenzovaných příspěvků konference
ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ 2009

6. - 7. října 2009, Fakulta stavební VUT v Brně

Vydavatel:

Vysoké učení technické v Brně

Editori:

Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.
Ing. Ondřej Anton, Ph.D.

ISBN 978-80-214-3951-1

Obsah

Prof. Ing. Leonard Hobst, CSc. - Trendy a perspektivy rozvoje NDT metod ve stavebnictví		7
I. Zkoušení betonových a zděných konstrukcí		
Prof. Ing. Jiří Adámek, CSc., Ing. Vlasta Juránková, CSc., Ing. Monika Konečná - Vliv obsahu vysokopecní strusky v cementu na některé trvanlivostní vlastnosti betonů		13
Prof. Ing. Juraj Bilčík, CSc. - Skúšanie a hodnotenie kompatibility reprofilačných materiálov		23
Prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc. - Zkoušení vláknobetonu a inovace prefabrikovaných prvků		31
Ing. Ondřej Anton, Ph.D. - Radiografie Co60 – identifikace dutin, možnost ověření správnosti zainjektování předpínací výztuže		39
Ing. Ondřej Anton, Ph.D., Ing. Věra Heřmánková, Ph.D. - Možnost užití betatronu při radiografii masivních konstrukcí		49
Ing. Petr Cikrle, Ph.D., Ing. Vlastimil Bílek, Ph.D., Bc. Eva Juřinová - Zkoušení modulu pružnosti betonu pro prefabrikaci		61
Ing. Ivo Demjan, PhD. - Aplikácia spektrálnej analýzy pri identifikácii dynamických charakteristík stavebných objektov		67
Bc. Pavel Heinrich, Ing. Jiří Litoš, Ph.D., Prof. Ing. Petr Konvalinka, CSc. - Měření odezvy mostní konstrukce na silniční provoz – Lanový most na Zahradním městě, Praha		77
Ing. Zbyněk Hlaváč - Optimalizace nedestruktivní kontroly ohybové tuhosti železobetonových prvků		85
Prof. Ing. Leonard Hobst, Csc., Ing. Lubomír Vitek, Ph.D., Ing. Jaromír Láník, Ing. Martin Koudelka - Možnosti využití ultrazvukové impulsní metody ve stavební praxi		95
Ing. Adam Hubáček, Ph.D., Doc. Ing. Rudolf Hela, CSc. - Testování stříkaných betonů podle nových evropských norem		111
Ing. Michala Hubertová, Ph.D., Ing. Jiří Zach, Ph.D. - využití horkého drátu pro stanovení součinitele tepelné vodivosti betonů s využitím kameniva na bázi expandovaných jíelů		119

Ing. Pavel Juránek, Ph.D., Prof. Emeritus Mogens Peter Nielsen, dr. techn.- Anchorage of epoxy-bonded aramid fibre sheets	 127
Ing. Dalibor Kocáb, Ing. Petr Cikrle, Ph.D., Ing. Jiří Zahrada, CSc. - Vliv ošetřování mostního betonu na modul pružnosti	 141
Ing. Barbara Kucharczyková, Ph.D, Ing. Petr Daněk, Ph.D, Ing. Petr Misák, Ing. Ondřej Pospíchal, Ing. Tomáš Vymazal, Ph.D - Reologie betonů s pórovitým kamenivem	 149
Ing. Jan Pavlica, Ing. Tomáš Míčka, Ing. Pavel Němec, Ing. Jiří Peřina, Ing. Miloš Šiml - Diagnostika prefabrikovaného železničního mostu na trati Plzeň - Cheb po 50 letech provozu.	 155
Ing. Ondřej Pospíchal, Ing. Petr Cikrle, Ph.D., Bc. Aleš Vrbický - Identifikace lokálních poruch betonu NDT metodami	 163
Ing. Linda Veselá - Geometrické tolerance betonových konstrukcí v praxi	 169
Ing. Miloš Zich, Ph.D. - Dlouhodobé sledování mostu z vysokopevnostního betonu	 177

II. Zkoušení kovových a dřevěných konstrukcí

Doc. Ing. Marcela Karmazínová, CSc., Prof. Ing. Jindřich Melcher, DrSc. - Experimentální výzkum jako podklad pro navrhování nosných konstrukcí	 188
Doc. Ing. Ferdinand Draškovič, PhD. - Skúšanie drevených lamelových nosníkov vystužených uhlíkovými pásmi	 201
Ing. Veronika Franková, Doc. Ing. Vojtěch Mencl, CSc., Doc. Ing. Václav Cepek, CSc., Ing. Jana Daňková, - Zkoušky únosnosti spřahujících prvků dřevobetonových stropních konstrukcí	 211
Ing. Jiří Karas, CSc. - Experimentální ověřování styčníků dřevěného skeletu	 219
Ing. Dr. Vladimír Kudělka - Kvalifikace výrobce pro provádění konstrukcí výrobků, včetně svařování	 227
Ing. Jiří Litoš, Ph.D., Bc. Pavel Heinrich, Prof. Ing. Petr Konvalinka, CSc., Radek Litoš - Měření deformací ocelových konstrukcí střechy stadionu Slavie v Edenu a radarové věže v Praze Ruzyni	 243

III. Zkoušení v geotechnice

Doc. Ing. Vladislav Horák, CSc. - Nedostatky a chyby geologického průzkumu	 257

Ing. Giang Nguyen, PhD. - The determination of fine-grained soils elastic modulus by incremental oedometer tests	 265
Dr. Ing. Katrína Zgútová, Ing. Viliam Híreš, PhD. - Použitie geomrežoviny na zvyšovanie únosnosti pláňe železničného spodku	 275
IV. Zkoušení dalších stavebních hmot, dílců a konstrukcí	
Ing. Zuzana Slížková, Ph.D., Ing. Miloš Drdácý, DrSc., Mgr. Dita Frankeová - Identifikace historických materiálů zkoušením malých vzorků	 283
Ing. Lukáš Balík, Ph.D., Doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D. - Vliv okrajových podmínek na přesnost stanovení součinitele difúzního odporu u vápenných a vápenocementových malt	 295
Ing. Pavel Dohnálek MSCE, Prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., Ing. Štěpán Bohuš, Ing. Zdeněk Vávra - Metody testování hydroizolačních nátěrů a stěrek na bázi sekundární krystalizace cementu	 307
Prof. RNDr. Tomáš Ficker, DrSc. - Fraktalita lomových povrchů hydratované cementové pasty	 317
Doc. Ing. Rudolf Hela, CSc., Ing. Jiří Zach, Ph.D., Ing. Bc. Jitka Hroudová - Studium vlastností kalcium silikátových izolačních desek pro vnitřní zateplení	 323
Ing. Martin Križma, PhD., Ing. Terezia Nurnbergerová, PhD. - Vybrané výsledky experimentálneho výskumu realizovaného na ÚSTARCHu SAV v Bratislave	 331
Doc. Ing. Ján Mandula, CSc., Ing. Peter Orolin - Zmeny vlastností meraných vzoriek v závislosti od času	 345
Ing. Hana Nohelová - Změny v prokazování shody betonových stropních vložek a betonových bednicích tvárnic	 353
Ing. Michal Stehlík, Ph.D. - Využití epoxidových disperzí pro aplikaci recyklovaných materiálů ve stavebnictví	 365
Prof. Ing. Mikuláš Šveda, PhD., Doc. Ing. Radomír Sokolář, PhD., Ing. Lenka Nevřivová, PhD. - Zmena pórovej štruktúry tehliarskeho črepu vypáleného pri teplote 900°C v priebehu zmrazovacích cyklov	 374
Prof. Mgr. Jan Toman, DrSc., Doc. Ing. Ondrej Michalko, CSc., Ing. Tomáš Korecký - Nové úlohy ve zkušební laboratoři stavební fakulty ČVUT	 379
Ing. Jaromír Wasserbauer, Ing. Martin Zmrzlý, Ph.D. - Lokální zkoušky mechanických vlastností materiálů	 385

Ing. Viktor Zwiener, Ph.D. - Problematika vzduchotěsnosti konstrukčních detailů	 395

V. Normalizace a certifikace ve stavebnictví, řízení jakosti a kvality

Prof. Ing. Tibor Ďurica, CSc. - Manažérstvo zatepl'ovania budov	 405
Doc. Ing. Karel Dočkal, CSc. - Zkušenosti s řízením jakosti staveb	 413
Ing. Petr Misák, Ing. Tomáš Vymazal, Ph.D., Ing. Barbara Kucharczyková, Ph.D., Ing. Pavel Schmid, Ph.D., Ing. Petr Daněk, Ph.D. - Hodnocení způsobilosti procesu a charakteristická hodnota	 423
Ing. Zdeněk Tichý - Řízení zakázkové dokumentace stavby s pomocí internetu	 429
Ing. Jaroslav Vodička - Zkoušení a jakost staveb dálniční a silniční infrastruktury	 439
Ing. Tomáš Vymazal, Ph.D., Ing. Petr Misák, Ing. Barbara Kucharczyková, Ph.D., Ing. Pavel Schmid, Ph.D., Ing. Petr Daněk, Ph.D. - Využití fuzzy inference systémů v managementu rizik stavebních technologií	 453

VI. Přístrojová technika

Ing. Pavel Protiva, Ing. Jan Mrkvica, Ph.D. - nedestruktivní měření vnitřní struktury stavebních materiálů pomocí UWB technologie	 467
Ing. Michaela Dudíková, Ing. Pavel Reiterman, Doc. Ing. Karel Kolář, CSc., Doc. Ing. Tomáš Klečka, CSc., Doc. Ing. Jiří Kolísko - Hodnocení stavebních materiálů pomocí laserové konfokální mikroskopie	 477
Prof. RNDr. Tomáš Ficker, DrSc., - Konfokální mikroskopie v materiálovém inženýrství	 483
Ing. Dalibor Kocáb, Ing. Petr Cikrle, Ph.D., Ing. Ondřej Pospíchal, Ing. Petra Odehnalová - Porovnání citlivosti indikátorů výztuže	 493

TRENDY A PERSPEKTIVY ROZVOJE NDT METOD VE STAVEBNICTVÍ

TRENDS AND OUTLOOK OF NDT DEVELOPEMENT IN CIVIL ENGINEERING

Leonard Hobst

Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně

Anotace:

Různé metody zkoušení stavebních materiálů jsou známy již od nejstarších civilizací. Postupný rozvoj vědy a techniky umožňuje využívat stále nové postupy nedestruktivního zkoušení stavebních materiálů a konstrukcí. Tento rozvoj není dosud ukončen a stále jsou hledány a nalézány nové metody, které se dají na nedestruktivní zkoušení materiálů vhodně aplikovat.

Annotation:

Different testing methods of building materials have been known since the oldest civilizations. The progressive science and technology development can offer new procedures of non-destructive testing of building materials and structures. This development has not been finished so far, and the new methods which can be suitably applied in non-destructive testing of materials are still seeking and finding.

Klíčová slova: nedestruktivní zkušebnictví, zkoušení ve stavebnictví

Keywords: non-destructive testing, testing in civil engineering

1. Úvod

Vznik a rozvoj světových civilizací je spojen s materiální výrobou, která se průběžně rozšiřovala a zkvalitňovala. Již v nejstarších dobách však musely existovat názory na to, jak jednotlivé výrobky mají vypadat a tyto názory se pak šířily zvykově nebo jednoduchými popisy. Každý předpis, který popisuje jakost výrobku, však vyžaduje i nástroj na kontrolu jeho kvality – na jeho odzkoušení. Z dostupných historických pramenů je snad nejznámější publikace Marca Vitruvia Pollia s názvem „Deset knih o architektuře“. Byla sepsána těsně před vznikem našeho letopočtu a až do 19. stol. byla oficiální učebnicí stavitelství (téměř po 2000 let). Mnohé významné stavby empíru a klasicismu jsou proporčně ovlivněny Vitruviem. A právě v této publikaci jsou prvé zmínky o nedestruktivních metodách ve stavebnictví. Např. kvalita písku pro přípravu malty se zjišťovala nanesením písku na bílou tógu zkušebníka a následným zjištěním, zda po otřepání písku na tóze nezůstaly částice hlíny. Obdobně byla zkoušena jakost vody, zda po vaření nezůstávají v nádobě usazeniny a kal. To vše byly

empirické zkušenosti tehdejších praktiků, které byly zaznamenány v tomto významném encyklopedickém díle.

2. Základní charakteristika NDT metod

Vývoj ve stavebnictví v posledních staletích směřuje k účinnějšímu využití materiálu všeho druhu. Vede k tomu, že dřívější masivní stavby z kamene a cihel jsou nahrazovány subtilními stavbami z oceli a betonu. Tento vývoj je podmíněn zvyšováním kvality použitého materiálu, ale zároveň také jistotou, že použitý materiál předpokládané vlastnosti, na kterých je založena spolehlivost funkce a především bezpečnost budovaných moderních objektů, skutečně má a že byl použit v takovém rozvržení, jak předpisuje projekt. Pro účinnou a spolehlivou kontrolu tvaru, kvality a rozmístění materiálu v konstrukci je vhodnou metodou diagnostika stavebních konstrukcí. Účinným nástrojem přitom je nedestruktivní zkušebnictví, jehož hlavní předností je rychlost měření a také opakovatelnost měření na stejných vzorcích.

Na rozdíl od destruktivního zkušebnictví, kdy na vybraných materiálech nebo konstrukcích přímo měříme skutečné požadované fyzikální veličiny (např. krychelnou pevnost betonu v tlaku), u nedestruktivního zkušebnictví měříme zpravidla zcela jiné fyzikální veličiny a zaměřujeme se na hledání co možná nejvýstižnějších korelačních vztahů mezi měřenou veličinou a zjišťovanou veličinou (např. ze zjištěné tvrdosti materiálu usuzujeme na jeho pevnost). U některých nedestruktivních metod proto hraje velkou roli statistika, která umožňuje interpretovat upřesněné výsledky z celé řady nedestruktivních měření (radiometrické měření objemové hmotnosti a vlhkosti).

Mnohé nedestruktivní metody, používané při kontrole stavebních materiálů a konstrukcí jsou založeny na stejném nebo obdobném fyzikálním principu jako nedestruktivní metody zkoušení ocelových konstrukcí (např. radiografie, tvrdoměrné metody, ultrazvuková kontrola). Jiné nedestruktivní metody byly speciálně pro zkoušení stavebních materiálů a konstrukcí vyvinuty (zkoušení uložení výztuže magnetickým indikátorem, měření vlhkosti, zjišťování objemové hmotnosti aj.). Rozdělení nedestruktivních metod ve stavebnictví by se tedy mohlo uskutečnit podle parametrů, které chceme zjišťovat – např. zjišťování pevnosti betonu, stanovení průběhu výztuže, měření objemové hmotnosti, měření vlhkosti aj., anebo podle fyzikální podstaty jednotlivých nedestruktivních metod (radiační metody, ultrazvukové metody aj.).

Bez nadsázky se dá říci, že nedestruktivní zkušebnictví využívá celou škálu vlnění, a to od vlnění akustického – slyšitelného (kontrola výrobků poklepem, akustická emise), přes vlnění mechanické (ultrazvuk), po vlnění elektromagnetické (mikrovlny), infračervené záření (termokamery), viditelné světlo (vizuální metody) a dále přes ultrafialové záření (detekce trhlin) až po rentgenové záření a záření gama (rentgenografie a gamagrafe). Tak široké spektrum měřících metod, založených na vlnění, se nevyskytuje v žádném jiném oboru.

3. Úvaha nad dalším vývojem NDT metod ve stavebnictví

Nedestruktivní metody kontroly jsou obecně metody, které (jak již bylo řečeno) využívají různých fyzikálních principů na zjišťování požadovaných parametrů, které z různých důvodů (především z důvodu neporušení celistvosti zkoušeného předmětu), nelze určit přímým měřením (např. pevnost, vlhkost, přítomnost výztuže). Každá defektoskopická

metoda má své hranice použitelnosti a neexistuje jediná metoda, která by umožnila stanovit všechny požadované parametry a druhy vad na stavební konstrukci. Mnohé zjišťované parametry (vady) stavebních konstrukcí lze zjišťovat různými metodami, založenými na zcela rozdílných fyzikálních základech (např. vlhkost lze zjišťovat gravimetricky, pomocí mikrovln, radiometricky, vodivostní metodou aj.) Na odbornících pak leží tíha volby a interpretace výsledků, protože jednotlivé výsledky se nemusí shodovat. Je proto snahou jednotlivé zkušební metody vhodně kombinovat, aby byly minimalizovány nepřesnosti, které mohou vzniknout při chybné interpretaci výsledků pouze jedné nedestruktivní metody. Tento vývoj má v naší zemi dlouholetou tradici, neboť již dříve v naší normě ČSN 73 1374 *Dvojparametrová nedeštruktívna metóda skúšania betónu* byla kombinována metoda Schmidtova tvrdoměru s ultrazvukovou průchodovou metodou na zjišťování pevnosti betonu. Tato norma však byla zrušena. Dalším příkladem může být kontrola rozložení výztuže v železobetonové konstrukci, kdy se běžně radiografická metoda kontroly kombinuje s kontrolou magnetickým indikátorem výztuže. Obě metody mají své výhody a nedostatky. V zahraniční literatuře se často uvádí kombinace georadaru a ultrazvukové odrazové metody na kontrolu přepínací výztuže v konstrukcích z předpjatého betonu a kvalitu zainjektování kanálků. Těchto kombinací se vyskytuje celá řada a závisí na zkušenostech a odborných znalostech pracovníka defektoskopie, jak získané výsledky bude interpretovat.

V současné době jsme svědky rychlé digitalizace výsledků měření, ze kterých, po počítačovém zpracování, se dá získat daleko více údajů, nežli to umožňovalo analogové vyhodnocování. Nové přístroje pro NDT již nelze zhotovovat „na koleně“ (až na výjimky) a malosériová výroba přístrojů a zkušebních zařízení u renomovaných firem je velmi drahá. Je proto nutno vědět kdo jednotlivé přístroje NDT vlastní (např. georadar), jaké jsou jejich parametry a v případě potřeby si tyto přístroje vypůjčit (i s obsluhou). A dále usilovat o opatření si pouze těch zařízení a přístrojů, o kterých víme, že budou využívány a budeme mít pro ně kvalifikovanou obsluhu.

Logická je proto úzká spolupráce mezi jednotlivými ústavy vysokých škol, a to jak teoretickými (pro ověření funkčnosti nových zkušebních metod), tak praktickými, aby bylo zřejmé kam metody nedestruktivního zkušebnictví zaměřit a jaké parametry na konstrukci ověřovat. Nezbytná je i spolupráce s praxí, která též dává podněty jaké nedestruktivní metody kontroly vyvíjet. Právě pracovníci v nedestruktivním zkušebnictví mohou být oním spojovacím článkem při zavádění teoretických poznatků do praxe (např. využití metod akustické emise) a zpětně problémy praxe pomáhají přenášet a řešit teoreticky (zavedení metodiky kontroly délky zabudovaných kotevních šroubů ultrazvukem aj.). Velmi důležitá je však i spolupráce v úrovni mezinárodní, aby získané poznatky z rychle se rozvíjející techniky ve světě byly co nejdříve zaváděny do stavební praxe.

Tyto všechny problémy by měly být vzaty v úvahu při koncipování výuky studentů a při dalším vzdělávání pracovníků v NDT. Tito pracovníci by měli být totiž špičkovými odborníky ve svém oboru, ale současně by měli mít široký encyklopedický přehled o ostatních metodách kontroly a to nejen ve stavebnictví. Cílem přípravy a vzdělávání je tedy vytvořit v pravém slova smyslu „renesanční“ odborníky, kteří by měli být schopni posoudit v každém konkrétním případě, která zkušební metoda je optimální a aby vhodně interpretovali výsledky měření jednou nebo několika metodami.

4. Závěr

Rozvoj nedestruktivních metod zkoušení je úzce spojen s rozvojem fyziky a fyzikálních metod. Může se vyskytnout názor, že v praktické fyzice již bylo vše objeveno a tím, že je rozvoj nedestruktivních metod již omezen. Tato situace by mohla připomínat příběh „otce“ kvantové fyziky a jednoho z největších světových fyziků Maxe Plancka. Když nastupoval koncem 70. let 19. stol. na universitu, rozhodoval se mezi studiem hudby nebo fyzikou. Od studia fyziky ho zrazoval prof. Jolly, který pokládal fyziku za mrtvý obor. Dle jeho slov „zbývalo vyřešit jen pár drobností a budova fyziky bude jednou provždy hotova bez potřeby dalších úprav“. Naštěstí se prof. Jolly mýlil a Max Planck nedal na jeho slova a „budovu fyziky“ od základů přestavěl.

I v současné době jsme svědky objevů, které mají, nebo v blízké budoucnosti mohou mít vliv na vývoj nových nedestruktivních metod. Jako příklad lze uvést teraherzové vlnění, které je situováno v elektromagnetickém spektru mezi mikrovlnami a infračerveným zářením (vlnová délka 30 μm až 1 mm). Toto záření bylo sice objeveno již koncem 19. stol., ale problémy z jeho vybuzení a snímáním byly tak velké, že k praktické aplikaci dochází až v posledním desetiletí. Teraherzové vlny mají schopnost projít různými látkami, jako je papír, dřevo, keramika, plasty a textilie. Toto záření však neproniká kovy a vodou. Je s ním možné zaznamenávat strukturu materiálu do určité hloubky a na rozdíl od RTG záření není lidem nebezpečné. Tyto vlastnosti již byly prakticky odzkoušeny v USA na zabezpečovacích zařízeních letišť, kde při osobních prohlídkách cestujících nahrazují rentgeny. V tomto případě se kromě „technického“ problému jedná i o problém „etický“, neboť cestující je pomocí teraherzových vln „svlečen donaha“. To, že se o tuto metodu zajímají bezpečnostní složky, dává naději, že se tato metoda v brzké době rozšíří a že budeme moci posoudit ve kterých oblastech NDT se nejlépe uplatní.

Právě problematika nově vzniklých a nově aplikovaných metod NDT podtrhává význam pracovních setkání odborníků z oblasti nedestruktivního zkoušení materiálů, aby v tomto velmi širokém oboru docházelo k vzájemné výměně zkušeností a k velmi důležitému navazování osobních kontaktů.

Kontakt

Prof. Ing. Leonard Hobst, CSc., tel: 00420 541 147 836, e-mail: hobst.l@fce.vutbr.cz,
Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veverí 95, 602 00 Brno.

I.

ZKOUŠENÍ BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



VLIV OBSAHU VYSOKOPECNÍ STRUSKY V CEMENTU NA NĚKTERÉ TRVANLIVOSTNÍ VLASTNOSTI BETONŮ

INFLUENCE OF SLAG VOLUME IN CEMENT ON SOME LONG-TERM PROPERTIES OF CONCRETE

**Jiří Adámek, Vlasta Juránková,
Monika Konečná**

Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně

Anotace:

Trvanlivost stavebních materiálů je v posledních 10-15 letech v ohnisku vědeckého zájmu řady evropských i světových vědeckých pracovišť. Trvanlivost betonu, jako nejrozšířenějšího stavebního materiálu, je značně složitá, vzhledem k jeho heterogenitě a složité tvorbě struktury. V příspěvku jsou uvedeny výsledky zkoušek propustnosti struktury povrchové vrstvy betonu (20-50 mm) pro vodu a vzduch. Tyto zkoušky, které nepřímým způsobem popisují pórovou strukturu povrchové vrstvy, se považují za typy zkoušek, které nejlépe tuto vrstvu popisují z hlediska trvanlivosti. Další doplňující zkoušky nasákavosti, sorptivity a mrazuvzdornosti betonu doplňují zkoušky propustnosti. Zkoušky jsou prováděny na cementech CEM I, CEM II a CEM III s odlišným množstvím strusky.

Annotation:

During the last 10 – 15 years, durability of the building materials has become a centre of the interests of many scientific and researching institutes worldwide. The durability of concrete – as the most used material – is very complicated from the viewpoint of its heterogeneity and complicated formation of a structure. This contribution presents some results from the experimental tests of covercrete (thickness 20-50 mm) permeability both for air and water. These experiments, which in indirect way describe a porous structure of the covercrete, are considered to be a type of the tests that described this covercrete in the best way from the viewpoint of durability. Following complementary tests of absorbability, sorption and frost resistance of concrete complete the permeability tests. The tests are performed on cements CEM I, CEM II and CEM III with different volume of slag.

Klíčová slova: propustnost, trvanlivost, pórovitost, mrazuvzdornost

Keywords : permeability, durability, porosity, frost resistance

1. Stávající stav

Intenzivní rozvoj nových technologií v oblasti železobetonu a předpjatého betonu, který vrcholil koncem minulého a počátkem tohoto století vývojem samozhutnitelných betonů, betonů s vysokými pevnostmi a vlastnostmi, přinesl řadu nových variant výroby betonů. Používání nových přísad, příměsí a technologií umožnilo výrobu betonu s pevnostmi v tlaku přes 100 MPa. Zároveň byla formulována otázka trvanlivosti těchto nových „betonů“, které s klasickými betony z 20. století mají poměrně málo společného. Problematikou trvanlivosti se zabývají stovky vědeckých pracovišť s cílem vyrobit trvanlivý beton požadovaných vlastností. Problémem je vytvoření shody na definici trvanlivostních vlastností stavebních materiálů a na metodikách jejich zkoušení. U betonu, který je značně heterogenní kompozit je situace o to těžší, že jeho vlastnosti jsou ovlivňovány jeho maticí, tvořenou cementovým tmelem a jemnými součástmi kameniva nebo příměsí. Velmi složitý proces tuhnutí a tvrdnutí matrice i kompozitu, kdy při hydrataci dochází k tvorbě chemických i mineralogických novotvarů, se současnou tvorbou jejich pórové struktury, znesnadňuje jednoznačné formulace zadání pro definici „trvanlivostních“ vlastností kompozitu a pro shodu při stanovení metodik trvanlivostních zkoušek.

Existuje celá řada metodik zkoušení těchto vlastností, ale neexistuje shoda odborníků jak stanovit kritéria pro hodnocení trvanlivosti. Jeví se jednoznačně, že rozhodující budou vlastnosti povrchové vrstvy betonu (25-50 mm) a především její propustnost pro plyny a kapaliny. Propustnost závisí na pórové struktuře povrchové vrstvy. Na pracovišti autorů článku se několik roků věnují studiu struktury této vrstvy sledováním její propustnosti pro vzduch a vodu. Aplikují a porovnávají se různé metody, publikované především v zahraničí, věnované uvedené problematice. V příspěvku se sleduje vliv použití cementů s různým obsahem vysokopecní strusky na základní fyzikálně mechanické vlastnosti a především na vybrané vlastnosti trvanlivostní. Vzduchová propustnost vyjádřená součinitelem propustnosti k_T , dále povrchová počáteční nasákavost metodou ISA, stanovení nasákavostí a sorptivity povrchových vrstev různých betonů jsou obsahem tohoto příspěvku.

2. Metodiky trvanlivostních zkoušek

2.1. Vzduchová propustnost metodou TPT

Propustnost povrchové vrstvy betonu je uznávána jako jedna z metod, která velmi dobře popisuje trvanlivost betonových konstrukcí. Propustnost betonu se měří přístrojem Torrent Permeability Tester (TPT), který vyrábí švýcarská firma Proceq. Tato zkouška je rychlá, spolehlivá a nedestruktivní, není zatím zapracována v žádné české ani zahraniční normě.

Stanovení povrchové propustnosti betonu přístrojem Torrent Permeability Tester spočívá ve vytvoření vakua v povrchové vrstvě betonu a následného měření proudění vzduchu do vnitřní komory přístroje. Základními prvky přístroje jsou dvoukomorová vakuová komora, regulátor tlaku, který zajišťuje, aby byl proudící vzduch v kolmém směru na povrch betonu nasměrován do vnitřní komory, a vyhodnocovací jednotka. Na základě tohoto teoretického modelu je možno vypočítat koeficient vzduchové propustnosti k_T , který propustnost charakterizuje.

Přístrojem se měří nárůst tlaku v závislosti na čase. Součinitel vzduchové propustnosti k_T a hloubka průniku vakua L jsou vypočteny z příslušných naměřených údajů, jejichž hodnoty se po měření objeví na displeji indikačního přístroje a uloží se do jeho paměti.

Měření trvá 2-12 minut podle propustnosti betonu. Kvalitativní třídu povrchové vrstvy je možno určit z tabulky podle hodnoty koeficientu propustnosti k_T . Kalibrace přístroje se provádí na leštěné ocelové desce před zahájením měření [1].

2.2. Počáteční povrchová nasákavost (ISAT)

Stanovení počáteční povrchové nasákavosti pomocí zkoušky ISAT (Initial Surface Absorption Test) dle britské normy BS 1881 – 208 část 5. Byla vyvinuta jako laboratorní metoda pro měření propustnosti betonu. Spočívá v měření množství vody vtékající do zkoušeného vzorku přes povrchovou plochu, která je určena plastovou komůrkou nepropustně utěsněnou k povrchu betonu. Měření množství pohlcené vody získáme měřením doby pohybu vody kapilárním systémem známého objemu. Průhledná nádržka je spojena s přívodním otvorem komory a odvodní otvor komory je spojen se skleněnou kapilárou opatřenou měřítkem. Spojení je zajištěno gumovými hadičkami, před vstupem do komory je hadička opatřena ventilem pro regulaci přívodu vody z nádržky. Komůrka je přitisknuta ke zkoušenému povrchu tak, aby byla po svém obvodu rovnoměrně zatížena a dobře zatmelena. Kapilára s měřítkem i nádržka s vodou jsou umístěny 200 mm nad komorou. Po kompletním naplnění komory je přívod vody z nádržky uzavřen a probíhá měření pohybu vody v kapiláře. Čtení souboru dat je prováděno po deseti, třiceti a šedesáti minutách od prvního omočení povrchu. Počet jednotek na měřítku po prvních 5 vteřinách měření určuje třídu kvality povrchu betonu a také periodu, po které se v průběhu měření budou odečítat data. Počáteční povrchová nasákavost je počet dílků na měřítku kapiláry nasátých povrchem betonu. Výsledky a shrnutí celé řady měření odborníků zpracoval Levitt 1985 [2]. Porovnal výsledky zkoušení propustností různými metodami s rozsáhlým souborem měření metodou ISAT vesměs na starých, karbonatácí zasažených konstrukcích. Publikoval tabulku, kde na základě těchto měření ISAT doporučil nejmenší tloušťky krytí výztuže pro stáří konstrukcí 10, 25 a 50 let pro dvě třídy betonu s pevnostmi v tlaku 30 a 50 MPa. Tuto tabulku lze použít i pro námi naměřené hodnoty ISA pro beton C25/30. Betony byly nejvýše 90 dnů staré.

2.3. Vzlínavost, pohltivost a sorptivita

Sorpce, kapilarita, vzlínavost jsou velmi podobné jevy. Pojem kapilarita označuje skupinu kapilárních jevů, které jsou úzce spojeny s existencí povrchového napětí kapaliny. Kapilární jevy jsou pozorovány především v úzkých trubicích, tzv. kapilárách. Jako kapilarita bývá také označována vzlínavost, tedy schopnost látek vést kapalinu vzhůru (proti směru gravitačních sil) působením kapilárních sil.

Vzlínavost

Zkouška vzlínavosti se prováděla metodou omezeného vzlínání spodní plochou zkušebního tělesa (75/75/150 mm). Pro vymezení pouze spodní plochy ke vzlínání jsou ostatní čtyři plochy natřeny 2 vrstvami epoxidovým, vodonepropustným nátěrem. Zkušební hranol se vysuší při 105 °C do ustálené hmotnosti. Potom se hranol vloží sledovanou plochou směrem dolů do ploché nádoby s vodou. Úroveň vody nad spodní měřenou plochou je ve výši 1-3 mm. Změny hmotnosti se sledují v časových odstupech 1, 3, 5, 8, 24, 48, 72 hodin a dále po dobu dalších 2 a 3 dnů. Před vážením se spodní plocha vždy stejným způsobem otře vlhkým hadrem.

Vzlínavost v sledovaný čas se stanoví jako změna hmotnosti v gramech oproti původnímu vysušenému vzorku vyjádřená v % suché navážky.

Pohltivost i

Pohltivost je obdoba kapilární vztlínivosti, hmotnostní přírůstek ve sledovaném čase v gramech vztažený na plochu vzorku při styku s vodou vyjádřenou v mm^2 . Jednotkou pohltivosti je g/mm^2 . Pohltivost vyjadřuje absorpční kapacitu struktury zkoušeného betonu.

Sorptivita s

Také výraz sorptivita charakterizuje schopnost materiálu absorbovat a přenášet vodu kapilárním sáním. Je v relaci k nasákavosti, která se používá jako indikátor objemu kapilárních pórů nebo otevřené porozity. Počítá se jako poměr pohltivosti i a odmocniny času styku vzorku s vodou. Jednotkou je $\text{g}/\text{mm}^2/\text{min}^{0,5}$.

Pojem i hodnoty sorptivity se dosti často objevují v zahraniční literatuře např. [2], často v souvislosti s propustností (permeabilitou) struktury povrchové vrstvy betonu, která bývá velmi často ovlivňována různou mírou zadržené vody právě v pórové struktuře betonu. Obě tyto vlastnosti bývají vztahovány k aktuální, případně „výhledové“ trvanlivosti zkoumaného betonu.

2.4. Mrazuvzdornost

Působení střídavého zmrazování a rozmrazování na změnu mechanických vlastností závisí na stavu pórové struktury betonu. Vyskytují-li se v ní v dostatečné míře uzavřené kapilární póry ($\leq 0,3 \text{ mm}$) bývají využity jako únikový prostor pro zvětšování objemu ledu při zmrazování v ostatních neuzavřených pórech naplněných vodou.

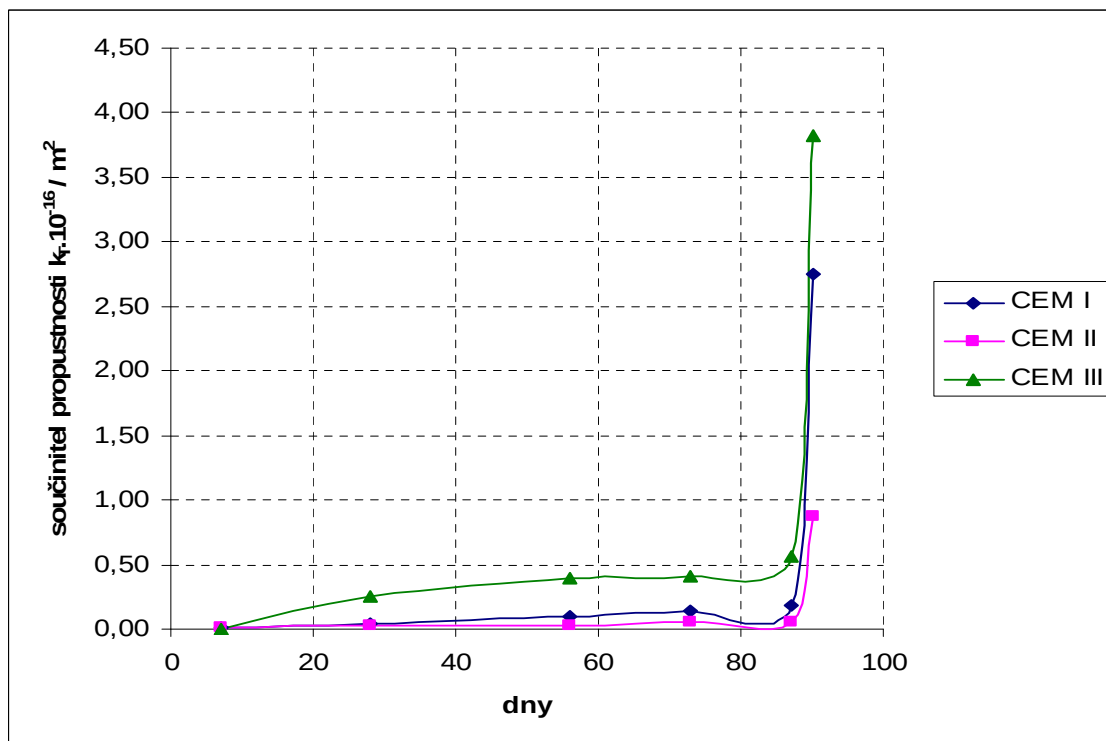
Pro zkoušky byly použity vždy 3 ks hranolů $100/100/400 \text{ mm}$ jako srovnávací k zmrazovaným 3 ks hranolů ze stejného betonu. Vždy po 25, 50, 75, 100, 125 a 150 zmrazovacích cyklech byly odzkoušeny 3 ks hranolů. Zjištěné pevnosti byly vztaženy k nezmrazovaným betonům. Až po 125, příp. 150 cyklech došlo k částečnému snížení pevnosti v tlaku i tahu ohybem. Na obr. 6 je provedeno srovnání pevností betonů v tahu ohybem zmrazovaných a nezmrazovaných vzorků po 150 cyklech. Průběh zmrazování a rozmrazování odpovídal zhruba ČSN 731322.

3. Diskuze výsledků

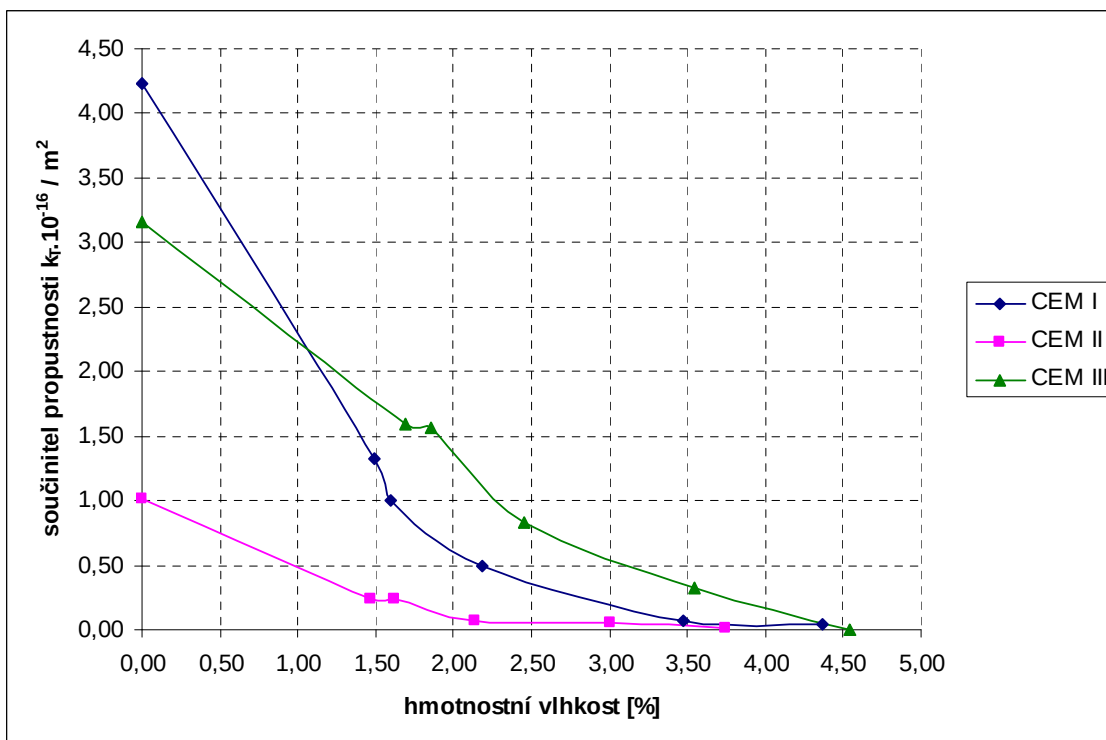
3.1. Vzduchová propustnost

Na obr. 1 a 2 jsou zobrazeny závislosti součinitele vzduchové propustnosti k_T na době zrání a na hmotnostní vlhkosti. V obou případech byla poslední měření provedena na vysušených vzorcích. Z průběhu závislosti je zřejmý zásadní vliv aktuální vlhkosti betonu. K úplnému vysušení v praxi nikdy na stavbě nedochází. Přirozená vlhkost betonu se dle dlouhodobého sledování na konstrukcích umístěných ve volném prostředí pohybuje v rozmezí 1,5 – 3,5 % hmotnostní vlhkosti. Proto hodnoty k_T zjištěné v tomto rozmezí vlhkostí považujeme za směrodatné pro posuzování budoucí trvanlivosti povrchové vrstvy sledovaných betonů. Vliv druhu použitého cementu v obou případech ukazuje, že betony s CEM III vykazují vyšší hodnoty k_T v porovnání s CEM I a CEM II. Vzhledem ke skutečnosti, že zkoušky se prováděly v intervalech stáří betonu 28 – 87 dnů, lze usuzovat, že vliv vyšší dávky hydraulické příměsi – vysokopecní strusky, se může příznivě projevit až ve vyšším stáří betonu, kdy se do pokračující hydratace zapojí i hydraulická příměs. Vliv vlhkosti ovlivňuje však hodnoty k_T pouze v rámci jedné trvanlivostní třídy kvality betonů dle

Torrenta [1]. V tomto případě ve třídě „střední“. Hodnoty k_T naměřené po vysušení se posunuly do třídy „špatný“.



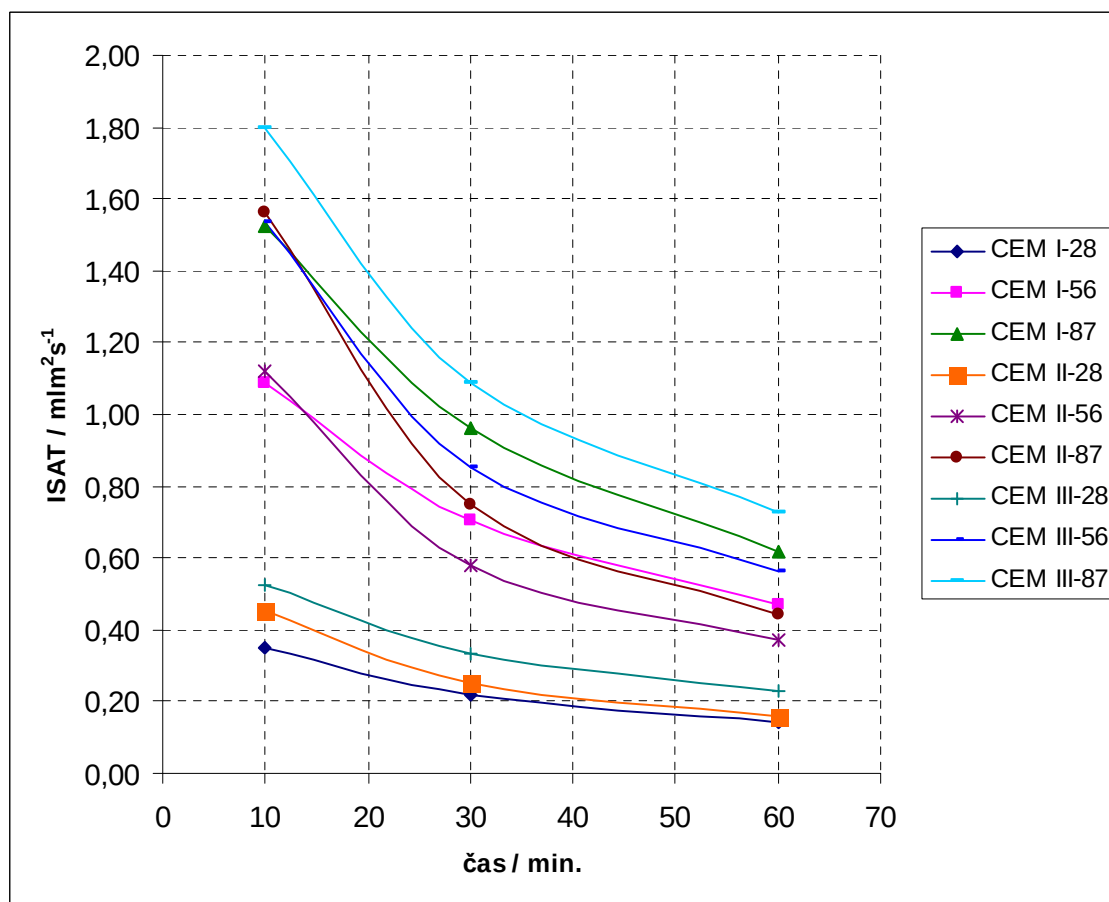
Obr. 1.: Závislost hodnot součinitele vzduchové propustnosti k_T na době zrání



Obr. 2.: Vliv změny hmotnostní vlhkosti na hodnoty k_T na betonu s cementem CEM I, CEM II, CEM III

3.2. Počáteční povrchová nasákavost

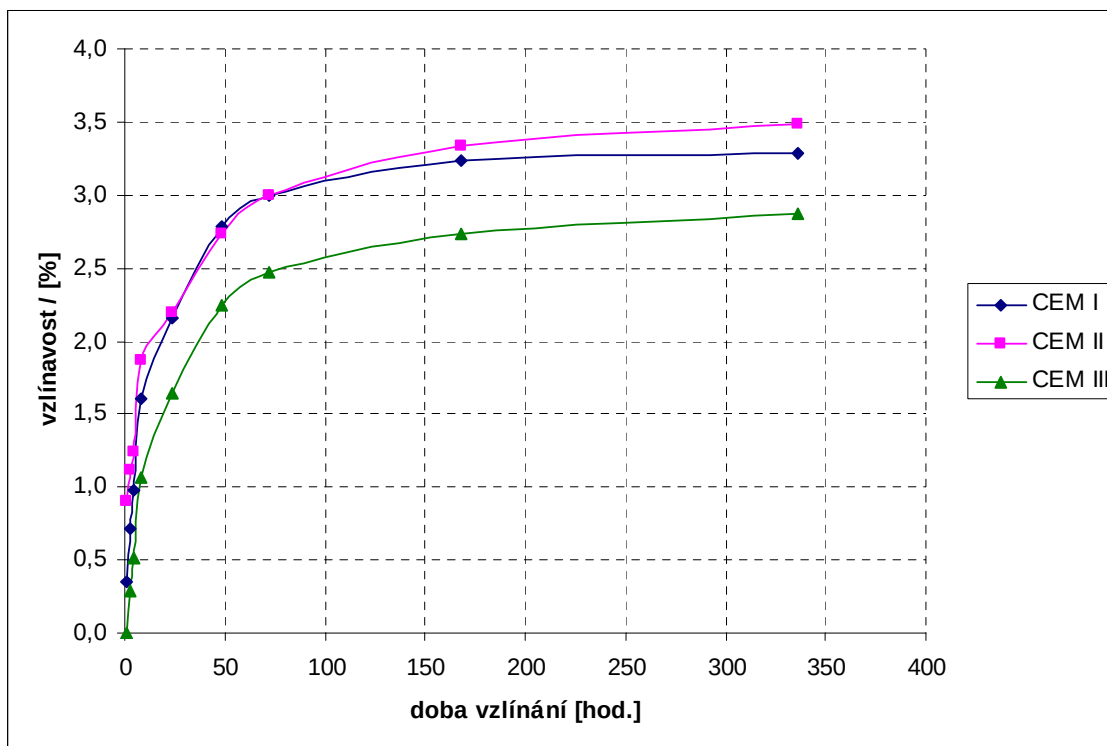
Počáteční povrchovou nasákavostí se měří odpor pórové struktury zkoušeného betonu proti vnikání vody přes definovanou plochu za předepsaných časů 20, 30 a 60 minut. Na obr. 3 jsou zobrazeny průběhy povrchové nasákavosti betonů s cementy CEM I, CEM II a CEM III zjištěné ve stáří betonů 28, 56 a 87 dnů. Z průběhů křivek je zřejmý vliv stáří betonu, ve kterém byla zkouška prováděna. Současně je zřejmé, po kolika minutách byla zkouška opakována. Mírné snížení hodnot je způsobeno předchozí zkouškou ISAT, kdy se do betonu dostala voda. Nejnižší počáteční nasákavost byla naměřena u betonů s cementem CEM I a CEM II, beton s cementem CEM III má nasákavosti vyšší.



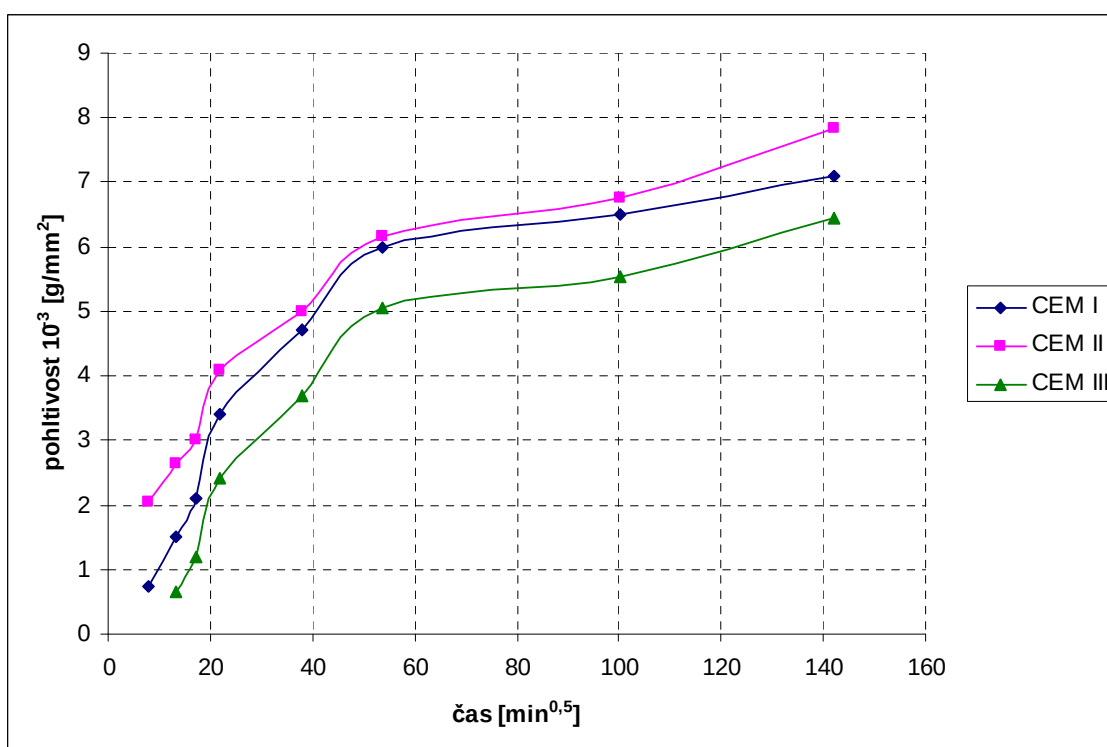
Obr. 3.: Počáteční povrchová nasákavost (ISA) na nevysušených trámčích po 10, 30 a 60 minutách zjištěná po 28, 56 a 87 dnech

3.3. Vzlínavost, pohltivost a sorptivita

Na obr. 4 je zobrazen průběh vzlínavosti na době vzlínání. Nejnižší křivka odpovídá betonu s CEM III, betony s CEM II a CEM I mají téměř totožné průběhy a odlišují se až po době vzlínání vyšší než 150 hod. Podobně na obr. 5, kde je vynesena závislost pohltivosti na čase uvedeném jako $\text{min}^{0,5}$, betony s cementem CEM III mají nejmenší pohltivost a tím i sorptivitu. Tento jev lze pravděpodobně přisoudit vlivům kapilárních pórů, jimiž voda vzlíná proti působení zemské gravitace.



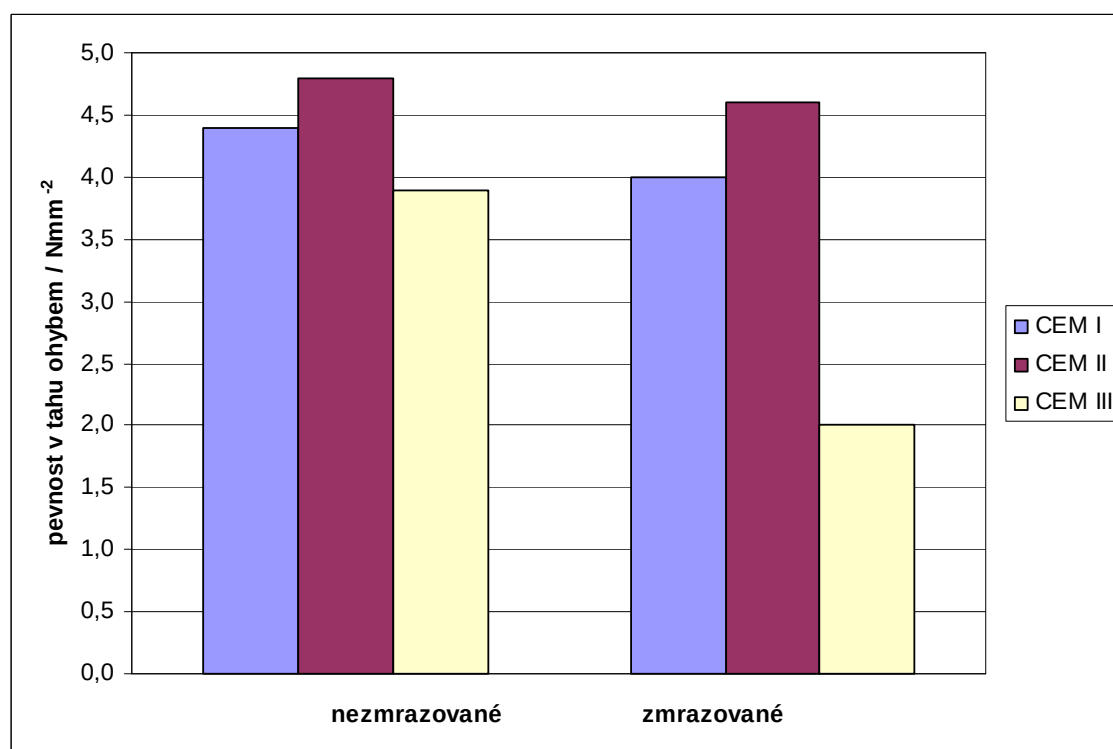
Obr. 4.: Průběh vzlínavosti v závislosti na čase



Obr. 5.: Závislost pohltivosti na čase ($\text{min}^{0,5}$) pro betony s cementem CEM I, CEM II, CEM III

3.4. Mrazuvzdornost

Pevnosti betonu v tahu ohybem zjištěné na referenčních nezmrazovaných vzorcích (obr. 6) odpovídaly tomu, z jakého cementu byly vyrobeny. Nejnižší pevnost byla zjištěna u betonu s CEM III. U zmrazovaných betonů po 150 cyklech se snížila pevnost u betonů s CEM I a CEM III, zatímco u betonu s CEM II zůstala téměř stejná. Hodnota součinitele mrazuvzdornosti po 150 cyklech byla u betonů s CEM I – 0,91, s CEM II – 0,96 a s CEM III – 0,51. Při hodnocení betonů dle ČSN 731322 jsou betony s CEM I a CEM II mrazuvzdorné pro 150 zmrazovacích cyklů, zatímco beton s CEM III je pro tento počet cyklů nemrazuvzdorný. Přitom tento beton až do 125 cyklů vykazoval pevnost téměř shodnou s pevností referenčních vzorků.



Obr. 6.: Porovnání pevností betonů v tahu ohybem nezmrazovaných a zmrazovaných (150 cyklů) hranolů

4. Porovnání se zahraničními výsledky

Námětem této části výzkumných prací byly některé zahraniční příspěvky, které popisovaly výsledky dlouhodobých sledování přímořských a mořských staveb [3], ze kterých vyplynulo poznání, že betony, které byly vyrobeny ze struskoportlandského nebo vysokopecního cementu vykazovaly po 40 letech nesrovnatelně vyšší trvanlivost, než betony vyrobené z čistého portlandského cementu. Podobných prací se podařilo získat několik. Námi prezentované výsledky nejsou tak jednoznačné.

Vzduchová propustnost vyjádřená hodnotou součinitele propustnosti k_T byla nejvyšší u betonů s cementem CEM II. Složení betonů, mísení, ukládání i ošetřování všech betonů bylo shodné. Je možno se domýšlet, že zhruba po třech měsících se začal uplatňovat vliv

vysokopecní strusky v cementu se všemi důsledky s uplatněním hydraulické příměsi v tvorbě pórové struktury betonu. Výsledky CEM III se projeví částečně vyššími hodnotami k_T , ale byly téměř srovnatelné s CEM I.

Vzlínavost, pohltivost či sorptivita byla nejnižší u CEM III, a to poměrně se značným rozdílem pohltivosti a vzlínivosti. Je zřejmé, že v tomto typu zkoušek, které závisí na otevřených kapilárních pórech značně velkých $\leq 0,3$ mm, byla struktura betonu s CEM III „utěsněnější“ pro vzlínání vody proti působení gravitace.

Počáteční povrchová nasákavost (absorpce) naopak přiřadila nejvyšší hodnoty betonu s CEM III. S postupným stářím zkušebních betonů se uplatňovalo postupné vysychání struktury všech betonů uložených ve stejných laboratorních podmínkách. Za důležitý výsledek lze považovat skutečnost, že hodnoty ISAT na prezentovaných betonech odpovídají tabulce Levitta [2], který z obdobných hodnot ISAT usuzuje na kvalitu povrchové vrstvy těchto betonů a doporučuje uvažovat s různými hodnotami krytí výztuže pro 10, 25 a 50 let při uvažování dvou druhů betonů s pevnostmi 30 a 50 MPa v tlaku.

Mrazuvzdornost betonů, zkoušená pro nejvýše 150 zmrazovacích cyklů, vyjádřená součinitelem mrazuvzdornosti M dle ČSN 731322, byla shledána dostatečnou, protože požadavkům uvedené normy $M \geq 0,75$ vyhověly betony s CEM I a II pro 150 cyklů a s CEM III pro 125 cyklů. Uvedené počty zmrazovacích cyklů jsou pro naše klimatické prostředí enormní. Pro klima v Severním moři se však s těmito počty musí počítat.

5. Závěr

Předpoklad, že betony s CEM III budou vykazovat nejvhodnější hodnoty u všech trvanlivostních zkoušek se zcela nepotvrdil. Lze však předpokládat, že po delším období zrání betonů (3-10 let), dojde nejméně k vyrovnání s betony s CEM I a II.

Dlouhodobé zkoušky severských autorů se staly podkladem pro jednoznačné doporučení v tamních podmínkách: z hlediska trvanlivosti je vhodné používat cementy s vyšším nebo vysokým objemem jemných hydraulických přísad jako jsou strusky, popílký, sílika, případně metakaolin.

Při studiu dosažitelných složení betonů v USA a Velké Británii se sice používá převážně portlandský cement CEM I, ale téměř žádný beton se neobejde bez značného množství především jemných létavých popílků nebo jemných vysokopecních strusek.

Poděkování

Článek byl zpracován za přispění projektu GAČR č. 103/09/0065 a projektu VVZ MSM 0021630511.

Literatura

- [1] TORRENT, R., FRENZER, G. A method for the rapid determination of the coefficient of permeability of the „covercrete“, Int. Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering, Berlin, 1995
- [2] LEVITT, M. The ISAT for limit state design for durability, Concrete Society Scene, July 1985

- [3] BIJEN, J. *Blast Furnace Slag Cement*, Association of the Netherlands Cement Industry, 1996

Kontakt

Prof. Ing. Jiří Adámek, CSc., tel: 00420 541 147 800, e-mail: adamek.j@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Vlasta Juránková, CSc., tel: 00420 541 147 652, e-mail: jurankova.v@fce.vutbr.cz, Ústav fyziky, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Monika Konečná, e-mail: konecna.m@fce.vutbr.cz, Ústav fyziky, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

SKÚŠANIE A HODNOTENIE KOMPATIBILITY REPROFILAČNÝCH MATERIÁLOV

TESTING AND EVALUATION THE COMPATIBILITY OF REPAIR MATERIALS

Juraj Bilčík

Stavebná fakulta STU v Bratislave

Anotácia:

Kritickým bodom sanácie je reprofilácia porušeného povrchu betónu. V príspevku je analyzovaná kompatibilita reprofilačných materiálov a podkladového betónu. Skúšanie a hodnotenie kompatibility má prispieť k tomu aby reprofilačný materiál bol schopný prenášať napätia vznikajúce od účinku zaťaženia a objemových zmien.

Annotation:

Critical point of the repair is the resurfacing of the damaged concrete structures. In this paper is analysed the compatibility of repair materials to concrete substrates. Testing and evaluation the compatibility should be a contribution to the enhancement to transmit the stresses from actions and volume changes.

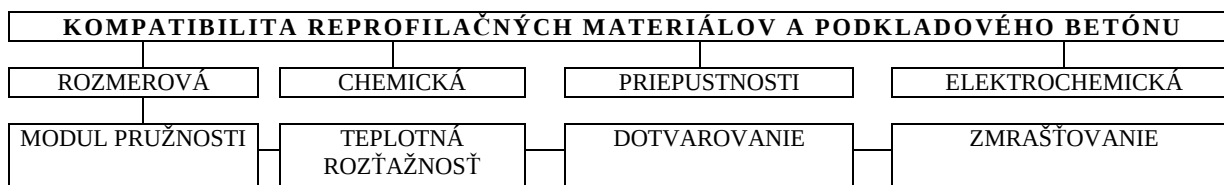
Kľúčové slová: *pevnosť v tlaku, modul pružnosti, dotvarovanie, zmrašťovanie*

Keywords: *compressive strength, elastic modulus, creep, shrinkage, adhesive bond*

1. Úvod

Sanácia sa skladá najčastejšie z týchto technologických postupov: príprava betónového podkladu, úprava povrchu výstuže a jej ochrana proti korózii, reprofilácia betónového povrchu, sekundárna ochrana betónu. Kritickým bodom je reprofilácia porušeného povrchu betónu.

Kompatibilita reprofilačného materiálu a podkladového betónu možno definovať ako rovnováhu fyzických, chemických a elektrochemických vlastností a rozmerov, medzi reprofilačným a podkladovým materiálom, umožňujúca vzniknutému systému bez porušenia preniesť napätia od zaťaženia a objemových zmien. Schéma zložiek kompatibility je zobrazená na obr. 1.



Obr. 1: Schéma zložiek compatibility [1]

Na reprofiliáciu sa v súčasnosti zvyčajne používajú jednozložkové polymércementové malty do hrúbky vrstvy 50 mm, lokálne až 100 mm. Požiadavky na dosiahnutie potrebnej pevnosti predlžujú čas sanácia a navyše reprofilačné malty majú pomerne malú životnosť: 20 % menej ako päť rokov a 70 % menej ako desať rokov [2]. Hlavnou príčinou tohto stavu je vznik a rozvoj trhlin od objemových zmien a účinkov zaťaženia. Zlepšenie možno očakávať od širšieho uplatnenia európskej normy EN 1504-3 [3], ktorá je od 1.1.2009 implementovaná členskými štátmi CEN. Norma stanovuje požiadavky na identifikáciu, vlastnosti (vrátane trvanlivosti) a bezpečnosť mált a betónov na opravu s nosnou funkciou a bez nosnej funkcie.

2. Sledovanie vlastností reprofilačných materiálov podľa EN 1504-3

Reprofilačné materiály majú viaceré možnosti aplikácie, STN EN 1504-, [3] rozlišuje nasledujúce oblasti použitia:

Zásada 3	Obnova betónu	Metóda 3.1	Nanášanie malty ručne
		Metóda 3.2	Dobetónovanie
		Metóda 3.3	Nanášanie betónu alebo malty striekaním
Zásada 4	Zosilnenie konštrukcie	Metóda 4.4	Doplnenie malty alebo betónu
Zásada 7	Ochrana alebo obnovenie pasivácie	Metóda 7.1	Zväčšenie hrúbky krycej vrstvy výstuže cementovou maltou alebo betónom
		Metóda 7.2	Náhrada kontaminovaného alebo karbonatovaného betónu

Zásada 4 sa zaraďuje ako oprava s nosnou funkciou, Zásada 7 ako oprava bez nosnej funkcie a Zásada 3 môže byť, v závislosti od požiadaviek, zaradená do jedného, či druhého typu opravy.

V tab. 1 sú uvedené sledované vlastnosti výrobkov a systémov na opravu s nosnou funkciou a bez nosnej funkcie. Vlastnosti, ktoré sú potrebné na „všetky zamýšľané použitia“ sú označené ■, všetky ďalšie označené □ sa môžu požadovať na „určité zamýšľané použitia“.

Tabulka 1.: Vlastnosti pre výrobky a systémy na opravu s nosnou funkciou a bez nosnej funkcie [3]

Sledované vlastnosti	Zásada opravy			
	3		4	7
	Metóda opravy			
	3.1, 3.2	3.3	4.4	7.1, 7.2
pevnosť v tlaku	■	■	■	■
obsah chloridových iónov	■	■	■	■
prídržnosť	■	■	■	■
viazané zmrašťovanie/rozťažnosť	■	■	■	■
trvanlivosť	■	■	■	■
a) odolnosť proti karbonatácii	■	■	■	■
trvanlivosť				
b) teplotná kompatibilita	□	□	□	□
časť 1 alebo časť 2 alebo časť 4 EN 13687				
modul pružnosti	□	□	■	□
odolnosť proti šmyku	□		□	□
koeficient teplotnej rozťažnosti	□	□	□	□
kapilárna nasiakavosť (vodopriepustnosť)	□	□	□	□

Požiadavky na hodnoty jednotlivých vlastností uvádza tab. 2.

Tabulka 2.: Požiadavky na výrobky na opravu s nosnou funkciou a bez nosnej funkcie [3]

Por. č.	Vlastnosti	Porovnávací podklad (EN 1766)	Skúšobné metódy	Požiadavky			
				S nosnou funkciou		Bez nosnej funkcie	
				Trieda R4	Trieda R3	Trieda R2	Trieda R1
1	pevnosť v tlaku	žiadny	EN 12190	≥ 45 MPa	≥ 25 MPa	≥ 15 MPa	≥ 10 MPa
2	obsah chloridových iónov	žiadny	EN 1015-17	≤ 0,05 %		≤ 0,05 %	
3	prídržnosť	MC (0,40)	EN 1542	≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥ 0,8 MPa ^a	
4	viazané zmršťovanie / rozťažnosť	MC (0,40)	EN 12617-4	prídržnosť po skúške ^{d,e}			žiadna požiadavka
				≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥ 0,8MPa ^a	
5	odolnosť proti karbonatácii	žiadny	EN 13295	$d_k \leq$ kontrolný betón (MC(0,45))		žiadna požiadavka ^g	
6	modul pružnosti	žiadny	EN 13412	≥ 20 GPa	≥ 15 GPa	žiadna požiadavka	
7	teplotná kompatibilita časť 1, zmrazovacie a rozmrazovacie cykly	MC (0,40)	EN 13687-1	prídržnosť po 50 cykloch ^{d,e}			vizuálna prehliadka po 50 cykloch ^e
				≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥ 0,8 MPa	
8	teplotná kompatibilita časť 2, cyklické zaťaženie búrkovým dažďom	MC (0,40)	EN 13687-2	prídržnosť po 30 cykloch ^{d,e}			vizuálna prehliadka po 30 cykloch ^e
				≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥0,8MPa ^a	
9	teplotná kompatibilita časť 4, cyklické skúšky suchým teplom	MC (0,40)	EN 13687-4	prídržnosť po 30 cykloch ^{d,e}			vizuálna prehliadka po 30 cykloch ^e
				≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥0,8MPa ^a	
10	odolnosť proti šmyku	žiadny	EN 13036-4	Trieda I: > 40 prvky skúšané vo vlhkom stave Trieda II: > 40 prvky skúšané v suchom stave Trieda III: > 55 prvky skúšané vo vlhkom stave			
11	súčiniteľ teplotnej rozťažnosti	žiadny	EN 1770	ak sú urobené skúšky 7, 8 alebo 9 nevyžaduje sa			
12	kapilárna nasiakavosť	žiadny	EN 13057	≤ 0,5 kg m ⁻² h ^{-0,5}	≤ 0,5 kg m ⁻² h ^{-0,5}	bez požiadavky	

2.1. Pevnosť v tlaku

Pevnosť reprofilačného materiálu v tlaku má byť podobná ako podkladového betónu. Zvýšenie pevnosti v tlaku je spojené so zvýšením modulu pružnosti, čo sa môže nepriaznivo prejaviť na napätosti reprofilačného materiálu. STN EN 1504-3 definuje štyri triedy betónov a mált na opravu **R1**, **R2**, **R3**, **R4**. Triedy R3 a R4 sú určené na opravu s nosnou funkciou, triedy R1 a R2 na opravu bez nosnej funkcie. Všetky triedy, ktoré spĺňajú

požiadavky normy majú požadovanú kvalitu. Výber triedy malty a betónu sa riadi pevnosťou podkladového betónu a spôsobom namáhania, napr.:

- betón s vysokou pevnosťou a veľkým zaťažením v tlaku, by sa mal opravovať materiálom na opravu s nosnou funkciou, s vyššou pevnosťou a modulom pružnosti (trieda R4),
- betón s nižšou pevnosťou a zaťažením v tlaku, by sa mal opravovať materiálom na opravy s nosnou funkciou, so strednou pevnosťou a modulom pružnosti, (trieda R3)
- v miestach, kde nie je potrebný prenos zaťaženia cez opravovanú oblasť, možno opravovať materiálom na opravy bez nosnej funkcie (triedy R1 a R2).

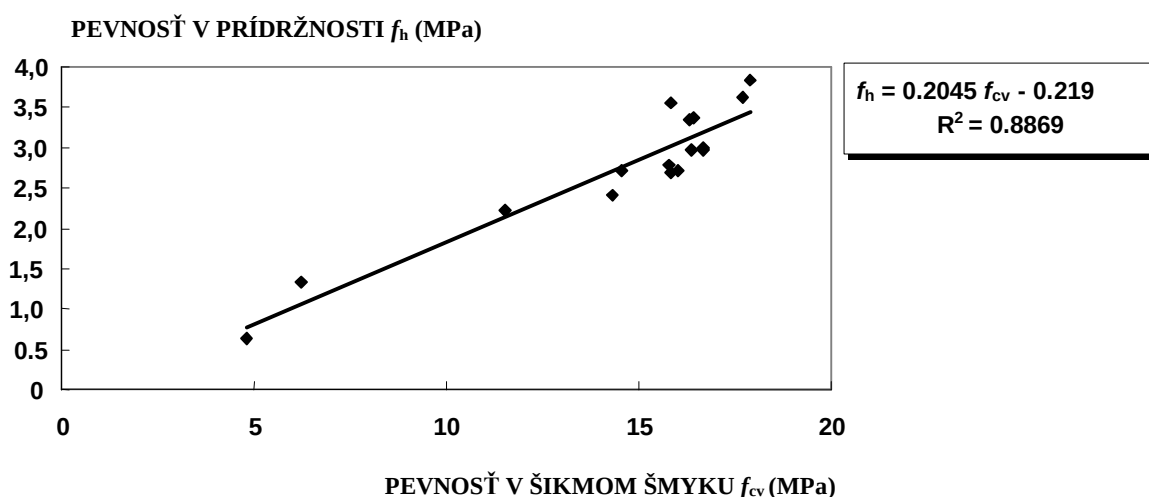
Pevnosť v tlaku mált a betónov na opravy s maximálnym zrnom kameniva do 8 mm sa stanovuje podľa EN 12190 [4].

2.2. Obsah chloridových iónov

Obsah chloridových iónov v betóne sa obmedzuje vzhľadom na koróziu výstuže. Je nežiaduce aby reprofilačný materiál obsahoval chloridové ióny v množstve urýchľujúcom koróziu výstuže, resp. ich difúziu do podkladového betónu.

2.3 Prídržnosť v ťahu

Spolupôsobenie reprofilačného materiálu s podkladovým betónom je výrazne ovplyvnené schopnosťou prenášať šmykové napätia od statických účinkov a vynútených pretvorení. Keďže stanovenie šmykovej pevnosti (f_{cv}) na konštrukcií in situ je technicky obtiažne, dáva sa prednosť skúške prídržnosti v ťahu (f_h). Medzi obidvomi hodnotami je približne lineárna závislosť ($f_{cv} \cong 5 \cdot f_h$) - obr. 2, čo uľahčuje hodnotenie schopnosti prenosu šmykových napätí. Prídržnosť sa zisťuje odtrhovými skúškami podľa EN 1542 [5]. Ako „etalón“ kvality prídržnosti sa najčastejšie uvádza hodnotou 1,5 MPa. Tab. 2 upresňuje požadovanú prídržnosť, s ohľadom na funkciu reprofiliácie.



Obr. 2: Vzťah medzi pevnosťou v prídržnosti a šikmom šmyku na styčnej ploche [6]

2.4 Zmrašťovanie

Veľkosť zmrašťovania reprofilačného materiálu je zvlášť významná, nakoľko zmrašťovanie podkladového betónu je ukončené, kým u reprofilačného materiálu iba začína. Obsah polymérnych disperzií v polymércementových kompozitoch, pri danom množstve cementu, znamená aj väčšie množstvo zámesovej vody. To sa prejavuje väčšou hodnotou zmrašťovania oproti cementovým kompozitom. Z technického hľadiska možno metódy na stanovenie miery zmrašťovania rozdeliť na skúšky voľného a viazaného (bráneného) zmrašťovania. Zmrašťovanie sa častejšie meria za podmienok voľného zmrašťovania. V Technických podmienkach [7] sa požaduje aby reprofilačný materiál mal mieru voľného zmrašťovania menšiu ako 0,5 ‰.

Pri použití reprofilačného materiálu na hotovú konštrukciu sa vždy jedná o viazané zmrašťovanie. Zmrašťovaniu je bránené vonkajšími a (alebo) vnútornými podmienkami. Vonkajšie obmedzenie vyvoláva súdržnosť s podkladovým betónom a vnútorné obmedzenie spôsobuje výstuž v reprofilačnom materiáli. Tejto skutočnosti by mali byť prispôsobené aj metódy skúšok zmrašťovania a požadované vlastnosti. Na skúšanie viazaného zmrašťovania nie sú u nás ani v zahraničí normové predpisy. Najčastejšie sa používa prstencová skúška, nemecký test na uholníku č. 5 a dosková SPS skúška. V tab. 2 sa viazané zmrašťovanie hodnotí skúškou prídržnosti reprofilačnej malty po 56 dňoch zmrašťovania (v prostredí s RH 60 %), resp. napučievania (uloženie vo vode).

2.5 Odolnosť proti karbonatácii

Protikoróznou ochranu výstuže v betóne zabezpečuje vysoká alkalita betónu (pH = 12,5 až 13,5). K zníženiu alkality betónu pod hranicu pasivity (pH < 10) dochádza najčastejšie v dôsledku pôsobenia CO₂ zo vzduchu. Tento proces neutralizácie sa nazýva karbonatácia betónu. Z hľadiska trvanlivosti betónových konštrukcií je preto oprávnená požiadavka, aby počas životnosti konštrukcie karbonatácia nedosiahla povrch výstuže. Odolnosť betónu proti karbonatácii je najmä funkciou priepustnosti betónu. Jednou z funkcií reprofiliácie je aj zväčšenie hrúbky krycej vrstvy výstuže (Metóda 7.1).

2.6 Modul pružnosti

Modul pružnosti udáva mieru ohybovej a osovej tuhosti prvkov: materiály s nižším modulom pružnosti majú väčšie deformácie od zaťaženia, ako materiály s vyšším modulom pružnosti. Zaťaženie pôsobiace kolmo na rovinu styku, spôsobuje poruchy adhézie na styku oboch materiálov väčšinou iba v prípade, ak zaťaženie vyvoláva ťahové napätia. Zaťaženie pôsobiace paralelne so stykovou plochou vyvolá presun napätí do materiálu s vyšším modulom pružnosti, čo môže spôsobiť jeho preťaženie. Pri výbere reprofilačných materiálov sa požaduje aby tieto mali podobný modul pružnosti ako podkladový betón. Nižší modul pružnosti je výhodný ak reprofilačný materiál nemá statickú funkciu, má obnoviť, resp. zväčšiť hrúbku betónovej krycej vrstvy výstuže. Vo všeobecnosti možno predpokladať, že polymérne prísady mierne znižujú modul pružnosti reprofilačných materiálov [8].

2.7 Súčiniteľ teplotnej rozťažnosti

Nerovnaké súčinitele teplotnej rozťažnosti podkladového betónu a reprofilačného materiálu sa pri zmenách teploty prejavujú rozdielnymi objemovými zmenami oboch

materiálov, čo vyvoláva napätia na ich styku a vynútené napätia v reprofilačnom materiáli. To má často za následok vznik trhlín v reprofilačnom materiáli. Ak má reprofilačný materiál väčšiu pevnosť v ťahu ako podkladový betón, vzniknú trhliny na styku oboch materiálov. Z uvedeného vyplýva, že súčiniteľ teplotnej rozťažnosti reprofilačného materiálu by mal mať podobnú, prípadne nižšiu hodnotu ako má podkladový betón. Polymérmi modifikované materiály majú v priemere približne o 20% väčšiu hodnotu ako materiály bez polymérnych prísad [8].

2.8 Dotvarovanie

Dôležitou vlastnosťou reprofilačných materiálov, predovšetkým pri opravách s nosnou funkciou, je dotvarovanie betónu a to najmä v súvislosti so spôsobom namáhania zosilňovanej oblasti. V tlačenej oblasti má reprofilačný materiál vykazovať malé dotvarovanie, aby v priebehu času nedošlo k presunu zaťaženie do podkladového betónu. V ťahanej oblasti, naopak, je väčšie dotvarovanie výhodné, nakoľko sa takto môže čiastočne redukovať nepriaznivý účinok zmrašťovania v reprofilačnom materiáli. Experimentálne skúšky [8] ukázali, že hodnoty dotvarovania polymércementových kompozitov dosahujú dvoj až trojnásobok hodnôt cementových kompozitov. Z tohto vyplýva, že polymércementové kompozity sú vhodné na reprofiláciu v ťahaných a menej vhodné v tlačných oblastiach zosilňovaných prvkov.

3. Chemická a elektrochemická kompatibilita

Pri hodnotení chemickej compatibility reprofilačných materiálov sa sleduje najmä obsah alkálií, C_3A a chloridov. Treba uvážiť ako bude reprofilačný materiál reagovať s oceľovou výstužou alebo ochrannými nátermi aplikovanými na opravené plochy. Reprofilačné materiály s nízkou hodnotou pH neposkytnú potrebnú ochranu výstuži, iné nie sú kompatibilné s niektorými druhmi náterových systémov. Pri návrhu rekonštrukcie sa kritéria rozhodujúce o výbere materiálu odlišujú podľa toho, či je hlavnou príčinou porúch obsah chloridov alebo postup karbonatácie.

Korózia výstuže v betóne je elektrochemický proces, ktorý prebieha v prostredí s nerovnakými podmienkami na povrchu výstuže, ako napríklad rozdiely hodnoty pH, koncentrácie kyslíka, obsahu chloridových iónov, vlhkosti a teploty. Nepriepustné a nevodivé reprofilačné materiály majú tendenciu izolovať opravené plochy od pôvodného materiálu, čo môže vyvolať veľké rozdiely, napr. vo vlhkosti a obsahu chloridov.

4. Kompatibilita priepustnosti

Všeobecne akceptovaná požiadavka malej priepustnosti reprofilačných materiálov nemá v mnohých prípadoch opodstatnenie, naopak môže viesť k vzniku porúch. Uzavretie vlhkosti v betóne pod vrstvou málo priepustného reprofilačného materiálu je častou príčinou porúch po zmrazovacích a rozmrazovacích cykloch.

Používanie málo priepustných materiálov, nezávisle od situácie a podmienok je omyl, ktorý vznikol ako dôsledok nepochopenia procesov prebiehajúcich v betóne. Malá priepustnosť je skutočne kľúčom na zvýšenie trvanlivosti betónu ako kompozitného materiálu. Rekonštruovanú konštrukciu však nie je možné považovať za kompozitný materiál,

jedná sa o kompozitný systém materiálov, čo je v tomto prípade veľký rozdiel. To znamená, že trvanlivosť môže byť výrazne obmedzená ak sa použijú materiály, ktoré sú nekompatibilné z hľadiska ich priepustnosti.

5. Závery

V príspevku sa analyzujú vybrané vlastnosti reprofilačných materiálov z hľadiska spolupôsobenia kompozitného systému materiálov. Niektoré rozhodujúce vlastnosti na zaistenie požadovanej kompatibility sú zhrnuté v tabuľke 3.

Tabuľka 3.: Všeobecné požiadavky na reprofilačné materiály pre zabezpečenie kompatibility

Materiálové vlastnosti	pomer medzi reprofilačným materiálom (M) a podkladovým betónom (B)
pomerné pretvorenie od zmrašťovania	$M < B$
dotvarovanie reprofilačného materiálu (tlačená oblasť)	$M < B$
dotvarovanie reprofilačného materiálu (ťahaná oblasť)	$M > B$
teplotný súčiniteľ dĺžkovej rozťažnosti	$M = B$
modul pružnosti	$M = B$
súčiniteľ priečného pretvorenia	$M = B$
pevnosť v ťahu	$M > B$
prídržnosť	$M > B$
pórovitosť a priepustnosť	$M = B$
chemická reaktivita	$M < B$

Pod'akovanie

Príspevok vznikol za podpory výskumného projektu VEGA č.1/0306/09 „Aplikácia pravdepodobnostných metód na obnovenie spoľahlivosti betónových stavieb“.

Literatura

- [1] Emmons, P.H., Vaysburd, A.M., McDonald, J.E.: Concrete Repair In The Future Turn of The Century- Any Problems? Concrete International, March 1994, p. 42-49
- [2] Annual Report 2007. Belgian Building Research Institute, 65 pp.
- [3] STN EN 1504: Výrobky a systémy na opravu betónových konštrukcií. Definície, požiadavky, riadenie kvality a hodnotenie zhody. Časť 3: Opravy s nosnou funkciou a bez nosnej funkcie. August 2006, 25 str.
- [4] STN EN 12190: Výrobky a systémy na opravu betónových konštrukcií. Skúšobné metódy. Stanovenie pevnosti v tlaku malty na opravy. júl 2001, 12 str.
- [5] STN EN 1542: Výrobky a systémy na opravu betónových konštrukcií. Skúšobné metódy. Meranie prídržnosti pri odtrhových skúškach. júl 2001, 12 str.
- [6] Bilčík, J., Morsy, K.: Kompatibilita reprofilačných materiálov a podkladového betónu. Zborník vedeckých prác k 60. výročiu SvF STU, STU 1998, str. 83-88
- [7] Technické podmienky pro sanace betonových konstrukcí. Sdružení pro sanace betonových konstrukcí, Brno 2003, 210 str.

- [8] Poston,R.W, Kesner,K.E., McDonald,J.E., Vaysburd,A.M., Emmons,P.H,: Selecting Durable Repair Materials. Concrete International, November 2000, p. 21-29

Kontakt

Prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD., tel: 00421 59 274 546, e-mail: juraj.bilcik@stuba.sk,
Stavebná fakulta STU v Bratislave, Radlinského 11, 813 68 Bratislava

ZKOUŠENÍ VLÁKNOBETONU A INOVACE PREFABRIKOVANÝCH PRVKŮ

TESTING OF FIBER CONCRETE AND INNOVATION OF PRECAST MEMBERS

Alena Kohoutková

ČVUT v Praze, Fakulta stavební,
katedra betonových a zděných konstrukcí

Anotace:

Výhodné vlastnosti vláknobetonu volají po širším uplatnění vláknobetonu v konstrukcích a rozšíření vláknobetonových konstrukcí do každodenní stavební praxe. Bez systematického zkoušení materiálu a konstrukčních prvků aplikace není možno realizovat. Vhodnou kombinací experimentálního programu a numerické simulace chování prvku lze prvky optimalizovat. V rámci výzkumu katedry betonových a zděných konstrukcí, do něhož se zapojily stavební firmy, vznikly aplikace vláknobetonů v prefabrikátech s výhodnými vlastnostmi, které si našly pevné místo v produkci podniků. Důležitost vztahu mezi zkoušením a úspěšnou inovací je uveden na příkladech.

Annotation:

Several sets of members have been tested to determine the influence of polypropylene/steel fiber reinforcement on the mechanical behaviour of conventionally reinforced concrete members. The present study proves that fiber reinforcement generally can reduce crack width and deflections and improve ductility and toughness of members and that the combination of polypropylene/steel fibers, longitudinal steel bars (without stirrups) may meet strength, ductility and serviceability requirements. The basic material characteristics were obtained from laboratory tests and by an inverse analysis procedure the load-deflection relations were transformed into constitutive relations used in simulation. The tests were simulated by means of a non-linear program system using various constitutive relations, which accommodates changes in fiber concrete modelling. Behaviour of a member was optimized to the demand and the process was adjusted to the conditions in the factory manufacturing.

Klíčová slova: vláknobeton, laboratorní zkoušení, navrhování vláknobetonových konstrukcí, přetvárné vlastnosti, houževnatost, tahová pevnost, inovace, simulace chování, výroba betonových prvků

Keywords: fiber concrete, laboratory testing, design of fiber concrete structures, ductility, toughness, reinforcement, precast members, innovation, production of fiber concrete members, simulation of behaviour

1. Vláknobetony a zkoušení

V posledních letech proběhl v oblasti konstrukčních betonů bouřlivý rozvoj včetně zavádění nových technologií a aplikace progresivních materiálů jako jsou vláknobetony. Vláknobetony označujeme betonové materiály, kde se kromě tradičních součástí používají také vlákna. Vlákna, která mohou být z různého materiálu, potom významně ovlivňují výsledné vlastnosti nového materiálu. Nejčastěji se používají vlákna ocelová, skleněná a syntetická (např. polypropylénová, polyetylenová, polyvinylalkoholová), uhlíková, ale také z přírodních materiálů.

Největšímu uplatnění v praxi, měřeno objemem vyrobeného vláknobetonu, se dostalo těmto betonům v nosných deskách konstrukcí průmyslových podlah. Menší podíl z objemů připadá na fasádní, dekorační a jiné prvky z výrobního sortimentu betonového stavitelství. Všechny dosud provedené aplikace přinesly jednoznačné poznatky. Přidaná vlákna do betonu zlepšují vlastnosti ztvrdlého kompozitu a při jeho vhodném využití lze dospět, kromě zvýšené životnosti a bezpečnosti konstrukce, i k ekonomickým úsporám. Ty vycházejí např. ze zjednodušení technologie provádění konstrukce. Aplikace také ukázaly rozdílné vlivy užívaných druhů vláken na výsledné vlastnosti vláknobetonu a rozdílné nároky na technologii výroby vláknobetonových směsí i vlastních konstrukcí.



Obr. 1.: Zkušební nosník z vláknobetonu

Vlákna různých tvarů a velikostí z oceli, plastických hmot, skla a přírodních materiálů popisuje číselný parametr zvaný štiřlostní poměr, který je definován jako poměr délky vlákna k ekvivalentnímu průměru vlákna. Běžná hodnota štiřlosti se pro délku vláken od 6,4 do 76 mm pohybuje v rozmezí od 30 do 150. Množství vláken rozptýlených v čerstvém betonu se

vyjadřuje obvykle v procentech objemu. První patent na vyztužený beton vlákny se datuje do roku 1874. Tehdy se ještě nejednalo o drátky v dnešní podobě, ale o odpad z výroby ocelových součástek. Kolem roku 1960 se začal drátkobeton intenzivněji zkoumat a testovat na praktických aplikacích ve snaze co nejlépe definovat vlastnosti nového stavebního materiálu - betonu s náhodně rozptýlenými ocelovými vlákny. Zjistilo se, že vláknobeton má oproti běžnému betonu schopnost i po vzniku trhliny přenášet tahová napětí, vzdoruje lépe dynamickým účinkům zatížení, za určitých podmínek vykazuje menší smršťování a dotvarování a má větší odolnost proti opotřebení povrchových vrstev.

Prostý beton je křehký materiál s nízkou pevností v tahu a má malé přetvárné schopnosti. Úloha náhodně orientovaných, jednotlivých, nesouvislých vláken, je omezit trhliny, které se vyvíjejí v betonu, když je vystaven buď zatížení, nebo změnám okolního prostředí. Jestliže jsou vlákna dostatečně pevná, správně spolupůsobí s betonem a jsou v dostatečném množství, pomohou udržet šířku trhlin malou a umožní, aby vláknobeton přenesl ve stadiu po vzniku trhlin podstatně vyšší napětí při relativně nižším přetvoření. Proto se u kompozitních materiálů setkáváme s pojmem duktilita po vzniku trhlin úzce souvisící s pojmem houževnatosti. Při množství vláken běžně používaném v praxi (většinou méně než 1%), vlákna nezvýší pevnost betonu významným způsobem. Vlákna rovněž nemohou kompenzovat nedostatky v návrhu betonové směsi nebo v ošetřování betonu. Vzhledem k tomu, že vlákna jsou poměrně drahá, je třeba nejprve zvážit, zda by tytéž náklady nebyly lépe využity na přídatnou výztuž, na kvalitnější beton nebo na lepší způsob ošetřování.

2. Aplikace vláknobetonu

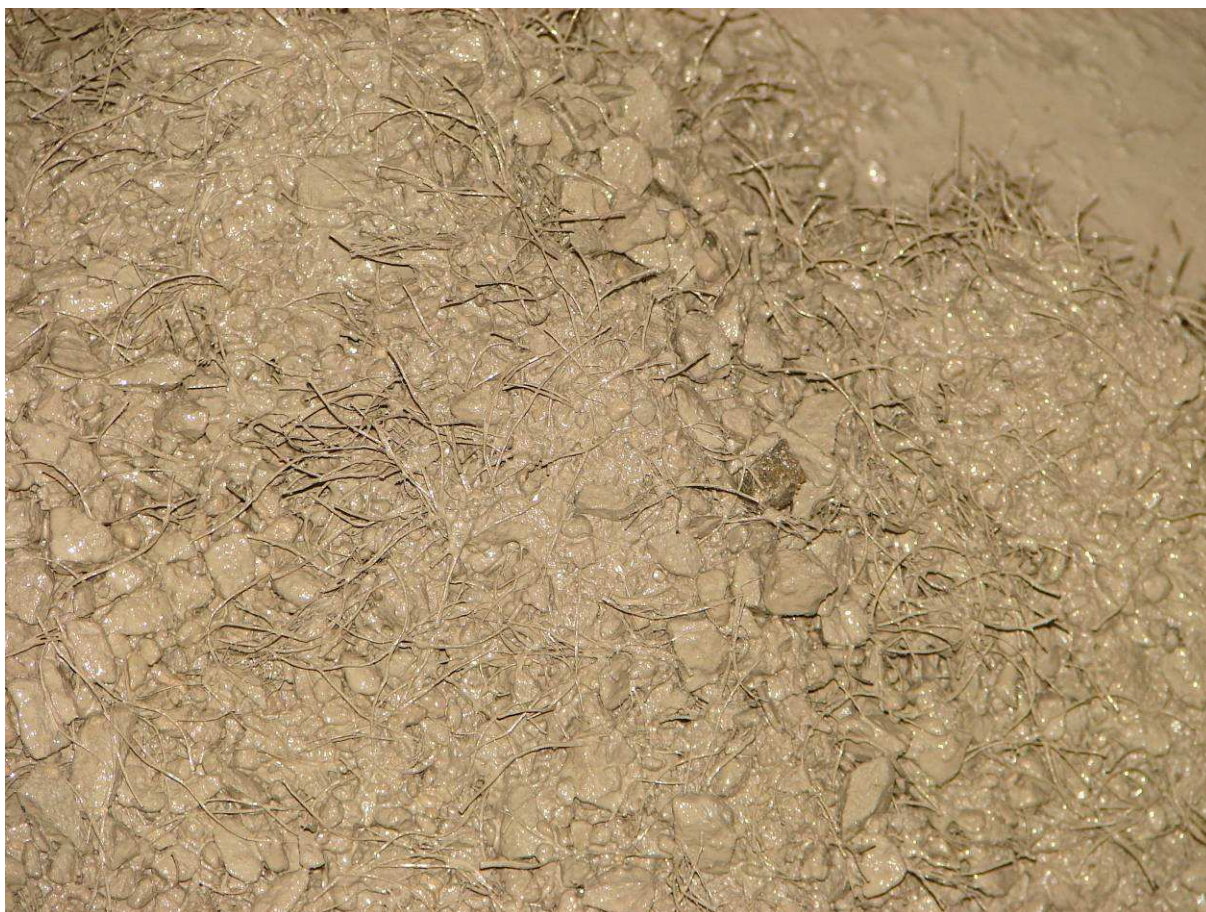
2.1. Předpoklady a předpoklady

Přes značný rozsah nových poznatků v teoretické oblasti i v technologických postupech při výrobě vláknobetonu, přes širokou nabídku nejrozličnějších vláken pro beton v prodejní síti, jsou dosud nečastější aplikací vláknobetonu v praxi užití v podlahách, mostovkách a letištních plochách. Výhodné vlastnosti vláknobetonu ale dávají možnost uplatnění vláknobetonu v dalších konstrukcích a také rozšíření vláknobetonových konstrukcí do každodenní stavební praxe. V rámci výzkumného projektu, do něhož se zapojily stavební firmy spolu s akademickou sférou, byly zkoumány možnosti aplikace vláknobetonů v prefabrikaci a vytipovány konstrukce vhodné pro výrobu z vláknobetonu případně drátkobetonu.

Aplikace vláknobetonu zde může vést k úsporám plynoucím jednak ze statického působení vláknobetonové konstrukce a jednak k úsporám při výrobě prefabrikátu. Hospodárného využití vláknobetonu lze dosáhnout pouze na vhodně zvolených prvcích a pouze při užití vláknobetonu s vlastnostmi plně se uplatňujícími na těchto prvcích. V prvních fázích výzkumného projektu byly vytipovány prvky vhodné pro aplikaci vláknobetonu a je připravována a zkoušena poloprovozní výroba vybraných prvků. Výběr

prvků vyžaduje analýzu, která má zjistit, je-li prvek vhodný pro aplikaci vláknobetonu a analýzu vedoucí ke správnému výběru a návrhu vhodného vláknobetonu pro daný prvek. Je tedy třeba provést statický výpočet pro běžná zatížení i pro mezní únosnost daného konstrukčního prvku a zjistit, kde jsou kritická místa, tj. které vlastnosti a nedostatky prefabrikovaného prvku lze aplikací vláknobetonu zlepšit. Současně je třeba navrhnout vhodný vláknobeton s takovým typem vláken, který tyto požadavky na vylepšené chování může naplnit.

Před zavedením vláknobetonu do výrobního procesu je plánována ekonomická rozvaha posuzující přínosy vláknobetonu. Použití vláknové výztuže jako částečné nebo plné náhrady klasické výztuže může být ekonomicky výhodné tam, kde vyšší náklady na materiál jsou kompenzovány snížením pracnosti, odstraněním nedostatků brzdících rychlejší nebo kvalitnější produkci a v důsledku např. omezením velkých ploch nutných pro skladování



Obr. 2.: Čerstvý vláknobeton

klasické výztuže. Další úspora ve snížení pracnosti nastane při výrobě prvků, kde dochází ke snížení množství klasického vyztužení. Prvky z vláknobetonu mohou být subtilnější, a tím se sníží přepravní náklady a náklady na energeticky náročné materiály, jako jsou klasická

betonářská výztuž a cement. Při vytipování prvků pro aplikaci vláknobetonu byly v této části projektu voleny především drobnější prefabrikáty, které nejsou vystaveny velkým zatížením a jsou proto navrhovány na minimum plochy výztuže, aby se zamezilo křehkému lomu. V těchto případech byla aplikace vláknobetonu shledána jako velmi vhodná.

2.2. Dílce

V této oblasti výstavby sortiment prvků vhodných pro aplikaci vláknobetonu je nesmírně široký, počínaje předpjatými pražci pro železniční stavby a konče běžnými obrubníky na silničních komunikacích. Lze sem zařadit jednak svodidla různých typů a nejružnější části betonových konstrukcí pro zachycení příčných (štěpných) sil pod velkými soustřednými zatíženími jako jsou bloky pod mostními ložisky, kotevní bloky pod kotvami, předpínací výztuže apod. Rozličné betonové konstrukce mostních říms, od celomonolitické římsy a římsy kombinované s lícním dílcem, případně i s obrubníkem a s vnitřní monolitickou částí. U těchto konstrukcí se jedná o zvýšení odolnosti proti trhlinám od objemových změn betonu, o zvýšení soudržnosti kotev říms a kotev svodidlových sloupků proti vytržení z betonu s trhlinkami.

Betonový dílec záchytného systému pro vozidla (betonové svodidlo) délky 4,0 m se spojuje v hlavě ocelovou tyčí, která je spojována nad styky jednotlivých dílů.

3. Prefabrikáty v dopravních stavbách

V této stavební oblasti produkce prvků vhodných pro aplikaci vláknobetonu je nesmírně široký, počínaje předpjatými pražci pro železniční stavby a konče běžnými obrubníky na silničních komunikacích. Lze sem zařadit svodidla různých typů a nejružnější části betonových konstrukcí pro zachycení příčných (štěpných) sil pod velkými soustřednými zatíženími jako jsou bloky pod mostními ložisky, kotevní bloky pod kotvami předpínací výztuže apod. Nejružnější tvary betonových konstrukcí mostních říms, od celomonolitické římsy a římsy kombinované s lícním dílcem, případně i s obrubníkem a s vnitřní monolitickou částí. U těchto konstrukcí se jedná o zvýšení odolnosti proti trhlinám způsobených objemovými změnami betonu a teplotními účinky, o zvýšení soudržnosti kotev říms a kotev svodidlových sloupků proti vytržení z betonu s trhlinkami.

3.1. Doplnkové prefabrikáty pro mostní konstrukce

Betonový dílec záchytného systému pro vozidla (betonové svodidlo) délky 4,0 m se spojuje v hlavě ocelovou tyčí, která je spojována nad styky jednotlivých dílů.

Návrh betonového svodidla z vláknobetonu se tedy soustředil v počáteční etapě na návrh betonové směsi pro výrobu těchto dílců tak, aby beton vyhovoval požadavku

Technických kvalitativních podmínek, kap.18 vydaných MD ČR v srpnu 2005 pro betonové konstrukce na stavbách pozemních komunikací. Předpokládalo se, že betonové dílce svodidla z vláknobetonu budou vyztuženy v hlavě spojovací ocelovou tyčí, která ve spojeném stavu zajišťuje působení svodidla jako záchytného systému. Spojovací tyč bude nutno i do vláknobetonu zachytit sponkami proti vytržení při nárazu. Dále v dolní části je nutný bezpečnostní profil, který v nejnepríznivější situaci zabrání rozlomení dílce.



Obr. 3.: Zkušební těleso z vláknobetonu po zkoušce v příčném

Doplňkové prefabrikáty mostních říms a záchytné prvky mohou být vystaveny značnému namáhání, působení atmosférických vlivů a solí. U těchto prvků je třeba eliminovat vznik a rozvoj trhlin od objemových změn. Jednak pro zachování estetických požadavků při pohledu na mostní římsu a jednak kvůli zvýšení soudržnosti kotev římsových prvků a zabránění korozi úchytných prvků a eliminaci nebezpečí vytržení kotev. Dalším problémem tohoto konstrukčního prvku je vznik trhlin a porušení prvku při transportu a následné nebezpečí pádu části prvku po osazení. Tyto poruchy mohou být i zdrojem úrazů chodců nebo poškození pod nimi projíždějících vozidel.

Po zvážení všech těchto požadavků na prvky byl jako nejvhodnější materiál určen vláknobeton se syntetickými vlákny. Ve spolupráci s výrobcem byla připravena receptura pro provozní zkoušky s 1% polypropylenových vláken a v rámci provozu byla vyzkoušena výroba mostního římsového prefabrikátu. Díky duktilnímu chování vláknobetonu, které zajistí

příznivý charakter porušení prvku a zamezí nebezpečnému porušení křehkým lomem je možné snížit množství klasické ocelové betonářské výztuže. Vyzkoušený vláknobetonový materiál s jednodrocentním obsahem polypropylenových vláken umožní vyrábět subtilnější konstrukce, aniž by docházelo k poškození římsového prefabrikátu při dopravě a osazování prvku. Vláknobeton byl vyráběn v mísícím centru standardním postupem – postupně se zamísila základní betonové matrice a do ní se přidala dávka vláken. Vyrobená směs byla dobře zpracovatelná a homogenní a dařilo se ji bez problémů čerpat. Prvky byly umístěny na několik mostních objektů s cílem ověřit užité vlastnosti v delším časovém horizontu.

4. Betonové trouby různých průměrů

Betonové trouby – další vybraný prvek pro aplikaci vláknobetonu – jsou také příkladem zlepšení užitných vlastností produktu vhodnou volbou vláken a úpravou technologie.



Obr. 4.: Betonové trouby na skládce.

Zkušenosti získané při výrobě předchozích prvků umožnily jasně formulovat záměr pro využití vláknobetonu při výrobě trub, zjednodušily a zkrátily přípravu zkoušek a navíc umožnily jednoduše optimalizovat výběr vhodných vláken a jejich hmotnostní koncentraci pro výrobu vláknobetonu. Trouby o průměru 600 mm a délce 2,5 m jsou nejčtenějším prvkem z výrobního sortimentu. Zjednodušení výroby a odstraněním armokošů u tzv. vyztužených

trub nebo vyloučení náhlého rozlomení trub vyráběných bez armokošů v důsledku jejich okamžitého krátkodobého přetížení nebo nárazu, aplikaci vláknobetonu přímo nabízí.

Jako u každé aplikace, tak i u této, která se ukázala snadnější při rozhodování v technologické oblasti,

bylo postupováno standardním způsobem. Výpočtová simulace potvrdila potřebné pevnostní charakteristiky vláknobetonu a řada průkazných zkoušek možnost užití vytipovaných vláken i strojního zařízení výroby k výrobě homogenního čerstvého vláknobetonu. Technologický proces zahrnuje přípravu technologie výroby trub (výběr vhodných vláken, provádění průkazných zkoušek, průkaz vhodnosti stávajícího strojního zařízení Prefy), i jejich zkoušky, provedené ve zkušebně Prefy. Některé typy destruktivních průkazných zkoušek byly provedeny v Experimentálním centru Stavební fakulty ČVUT v Praze. Výsledky průkazných zkoušek charakteristik vláknobetonu a výsledky destruktivních zkoušek trub prokázaly vhodnost volby a zlepšení vlastností výsledného produktu.

5. Závěr

Příspěvek pojednává o optimalizaci některých prefabrikovaných prvků (při přechodu od běžného betonu k vláknobetonu) od výběru vhodného typu vláknobetonu, přes úpravy tvaru a tloušťky prvku až po experimentální ověření. Všechny kroky tohoto procesu jsou úzce propojeny s laboratorním testováním a zkoušením materiálu. Součástí procesu je optimalizace množství vláken v prvcích, aby bylo zajištěno, že se prvek neporuší při podmínkách používání a přepravy kladených na prefabrikát běžného typu a obvyklého vyztužení. Proces je porovnán s teoretickými modely až po experimentální ověření prvku včetně ekonomického vyhodnocení. Správně zvolený materiál pro konstrukci hraje důležitou roli při posuzování hospodárnosti konstrukce. Vláknobeton dobře splňuje požadavky na dostatečnou spolehlivost, tj. únosnost a použitelnost popsaných prvků, vyhovuje i při zvýšených nárocích na trvanlivost a delší životnost. Užití vláknobetonu s ocelovými nebo syntetickými vlákny v popsaných případech zvýší spolehlivost a trvanlivost výsledných konstrukcí a bez důkladného zkoušení by nebylo možno dosáhnout požadovaných výsledků.

Poděkování

Tento příspěvek vznikl při řešení grantového projektu GAČR 103/09/1788 s využitím výsledků projektu GAČR 103/07/1275.

Kontakt

Prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc., tel.: 00420 224 353 740, e-mail: alena.kohoutkova@fsv.cvut.cz, ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí, Thákurova 7, 166 29 Praha 6

RADIOGRAFIE CO60 – IDENTIFIKACE DUTIN, MOŽNOST OVĚŘENÍ SPRÁVNOSTI ZAINJEKTOVÁNÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

CO60 RADIOGRAPHY – IDENTIFICATION OF CAVERN, POSSIBILITIES OF QUALITY CEMENT INJECTION IN PRESTRESSING CABLES

Ondřej Anton

Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně

Anotace:

Jedním z méně častých požadavků praxe je ověření správnosti zainjektování předpínací výztuže. V příspěvku popsáný experiment měl za cíl ověřit možnosti radiografie Co60 při řešení tohoto problému, v závislosti na tloušťce betonu a na podobě defektu a prostorové konfiguraci radiografie tohoto defektu.

Annotation:

One of the non-frequent requirements is verification of the tendon grouting. The aim of the experiment mentioned in this paper was the verification of using the radiography Co60 within the solving of this problem depending on concrete thickness, defect form and radiography spatial arrangement.

Klíčová slova: radiografie, předpínací kabely

Keywords: radiography, prestressing cables

1. Úvod

Jedním z úkolů současné praxe je ověření správnosti zainjektování předpínací výztuže. Metodou, která jako jedna z mála je v tomto případě účinná je radiografie Co60. Následující experiment měl ověřit rozsah možností této nedestruktivní metody pro různé tloušťky betonu, a různou podobu poruchy zainjektování. Vzhledem k tomu, že tento problém byl v probíhajícím rozsáhlém výzkumu řešen pouze okrajově, byl proveden pouze pro jednu alternativu podoby předpínací výztuže.

2. Vzorky a volba konfigurací prozařování

Tento experiment byl realizován v návaznosti na dříve prováděné zkoušky, které se týkaly možnosti zobrazení a identifikace ocelové výztuže v betonu v závislosti na typu výztuže, jejím průměru, hloubce uložení a prozařované tloušťce betonu.

Jako zdroj záření byl využit izotop Co60, umístěný v radiografickém krytu TECH/OPS. Pro experimenty použitý Co60 disponoval aktivitou cca 1TBq, je v současnosti izotopem s nejvyšší aktivitou v České republice, určeným pro prozařování konstrukcí.

Na základě zkušeností byly zvoleny v současnosti nejužívanější radiografické filmy citlivosti D7, pravděpodobně nejkvalitnější výrobek firmy Agfa Testix C7 NEW NIF. Formát byl zvolen plošně největší, který je v současnosti na trhu, tedy 400 x 300 mm. Pevné kazety pro filmy byly pak vybaveny dvojicí olověných zesilovacích folií, které zajistily výrazné zkrácení expozic při současném minimálním snížení jakosti radiogramů (nebylo uvažováno o použití jiných, než kovových folií právě pro zachování co nejvyšší jakosti radiogramů. Filmy byly vyvolávány standardním vyvolávacím procesem v temné komoře Střediska radiační defektoskopie. Bylo zaručeno použití nových chemikálií pro snížení možnosti deformace výsledků v důsledku chybného vyvolávacího procesu.

Vyhodnocování radiogramů probíhalo na dvojici negatoskopů, lišících se svítivostí, a tím byla odstraněna možnost chybné interpretace výsledků v důsledku užití nevhodné svítivosti zařízení. Šlo o zařízení L120 s nižší svítivostí, ale větším zobrazovacím polem a Andrex s vyšší, regulovatelnou svítivostí, ale menším zobrazovacím polem. Při měření zčernání radiogramů byl užíván denzitometr s kalibračními škálami zčernání.

Byla využita prozařovací dráha složená z betonových desek rozměrů 500 x 400 x 50 mm, pro simulaci různých tloušťek betonu. Dráha byla doplněna vzorky v podobě betonových trámů rozměrů 100 x 100 x 400 mm. Středem trámů byla vedena plastová chránička průměru 50 mm. Do ní byl vložen předpínací kabel složený ze 7 drátů průměru 5 mm. Kabel byl pak různým způsobem zainjektován, byly vytvořeny simulace různých poruch zainjektování. Injektáž byla simulována hutněnou cementovou kaší.

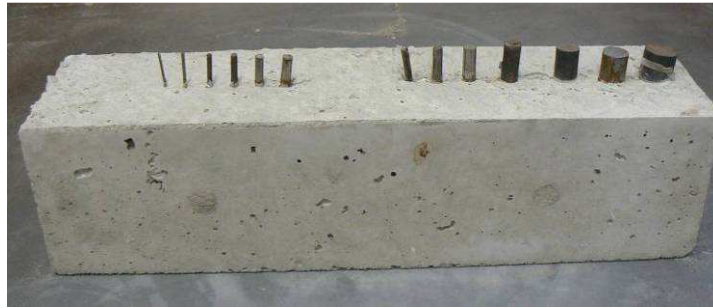
Bylo vytvořeno celkem 5 vzorků:

- Vzorek 1 – výztuž zcela zainjektována po celé délce
- Vzorek 2 – výztuž zainjektována do poloviny délky trámce (kanálu)
- Vzorek 3 – výztuž zcela nezainjektována po celé délce
- Vzorek 4 – výztuž zainjektována podélně do poloviny v rovině kolmé (rovnoběžné)

na stěny trámce

- Vzorek 5 – výztuž zainjektována podélně do poloviny v rovině šikmé (rovinu zainjektování prochází hranami trámce).

Poslední vzorek (trámec označený 0) byl vytvořen jako srovnávací dutinová měrka, a to tak, že do něj byly příčně zabetonovány ocelové dráty průměrů dle ČSN 73 13 76. V reálu to znamenalo zabetonování dvou skupin drátů, první průměrů 1,2,3,4,5,6 mm, a druhá průměrů 4,6,8,10,14,16,20 mm. Po zatvrdnutí trámce byly dráty vytaženy, a výsledkem byl vzorek s dutinami přesně definovaných průměrů.



Obr. 1.: Vzorek 0 před vytažením drátů definujících pozdější dutiny.



Obr. 2.: Vzorky 1, 2 a 3 po simulaci zainjektování.



Obr. 3.: Vzorek 4 po simulaci zainjektování, napravo patrná část vzorku 5.

Vzhledem k výsledkům experimentů bylo možno předpokládat (v analogii s výztuží kruhového průřezu), že poloha výztuže v profilu nebude rozhodující, rozhodujícím faktorem rozlišitelnosti bude tloušťka betonu. Proto byly zjednodušeny prozařovací konfigurace tak, aby bylo možno vzhledem ke geometrii prozařovat vždy dva vzorky současně, tedy vzorky byly umístěny vždy nejbližší radiografickému filmu.



Obr. 4.: Prozařovací dráha při radiografii konfigurace A – 6.

Prozařovací konfigurace byly označovány přehledným systémem písmenem a číslem.

A – byly prozařovány vzorky 1 a 3

B – byly prozařovány vzorky 4 a 5

C – byly prozařovány vzorky 0 a 2

Číslo (1,2,3,4,5,6) – 1/100 tloušťky betonu v mm

Aby nebylo pochyb v identifikaci radiogramů, bylo při každé expozici na povrch krajní desky nalepeno olověné označení, odpovídající označení konfigurace.

3. Ohnisková vzdálenost a doba expozice

Základní ohnisková vzdálenost byla zvolena s ohledem na vhodnou geometrii prozařování 400 mm. Při vyšší tloušťce betonu byla pak volena ohnisková vzdálenost rovna tloušťce betonu. Při této ohniskové vzdálenosti lze dosáhnout ještě akceptovatelných dob

expozice. Na základě předchozích experimentů byla volena hodnota zčernání v místech, kde záření procházelo v celé tloušťce plným betonem v hodnotách kolem $D = 3,0$.

Pro experiment bylo zvoleno 6 tloušťek betonu, od 100 do 600 mm (600 mm bylo bráno jako limitní tloušťka pro prozařování Co60).

Tabulka 1.: Návrhy expozic a předpokládaných zkušebních zčernání.

Tloušťka betonu (mm)	Ohnisková vzdálenost (mm)	Doba expozice (min)	Předpokládané nejvyšší zčernání D
100	400	2,6	3,0
200	400	5,9	3,0
300	400	13,4	3,0
400	400	33,5	3,0
500	500	118,0	3,0
600	600	388,0	3,0

4. Měrky a rozeznatelnost obrazu dutiny

V experimentu byla použita alternativní měrka, v podobě popsané výše, v podobě dutin vytvořených v trámci. Umístění měrky v podobě popsané normou na straně zářiče není možné z důvodu geometrie prozařování a velké tloušťky betonu.

Při experimentu bylo zjištěno, že skupina vytvořených dutin menších průměrů je ve své podstatě nepoužitelná, postačí skupina dutin s průměry 4 – 20 mm.

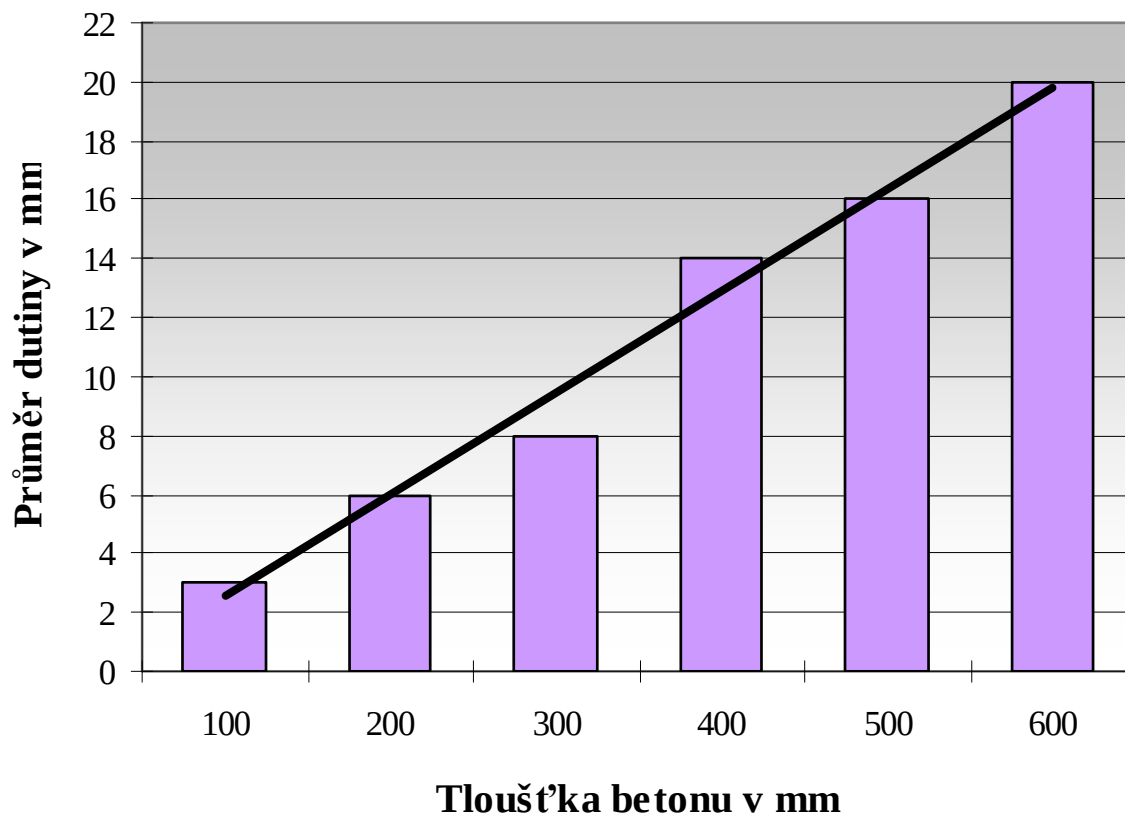
Byl proveden pokus vyhodnotit pomocí zobrazení dutin (rozhoduje ještě viditelná dutina nejmenšího průměru) rozeznatelnost radiogramu dle ČSN 73 13 76.

Tabulka 2.: Vyhodnocení rozeznatelnosti radiogramu s užitím dutinové měrky dle ČSN 73 1376.

Tl. (mm)	Nejmenší průměr dutiny D_{min} (měrka u filmu)	Rozeznatelnost radiogramu Y (měrka u filmu)
100	3	3
200	6	3
300	8	2,7
400	14	3,5
500	16	3,2
600	20	3,3

Výsledkem je konstatování, že dle ČSN 73 13 76 pro přibližnou snímkovací techniku vyhovuje rozeznatelnost všech snímků. Ale pro metodu přesnou žádný z radiogramů nevyhovuje. Nicméně norma v tomto směru blíže nespecifikuje, co při identifikaci dutin představují oba typy technik, toto rozdělení je tedy do značné míry irelevantní. Navíc již není třeba zdůrazňovat, že použití podobných měrek v praxi při radiografii v terénu by bylo prakticky zcela nerealizovatelné. Využití zmíněné normy pro tuto aplikaci radiografie je tedy v praxi zcela nemožné.

Zajímavější je ovšem fakt možnosti identifikace dutin různých velikostí v závislosti na prozařované tloušťce, viz následující graf.



Obr. 5.: Možnost identifikace dutiny v závislosti na její velikosti a tloušťce betonu.

5. Identifikace poruch zainjektování předpínací výztuže

Všechny vytvořené vzorky byly postupně prozařovány tak, aby byly simulovány celkové tloušťky betonu od 100 do 600 mm. U všech radiogramů byla měřena zčernání v prostoru zainjektovaného kanálu, nezainjektovaného kanálu, v místě zobrazené výztuže a bezprostředně vedle kanálu.

5.1. Vzorek 1 – zcela zainjektovaná výztuž

Radiogramy jsou charakteristické rovnoměrným zčernáním v prostoru chráničky předpínací výztuže. Zčernání v místě chráničky a mimo ni se liší jen velmi nepatrně (rozdíl v rozmezí 0,01 až 0,04). Lze konstatovat, že až do tloušťky betonu 500 mm lze vyhodnotit stav, tedy naprosté zainjektování. Při vyšší tloušťce je již toto vyhodnocení diskutabilní.



Obr. 6.: Vzorek 1, při tloušťce 100 mm jasně patrná homogenita zainjektování, zčernání radiogramu rovnoměrné.



Obr. 7.: Vzorek 1, při tloušťce 600 mm již není snímek reálně vyhodnotitelný.

5.2. Vzorek 2 – výztuž zainjektována do poloviny délky trámce

Na radiogramech je dobře patrný charakteristický předěl mezi zainjektovanou a nezainjektovanou částí. Rozdíly zčernání mezi těmito částmi se pohybují mezi hodnotami 0,28 (pro tloušťku betonu 100 mm) a 0,12 (pro 500 mm). Rozdíly se stírají až při tloušťce 600 mm, ale i zde je rozdíl ve středu radiogramu patrný.



Obr. 8.: Vzorek 2, dobře patrný rozdíl přechodu mezi zainjektovanou a nezainjektovanou částí.

5.3. Vzorek 3 – výztuž zcela nezainjektována

Radiogramy vykazují v prostoru chráničky výrazné zčernání oproti prostoru mimo chráničku (při tloušťce 100 mm je rozdíl zčernání 0,44, při tloušťce 300 mm 0,21).

Při tloušťce betonu nad 300 mm začínají být obtížně vyhodnotitelné okraje radiogramu, kde se rozdíly zčernání téměř stírají.

Při tloušťce betonu nad 500 mm již není možné radiogram vyhodnotit bez toho, aby na něm bylo k dispozici srovnání zainjektované a nezainjektované části.



Obr. 9.: Vzorek 3, při tloušťce 400 mm již nejsou vyhodnotitelné okrajové oblasti radiogramu.

5.4. Vzorek 4 – výztuž zainjektována do poloviny výšky trámce (kolmo)

Vyhodnocení radiogramů lze popsat jako kombinaci předchozích případů. Díky velkým rozdílům zčernání v zainjektované a nezainjektované části lze poruchu zainjektování velmi dobře rozpoznat, a to až do tloušťky betonu 600 mm. Při tloušťkách nad 300 mm se ale začíná projevovat nižší zčernání okrajů radiogramu a tím i obtížnější vyhodnocení okrajových partií.



Obr. 10.: Vzorek 4, při tloušťce 400 mm již nejsou vyhodnotitelné okrajové oblasti radiogramu, ale ve středu je dobře patrná porucha zainjektování.

5.5. Vzorek 5 – výztuž zainjektována do poloviny výšky trámce (diagonálně)

Vyhodnocení radiogramů lze popsat jako kombinaci předchozích případů u vzorků 2 a 4. Rozdíly zčernání nejsou tak výrazné jako v předchozích případech, díky překrývání se zainjektované a nezainjektované části (díky směru průchodu záření), nicméně nezainjektovaná částí profilu lze velmi dobře rozpoznat, a to až do tloušťky betonu 600 mm. Při tloušťkách nad 300 mm se opět začíná projevovat nižší zčernání okrajů radiogramu a tím i obtížnější vyhodnocení okrajových partií.

6. Identifikace dutin – závěry

Z experimentu vyplývá, že možnost identifikace dutiny samozřejmě klesá úměrně s tloušťkou betonu v závislosti na velikosti dutiny. Při užití Co60 je závislost tloušťky a velikosti dutiny kruhového průřezu uvedena v obr. 69.

Stejně tak možnost vyhodnocení správnosti zainjektování předpínací výztuže ve zkoumaném případě závisí nejen na tloušťce betonu, ale i na podobě poruchy zainjektování a geometrii prozařování.

Při použité technologii lze považovat za limitní pro spolehlivé vyhodnocení radiogramů a stanovení správnosti zainjektování výztuže tloušťku betonu 500 mm. Nad tuho hodnotu je již vyhodnocení nepřesné, vyjma případu, kdy radiogram zachytí ostrý přechod mezi zainjektovanou a nezainjektovanou částí.

Při tloušťce nad 300 mm již nelze spoléhat na vyhodnocení okrajových částí radiogramů, pokud by se defekt nacházel tam, nebylo by jej možno identifikovat. Z toho plyne nutnost při takovéto radiografii in-situ provést více vzájemně se překrývajících expozic, aby okrajová oblast jedné expozice byla zobrazena ve středu sousední. Tím bude zajištěna minimalizace rizika neodhalení poruchy.

Poděkování

Článek byl zpracován za přispění projektu GAČR 103/09/1073 a výzkumného záměru MSM 0021630519.

Kontakt

Ing. Ondřej Anton, Ph.D., tel: 00420 541 147 823, e-mail: anton.o@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

MOŽNOST UŽITÍ BETATRONŮ PŘI RADIOGRAFII MASIVNÍCH KONSTRUKCÍ

POSSIBILITIES OF USING BETATRONS IN RADIOGRAPHY OF MASSIVE STRUCTURES

Ondřej Anton, Věra Heřmánková

Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně

Anotace:

Príspevek se věnuje ověření možnosti užití přenosných betatronů při radiografii železobetonových konstrukcí větších tloušťek. Experimenty proběhly ve spolupráci s Výzkumným ústavem introskopie v Tomsu (rusko).

Annotation:

The contribution attends to the verification of betatron using during the radiography of reinforced concrete structures with high thicknesses. The experiments were realized within the cooperation with the Research institute of the introscopy in Thoms (Russia).

Klíčová slova: radiografie, železobeton, betatron

Keywords: radiography, reinforced concrete, betatron

1. Úvod

Zkoušení vlastností železobetonových konstrukcí o tloušťkách do 0,6 m je zajišťováno různými metodami nedestruktivního i destruktivního zkušebnictví. Pro větší tloušťky železobetonových konstrukcí, jako jsou betonové pilíře mostů, masivní základy točivých strojů, ale též masivní konstrukce stínění lineárních urychlovačů a zejména jaderných elektráren, však klasické metody mnohdy selhávají.

S úspěchem proto byla navržena a odzkoušena radiografická metoda kontroly, kdy jako zdroj záření byl použit přenosný zdroj s dosud nejvyšší energií brzděného záření - betatron MIB-7,5 MeV, který umožňuje prozařovat a zjišťovat makrostrukturu v železobetonových konstrukcích do tloušťky až 1 m. Experimentální prozařování vzorků betonu s vloženou betonářskou výztuží se uskutečnilo na Výzkumném ústavu introskopie v Tomsu (Rusko).

2. Oblast použití betatronů

Zdroje ionizujícího záření s energií částic 1 až 30 MeV nacházejí aplikace v různých oblastech lidských činností. Nejčastěji je to nedestruktivní zkušebnictví (NDT) materiálů a produktů, hodnocení vnitřního obsahu různých objektů bez jejich poškození (kontrola) a použití ve zdravotnictví. Radioaktivní izotopy a různé typy urychlovačů jako jsou betatrony, mikrotrony a lineární urychlovače se nyní používají ve výše uvedených oblastech jako zdroje ionizujícího záření. Betatron je indukční cyklický elektronový urychlovač, ve kterém se energie částic zvyšuje elektrickým polem vířivých proudů a to změnou magnetického toku na dráze částic. Betatron je nejjednodušší urychlovač, ale je horší v porovnání s jinými typy současných urychlovačů. Tyto vlastnosti stanovují výhody a nevýhody betatronů.

První pracovní betatron byl sestaven D. Kerstem v USA v roce 1940. První betatron v Rusku byl spuštěn na konci roku 1946 na Tomské polytechnické universitě (TPU). Výzkumný ústav introskopický (VÚI) byl založen v roce 1968, nejdříve jako konstrukční oddělení Tomské polytechnické univerzity. Později získal celkovou nezávislost a nyní má statut federální státní výzkumné instituce, která je podřízena ministerstvu školství a vědy. Výsledkem politiky redukce na základě vyhlášky ruské vlády VÚI byl v roce 2008 opět převeden pod jurisdikci Tomské polytechnické univerzity. V padesátých a šedesátých letech minulého století řada zemí vyráběla betatrony s energiemi 15 až 45 MeV pro využití v nedestruktivním zkušebnictví a zdravotnictví. Toto byly tzv. primární jednotky, které byly poněkud velké a těžké. Později z důvodu rychlého vývoje mikrovlnné techniky byly tyto betatrony nahrazeny lineárními urychlovači, které byly schopny zajistit 10 až 100 krát vyšší dávkový příkon.

V současnosti jsou požadovány pouze tzv. „betatrony malé velikosti“, jejichž velikost a hmotnost zajišťuje jejich transport ke zkoušeným objektům. V TPU byla v šedesátých letech 20. století zahájena výroba těchto malých betatronů pro energie 3 až 6 MeV k využití v nedestruktivním zkušebnictví za nestacionárních podmínek. Od 80. let je výroba malých betatronů jedním z hlavních úkolů Výzkumného ústavu introskopického. Ústav se stal prakticky jediným dodavatelem těchto zařízení pro technickou praxi v rámci Evropy. Malé betatrony jako zdroje záření pro nedestruktivní zkušebnictví mají řadu výhod v porovnání s jinými typy urychlovačů a radionuklidových zářičů. Mají poněkud vyšší energii záření, malou velikost ohniska, možnost nastavení maximální energie, spojitý rozsah brzdného záření. Tyto vlastnosti umožňují použití jedné jednotky ke kontrole materiálu a produktů širokého rozsahu tlouštěk. Kromě toho otázky radiační bezpečnosti se u malých betatronů řeší v porovnání s radionuklidovými zdroji daleko snadněji.

Avšak co se týče používaného urychlovacího principu, neumožňují klasické betatrony urychlení většího počtu elektronů během jednoho cyklu, a proto to vede k nižšímu dávkovému příkonu v porovnání s jinými akcelerátory. To je důvod proč jsou snahy projektantů betatronů vedeny tímto směrem, tedy především ke zvýšení dávkového příkonu. U posledních modelů malých betatronů byly zvýšeny dávkové příkony 15 až 20krát v porovnání s prvními vzorky, rozměry a hmotnosti jsou stejné. Dobré charakteristiky záření, jednoduchost a výkon, spolehlivost stejně jako radiační bezpečnost ve stavu OFF zaručuje udržitelný požadavek pro malé betatrony jak v Rusku, tak v zahraničí. Tento požadavek je v ceně malého betatronu, která je několikrát nižší než cena lineárního urychlovače se stejnými energiemi.

V současnosti malé betatrony vyvíjené ve Výzkumném ústavu introskopickém mohou být rozděleny do následujících skupin:

- Malé betatrony pro nedestruktivní zkušebnictví materiálů a produktů. Většina betatronů v této skupině může být použita při nestacionárních podmínkách.
- Malé betatrony kontrolních systémů včetně celních kontrol pro aplikace u velkých kontejnerů, produktů a u zavazadel.
- Malé betatrony s extrahovaným elektronovým svazkem pro lékařské účely a radiační testy elektronových produktů.

Tabulka 1.: Technické charakteristiky současných betatronů.

Číslo	Charakteristika	Model				
		MIB-3.5 „Axis“	Betatron „TOMO“ (pro tomogra- fii)	MIB-6 (PXB-6)	MIB-7.5 (MXB- 7.5)	MIB-10 (KRAB)
1	Rozsah nastavení energií, MeV	2 až 3.5	3 až 5	2 až 6	2 až 7.5	3 až 10
2	Dávkový příkon v 1 m od terčového bodu v píku, R/min	2,7	4	3	5	20
3	Velikosti ohnisek, mm x mm	0,3x3	0,3x3	0.3x3	0.3x3	0.3x3
4	Maximum PRR, C ⁻¹	400	400	200	200	150
5	Maximum tloušťka oceli pro zeslabení, mm	150	150	200	250	350
6	Hmotnost jednotky: kg	55	500 (stínění)	97	105	275
	Zdroj záření					
	Napájení	56	35	51	63	80
	Ovládací panel	1.0	1.0	1.0	1.0	1.7
7	Spotřeba energie při max. frekvenci, kW	2.2	2.5	2.0	2.5	3.6

Následující technická řešení nabízející efektivní aplikaci betatronů a usnadněnou práci obsluhy byly realizovány u betatronů v první skupině:

- nastavení energie v širokém rozsahu, což umožňuje kontrolu různých tloušťek s maximální citlivostí;
- použití vlastních dozimetrických zařízení sestávajících z dozimetru umístěného za testovaným objektem a vestavěného dozimetru, který měří dávku na výstupu. Toto umožňuje úplně předejít pokusným expozicím a zlepšit kvalitu filmů;
- plně automatická kontrola mikroprocesorovými systémy zajišťujícími nastavení a stabilizaci všech parametrů urychlovače, vypnutí zdroje záření po dosažení nastavené dávky na základě údaje vestavěného dozimetru stejně jako na základě časového signálu. Tímto způsobem jediné, co musí obsluha provést, je stisknout tlačítko, které spouští záření;
- malé velikosti a hmotnosti, což umožňuje použití většiny typů malých betatronů v nestacionárních podmínkách;

- nastavení četnosti opakování radiačních pulsů pro redukci spotřeby, což usnadňuje práci v terénních podmínkách za použití zdrojů s nízkou energií.

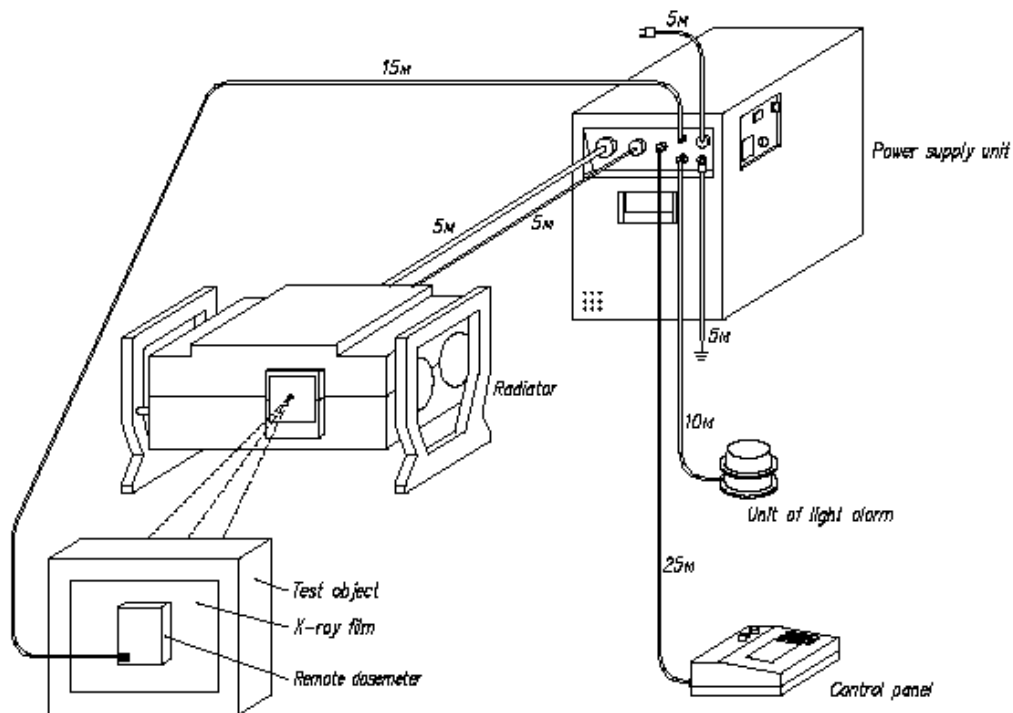
Technické charakteristiky betatronů dnes používaných pro nedestruktivní zkušebnictví jsou ve zkrácené formě uvedeny v Tabulce 1.

V současné době je betatron MIB-7.5 nejvíce využívaným produktem. V současnosti nejsou žádné informace o tom, že by betatrony včetně malých betatronů byly vyráběny jinými organizacemi než VÚI. Doposud je však užití betatronů v zásadě omezeno na radiografii ve strojírenství, tedy prozařování masivních kovových prvků. Byla proto navázána spolupráce s Výzkumným ústavem introskopie s cílem ověřit reálné možnosti využití jejich nejperspektivnějšího modelu betatronu MIB-7,5 při prozařování větších tloušťek železobetonu.

3. Princip a popis betatronu

Betatron je cyklický indukční elektronový urychlovač, ve kterém vzniká záření o vysoké energii, tzv. brzdné záření, následkem přeměny kinetické energie elektronů při jejich srážce s terčem. Elektrony jsou urychlovány elektrickým polem vířivých proudů a to změnou magnetického toku na uzavřené kruhové dráze částic. Střídavé magnetické pole vzniká v elektromagnetu betatronu pomocí magnetických cívek a profilovaných pólových nástavců, kolem nichž je umístěna prstencová vakuová urychlovací komora.

Betatron se skládá ze tří hlavních jednotek: zdroje záření, napájecí jednotky, ovládacího panelu a dvou doplňkových jednotek – samostatný dozimetr a jednotka světelného alarmu, které se používají podle potřeby. Schéma betatronu MIB-7.5 je na obr. 1.

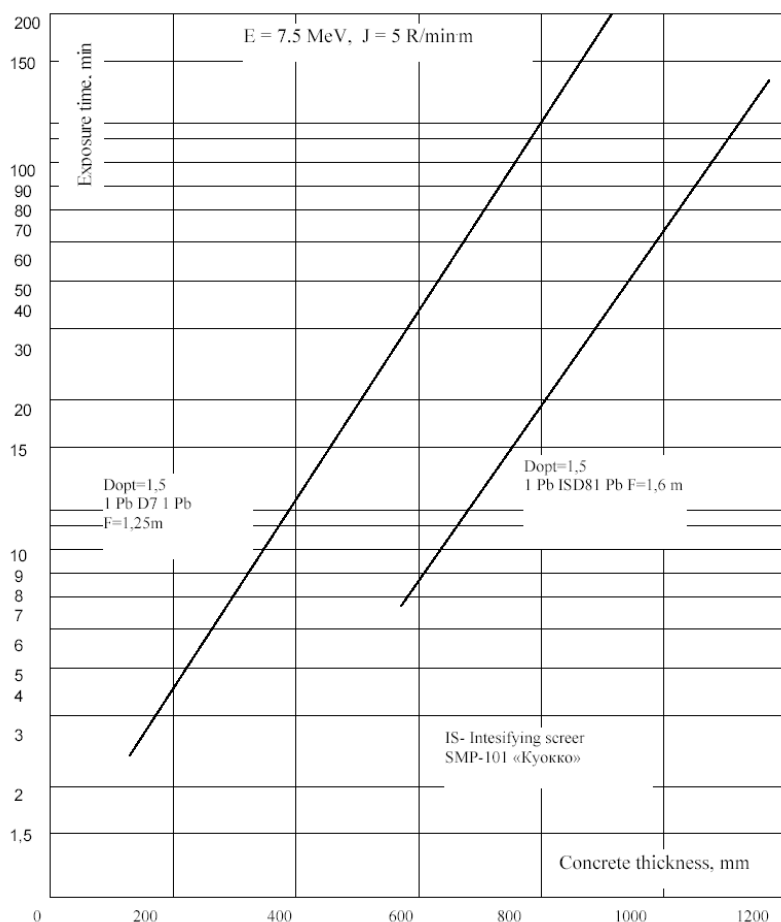


Obr. 1.: Betatron MIB-7.5.

4. Betatron MIB-7,5 základní údaje pro radiografii betonu

Betatron MIB-7.5 se doporučuje pro prozařování stavebních konstrukcí vyrobených z betonu nebo jiných materiálů s tloušťkou od 200 do 900 mm. Limitující tloušťka pro beton je 1200 mm a je omezena expoziční dobou. Maximální doba expozice je dána dobou, kdy může být betatron v chodu v jednom cyklu. Zde je tedy patrné omezení ve srovnání s radioaktivními zářiči. Brzdné záření betatronu má spojitě energetické spektrum a teoreticky obsahuje fotonová kvanta v rozsahu od maximální hodnoty (rovno kinetické energii urychlených elektronů až k nule). V případě stínění se doporučuje použít označení „efektivní energie“. Podle dokumentace je její hodnota rovna polovině maximální hodnoty. Polotloušťka (významný stínící parametr), je pro energie 7.5 a 5 MeV pro beton 110 mm a 91 mm.

Hlavními sledovanými parametry záření jsou – citlivost a jakost filmu – definovány citlivostí a kontrastem emulze RTG filmu a typem zesilovacích fólií. Zesilování u kovových fólií je založeno na dodatečném vlivu elektronů na RTG film. Fólie jsou vyrobeny z těžkých kovů (olovo, wolfram, cín, tantal, apod.). Zesilovací účinek fólie závisí na tloušťce přední a zadní fólie, energii záření a na některých dalších faktorech. Citlivost závisí na velkém počtu faktorů: energie, ohnisko, tloušťka a tvar produktu, typ filmu, zesilovací fólie, ohnisková vzdálenost a zkušenost obsluhy. Jakost filmu je sledována pomocí drátkových měrek. Doba expozice betatronem může být nastavena na základě expozičního diagramu (obr. 2) nebo vestavěného dozimetru.



Obr. 2.: Diagram dob expozice u betonu.

5. Ověření užití betatronu MIB-7,5 pro radiografii železobetonu – experiment

Cílem experimentální práce bylo předběžné stanovení maximální tloušťky prozařovaného betonu a citlivosti snímkování při použití betatronu s energií 7.5 MeV jako zdroje záření.

V laboratoři Výzkumného ústavu introskopie v Tomsku byla dle pokynů sestavena obdobná experimentální dráha, jako v laboratoři střediska radiační defektoskopie v Brně.

Sestávala z betonových desek rozměrů 500 x 500 x 100 mm.

Jedna deska obsahovala horizontálně umístěné pruty ocelové výztuže 10 216 průměrů 36, 25, 18 a 10 mm. Bohužel, nedošlo k dohodě s pracovištěm o prozařování dalších typů výztuže. Deska s výztuží byla umístěna jako druhá v pořadí, hloubka uložení výztuže byla tedy cca. 150 mm.



Obr. 3.: Experimentální dráha v Tomsku, na 2. desce patrné konce ocelových výztuží.

Zajímavostí v tomto případě je užití drátových měrek, jejichž použití díky větší ohniskové vzdálenosti nebylo problémem. Drátová měrka byla vytvořena dle místních zvyklostí jako tzv. prozařovací standard.

Detailní obrázek tohoto standardu je na obr. 3. Průměry jednotlivých drátků byly: 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 a 10 mm a jejich délka byla 100 mm. Měrka byla fixována na sklolaminátovou desku s tloušťkou 2 mm. Vzdálenost mezi drátky byla 7 mm.

Tuhá kazeta s RTG filmem 30 x 40 cm byla umístěna těsně proti zadní hraně posledního bloku. Film byl vložen mezi dvě ocelové fólie s tloušťkou 1 mm (při použití betatronu je užití ocelových folií adekvátní olověným foliím při prozařování Co60). Všechny snímky byly exponovány na standardní filmy D7 Agfa.

Kulová komora klinického dozimetru 27012 (vyrobena v Německu) byla umístěna za a do středu kazety. Expozice byla provedena s ohledem na možnou dávku u tohoto dozimetru. Současně byla registrována doba expozice a dávka dosaženou interním dozimetrem betatronu. Stojí za zmínku, že interní dozimetr betatronu je kalibrován klinickým dozimetrem 27012, jehož kulová komora je umístěna na ose svazku ve vzdálenosti 1 m od terčíku. Ohnisková vzdálenost mezi terčíkem betatronu a kazetou byla 1,5 m u všech snímků.

Na základě předchozích experimentů byla volena hodnota maximálního zčernání $D=3,0$. Filmy byly vyvolány ručně. Zčernání bylo měřeno ve dvou sekcích, ve středu obrázku na malém bodu, který neobsahuje žádnou horizontální a vertikální tyč a ve spodní části obrázku podél čáry v blízkosti hrany horizontální tyče s největším průměrem. Bylo proměřeno 5 bodů a data byla použita ke stanovení průměrné hodnoty zčernání.

Tabulka 2.: Charakteristické parametry pořízených radiogramů.

Číslo snímku	1	2	3	4
Tloušťka betonu [mm]	600	700	800	900
Dávka za filmem [mGy]	19	18	18	18
Doba expozice [min.]	24	52	77	124
Dávka interního dozimetru [Gy]	1,60	3,20	4,72	7,60
Optická hustota ve středu snímku	2,64	3,00	2,58	2,37
Optická hustota na hraně snímku	1,90	1,96	2,03	1,79
Min. rozlišit. Ø ocelového drátu [mm]	3	3	3	4

Celková doba expozice snímků 3 a 4 byla provedena při přerušení expozice po 45 min. na dobu 15 min z důvodu dokonalého vychlazení betatronu.

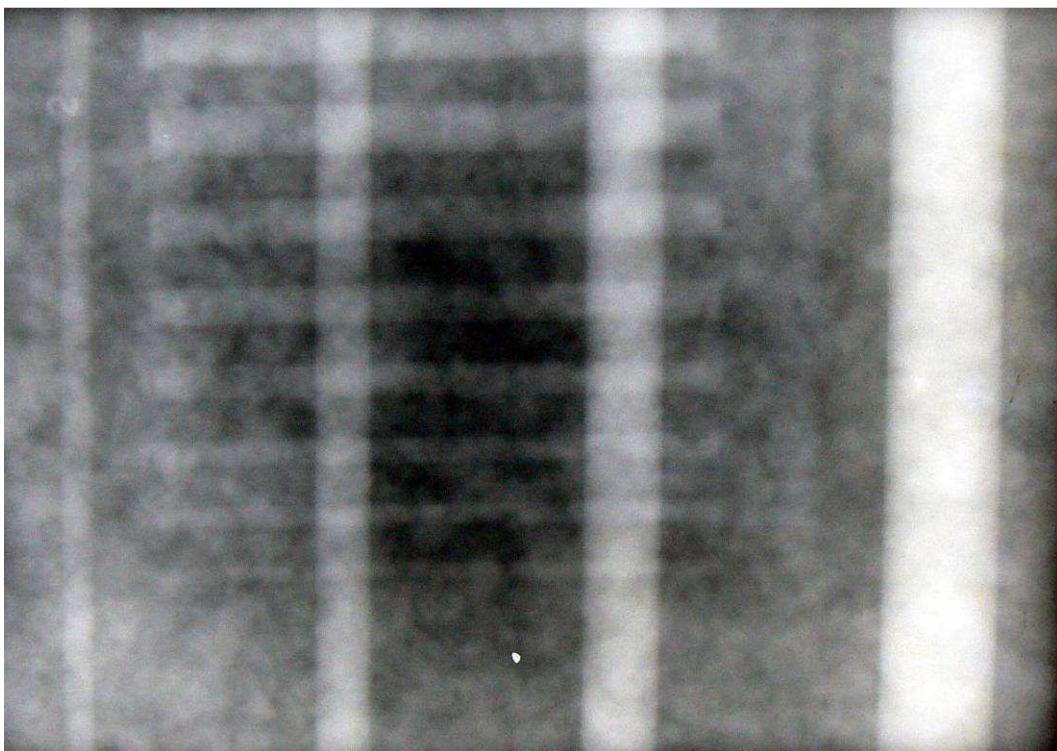
Při vyhodnocení radiogramů bylo konstatováno, že na všech radiogramech jsou všechny pruty výztuže jednoznačně viditelné. Jakost radiogramů byla prakticky srovnatelná bez ohledu na tloušťku. Rovněž bez ohledu lze tedy předpokládat možnost identifikace typu výztuže, na všech snímcích lze odhadnout, že by bylo možno identifikovat typ výztuže průměru 25 a 36 mm, v případě průměrů menších nikoli. Bohužel, nebylo možno porovnat se zobrazením žebírkové výztuže (pro omezení původního rozsahu zkoušek).



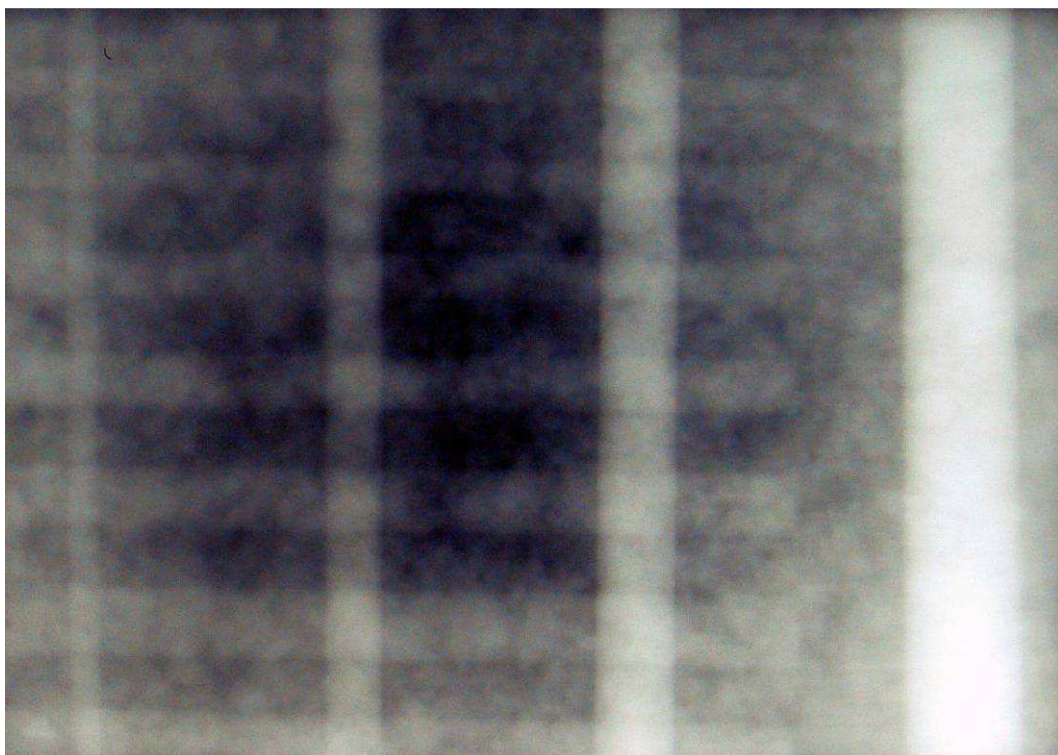
Obr. 4.: Schéma experimentu v Tomsu – betatron MIB-7.5 a experimentální dráha.



Obr. 5.: Drátová měrka vytvořená dle místních zvyklostí z drátů průměru 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 a 10 mm.



Obr. 6.: Radiogram při tloušťce betonu 600 mm.



Obr. 7.: Radiogram při tloušťce betonu 900 mm, jakost radiogramu je srovnatelná s předchozím.

6. Výsledky experimentu s užitím betatronu MIB-7,5

Prováděné experimenty neodpovídají plně všem možnostem testování betonových konstrukcí při použití betatronu MIB 7.5 (bylo by možné ještě zvýšit prozařovanou tloušťku betonu). Přesto můžeme shrnout závěry prováděné práce do následujících bodů:

Ocelové výztuže v betonu jsou velmi dobře viditelné. I v nejhorším případě, kdy výztuž je poblíž hrany betonové konstrukce a je směřovaná ke zdroji záření, nebyla citlivost horší než 0.5 %.

Analýza radiogramů umožňuje provést i některé závěry o jakosti betonu. Nedostatečná homogenita betonu je jasně vidět na všech obrázcích. To je z toho důvodu, že použité betonové bloky byly vyrobeny manuálně a obsah betonových frakcí nebyl kontrolován.

Nehomogenita zčernání je rovněž dobře patrná, což je způsobeno nehomogenitou svazku záření betatronu. Při ohniskové vzdálenosti 1,5 m a u obrázku s rozměrem 300 x 400 mm by mohla být nehomogenita zčernání od středu ke hraně v průměru 0.6 až 0.7 jednotek zčernání. Toto neovlivňuje vizuálně do značné míry detekovatelnost defektu. Přesto pro dobré zobrazení hustoty ve středu by měly být optimální zhruba 3 jednotky optické hustoty.

Za pozornost stojí zjevný závoj u tyčí při tloušťce betonu 800 mm a speciálně u tloušťky 900 mm. Vztahuje se k velkému optickému zvětšení, zhruba 2,5 krát při tloušťce 900 mm. Toto je ten důvod, proč při 800 – 900 mm tloušťce betonu by měla být ohnisková vzdálenost nejméně 2 m.

Při použití filmu D7 s ocelovými fóliemi je doba expozice příliš dlouhá. Počínaje od 700 mm není možné získat snímek během doby odpovídající jednomu chodu betatronu. To je důvod, proč je nutné studovat efektivní použití betatronu MIB-7.5 při testování velkých tloušťek betonu redukcí doby expozice.

Podle popisu betatronu při použití filmu D8 se zesilovací fólii SMP-101 "Kyokko" je umožněna redukce doby expozice zhruba 7 až 8 x, ovšem za cenu snížení jakosti radiogramu.

Jinou možnou cestou redukování expozice je nová metodika radiografické kontroly: paměťové fólie, skenery pro čtení a digitalizaci jejich obrázků a další digitální zpracování ke zlepšení jakosti zobrazení.

Výzkumný ústav introskopie se této problematice v současnosti věnuje. Byly nedávno nakoupeny paměťové fólie a skenery HD-CR 35 NDT vyrobené německou společností „DÜRR NDT“ a softwarové balíčky pro zpracování obrázků Video Ren vyrobené společností „Unitest-Roentgen (Petrohrad). Je nyní studováno, ale popis neuvádí způsob, jak by mělo být zařízení použito a nejsou rovněž uvedeny charakteristiky desek: citlivost na dávky, rozlišení, apod.

7. Závěr

Závěrem je možné konstatovat, že užití betatronu MIB-7,5 pro stavební radiografii je v zásadě možné, a to i při prozařování vyšších tloušťek betonu, než za běžných okolností umožňuje radiografie Co60. Potřebné doby expozic jsou nesrovnatelně kratší, na druhou stranu je mezi maximálními dobami expozic nutno vypínat a chladit zařízení, což celý proces naopak prodlužuje a komplikuje.

Navíc zařízení je svými rozměry a hmotností předurčeno spíše pro zcela výjimečné užití v terénu, v mimořádných a odůvodněných případech. To je také důvod, proč doposud nedoznalo vzhledem k vysoké pořizovací ceně zásadního rozšíření. V současnosti probíhají

testy užití paměťových folií, jejichž použití by mohlo zkrátit doby expozice na hodnoty nepřibližující se limitním expozicím, což by mohlo vést k širšímu využití zařízení.

Poděkování

Článek byl zpracován za přispění projektu GAČR 103/09/1073 a výzkumného záměru MSM 0021630519.

Kontakt

Ing. Ondřej Anton, Ph.D., tel: 00420 541 147 823, e-mail: anton.o@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Věra Heřmánková, Ph.D., tel: 00420 541 147 817, e-mail: hermankova.v@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

ZKOUŠENÍ MODULU PRUŽNOSTI BETONU PRO PREFABRIKACI

TESTING OF ELASTIC MODULUS OF CONCRETE FOR PREFABRICATION

Petr Cikrle, Vlastimil Bílek, Eva Juřinová

Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav stavebního zkušebnictví
ŽPSV a.s.

Anotace:

Modul pružnosti betonu se stále více dostává do popředí zájmu stavebních odborníků. Změny v technologii výroby betonu způsobily, že hodnoty modulu pružnosti často nedosahují normových hodnot pro danou pevnostní třídu betonu. Příspěvek se zabývá zejména vlivem vodního součinitele na modul pružnosti betonu v různém stáří.

Annotation:

Elastic modulus of concrete is increasingly in the centre of interest of building specialists. Changes in concrete technology caused, that magnitudes of elastic modulus don't achieve often standard values for defined strength class of concrete. This paper deals above all with the influence of water-cement ratio on elastic modulus in different age of concrete.

Klíčová slova: Beton, vodní součinitel, modul pružnosti, pevnost v tlaku

Keywords: Concrete, water-cement ratio, elastic modulus, compressive strength

1. Úvod

Hodnota modulu pružnosti rozhoduje o velikosti délkových změn stavebních prvků a konstrukcí od působícího zatížení. Orientační hodnoty modulu pružnosti můžeme sice nalézt v normách pro navrhování betonových konstrukcí, ovšem vlivem rychlých změn v technologii výroby betonu často dochází k rozdílnostem mezi hodnotami normovými a skutečnými. Pokud chceme získat přesné hodnoty, nezbývá než přikročit ke zkouškám. Modul pružnosti betonu je přitom možné stanovit několika různými způsoby - ať už zatěžováním těles v lisu nebo nedestruktivními elektroakustickými metodami [1].

Modul pružnosti betonu závisí na mnoha činitelích. Příspěvek pojednává o dílčí části výzkumu, která se týká vlivu vodního součinitele na modul pružnosti betonu určeného pro výrobu prefabrikátů.

2. Experimentální část

2.1. Údaje o zkoušeném betonu

Pro sledování vlivu vodního součinitele na hodnoty modulů pružnosti byly zvoleny směsi, jejichž složení udává tabulka 1. Jako základní směs byla navržena směs s nejnižším vodním součinitelem, kvůli dobré zpracovatelnosti byla volena relativně vysoká dávka cementu. Záměrně byl zvolen nízký obsah písku, aby byl potvrzen vliv hrubého kameniva – vliv hornin bude diskutován v další práci.

Tabulka 1.: Receptury zkoušeného betonu

Receptura		1	2	3
CEM I 42,5 R Mokrý	[kg]	455	455	455
Voda	[kg]	150	172	195
Vodní součinitel (w/c)	[kg]	0,33	0,38	0,43
PC superplastifikátor	[kg]	7,5	4,0	2,0
DTK 0/4 Kostelecké Horky	[kg]	625	610	595
HDK 4/8 Litice	[kg]	245	240	235
HDK 8/16 Litice	[kg]	975	950	925
Rozlití	[mm]	485	490	500
Pevnost v tlaku - 24 hodin	[MPa]	29,0	25,3	23,0
Pevnost v tlaku - 48 hodin	[MPa]	62,6	52,6	49,5
Pevnost v tlaku - 7 dní	[MPa]	82,4	75,0	63,5
Pevnost v tlaku - 28 dní	[MPa]	92,7	88,2	73,2

2.2. Metodika zkoušek

V platných českých normách jsou uvedeny v podstatě čtyři metodiky pro stanovení modulu pružnosti betonu, z nichž první dvě jsou založeny na nedestruktivních elektroakustických metodách – ultrazvukové a rezonanční, další dvě na zatěžování zkušebních těles v lisu tlakem a ohybem. Metodiky jsou dostatečně známé a byly podrobně rozebrány např. v [2]. V rámci experimentální práce byly využity obě nedestruktivní metody a statická zkouška v tlaku.

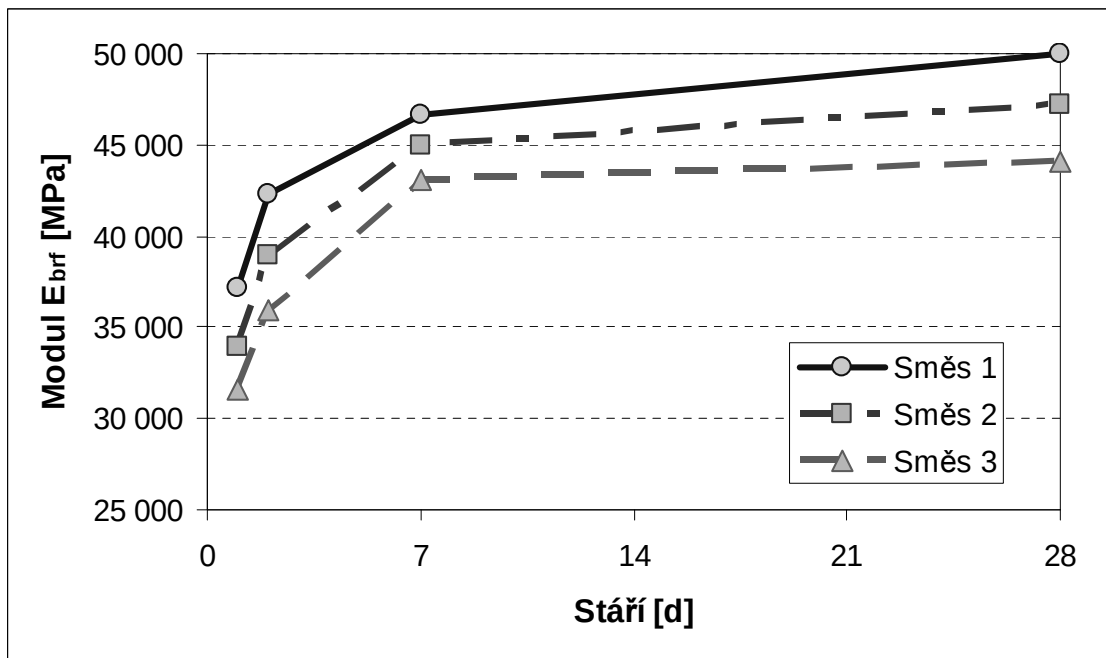
2.3. Výsledky zkoušek

Dynamické moduly pružnosti (ultrazvukové a rezonanční) byly stanoveny po 1, 2, 7 a 28 dnech zrání – viz. tabulka 2. Vzorky byly po doformování ve stáří 24 hodin uloženy do vody.

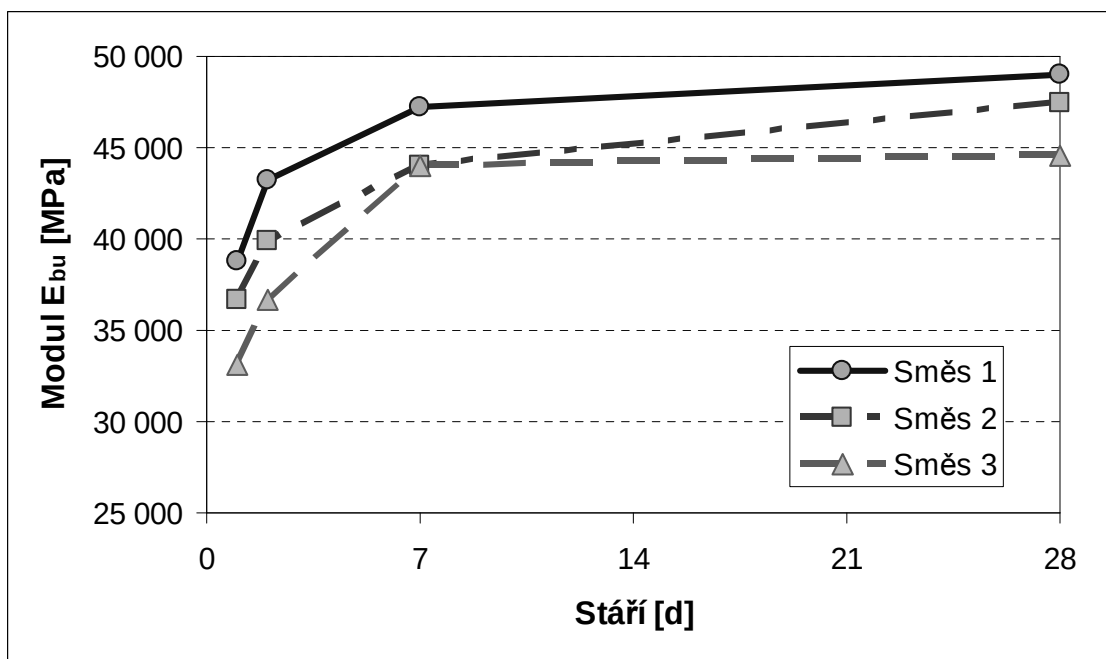
Tabulka 2.: Hodnoty dynamických modulů pružnosti E_{brf} a E_{bu} v různých dobách zrání

Čas [d]	E_{brf} [MPa]			E_{bu} [MPa]		
	Směs 1	Směs 2	Směs 3	Směs 1	Směs 2	Směs 3
1	37 200	33 900	31 600	38 800	36 700	33 100
2	42 300	38 900	35 900	43 200	39 900	36 700
7	46 700	45 000	43 100	47 200	44 000	44 000
28	50 000	47 200	44 100	49 000	47 400	44 600

Časový vývoj dynamického modulu pružnosti E_{brf} z příčné rezonanční frekvence a E_{bu} z ultrazvukového měření na vzorcích je graficky znázorněn na *obr. 1.* a *obr. 2.* Je zřejmé, že nejvyšší modul měl beton ze směsi 1 s nejnižším vodním součinitelem.



Obr. 1.: Časový vývoj dynamického modulu pružnosti E_{brf} z příčné rezonanční frekvence

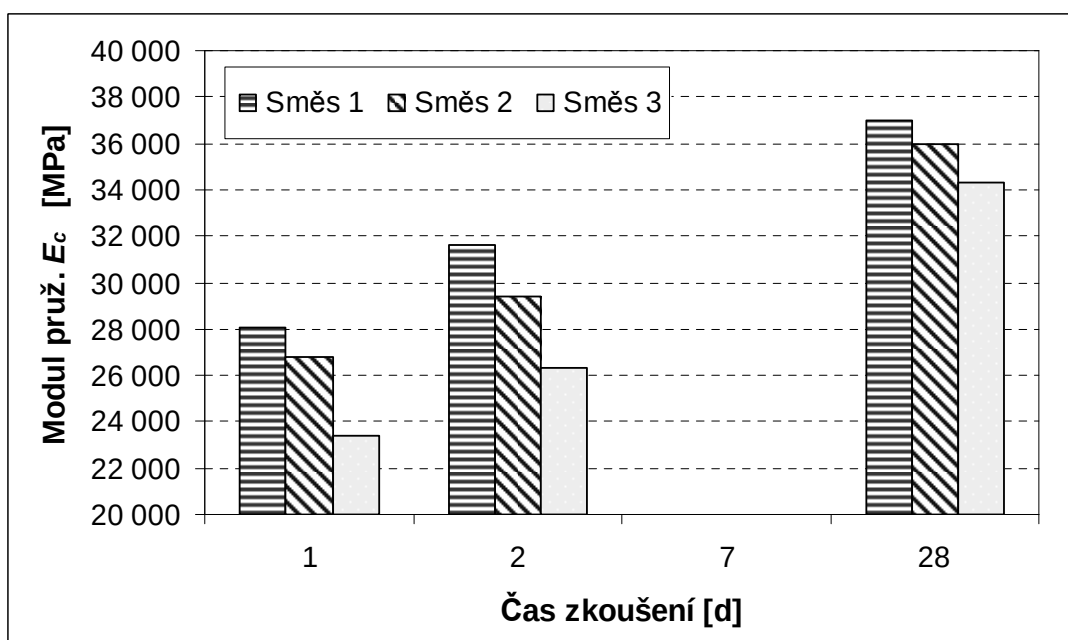


Obr. 2.: Časový vývoj dynamického modulu pružnosti E_{bu} z ultrazvukového měření

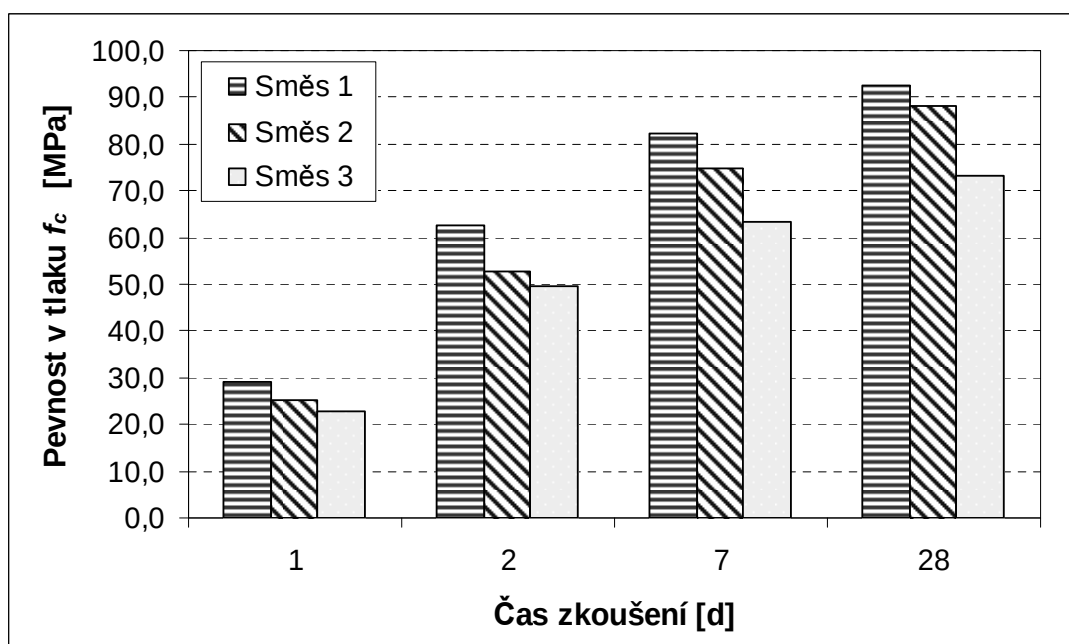
Hodnoty statického modulu pružnosti stanovené po 1, 2 a 28 dnech zrání betonu jsou spolu s pevnostmi v tlaku (navíc provedeny i po 7 dnech) uvedeny v *tabulce 3.* Porovnání statických modulů pružnosti a pevností v tlaku betonu všech tří směsí je graficky znázorněno na *obr. 3.* a *obr. 4.*

Tabulka 3.: Hodnoty statického modulu pružnosti E_c a pevnosti v tlaku f_c v různém stáří betonu

Čas [d]	E_c [MPa]			f_c [MPa]		
	Směs 1	Směs 2	Směs 3	Směs 1	Směs 2	Směs 3
1	28 100	26 800	23 400	29,0	25,3	23,0
2	31 600	29 400	26 300	62,6	52,6	49,5
				82,4	75,0	63,5
28	37 000	36 000	34 300	92,7	88,2	73,2



Obr. 3.: Statický modul pružnosti betonu směsí 1, 2 a 3 v různém stáří betonu



Obr. 4.: Krychelná pevnost v tlaku betonu směsí 1, 2 a 3 v různém stáří betonu

3. Závěr

Pevnosti rostou se snižujícím se vodním součinitelem, což je základní pravidlo technologie betonu. Zejména markantní je růst jednodenních a dvoudenních pevností. Zde se nejvíce uplatňuje hutnější mikrostruktura – zrna cementu jsou blíže sobě a hydratační produkty rychle zaplňují mezery mezi nimi. Ve větším stáří není růst pevností se snižujícím se vodním součinitelem tak prudký. Obdobný vliv má vodní součinitel i na modul pružnosti betonu – se snižujícím se vodním součinitelem roste modul pružnosti. Zvlášť markantní je vliv vodního součinitele na modul pružnosti v ranné fázi tvrdnutí – po 24 a 48 hodinách od namíchání betonu. Naopak po 28 dnech zrání se k sobě hodnoty modulů pružnosti všech tří směsí přiblížily.

Z provedených měření lze vyvodit závěr, že pokud je třeba dosáhnout vysoké hodnoty modulu pružnosti ve velmi krátké době po betonáži, musí být hodnota vodního součinitele co nejnižší. V delším časovém horizontu nebude mít vodní součinitel příliš markantní vliv na modul pružnosti betonu daného složení – hodnotu modulu bude nutné zvýšit jiným způsobem, např. změnou druhu kameniva nebo pomocí příměsí.

Poděkování

Tento příspěvek vznikl za podpory výzkumného záměru **MSM 0021630511**.

Literatura

- [1] CIKRLE, P., Porovnání statických a dynamických modulů pružnosti, příspěvek na konferenci *Zkoušení a jakost ve stavebnictví 2008*, ISBN 978-80-01-04123-9, Kloknerův ústav ČVUT, Praha, 2008.
- [2] CIKRLE, P.; HUŇKA, P., Porovnání metodik zkoušení modulu pružnosti betonu, příspěvek na konferenci *Technologie, provádění a kontrola betonových konstrukcí 2006*, ISBN 80-903502-4-0, Česká betonářská společnost ČSSI, Praha, 2006.

Kontakt

Ing. Petr Cikrle, Ph.D., tel: 00420 541 147 814, e-mail: cikrle.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Vlastimil Bílek, Ph.D., tel: 00420 532 045 582, e-mail: bilek@zpsv.cz, ŽPSV a.s., Křižíkova 68, 66090 Brno.

Bc. Eva Juřinová, tel: 00420 541 147 801, e-mail: JurinovaE@study.fce.vutbr.cz, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno

APLIKÁCIA SPEKTRÁLNEJ ANALÝZY PRI IDENTIFIKÁCIÍ DYNAMICKÝCH CHARAKTERISTÍK STAVEBNÝCH OBJEKTŮV

APPLICATION OF SPECTRAL ANALYSIS FOR IDENTIFICATION OF THE DYNAMIC CHARACTERISTIC OF BUILDINGS

Ivo Demjan

Ústav inžinierskeho staviteľstva, Stavebná fakulta TU v Košiciach,

Anotace:

Príspevok je zameraný na identifikáciu dynamických charakteristík konštrukčných systémov od účinkov dopravy. Analyzujú sa prechodové javy, ako aj stacionárne stochastické procesy zamerané na získanie štandardných charakteristík stochastickej analýzy charakterizujúcich kmitanie podložia a dynamickej odozvy stavebného objektu. Aplikovali sa relevantné experimentálne metódy skúmania a vyhodnotenia týchto procesov, ktoré umožňujú automatizáciu experimentu s využitím výpočtovej techniky.

Annotation:

The article is focused on identification of dynamic characteristics in construction systems due to transport effects. Analysis of transfer phenomena, as well as stationary stochastic processes, to obtain standard characteristics of stochastic analysis of subsoil vibrations and dynamic response of buildings. Application of experimental methods of examination and assessment of the mentioned processes which would enable automatization of the experiment by using computers.

Kľúčové slová: experiment, dynamika, spektrálna analýza

Keywords: experiment, dynamic, spectral analysis

1. Úvod

Pri posúdení stavebnej konštrukcie na seizmické zaťaženie je nutné získať podklad charakterizujúci typické kmitanie terénu v príslušnej lokalite, alebo údaje o prevládajúcich frekvenciách kmitania a im odpovedajúce amplitúdy pohybu podložia. Vzhľadom na skutočnosť, že nie sú známe vstupné charakteristiky budenia budov od účinkov dopravy, v technickej praxi je potrebné tieto zisťovať na základe experimentálnych meraní.

2. Charakteristika dynamickej odozvy povrchu zemného prostredia

Špecifické vlastnosti zemného média sú vo vysokom stupni nehomogenity, ktorá je tvorená mikro– a makropuklinami, tektonickými dislokáciami, diskontinuitami a pod.. Zemný materiál vykazuje väzkopružné vlastnosti, ktoré sa prejavujú závislosťou charakteristík pružnosti od frekvencie a existenciou silného tlmenia v dôsledku vnútorného trenia. Charakteristické vlastnosti podložia môžu ovplyvňovať výsledky dosiahnuté metódami dynamickej diagnostiky a ich interpretáciu, [7].

Podľa získaných záznamov seizmického pohybu sa zistilo, že podložie má dominantné frekvencie svojho seizmického pohybu, ktoré závisia od budiaceho zdroja a vlastností prostredia, ktorými sa seizmický pohyb šíri. Jednotlivé frekvenčné zložky pôvodného seizmického pohybu sa po prechode prostredím podložia zosilnia alebo utlmia, v závislosti od vlastností prenosovej cesty, [5].

3. Diagnostické merania

Vzhľadom na zložitosť mechanických štruktúr stavebných objektov, nepodarí sa vždy dostatočne vierohodne určiť dynamické charakteristiky konštrukcií teoreticko–numericky, preto je potrebné aj ich experimentálne overovanie. Dynamické diagnostické merania umožňujú:

- overiť, ako sú vystihnuté dynamické parametre konštrukcie teoretickým výpočtom a či je potrebné uskutočniť doplnkový prepočet tých zaťažovacích účinkov, ktoré závisia od dynamických parametrov konštrukcie, resp. či je potrebné navrhnuť a realizovať konštrukčné úpravy, ktoré optimalizujú dynamickú odozvu konštrukcií, zariadení a ich prvkov;
- kontrolnými dynamickými meraniami počas prevádzky zhodnotiť okamžité dynamické parametre konštrukcie, jej stav a jej prípadné poškodenie s následným návrhom protiopatrení;
- laboratórnymi skúškami na modeloch, na častiach konštrukcií ako aj skúškami strojných zariadení a elektrovybavenia preveriť ich odolnosť proti náhlym dynamickým preťaženiam pôsobiacim na konštrukcie a zariadenia buď priamo, alebo sekundárne prenášaným stavebnou konštrukciou z podložia na strojné a elektrické zariadenia.

Dynamické charakteristiky konštrukcie (vlastné frekvencie kmitania, vlastné tvary kmitania a útlm stavebnej konštrukcie) je možné určiť niekoľkými spôsobmi. Jedným z nich je spôsob, keď sa registráciou a spektrálnou analýzou náhodného kmitania hodnotí konštrukcia buď externými vplyvmi, napr. mikroučinky prenášané do konštrukcie podložíom vyvolané pohybom vozidiel po cestnej komunikácii. Výsledkom sú vlastné frekvencie kmitania budovy v analyzovanom frekvenčnom pásme, vlastné tvary kmitania sú však v získaných záznamoch potlačené interferenciou rôznych tvarových zložiek, [6].

Pri praktických úlohách sa modálne charakteristiky určujú experimentálne najmä pre stavebnú konštrukciu ako celok, niekedy sa podrobne sledujú aj niektoré vybrané prvky konštrukcie bez skúmania zostávajúcej časti konštrukcie.

Zložité vplyvy tlmenia na dynamickú odozvu konštrukcie je pomerne ťažké vyjadriť s uvážením všetkých faktorov, pretože dochádza k rozptylu energie v konštrukcii a príčiny jej poklesu sú rôznorodé. Zväčša sa pristupuje k experimentálnemu určeniu tlmiacich síl. Zo známych publikovaných výsledkov sú evidentné rozdiely medzi veľkosťou útlmu získaného zo záznamov vynúteného kmitania konštrukcie a medzi veľkosťou útlmu získaného zo záznamov voľného kmitania konštrukcie.

Veľkosť tlmiaceho koeficientu sa mení s narastaním poškodenia budovy, keď dochádza k zmenám tuhosti prejavujúcich sa v zmenách vlastných frekvencií kmitania, ako aj ku zmenám tlmenia. Z toho dôvodu hodnoty tlmenia získané zo záznamov kmitania reálnych konštrukcií pri nízkych dynamických účinkoch je možné použiť len na skúmanie správania sa konštrukcií v pružnej oblasti.

Skutočné hodnoty tlmenia stavebnej konštrukcie je možné určiť len experimentálnym meraním, pritom sa však zisťuje celkový útlm vyjadrený väčšinou logaritmickým dekrementom útlmu výchylky ϑ , ktorý je len približnou charakteristikou.

4. Experimentálne meranie

Väčšinu experimentálnych dynamických meraní je možné klasifikovať ako identifikačné, pretože sa nimi získava obraz o skutočnom frekvenčnom rozdelení vlastných frekvencií konštrukcií a zariadení, vlastných tvaroch kmitania, o útlme konštrukcií pri základných nižších hladinách namáhania, resp. o charaktere vynútenej dynamickej odozvy konštrukcie od stálych zdrojov kmitania v konštrukcii alebo mimo nej.

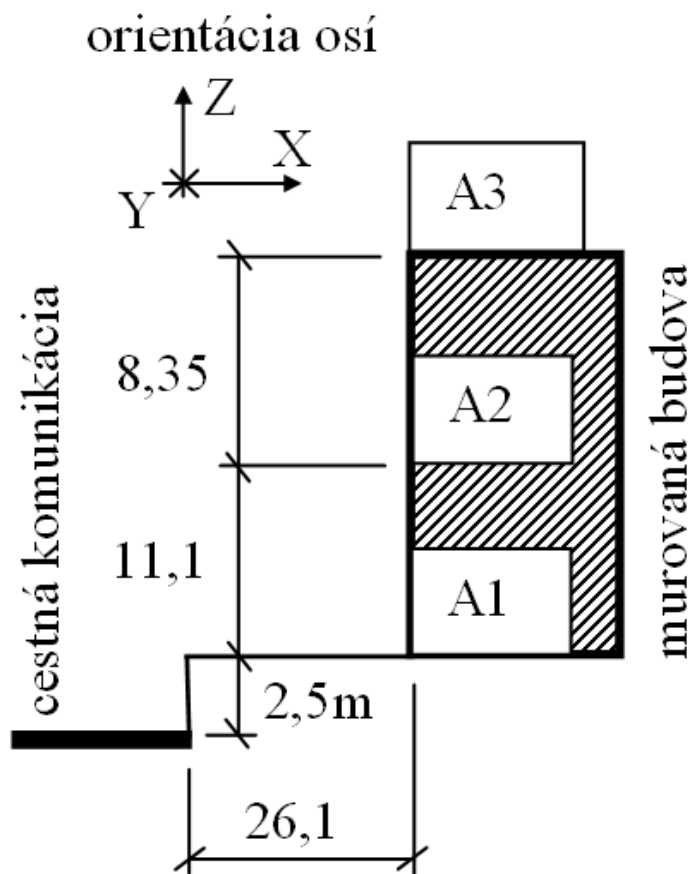
Úlohou experimentálneho merania murovanej budovy postavenej v blízkosti dopravnej cesty bolo namerať a zaznamenať hladiny kmitania zemného podlažia na úrovni základových konštrukcií a určiť dynamické parametre stavebných objektov (vlastné frekvencie, útlm).

Štvorpodlažná budova má výšku 16,15m nad úrovňou terénu a je založená na hlinitopiesčitej až štrkopiesčitej pôde v hĺbke 4,1m pod úrovňou terénu na základových ŽB pásoch o priečných rozmeroch 1,0x0,7m a dĺžky 66,8m. Nosný systém budovy je tvorený obvodovými murovanými tehlovými stenami o hrúbkach v závislosti od jednotlivých podlaží a statickej dôležitosti jednotlivých stien (0,5m; 0,55m; 0,65m; 0,8m; 1,0m). Podlažia sú ŽB stropné dosky o hrúbke 0,45m, ktoré sú po celom obvode v úrovni jednotlivých podlaží previazané ŽB výstužným vencom. Svetlá vzdialenosť medzi podlažiami je 3,5m a 2,8m pre suterén. V budove sa nachádzajú administratívne kancelárske priestory, obr. 1.



Obr. 1.: Murovaná budova

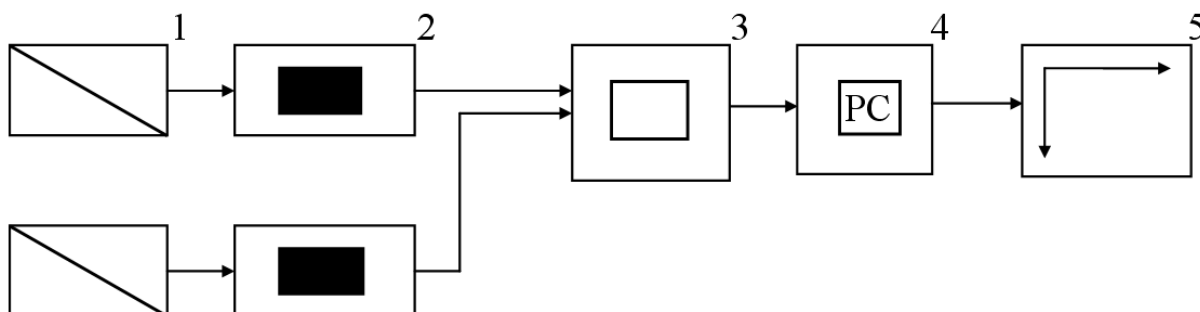
Počas experimentálneho merania boli snímače umiestnené v suteréne objektu (A1 – zaznamenávanie vstupného signálu), na 3. nadzemnom podlaží (A2 – odozva konštrukcie) a na streche meraného objektu (A3 – odozva konštrukcie). Na každé miesto merania sa umiestnili tri snímače, ktoré merali kmitanie v troch navzájom na seba kolmých smeroch (X, Y – horizontálne, Z – vertikálne), obr. 2. Merala a zaznamenala sa dynamická odozva budovy od účinkov pohybujúcich sa vozidiel po cestnej komunikácii.



Obr. 2.: Rozmiestnenie meracích miest

V každom stavebnom objekte je možné zaregistrovať citlivými prístrojmi istú hladinu mikrokmitania od účinkov dopravy. V odozve stavebnej konštrukcie na náhodné zdroje kmitania prevláda prvý tvar kmitania, pri vyšších budovách sa výraznejšie prejaví aj niektorý z vyšších tvarov kmitania.

Na meranie dynamických účinkov od cestnej dopravy sa zvolili absolútne snímače zrýchlenia B&K 8306 a KB 12 – RFT, z ktorých boli signály zrýchlenia vedené káblami do integrálnych zosilňovačov B&K 2635 a Robotron 00042. Mechanický pohyb v príslušnom bode bol pomocou akcelerometrov pretransformovaný na elektrický signál a po príslušnom zosilnení a integrácii bol pomocou káblov vedený do meracej centrál, kde bol zaznamenaný na disk PC, ktorý pracoval v súčinnosti s programovým vybavením DAS 16. Vyhodnocovacia linka je tvorená PC, ktorý je spriahnutý s dvojkanálovým analyzátorom okamžitého spektra B&K 2034. Grafický výstup z PC je realizovaný cez tlačiareň, alebo pri zapojení samotnej vetvy pre analyzátor B&K 2034 je grafický výstup realizovaný na plotter, obr. 3.



Obr. 3.: Zapojenie meracej linky „in situ“, metóda merania „on line“
1 – snímače zrýchlenia so svojím zdrojom napájania, 2 – integrálny zosilňovač,
3 – A/D prevodník, 4 – PC, 5 – grafický výstup

5. Výsledky frekvenčnej analýzy

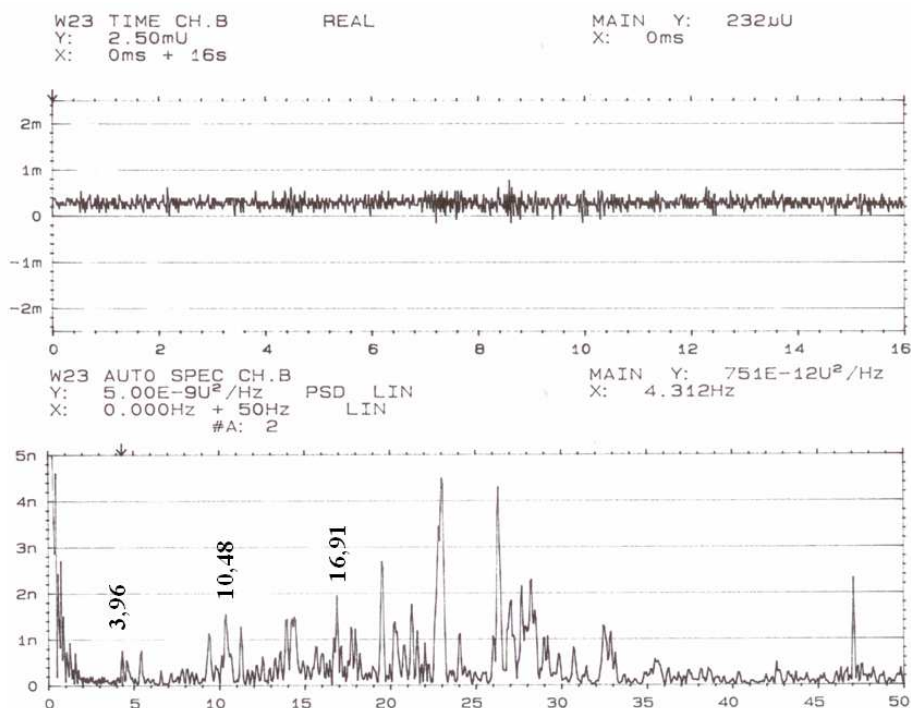
Vykonané experimentálne meranie umožňujú realizovať širokú analýzu získaných dát. V danom prípade sa uvádzajú niektoré výsledky, ktoré sa získali aplikáciou spektrálnej analýzy:

- pomocou prenosových charakteristík daného zemného prostredia určiť na ktorých frekvenčných pásmach je prenos dominantných frekvencií;
- z dynamickej odozvy budovy pomocou prenosových charakteristík určiť frekvenčné pásma odpovedajúce vlastným frekvenciám, resp. vlastným tvarom kmitania a pomocou koherenčných funkcií dokázať linearitu kmitania na týchto frekvenčných pásmach;
- určiť útlm budovy buď z časových záznamov voľného kmitania, ako logaritmický dekrement útlmu, alebo určiť zlomok kritického tlmenia z rezonančnej krivky z harmonického kmitania budovy.

Z hľadiska potrieb inžinierskej praxe hrajú najdôležitejšiu úlohu základná a ďalšie nižšie vlastné frekvencie kmitania konštrukcie, pri ktorej spravidla vznikajú najväčšie dynamické napätia. V danom prípade bola analýza zameraná na frekvenčné oblasti do 20Hz, kedy je predpoklad, že sa môžu vyskytovať rezonančné javy z titulu budiaceho signálu a z dôvodu kmitania konštrukcie v niektorej z vlastných frekvencií.

Vozidlo sa po prejazde nerovnosťou rozkmitá a kmitá určitú dobu vlastným kmitaním s tlmeným harmonickým zaťažením a tým priťažuje viacnásobne vozovku, t.j. u odpružených hmôt vozidla (karoséria + náklad) je táto frekvencia 2~4Hz, u neodpružených hmôt (nápravy + kolesá) sa jedná o frekvencie od 9Hz do 16Hz, [1].

Z hľadiska frekvenčnej analýzy vyplýva, že vlnenie šíriace sa zemným prostredím je ovplyvnené okrem prenosových charakteristík podložia aj charakterom zdrojových signálov. Po analýze sa získa spektrum, v ktorom sa kombinujú špičky zdrojových extrémov a prejav prenosových charakteristík zemného podložia, obr. 4, [4].



Obr. 4.: Časový záznam kmitania a výkonová spektrálna hustota zrýchlenia kmitania (A1) – Z

Pri technickej seizmicite dochádza k tzv. dynamickej interakcii základová konštrukcia – podložie. Budova v oblasti jej spolupôsobenia so základom, v procese interakcie nepreberá celú energiu kmitania podložia, pretože proces interakcie spotrebuje určitú časť prichádzajúcej vlnovej energie (odrazené vlny, interferencia vln a pod.), [2]

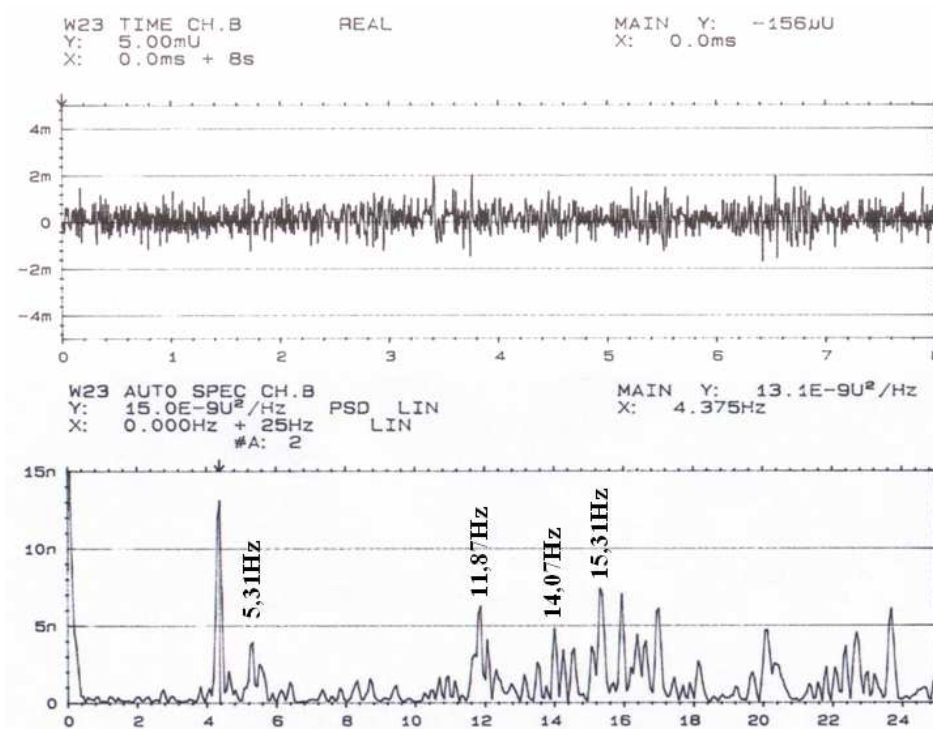
Pre výpočet prvej vlastnej frekvencie kmitania tehlovej budovy je prijateľný vzťah:

$$T_{0(1)}^{teor} = 0,2 \frac{H}{\sqrt{b \cdot g}} \pm 10 \% = 0,2 \frac{16,35}{\sqrt{14,6 \cdot 9,81}} + 10 \% \quad (1),$$

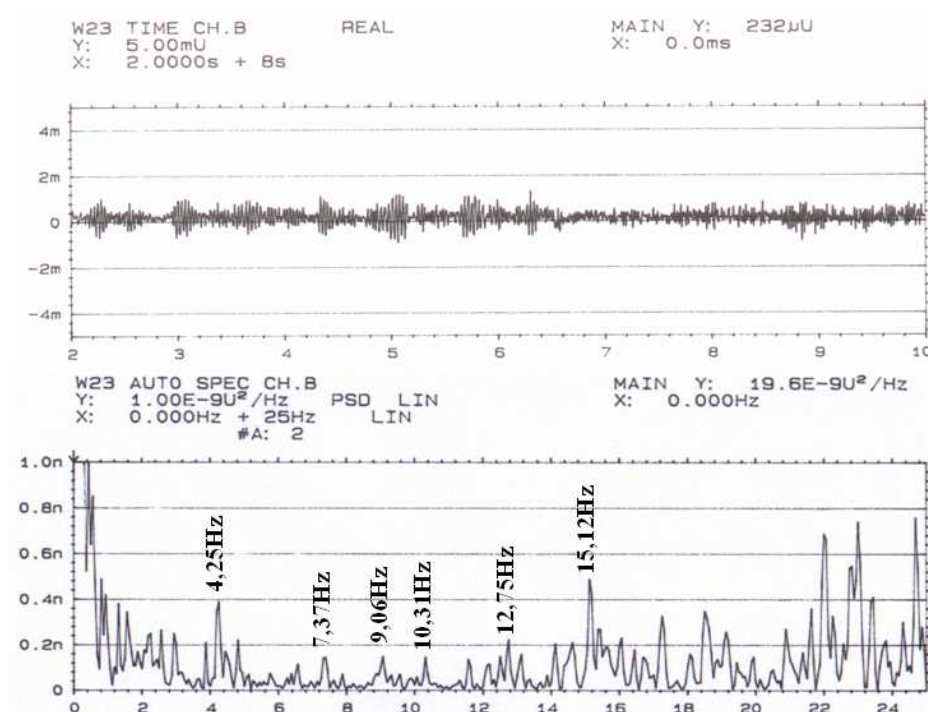
$$f_{0(1)}^{teor} = 4,026 \text{ Hz} \quad (2),$$

kde H je výška budovy v [m] a b šírka budovy v smere kmitania v [m].

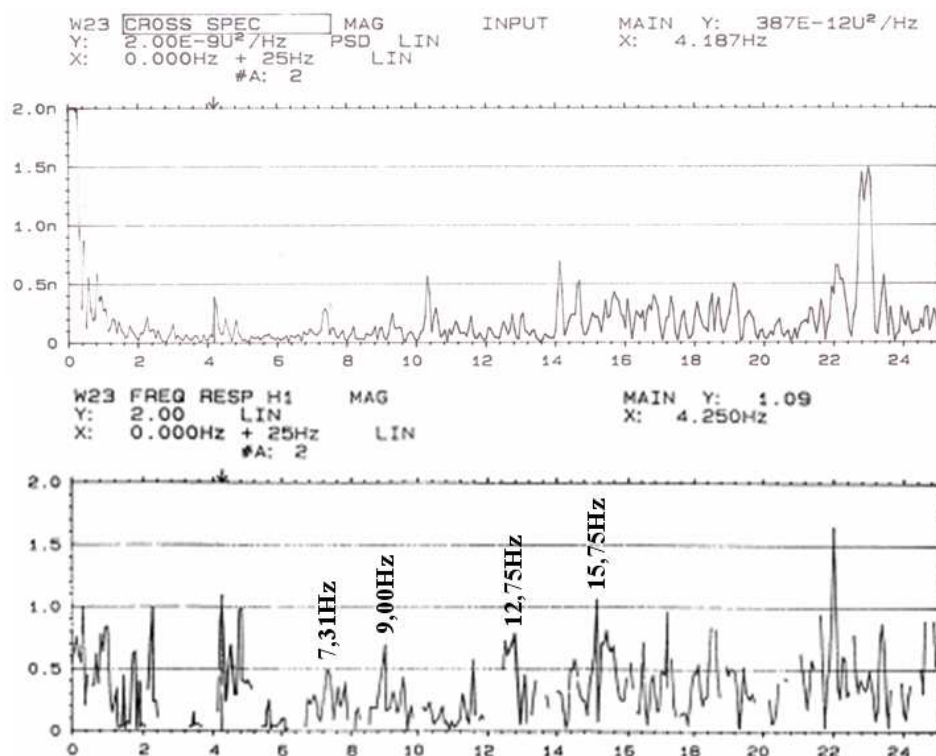
Z hľadiska frekvenčnej analýzy experimentálne zistených signálov zrýchlenia kmitania dynamickej odozvy budovy je možné konštatovať, že prvé frekvenčné pásmo je 4,2 ~ 5 Hz s výraznou špičkou pri 4,25 Hz, potom pri 7,4 Hz; 9 ~ 10,5 Hz a pri 12 Hz až 12,8 Hz a nad 14 Hz, obr. 5, obr. 6. Prenosové charakteristiky danej sústavy poukazujú na totožné frekvenčné pásma, t.j. 4,2 ~ 4,4 Hz; 7,3 ~ 9 Hz a 11,8 Hz až 12,8 Hz, obr. 7. Z hľadiska frekvenčnej odozvy danej budovy sa môže konštatovať tiež dobrá zhoda prvej vlastnej frekvencie kmitania vypočítanej podľa vzťahu (1) $f_{0(1)}^{teor} = 4,026 \text{ Hz}$ a experimentálne nameranej $f_{0(1)}^{exp} = 4,2 \approx 4,4 \text{ Hz}$. Pre budovu sa zistil logaritmický dekrement útlmu $\vartheta_{exp} = 0,1259$.



Obr. 5.: Časový záznam kmitania a výkonová spektrálna hustota zrýchlenia kmitania (A2) – X



Obr. 6.: Časový záznam kmitania a výkonová spektrálna hustota zrýchlenia kmitania (A3) – Y



Obr. 7.: Vzájomná výkonová spektrálna hustota zrýchlenia kmitania a prenosová charakteristika (A1–A3) – Y

6. Záver

V súčasnej dobe existuje rozsiahly výpočtový aparát pre statické a dynamické výpočty stavebných konštrukcií. V praktických realizáciách slúži väčšinou k návrhu nových konštrukcií, kde na základe normami predpísanými a zavedenými postupmi s istou mierou bezpečnosti je možné konštrukciu navrhnúť. Opačný postup, t.j. priblíženie sa výpočtu k namáhaniu už existujúcej budovy a vystihnúť miery jej spoľahlivosti je obtiažnejšie. Pri tvorbe výpočtového modelu konštrukcie pre dynamický výpočet nie je možné dôsledne aplikovať modelovanie konštrukcie tak, ako je to pre účely statického výpočtu, pretože je nutné spresniť výpočtový model z hľadiska dynamických vlastností objektu. Pri diagnostike súčasného stavu konštrukcie zväčša nie je známa tuhosť celého nosného systému, ale experimentálnou analýzou vlastných frekvencií je možné ju spätne vyjadriť na základe odladeného výpočtového modelu.

Prvá vlastná frekvencia budovy bola identifikovaná z dynamickej odozvy stavebného objektu na účinky cestnej dopravy. Použitá experimentálna metóda merania a vyhodnocovania výsledkov úplne neumožňuje presnú identifikáciu vlastných frekvencií a vlastných tvarov kmitania budovy, ale je možné tieto údaje získať pomerne jednoduchými doplnkovými meraniami (rozdielne umiestnenie snímačov, použitím budiča kmitov). Poznatky o skutočných frekvenciách a tvaroch kmitania získaných ešte pred uvedením stavebného objektu do prevádzky je možné použiť aj pri kontrolných meraniach, kde potenciálna náhla zmena dynamických parametrov indikuje iniciáciu alebo realitu lokálneho, resp. širšieho porušovania budovy.

Pod'akovanie

Príspevok bol vypracovaný v rámci riešenia projektu VEGA č. 1/4197/07.

Literatúra

- [1] BENČAT, J.: Investigation of Traffic Ground Vibrations by Random Process Theory. In: Vehicle–Infrastructure Interaction IV, San Diego, 1996
- [2] BERGEROVÁ, Z. – BENČAT, J.: Prenos vibrácií a odozva konštrukcie v procese Interakcie základová pôda – budova, In: Aktuálne problémy mechaniky, Gabčíkovo, 10.-12. septembra 2008, SvF STU v Bratislave, Slovenská spoločnosť pre mechaniku
- [3] DEMJAN, I.: Aplikácia spektrálnej analýzy pri hodnotení šíriacich sa dynamických účinkov do okolia dopravných komunikácií, In: Inžinierske stavby, roč. 51, č. 2, 2003
- [4] JUHÁSOVÁ, E.: Pôsobenie seizmických pohybov na stavebné konštrukcie, Veda, Bratislava, 1985
- [5] JUHÁSOVÁ, E.: Diagnostika dynamických vlastností konštrukcií, ÚSTARCH – SAV, Bratislava, 1987
- [6] MARTINČEK, G.: Dynamická diagnostika vozoviek, VEDA – SAV, Bratislava, 1983

Kontakt

Ing. Ivo Demjan, PhD., tel: 00421 55 602 4249, e-mail: ivo.demjan@tuke.sk,
Ústav inžinierskeho staviteľstva, SvF TU v Košiciach, Vysokoškolská 4, 042 00 Košice, SR

MĚŘENÍ ODEZVY MOSTNÍ KONSTRUKCE NA SILNIČNÍ PROVOZ – LANOVÝ MOST NA ZAHRADNÍM MĚSTĚ, PRAHA

MEASUREMENT OF DYNAMIC RESPONSE – CABLE BRIDGE ZAHRADNÍ MĚSTO, PRAGUE

Pavel Heinrich, Jiří Litoš, Petr Konvalinka

Experimentální centrum, Fakulta Stavební ČVUT v Praze

Anotace:

Lanový most v Praze je jednou z důležitých staveb pražského okruhu. Denně ho využije na 85 tisíc aut. Po 11 letech provozu došlo ke statické poruše mostní konstrukce a k následné rekonstrukci. Naším pracovištěm bylo provedeno měření odezvy mostní konstrukce na zatížení běžným provozem. Dále byly měřeny vlastní frekvence a tvary kmitání mostní konstrukce. Tento článek se zabývá průběhem tohoto měření a přístupem k tomuto měření.

Annotation:

Cable bridge in Prague is one of the most important building of Prague circle. Every day about 85 thousand cars passed through. After 11 years running get to static disorder bridge structure and to resulting reconstruction. Our workplace have done measurment of dynamic response on traffic load. This article deal with course the measurment and with its approach.

Klíčová slova: Lanový most, měření, rekonstrukce, dynamické chování

Keywords: Cable bridge, measurment, reconstruction, dynamic behavior

1. Popis objektu

Jedná se o 400 metrů dlouhý zavěšený silniční most, který je součástí Jižní spojky na Městském okruhu a převádí provoz přes železniční trať Praha - České Budějovice a seřadovací nádraží Praha-Vršovice (resp. Praha-Strašnice), sleduje okraj sídliště Skalka (ulice Přetlucká a Dolinecká) a katastrálně patří z větší části do Strašnic. Most je významnou pohledovou dominantou. Z mohutného pylonu vybíhá dvakrát čtrnáct dvojic ocelových kabelů. Most projektovali Jiří Stráský, Ilja Hustý, Slavomír Kolčava a další v letech 1991–1993. Stavba byla zprovozněna v prosinci 1997. V současné době tento 6-ti proudový most během jednoho dne použije na 85tisíc vozidel. Celkový pohled na most je na obr. 1.



Obr. 1.: Celkový pohled na most

2. Cíl měření

Most je po rekonstrukci závažné poruchy, kdy došlo k poklesu jednoho z nosníků o 5 cm u podpory ve směru na Hradec Králové. Došlo k zafixování konstrukce a k následné opravě, při které byly opraveny mostní římsy. Zadavatel požadoval v tomto místě změřit odezvu mostu na běžný silniční provoz, dále pak vlastní frekvence kmitání a vlastní tvary kmitání konstrukce. Pro toto zadání bylo vyhrazeno pět pracovních dnů v jednom týdnu. Ve dvou dnech bylo nutné udělat uzavírku jednoho jízdního pruhu na několik hodin z důvodu manipulace se snímači a samotného měření, což se setkalo s nepochopením nemalého množství řidičů.

3. Měření

3.1. Informační schůzka před zahájením přípravných prací

Základem každého úspěšného měření je řádná příprava, která musí vždy začít informativní poradou o samotném měření. Této porady se účastní celý měřicí tým a přidělují se hlavní činnosti jednotlivým členům týmu. Je nutné se seznámit se zkoušenou konstrukcí a to nejen s jejími geometrickými a technickými parametry, ale i s lokalitou ve které se objekt nachází a jaká je přístupnost ke zkoušené konstrukci. Dále se zadá, kolik bude měřících bodů

na konstrukci, které snímače budou použity, zejména měřicí rozsah a rozšířená nejistota měření. Na základě těchto informací se vyřeší, jak budou tyto snímače upnuty do svých měřicích poloh a jaké věci budou potřeba pro upnutí. Pro představu uvedu příklad: snímač bude upevněn do magnetického stojánu, stojánek bude upnut na pilíři v 10 metrové výšce a v 50 metrové vzdálenosti od měřicí ústředny. Na základě těchto základních informací víme, jak dlouhý budeme potřebovat kabel, ale i žebřík. Na této schůzce, která se může protáhnout i na několik hodin, v závislosti na složitosti měření, se probírají všechny detaily jak pro přípravu měření, tak i pro samotné měření. Hlavní body informační schůzky jsou:

- Popis zkoušené konstrukce
- Cíl měření a jeho základní popis
- Přiřazení jednotlivých činností členům měřického týmu
- Časový harmonogram

3.2. Časový harmonogram

Měření probíhalo ve třetím květnovém týdnu. Jak bylo v úvodu napsáno, na celé měření bylo vyhrazeno 5 pracovních dnů. Z toho první den sloužil pro přípravu měření, tzn. osazení snímačů na měřicí místa, jejich zapojení, popř. kalibrace nebo odstranění drobných závad např. vyměnění vadného kabelu. Druhý den byl určen pro měření odezvy konstrukce na silniční provoz a to od 8:00 do 20:00. Třetí, čtvrtý a část pátého dne mělo probíhat měření vlastních frekvencí a vlastních tvarů kmitání konstrukce. Zbytek pátého dne byl vyhrazen na ukončení měření a úklid.

3.3. Snímače a měřicí ústředna

Pro měření odezvy mostní konstrukce bylo použito 14 tenzometrů, z toho 5 na beton a 9 na ocelová táhla. Dále bylo použito 6 induktivních snímačů dráhy HBM, z toho 4 IWT 101 pro měření zatlačení konstrukce na ložiskách resp. 2 snímače IWT 401, které byly použity pro sledování chování konstrukce v příčném řezu. V neposlední řadě byly použity 2 induktivní snímače HBM B2/25 pro měření pohybu pylonu.

Pro měření vlastních tvarů kmitání a vlastních frekvencí mostní konstrukce bylo použito 5 induktivních snímačů dráhy HBM B2 (typ 2/1 i 2/25) s vysokou citlivostí.

Jelikož se jednalo o dynamické měření s rozdílnými snímači, byla použita měřicí linka složená ze dvou ústředen, které byly propojeny mezi sebou. Použitý měřicí software umožňuje bezproblémovou synchronizaci v čase od začátku měření všech kanálů z jednotlivých ústředen. Měřicí karty v každé ústředně obsahují 16-ti bitové převodníky, které byly nutné pro zajištění rozlišení poměrného přetvoření snímaného tenzometry 0,5μm/m. Samozřejmě musím podotknout, aby bylo dosaženo takového rozlišení, je nutné nastavit správný rozsah zesilovačů jednotlivých kanálů. Zvolená ústředna je ovládaná dodaným softwarem, který umožňuje rychlé nastavení zesilovačů, přiřazení konstant a online zobrazení aktuálních hodnot jednotlivých měřených kanálů. Měřicí linka je vidět na obr. 2.



Obr. 2.: Měřicí linka za provozu při měření.

3.4. Příprava na pracovišti před výjezdem do terénu

Dle mého názoru je nejdůležitější, avšak mnohdy únavnou činností, samotná příprava na pracovišti. Pokud se tato činnost podcení, mohou přímo na místě měření vyvstat neřešitelné problémy. Mohu uvést, že stačí jeden zapomenutý kabel, který má speciální konektor pro určitý typ snímače a celé měření se minimálně o pár hodin protáhne.

Nicméně zkušený měřicí tým si s přípravou doslova jeden a půl dne pohrál a následně při měření nedošlo k nejmenším problémům. Při přípravě se nesmí podcenit žádný detail, který je pro měření rozhodující, ať se týče samotné měřicí linky, snímačů, jejich uchycení, nářadí, přípravků, prodlužovacích kabelů, zdrojů energie – elektrické centrály, pohonných hmot, stolů, židlí, ochranných přileb, svítilen, kalibrace a ověření snímačů, příprava kabelů, nastavení měřicího softwaru (setupů), správné volby zesilovačů, vysílaček a nabíječek, notebooků, poznámkového bloku, tužky atd.

3.5. Chování na stanovišti

Po příjezdu na stanoviště ve smluvený čas se při operativní poradě jasně přiřadí činnosti jednotlivým pracovníkům. Tím se šetří čas a energie jednotlivých členů měřičského týmu. Při pohybu na stanovišti je nutné dbát zvýšené opatrnosti, kvůli možnému riziku vzniku úrazu. Při měření na takovéto rozsáhlé konstrukci nesmí chybět vysílačky pro komunikaci jednotlivých členů měřičského týmu, aby nedocházelo k nedorozuměním. Je dobré si smluvit jednotlivé úkoly před danou činností a poté přes vysílačky doladovat jednotlivé detaily. Při práci je nutná jistá dávka koncentrace od každého pracovníka, tudíž se nesmí ve zhoršených podmínkách - hluk, smog, stísněné prostory uvnitř tubusu mostu – zapomínat na přestávky pro občerstvení.

3.6. Samotné měření

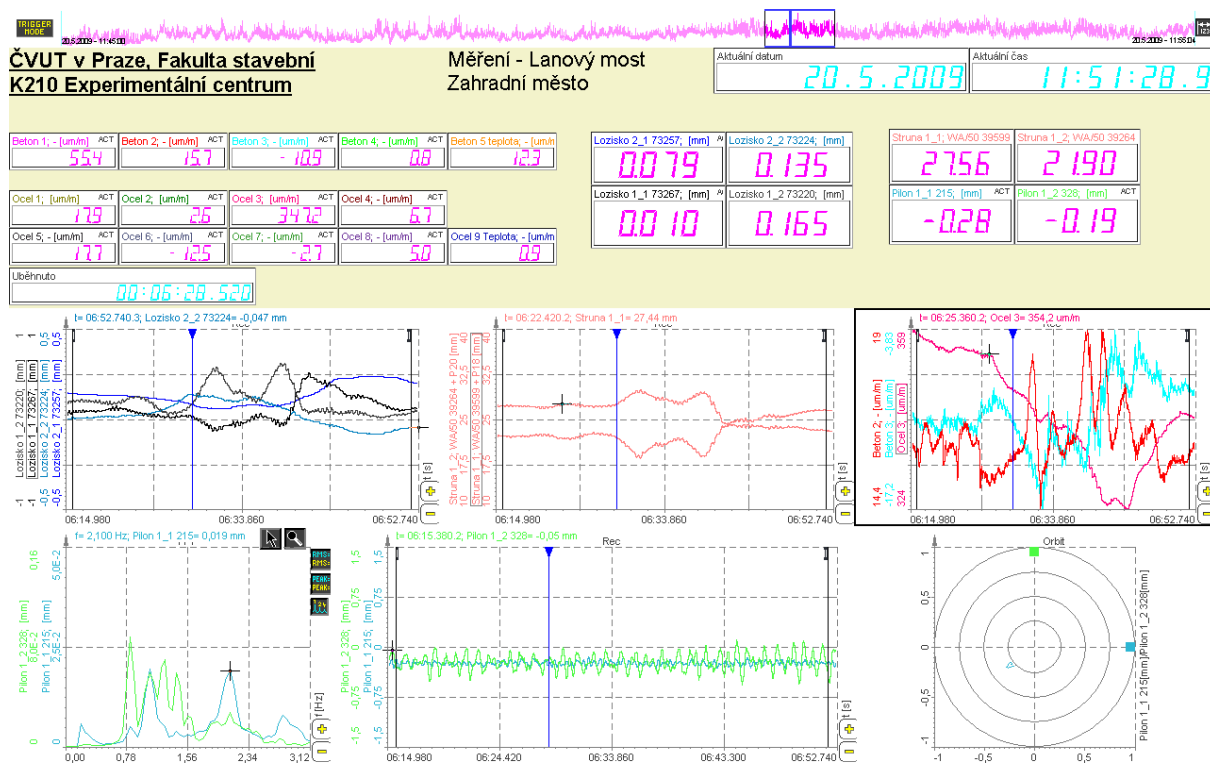
První den na stanovišti byl vyhrazen pro přípravu měření, tzn. umístění snímačů na měřicí body, natažení kabelů, připojení snímačů k měřicím ústřednám a ověření správné funkčnosti.

Druhý den od osmi hodin ráno začalo měření odezvy mostní konstrukce na silniční provoz. Měření probíhalo celý den až do večerních hodin v 10 minutových intervalech. V průběhu měření bylo sledováno 22 kanálů. Zároveň byla prováděna online rychlá Fourierova frekvenční analýza (FFT analýza) kmitání pylonu v podélném i příčném směru, dále se sledovaly jednotlivé časové průběhy všech měřených kanálů. Po každém měřeném intervalu v rychlosti proběhla krátká analýza měřených kanálů, jestli jsou průběhy korektní a nedošlo k nějaké závadě. Informace o každém měření byly zaznamenány do poznámkového bloku resp. čas zahájení měření a jméno datového souboru.

Třetí a čtvrtý den byl vyhrazen pro měření vlastních tvarů kmitání konstrukce a vlastních frekvencí ve 26 řezech v podélném resp. příčném horizontálním kmitání. Tzn. celkem 52 řezů. Byly použity absolutní snímače dráhy HBM B2/1 a HBM B2/25, které pracují na induktivním principu. Čtyři snímače se použily pro měření kmitání v daném řezu a jeden snímač sloužil jako referenční. Tyto snímače jsou velmi citlivé, což bylo pro nízké měřené frekvence i amplitudy velmi vhodné. Jejich nevýhodou je jejich váha a vysoká náchylnost k poškození při nesprávné manipulaci a jejich vyvážení při umisťování na měřicí bod. Při měření kmitání v podélném směru byly dva snímače B2/25 umístěny na mostních římsách, dva uvnitř tubusu mostu. Měřicí interval byl po analýze několika zkušebních měření zvolen na délku 5 minut pro každý řez. Pokud započítáme přenášení a vyrovnávání snímačů na měřicích bodech, celková doba vyhrazená na jeden řez se pohybovala v průměru okolo 12 minut. Po naměření dat ve všech 26 řezech se snímače snesly do jednoho měřicího bodu pro jejich porovnání.

Měření kmitání v příčném horizontálním kmitání probíhalo obdobně jako při měření v podélném směru jen s tím rozdílem, že se měřilo čtyřmi snímači uvnitř tubusu mostu mostní konstrukce. Měřicí interval zůstal stejný jako v předešlém případě a i čas pro manipulaci byl obdobný, v některých případech delší, neboť byl prostor stísněn jednotlivými vzpěrami uvnitř mostní konstrukce.

Samozřejmě, že při měření byla měřena teplota okolí a při používání tenzometrů byly použity tenzometry pro vyšetření vlivu teploty na chování betonu a oceli. Na obr. 3 je vidět výřez obrazovky při měření s přehledem jednotlivých kanálů a jejich hodnot, časových závislostech, online FFT analýza a graf výchylek v pylonu. Po měření je ihned možné provést analýzu daného měření.



Obr. 3.: Obrazovka s displeji zobrazující aktuální hodnoty jednotlivých měřených kanálů, grafy s časovými průběhy, online FFT analýza a graf pohybu pylonu.

3.7. Ukončení měření a opuštění stanoviště

Po skončení posledního měření je nutností všechna data zálohovat, nejlépe i v přestávkách mezi jednotlivými měřeními. Dále je třeba překontrolovat zapsané poznámky o měření, shodnost údajů v poznámkovém bloku s elektronickými daty (např. názvy jednotlivých měření), aby při následném finálním zpracování dat v kanceláři nedošlo ke špatným závěrům.

Po této činnosti se začíná s úklidem stanoviště. Tuto činnost nemá cenu podceňovat ani se ji snažit vehementně uspíšit. Jelikož bylo měření ukončeno s předstihem oproti plánovanému harmonogramu, byl úklid protažen do posledního pátého dne. Při úklidu je nutné opět složit vše tak, jak bylo dopraveno. To se týká hlavně kabeláže, kdy se musí stočit několik stovek metrů kabelů v různých délkách, vadné kabely vyřadit a označit. Pokud se toto neudělá, poté se musí na pracovišti pracně rozplétat a opět smotávat. Nesmíme zapomenout ani na úklid odpadků po své činnosti.

3.8. Předání dat

Na pracovišti byla zpracována data, resp. exportována do požadovaných formátů a předána pro další zpracování. Samozřejmostí je správné označení datových souborů a sepsání formuláře o třídění dat a dalších informacích. Data se zálohují na záložní média pro archivaci.

4. Závěr

Pro úspěšné měření je zásadní velmi kvalitní příprava a profesionální přístup jednotlivých členů měřičského týmu. Pokud je tento požadavek splněn, dané měření probíhá bez významných komplikací. Pokud se měření doplní o moderní ústřednu, která podporuje mnoho typů snímačů a umožňuje synchronizaci všech měřených kanálů v čase, nevystávají žádné problémy a data z měření jsou rychle a kvalitně předána pro další zpracování nebo zadavateli měření.

Kontakt

Bc. Pavel Heinrich, tel: +420 224 354 351, e-mail: pavel.heinrich@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, Stavební fakulta ČVUT v Praze, Thákurova 7, 166 29 Praha 6.

Ing. Jiří Litoš, Ph.D., tel: +420 224 355 429, e-mail: litos@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, Stavební fakulta ČVUT v Praze, Thákurova 7, 166 29 Praha 6.

Prof. Ing. Petr Konvalinka, CSc., tel: +420 224 354 331, e-mail: petr.konvalinka@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, Stavební fakulta ČVUT v Praze, Thákurova 7, 166 29 Praha 6.

OPTIMALIZACE NEDESTRUKTIVNÍ KONTROLY OHYBOVÉ TUHOSTI ŽELEZOBETONOVÝCH PRVKŮ

OPTIMIZATION OF NON-DESTRUCTIVE CONTROL OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS' FLEXURE RIGIDITY

Zbyněk Hlaváč

Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně

Anotace:

Nedestruktivní metody kontroly se pro ryze pravděpodobnostně-statistické zpracování dat daleko lépe uplatňují a vynikají jejich předností, zejména opakovatelnost měření bez poškození zkoušené konstrukce. Data jsou vyhodnocena přímo za pomoci teorie pravděpodobnosti a matematické statistiky. Není třeba uplatňovat tabulkové hodnoty koeficientů a bezpečnostních součinitelů. Druhý mezní stav průhybu konstrukce se posuzuje na základě porovnání indexu spolehlivosti.

Annotation:

Non-destructive testing methods are applied much better when using direct probabilistic-statistic data processing. Their features as repeatability or testing without harming of the construction do excel reasonably. Any additional data editing as partial factors or tabled data is not needed there. Serviceability limit state in deflection of the structure is assessed on the base of reliability index comparison.

Klíčová slova: Nedestruktivní zkoušení, železobetonové prvky, průhyb, ohybová tuhost, spolehlivost konstrukce, index spolehlivosti

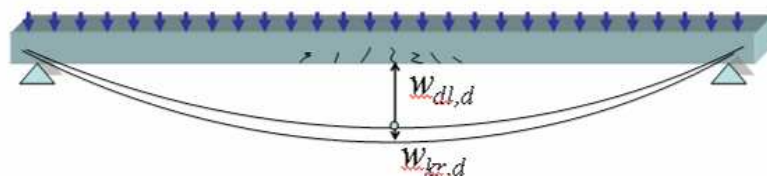
Keywords: Non-destructive testing, reinforced concrete members, deflection, flexure rigidity, structure reliability, reliability index

1. Zkoušená konstrukce

Byla zvolena jednoduchá konstrukce jednoho traktu kancelářské budovy postavená z deseti ($W = 10$) železobetonových nosníků s rozpětím 5m, obdélníkového průřezu 370 x 200 (mm) se stupněm vyztužení $\rho_s = 0,0100$ z betonu třídy C 25/30. Z těchto nosníků byly právě dva ($V = 2$) vybrány jako reprezentační výběr prvků p , které byly podrobeny nedestruktivní kontrole. Pro demonstraci funkčnosti metody kontroly v tomto případě postačuje fakt, výsledky zkoušek byly převzaty ze zkoušení jiných vzorků a konstrukcí, náhodné rozložení hodnot zůstalo zachováno. Zatížení bylo navrženo takové, aby se konstrukce nacházela

v mezním stavu použitelnosti s průhybem $w = \text{rozpětí} / 250$, vypočteným podle Eurokódu [1, 2]. Poměr charakteristických hodnot nahodilého a stálého zatížení $q_k:g_k$ byl zvolen 1:1. Schematický náčrtek konstrukce jednoho nosníku je na obrázku 1.

Citlivostní analýza kontroly průhybu této konstrukce již byla publikována ve člancích [3, 4]. Tam jsou uvedeny taky výpočtové vztahy a porovnání výsledků podle různých světových norem (Evropa, Amerika, Rusko).



Obr. 1.: Schematický obrázek kontrolovaného z nosníků včetně znázornění zatížení a dosaženého krátkodobého a dlouhodobého průhybu $w_{kr,d}$ a $w_{dl,d}$

2. Kontrola spolehlivosti

Spolehlivost konstrukce pro druhý mezní stav použitelnosti se dá posuzovat na základě skutečně naměřeného průhybu nebo také průhybu vypočteného ze známých vztahů [2] nebo [3 až 5] po dosažení nedestruktivně zjištěných hodnot sledovaných veličin. Poměr střední hodnoty rezervy průhybu a její směrodatné odchylky se vyjádří jako index spolehlivosti.

2.1. Měření veličin

Hodnoty veličin X_i , $i = 1$ až n , potřebné k výpočtu průhybu je možné stanovit přímo, bezprostředně po měření v konstrukci (délka, výška), a nebo nepřímo, v případě nedestruktivního zkoušení, z přepočtových vztahů $X_i = x_i(y_i)$, např. X_i = modul pružnosti betonu pro y_i = rychlost průchodu ultrazvuku, $i = 1$. Tyto hodnoty je pak nezbytné dále zpracovávat, odhadnout střední hodnoty $\mu_{X,i}$ a také směrodatné odchylky $\sigma_{X,i}$, $i = 1$ až n . K získání těchto parametrů je zapotřebí dostatečného počtu zkoušek. U veličin důležitých pro výpočet průhybu lze předpokládat normální rozdělení hodnot. Ve článku [6] je podrobně popsán uplatněný způsob úpravy dat. Nejprve jsou testovány vybrané nosníky p , u nichž se společně odhadne směrodatná odchylka $\sigma_{X,i,p}$ a také střední hodnota $\mu_{X,i,p}$ veličiny X_i , pro všechna $i = 1$ až n . Následuje postupná kontrola jednotlivých nosníků, pro každý se zvlášť stanoví střední hodnota $\mu_{X,i,u}$, $u = 1$ až V , jednotně pak směrodatná odchylka $\sigma_{X,i,u}$, pro $i = 1$ až n .

2.2. Průhyb nosníku

Výpočet průhybu podle normy [2] je podrobně popsán ve člancích [3 až 5]. Celkový průhyb nosníku w lze rozepsat jako:

$$w = w_{kr,d} + w_{dl,d},$$

$w_{kr,d}$ je krátkodobá složka průhybu způsobená pouze nahodilým krátkodobým zatížením $q_{kr,d}$, jehož střední hodnota je $\mu_{q,kr,d} = 0$ a návrhová hodnota $q_{kr,d,d} = (\alpha - \psi_2)q_k$,

- α nabývá hodnoty ψ_2 když nevznikají trvalé deformace,
- α ψ_1 když vzniknou trvalé deformace,
- α 1 pro případ, že jsou k nosníku připojené nekonstrukční části, které by byly nadměrným průhybem porušeny,
- ψ_1 násobí charakteristickou hodnotu nahodilého zatížení q_k , čímž vzniká střední hodnota jednoletého maxima krátkodobého zatížení (0,5 pro kancelář) [1],
- ψ_2 je součinitel kvazistálého nahodilého zatížení (0,3 pro kancelář) [1],
- $w_{dl,d}$ je dlouhodobá složka celkového průhybu způsobená jednak stálým zatížením $g = \mu_g = g_d = g_k$, jednak dlouhodobým (kvazistálým) nahodilým zatížením $q_{dl,d} = \mu_{q,dl,d} = q_{dl,d} = \psi_2 q_k$,
- g_d a $q_{dl,d}$ jsou návrhové hodnoty stálého a dlouhodobého nahodilého zatížení,
- μ_g a $\mu_{q,dl,d}$ jsou střední hodnoty stálého a dlouhodobého nahodilého zatížení.

Výše uvedené složky celkového průhybu w lze vyjádřit jako funkce proměnných X_i , $i = 1$ až n ,

$$w_{kr,d} = w_{kr,d}(X_1, X_2, \dots, X_n),$$

a X_j , pro $j = 1$ až m , (1)

$$w_{dl,d} = w_{dl,d}(X_1, X_2, \dots, X_m).$$

Celý tvar funkcí (1) obsahují publikace [3 až 5]. Ke každé složce průhybu – krátkodobé i dlouhodobé je přiřazena odpovídající chyba výpočtu $\theta_{w,kr,d}$ i $\theta_{w,dl,d}$, u které se dá odhadnout střední hodnota $\mu_{\theta,w,kr,d}$ i $\mu_{\theta,w,dl,d}$ a směrodatná odchylka $\sigma_{\theta,w,kr,d}$ i $\sigma_{\theta,w,dl,d}$.

Odhad střední hodnoty celkového průhybu

$$\mu_w = (\mu_{w,kr,d} + \mu_{\theta,w,kr,d}) + (\mu_{w,dl,d} + \mu_{\theta,w,dl,d}), \quad (2)$$

kde $\mu_{w,kr,d}$ a $\mu_{w,dl,d}$ jsou odhady středních hodnot krátkodobého a dlouhodobého průhybu. Jelikož jsou stření hodnoty nahodilého krátkodobého zatížení, krátkodobého průhybu i chyby krátkodobého průhybu nulové, $\mu_{q,kr,d} = \mu_{w,kr,d} = \mu_{\theta,w,kr,d} = 0$, lze z rovnice (2) uvažovat jen dlouhodobou složku. Odhad střední hodnoty $\mu_{w,dl,d}$ je možné vyjádřit z prvních dvou členů Taylorova rozkladu výrazu (1) jako funkci (3), kde $\mu_{X,1}$, $\mu_{X,2}$, ..., $\mu_{X,m}$ jsou střední hodnoty veličin X_1 , X_2 , ..., X_m ,

$$\mu_{w,dl,d} = w_{dl,d}(\mu_{X,1}, \mu_{X,2}, \dots, \mu_{X,m}), \quad (3)$$

Směrodatnou odchylku krátkodobého a dlouhodobého průhybu lze vypočítat jako:

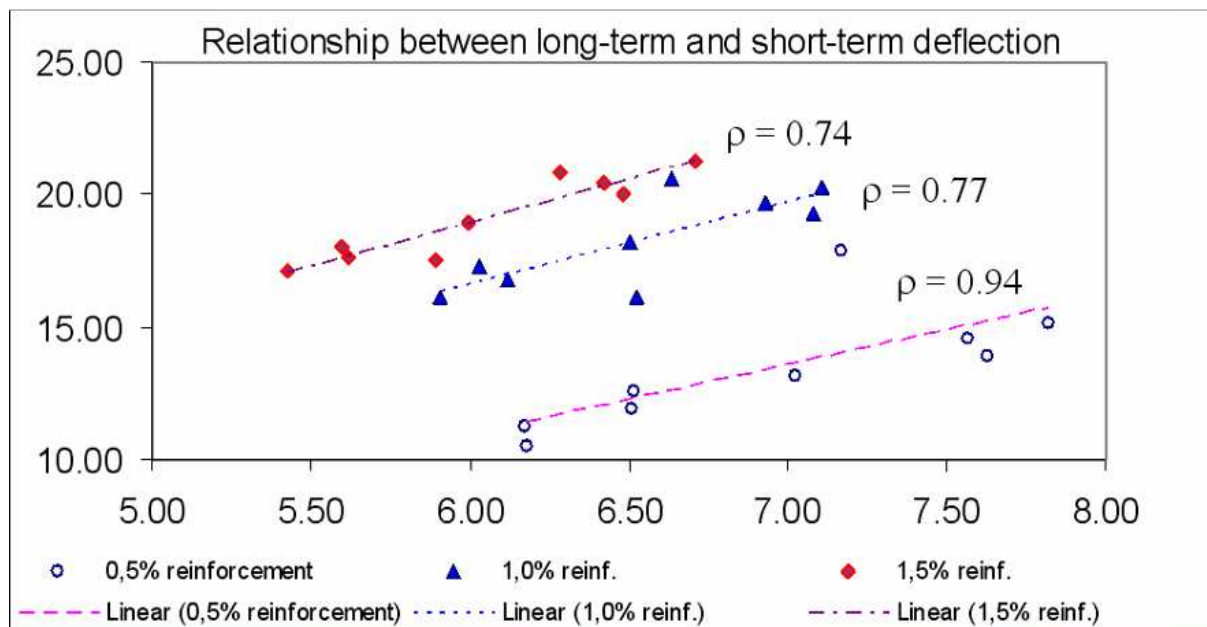
$$\sigma_{w,kr,d} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left[\frac{\partial w_{kr,d}(\mu_{X,1}, \mu_{X,2}, \dots, \psi_2 q_k, \mu_{X,n})}{\partial X_i} \sigma_{X,i} \right]^2 + \sigma_{\theta,w,kr,d}^2},$$

$$\sigma_{w,dl,d} = \sqrt{\sum_{j=1}^m \left[\frac{\partial w_{dl,d}(\mu_{X,1}, \mu_{X,2}, \dots, \mu_{X,m})}{\partial X_j} \sigma_{X,j} \right]^2 + \sigma_{\theta,w,dl,d}^2},$$

$$\text{zde } \frac{\partial w_{kr,d}(\mu_{X,1}, \mu_{X,2}, \dots, \psi_2 q_k, \mu_{X,n})}{\partial X_i} \text{ a } \frac{\partial w_{dl,d}(\mu_{X,1}, \mu_{X,2}, \dots, \mu_{X,m})}{\partial X_j} \quad (4)$$

jsou parciální derivace funkce krátkodobého respektive dlouhodobého průhybu podle proměnné X_i respektive X_j . Konkrétní hodnoty se vypočítají dosazením středních hodnot všech veličin vyjma krátkodobého zatížení $q_{kr,d}$ u něhož je odhad střední hodnoty $\mu_{q,kr,d} = 0$. Je zde volen 25 % kvantil, pro jednodušší práci je uvažována hodnota $\psi_2 q_k$. Derivací je prakticky dosaženo pomocí tabulkového procesoru, kde jsou zapsány výpočtové vztahy, vyjádří se rozdíl průhybu $\Delta w_{kr,d}$ a $\Delta w_{dl,d}$ pro různé hodnoty x_i respektive x_j . Ty se pohybují například 3 % kolem středu μ_{X_i} respektive μ_{X_j} , čímž vznikne diferenciál ΔX_i respektive ΔX_j . Parciální derivace se stanoví přibližně jako poměr rozdílů $\Delta w_{kr,d}/\Delta X_i$ pro $i = 1$ až n , respektive $\Delta w_{dl,d}/\Delta X_j$ pro $j = 1$ až m .

Funkce $w_{kr,d}(\cdot)$ a $w_{dl,d}(\cdot)$ jsou vzájemně závislé. Pro účely prezentace v zahraničí byly vygenerovány četné simulace průhybu. Na obrázku 2 jsou zachyceny tři případy železobetonového nosníku s rozdílným stupněm vyztužení při odpovídajícím zatížení. Pro každý tento případ byl spočítán 9x průhyb s měnicími se hodnotami veličiny $X_i = X_j$ v rozmezí několika desítek procent od střední hodnoty $\mu_{x,i}$, $\mu_{x,j}$ pro $i = 1$ až n a $j = 1$ až m . Ze vzájemného rozložení výsledků patrná relativně vysoká závislost s korelačním koeficientem $\rho_{w,kr,d,w,dl,d} \cong 0,7$.



Obr. 2.: Průhyby železobetonového nosníku s rozpětím 5 m vypočtené (v mm) na základě různých okolností pro tři stupně vyztužení

2.3. Rezerva průhybu

Mezní hodnota průhybu w_{lim} závisí na daném předpise; [1, 2] požaduje $w_{lim} = \text{rozpětí}/250$. Zbytkový průhyb nosníku $Z = w_{lim} - w$ je vyjádřen jako funkce z proměnných X_i , pro $i = 1$ až n a X_j , pro $j = 1$ až m ,

$$Z = z(X_i, X_j), \text{ pro } i = 1 \text{ až } n, j = 1 \text{ až } m.$$

Odhad střední hodnoty rezervy průhybu $\mu_Z = w_{lim} - \mu_w$,

$$\text{směrodatná odchylka } \sigma_Z = \sqrt{\sigma_{w,kr,d}^2 + \sigma_{w,dl,d}^2 + 2\rho_{w,kr,d,w,dl,d} \sigma_{w,kr,d} \sigma_{w,dl,d}}.$$

2.4. Posouzení spolehlivosti

Aby celá konstrukce vyhověla posudku spolehlivosti, musí být splněna podmínka (5). V případě, že tomu tak není, pokračuje posuzování jednotlivých prvků $u = 1$ až V , podle podmínky (6).

$$\beta = \frac{\mu_Z - z_d}{\sigma_Z} \leq \beta_{Z,k,p}, \quad (5)$$

$$\beta = \frac{\mu_Z - z_d}{\sigma_Z} \leq \beta_{Z,k,1} \leq \beta_{Z,k,2} \leq \dots \leq \beta_{Z,k,V}. \quad (6)$$

β je index spolehlivosti stanovený na základě návrhových parametrů konstrukce,

z_d je návrhová rezerva průhybu $z_d = w_{lim} - w_d$ (zde návrhový průhyb $w_d = w_{lim}$, $z_d = 0$),

$\beta_{Z,k,p}$ je index spolehlivosti jako výsledek kontroly celé partie p vybraných nosníků v počtu V ,

$\beta_{Z,k,1}$, $\beta_{Z,k,2}$ až $\beta_{Z,k,V}$ jsou výsledky nedestruktivní kontroly jednotlivě zkoušených nosníků 1 až V .

Tyto indexy jsou stanoveny na základě zatížení, které předepisuje norma [1]. V případě, že konstrukce nebyla navržena přímo na 2. mezní stav průhybu, není nutné dodržovat podmínky (5 a 6), a sice postačuje doporučení [7]: $\beta \cong 0$ pro běžně dosahovaný průhyb, $\beta \cong 1,5$ pro průhyb dosažený jedenkrát za 50 let (tam kde jsou nadměrným průhybem ohroženy nekonstrukční části.)

2.5. Standardní spolehlivost

Na základě dostupných dat z projektové dokumentace [3, 4] spolupracující s normou [1] byly stanoveny návrhová a střední hodnota $X_{i,d}$ ($X_{j,d}$) a $\mu_{X,i}$ ($\mu_{X,j}$) jako parametry proměnné náhodné veličiny X_i (X_j) funkce krátkodobého (dlouhodobého) průhybu $w_{kr,d}$ ($w_{dl,d}$). Směrodatná odchylka $\sigma_{X,i}$ ($\sigma_{X,j}$) byla odvozena z variačního koeficientu $\delta_{X,i} = \sigma_{X,i}/\mu_{X,i}$ ($\delta_{X,j} = \sigma_{X,j}/\mu_{X,j}$) [8]. Tyto údaje, pro $i = 1$ až 7 a $j = 1$ až 7, jsou uvedeny v tabulce 1. Návrhová hodnota krátkodobého průhybu $w_{kr,d,d}$ je zde rovna přibližně 4 mm, nebo 0 při estetických požadavcích. Limitní průhyb $w_{lim} = 20,0$ mm. Charakteristické hodnoty stálého a nahodilého zatížení jsou si rovny, $g_k = q_k$.

Tabulka 1.: Parametry veličiny X_i (X_j) výpočtu krátkodobého (dlouhodobého) průhybu železobetonového nosníku $w_{kr,d}$ ($w_{dl,d}$)

Veličina X_i (X_j) Jednotka	$X_1 = E_c$ (dtto) GPa	$X_2 = f_{ct}$ (dtto) MPa	$X_3 = E_s$ (dtto) GPa	$X_4 = d$ (dtto) m	$X_5 = g$ (dtto) kN/m	$X_6 = q_{kr,d}$ ($q_{dl,d}$) kN/m	$X_7 = \theta_{w,kr,d}$ ($\theta_{w,dl,d}$) mm
Návrhová $X_{i,d}$ hodnota ($X_{j,d}$)	31,0	1,80	200	0,333	$g_k^{*})$	$q_{kr,d,d}^{**})$ ($0,3q_k$)	0,00 (0,00)
Střední $\mu_{X,i}$ hodnota ($\mu_{X,j}$)	31,0	2,60	200	0,333	$g_k^{*})$	0,00 ($0,3q_k$)	0,00 (0,00***))
Směrodatná $\sigma_{X,i}$ odchylka ($\sigma_{X,j}$)	6,2	0,52	22	0,015	0,68	$3,63 \cong 0,4q_k$ ($1,81 \cong 0,2q_k$)	$0,4 \cong 0,10w_{kr,d,d}$ ($2,3 \cong 0,115w_{lim}$)
Variační $\delta_{X,i}$ koeficient($\delta_{X,j}$)	0,20	0,20	0,11	-	0,10	Viz výše	Vyčísleno výše
Parciální -(4) Derivace -(4)	1,5E-5 2,2E-7	1,6E-4 7,1E-2	7,8E-6 4,5E-8	2E-3 0,145	-2E-5 -1E-3	-3,05E-4 -4,36E-4	-1,00 -1,00
*) 9,07 8,28 6,83		**) 0,00 1,66 4,78			$\alpha = 0,3$ (estetické požadavky) $\alpha = 0,5$ (nevratný průhyb) $\alpha = 1$ (technologické požadavky)		
***) lze uvážit 15 % střední hodnoty $\mu_{w,dl,d}$ [9]							

Tabulka 2.: Odhad střední hodnoty a směrodatné odchylky vypočteného průhybu a jeho rezervy, index spolehlivosti standardní kontroly spolehlivosti podle různých požadavků

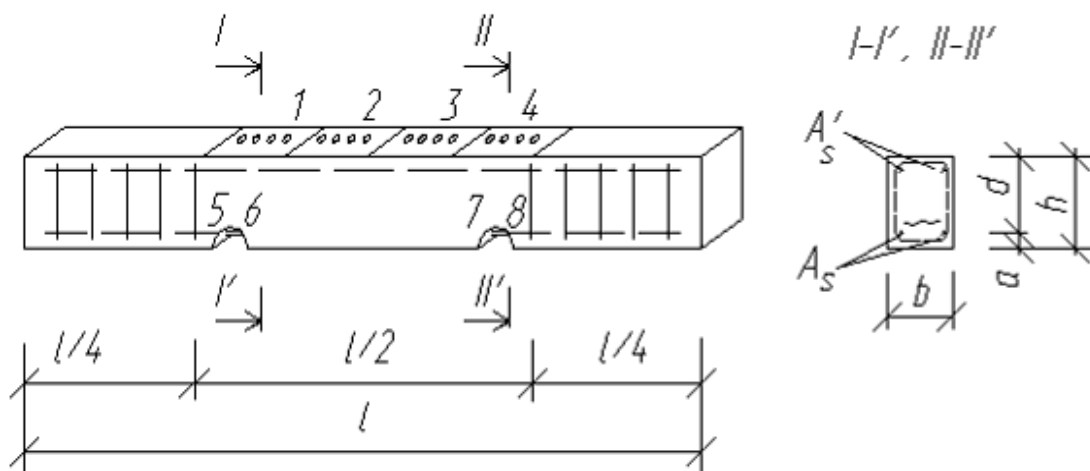
Požadavky spolehlivosti	Vypočtený průhyb				Rezerva průhybu		Index spolehlivosti $\beta = \mu_z / \sigma_z$
	$\mu_{w,kr,d}$ [mm]	$\mu_{w,dl,d}$ [mm]	$\sigma_{w,kr,d}$ [mm]	$\sigma_{w,dl,d}$ [mm]	μ_z [mm]	σ_z [mm]	
Estetické	0	19,50	0	3,51	0,50	3,51	0,14
Plastické přetvoření	0	18,02	1,06	3,51	1,98	4,32	0,46
Technologické	0	15,23	1,06	3,51	4,77	4,32	1,10

V tabulce č. 2 jsou vyčísleny odhady střední hodnoty a směrodatné odchylky vypočteného průhybu a jeho rezervy, dále také index spolehlivosti, to vše pro 3 různé požadavky kontroly.

3. Nedestruktivní kontrola

Byly vybrány dva nosníky, podobné nosníkům v konstrukci, které byly podrobeny detailní nedestruktivní kontrole. Na každém byly 4 zkušební úseky pro měření výšky průřezu h a hloubky krytí výztuže a , bylo simulováno odebrání vzorků výztuže a na základě známého rozptylu hodnot byly vyjádřeny moduly pružnosti oceli E_s . Zkouška betonu ultrazvukovým přístrojem byla též simulována, a to 4 měření doby průchodu v každém úseku. Z průměrné rychlosti šíření a objemové hmotnosti byl na základě známé závislosti stanoven modul pružnosti betonu E_c – celkem čtyři hodnoty na každém nosníku. Pevnost betonu v tahu f_{ct} byla odvozena přes výšku odskoku tvrdoměru ze známých vztahů s pevností betonu v tlaku. Schéma zkušebních míst a zkoušený prvek jsou na obrázku 3. Stálé a nahodilé zatížení g a q i jejich střední hodnoty μ_g a μ_q byly převzaty z Eurokódu [1, 7], σ_g a σ_q byly vyvozeny

na základě variačních koeficientů δ_g a δ_q uvedených v knize zkušebnictví pro litevské vysoké školy [8].



Obr. 3.: Schéma provádění zkoušek na náhradním železobetonovém nosníku

3.1. Kontrola spolehlivosti výběru prvků

V tabulce 3 jsou uvedeny odhady střední hodnoty a směrodatné odchylky veličiny $X_i = X_j$ pro $i, j = 1$ až 4 společně zkoušeného výběru p dvou z deseti nosníků. Tabulka 4 obsahuje odhad střední hodnoty a směrodatné odchylky průhybu a jeho rezervy, posouzení indexu spolehlivosti.

Tabulka 3.: Odhad střední hodnoty a směrodatné odchylky nedestruktivně kontrolovaných veličin X_i, X_j , pro $i, j = 1$ až 4 pro p výběr z deseti nosníků

Typ kontroly	Veličina $X_i = X_j$ Jednotka	$X_1 = E_c$ GPa	$X_2 = f_{ct}$ MPa	$X_3 = E_s$ GPa	$X_4 = d$ m
Reprezentační výběr p	$\mu_{X_{i,j,k,p}} = \mu_{X_{j,k,p}}$	29,6	2,45	195,3	0,333
Reprezentační výběr p	$\sigma_{X_{i,j,k,p}} = \sigma_{X_{j,k,p}}$	4,2	0,45	24,1	0,018

Tabulka 4.: Odhad střední hodnoty a směrodatné odchylky vypočteného průhybu a jeho rezervy, index spolehlivosti nedestruktivní kontroly výběru prvků p podle různých požadavků

Požadavky spolehlivosti	Vypočtený průhyb kontroly k,p				Rezerva průhybu		Index spolehlivosti $\beta_{Z,k,p} = \mu_{Z,k,p} / \sigma_{Z,k,p}$
	$\mu_{w,kr,d}$ [mm]	$\mu_{w,dl,d}$ [mm]	$\sigma_{w,kr,d}$ [mm]	$\sigma_{w,dl,d}$ [mm]	$\mu_{Z,k,p}$ [mm]	$\sigma_{Z,k,p}$ [mm]	
Estetické	0	20,07	0,00	3,71	-0,07	3,71	-0,02 < 0,14
Plastický průhyb	0	18,70	0,80	3,71	1,30	4,31	0,30 < 0,46
Technologické	0	15,77	0,80	3,71	4,23	4,31	0,98 < 1,10

3.2. Kontrola spolehlivosti jednotlivých prvků

V tabulce číslo 5 jsou odhady střední hodnoty a směrodatné odchylky veličiny $X_i = X_j$ pro $i, j = 1$ až 4 kontroly nosníků jednoho po druhém ($u = 1, u = 2 = V$).

Tabulka 5.: Odhad střední hodnoty a směrodatné odchylky nedestruktivně kontrolovaných veličin X_i, X_j , pro $i, j = 1$ až 4 pro u -tý nosník, $u=1, 2$

Typ kontroly	Veličina $X_i = X_j$ Jednotka	$X_1 = E_c$ GPa	$X_2 = f_{ct}$ MPa	$X_3 = E_s$ GPa	$X_4 = d$ m
1. nosník ($u = 1$)	$\mu_{X,i,k,1} = \mu_{X,j,k,1}$	29,5	2,51	195,8	0,334
2. nosník ($u = 2$)	$\mu_{X,i,k,2} = \mu_{X,j,k,2}$	29,8	2,38	194,8	0,332
Jednotlivé nosníky u	$\sigma_{X,i,k,u} = \sigma_{X,j,k,u}$	3,1	0,38	21,0	0,005

Tabulka 6.: Odhad střední hodnoty a směrodatné odchylky vypočteného průhybu a jeho rezervy, index spolehlivosti nedestruktivní kontroly prvního prvku $u = 1$ podle různých požadavků

Požadavky spolehlivosti	Vypočtený průhyb kontroly $k,1$				Rezerva průhybu		Index spolehlivosti $\beta_{Z,k,1} = \mu_{Z,k,1} / \sigma_{Z,k,u}$
	$\mu_{w,kr,d}$ [mm]	$\mu_{w,dl,d}$ [mm]	$\sigma_{w,kr,d}$ [mm]	$\sigma_{w,dl,d}$ [mm]	$\mu_{Z,k,1}$ [mm]	$\sigma_{Z,k,u}$ [mm]	
Estetické	0	19,90	0	2,93	0,10	2,93	0,03 < 0,14
Plastický průhyb	0	18,42	0,772	2,93	1,58	3,51	0,45 $\approx$ 0,46
Technologické	0	15,58	0,772	2,93	4,42	3,51	1,26 > 1,10

Tabulka 7.: Odhad střední hodnoty a směrodatné odchylky vypočteného průhybu a jeho rezervy, index spolehlivosti nedestruktivní kontroly druhého prvku $u = 2$ podle různých požadavků

Požadavky spolehlivosti	Vypočtený průhyb kontroly $k,2$				Rezerva průhybu		Index spolehlivosti $\beta_{Z,k,2} = \mu_{Z,k,2} / \sigma_{Z,k,u}$
	$\mu_{w,kr,d}$ [mm]	$\mu_{w,dl,d}$ [mm]	$\sigma_{w,kr,d}$ [mm]	$\sigma_{w,dl,d}$ [mm]	$\mu_{Z,k,2}$ [mm]	$\sigma_{Z,k,u}$ [mm]	
Estetické	0	20,24	0	2,93	-0,24	2,93	-0,08 < 0,14
Plastický průhyb	0	18,76	0,772	2,93	1,24	3,51	0,35 < 0,46
Technologické	0	15,92	0,772	2,93	4,08	3,51	1,16 > 1,10

Tabulky 6 a 7 ukazují střední hodnoty a směrodatné odchylky průhybu a jeho rezervy, porovnání indexu spolehlivosti u různých požadavků, a to pro kontrolu 1. a 2. nosníku ($u = 1, u = 2 = V$)

4. Závěr

Z provedeného experimentu plyne, že metoda kontroly tuhosti má své opodstatnění a bude ji možné uplatnit v praxi, například při výrobě prefabrikátů nebo při kontrole existujících konstrukcí. V případech, kdy se posuzuje jen návrhová hodnota průhybu, a železobetonové prvky nevyhoví, může být zjištěna dostatečná spolehlivost právě pomocí přímého vyhodnocení nedestruktivních zkoušek za použití teorie pravděpodobnosti a matematické statistiky. Vyšší efektivitu dosahuje metoda při zohlednění krátkodobého průhybu od nahodilého zatížení. Užitek metody je také výrazně navýšen uvážením systematické chyby výpočtu dlouhodobého průhybu $\mu_{\theta,w,dl,d}$ v případě, je-li tato na stranu bezpečnou, například u Eurokódu.

Poděkování

Tento článek vznikl za přispění ÚSZK a grantu GA ČR 103/09/0065.

Literatura

- [1] *Eurokód EN 1991, Zatížení konstrukcí*. ČNI. 2004.
- [2] *Eurokód EN 1992, Návrhování betonových konstrukcí*. ČNI. 2004.
- [3] HLAVÁČ, Z.; UŽPOLEVIČIUS, B.: Comparison of Errors in Control of Stiffness of Reinforced Concrete Members Using the Methods of Common and Non-Destructive Determination of Characteristic. In *Polish-Ukrainian-Lithuanian Transactions, Theoretical Foundations of Civil Engineering*. Varšava, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. 2008. p. 429 - 434. ISBN 978-83-7207-763-9.
- [4] HLAVÁČ, Z.; UŽPOLEVIČIUS, B.: Appropriating of the Most Important Characteristics Effecting Assessment of Deflection of Reinforced Concrete Structure Tested by Non-Destructive Way. In *Stavebné materiály a skúšobníctvo, zborník*. Stupava, Slovensko, Orgware. 2008. p. 193 - 198. ISBN 80-969-978-6-4.
- [5] HLAVÁČ, Z.: Determination of Main Factors Having Effect on Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Elements. In *11-osios Lietuvos jaunuju mokslininku konferencijos*. Vilnius, Technika. 2008. p. 168 - 176. ISBN 978-9955-28-302-7.
- [6] HLAVÁČ, Z.: Assessment of Strength Margin of Reinforced Concrete Slabs on Bridge by Non-Destructive Testing Method. In *Sborník anotací Juniorstav 2008*. Brno, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební. 2008. p. 1 - 5. ISBN 978-80-86433-45-5.
- [7] *Eurokód EN 1990, Zásady navrhování konstrukcí*. ČNI. 2004.
- [8] UŽPOLEVIČIUS, B.: *Statinių tyrinėjimas, bandymas ir vertinimas* [Investigation, Testing and Evaluation of Construction Work]. Vilnius, Technika. 2006. 131p. ISBN 9955-28-004-2.
- [9] BAČINSKAS, D.: *Integral Model for Long-Term Deformational Analysis of Flexural Reinforced Concrete Members*. Summary of Doctoral Thesis. Vilnius, Technika. 2001. 38p.

Kontakt

Ing. Zbyněk Hlaváč, tel: 00420 541 147 815, e-mail: hlavac.z@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

MOŽNOSTI VYUŽITÍ ULTRAZVUKOVÉ IMPULSNÍ METODY VE STAVEBNÍ PRAXI

UTILIZATION OF THE ULTRASONIC TESTS IN THE BUILDING INDUSTRY

**Leonard Hobst, Lubomír Vítek,
Jaromír Láník, Martin Koudelka**

Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně

Anotace:

V rámci výzkumných projektů na Ústavu stavebního zkušebnictví Vysokého učení technického v Brně fakulty stavební byly zkoumány možnosti využití diagnostiky konstrukcí pomocí nedestruktivních metod. Ze stavební praxe bylo známo, že pokud prováděcí firma realizuje dodatečné kotvení nosných konstrukcí, ne vždy provede toto kotvení korektně, tak jak jej předepisuje projekt.

Annotation:

In practice it was discovered that the length of anchoring did not match with design documentation. Supplying companies make the anchoring holes shorter if it is impossible to proceed their length properly from technological reasons. These fact leads to discover some effective method of testing the anchorage length in concrete.

Klíčová slova: Ultrazvukový přístroj SONIC 1200HR, přímá piezoelektrická sonda, úhlová sonda, kotevní délka.

Keywords: Ultrasonic unit SONIC 1200HR, direkt piezoelectric search unit, angular search unit, anchoring length

1. Využití ultrazvukového přístroje SONIC 1200HR s přímou sondou

1.1. Princip funkce ultrazvukových testů přímou sondou

Měření je realizováno pomocí impulsové odrazové metody, tzn., že přístroj vysílá i přijímá impuls, které se odráží od protější roviny geometrického útvaru. Přístroj měří čas, za který toto odražený impuls (echo) dorazí zpět do vysílače, který se přepne na přijímač. Ze známé rychlosti šíření UZ vln v oceli ($c_s = 5920$ m/s) přístroj vypočítá dráhu, kterou signál urazí, což potom přístroj, dle svého nastavení, vyhodnotí jako tloušťku daného materiálu.

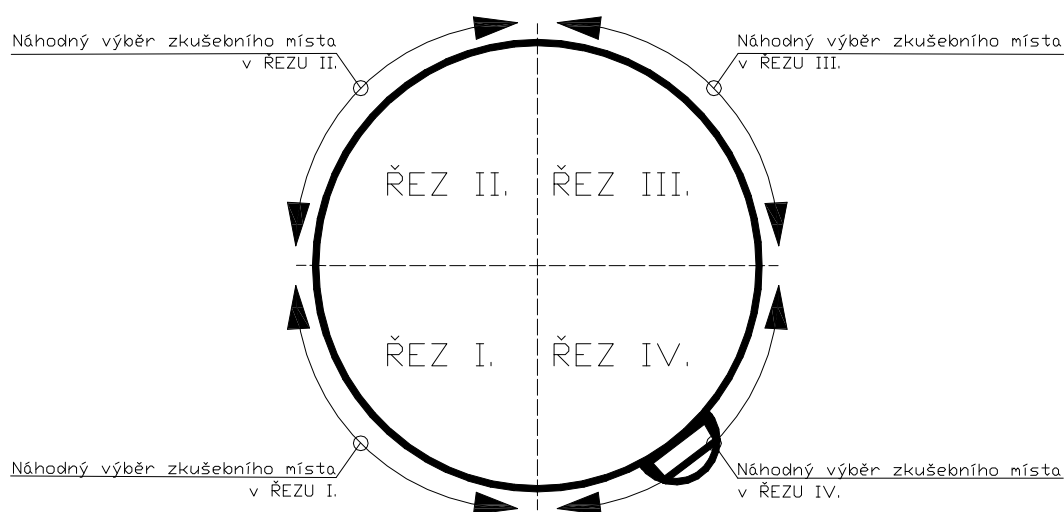
1.2. Ultrazvuková kontrola tloušťky patního plechu ocelových zásobníků na tekutá hnojiva

Ověření tloušťky základových patních plechů ocelových zásobníků na tekutá hnojiva probíhalo pomocí ultrazvukového přístroje SONIC 1200HR od firmy STAVELEY INSTRUMENTS INC – USA, byla použita přímá piezoelektrická sonda s jmenovitou frekvencí 10MHz.

UZ přístroj byl před samotným měřením kalibrován podle normované kalibrační stupňovité měrky pro měření tloušťky ocelových materiálů. Přístroj byl nastaven v úzkém rozsahu pro měření tloušťky od 4mm do 6mm, aby se zvýšila přesnost měření, cca 0,01mm.

Výběr zkušebních míst byl zvolen tak, aby vždy jedno měření postihlo $\frac{1}{4}$ obvodu nádrže, ozn. ŘEZ I. - ŘEZ IV., viz. Obr. 1. Místo pro měření tloušťky patního plechu bylo vždy pečlivě vybroušeno úhlovou bruskou, na lesklý kov, čímž se zvýšila přesnost měření na setinu milimetru. Jednotlivá zkušební místa byla náhodně zvolena, vždy tak, aby v každé $\frac{1}{4}$ obvodu nádrže bylo situováno jedno zkušební místo. V každé zkušební pozici byla provedena vždy tři platná měření tak, aby se jednotlivá měření nepřekrývala, viz. Obr. 2 a 3. Byl zvolen trojúhelníkový systém měření tloušťky, aby se průměrnou hodnotou vypočtenou z těchto tří měření postihla tloušťka materiálu ve zvolené rovině.

Poloha zkušebních míst:

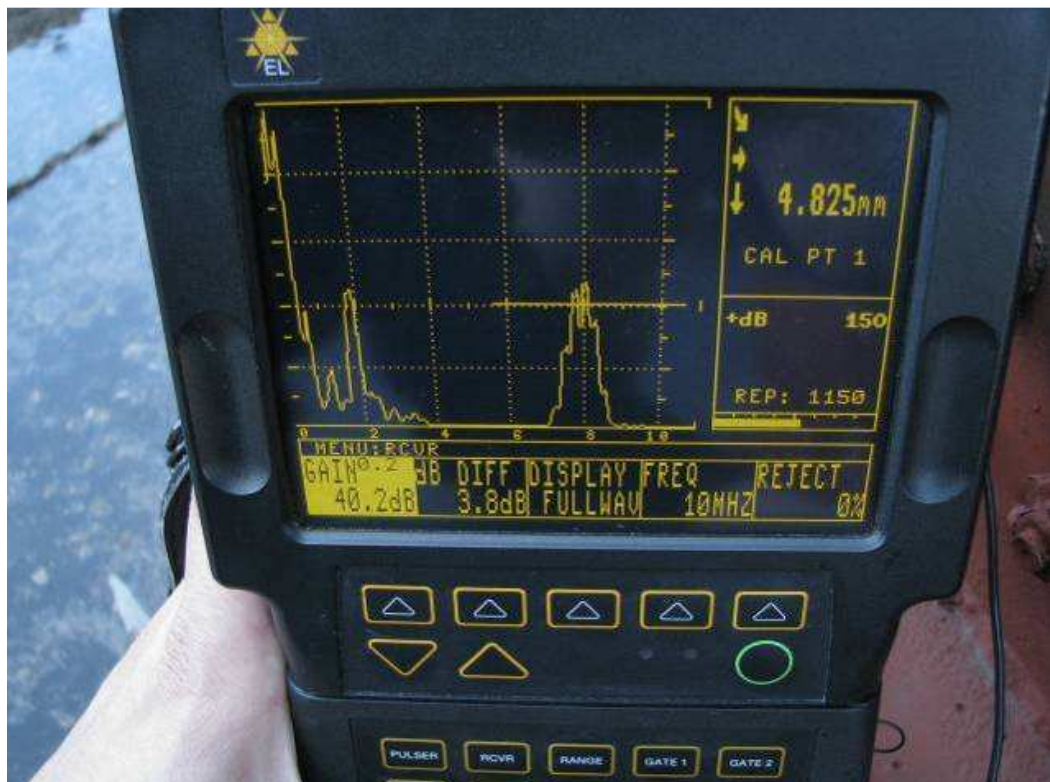


Obr. 1.: Schéma rozdělení nádrže na čtyři řezy, v každém řezu byla vždy po obvodu nádrže náhodně zvolena zkušební pozice pro měření tloušťky patního plechu.

Ultrazvuková kontrola tloušťky základových patních plechů neprokázala výrazné snížení tloušťky průřezu patního plechu vlivem korozních účinků okolního prostředí. Rozdíly v jednotlivých měřeních můžeme přikládat jak výrobní toleranci, tak nerovnoměrnému vybroušení jednotlivých zkušebních míst, kdy při dané citlivosti UZ přístroje není možné ručně vybrousit všechna místa stejnoměrně. UZ přístroj SONIC 1200 HR umožňuje ve svém nastavení měřit tloušťku patního plechu s přesností na 0,001mm, což je dostačující citlivost, pro spolehlivé určení i malého úbytku části materiálu vlivem koroze. Průměrná odchylka měření na všech ocelových zásobnících se pohybovala v řádu 0,025mm.



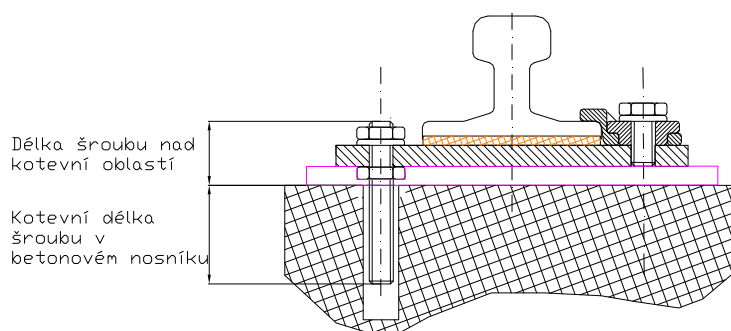
Obr. 2.: Provádění UZ kontroly tloušťky patního plechu pomocí přístroje SONIC 1200HR.



Obr. 3.: Detailní pohled na UZ přístroj SONIC 1200 HR při určování tloušťky patního plechu.

1.3. Ultrazvuková kontrola délky kotevních šroubů kolejové dráhy „Sportovní plavby“ na hrázi VD Orlík

Cílem nedestruktivní ultrazvukové kontroly kotevních šroubů je stanovit jejich celkovou délku a na základě jejich přesahu přes úroveň železobetonové konstrukce dráhy, zjistit jejich skutečné zapuštění do železobetonové konstrukce (Obr. 4). Kotevní šrouby slouží k připevnění kolejnic dráhy, po které se pohybuje plošinový vozík pro přepravu lodí do hmotnosti 3,5t. Počet kontrolovaných šroubů a jejich rozmístění bylo stanoveno pracovníkem zadavatele.



Obr. 4.: Schéma připevnění kolejnice k ŽB konstrukci pomocí kotevních šroubů

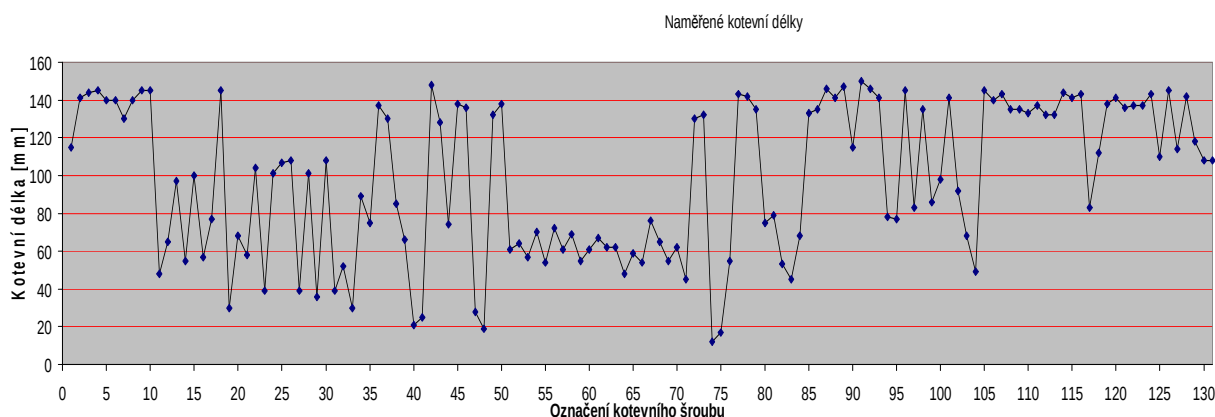
Pro vlastní měření byl použit ultrazvukový impulsní přístroj SONIC 136P od firmy STAVELEY INSTRUMENTS INC a též jeho novější verze SONIC 1200HR. Před vlastním měřením byly oba přístroje kalibrovány pro požadovaný rozsah, který byl stanoven maximálně na 200mm. K nastavení ultrazvukového přístroje sloužily ultrazvukové měrky K1 a K2 a speciální měrka, vyvinutá pracovníky ústavu. Pro měření délek kotevních šroubů byla použita ultrazvuková sonda o frekvenci 5 MHz a 10 MHz.

Jako kontaktní prostředek akustické vazby byl použit speciální gel, dodaný firmou TSI – System s.r.o.



Obr. 5.: Celkový pohled na výtah sportovní plavby vodního díla Orlík.

Ultrazvukovou metodou bylo zkontrolováno celkem 131 kotevních šroubů kolejové dráhy „Sportovní plavby“ na VD Orlík. Jednotlivé kotevní šrouby byly vybrány a označeny pracovníky zadavatele. Měření prokázala, že pouze 34 kotevních šroubů má předepsanou délku 200 mm, tj. 26% z celkového počtu měření. Ostatní šrouby jsou pak různě zkracovány a nedosahují předepsanou délku. Nejmenší zjištěná délka kotevního šroubu byla 74 mm, což při přesahu šroubu 62 mm znamená, že kotevní šroub je uložen pouze 12 mm v ŽB bloku kolejové dráhy.



Obr. 6.: Celkový grafický přehled naměřených kotevních délek kolejnic sportovní plavby VD Orlík.

1.4. Měření délky kotevních šroubů sportovní haly

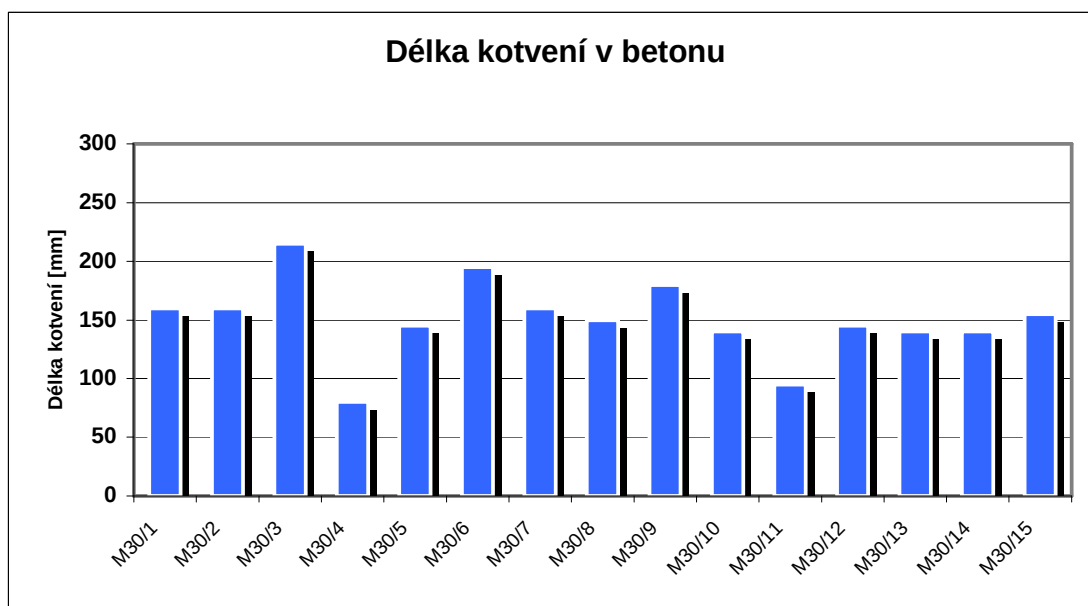
Ultrazvukový přístroj SONIC 136P bylo nutno nastavit tak, aby mohl měřit délky do 400 mm. K nastavení byla použita měřka K1, jejíž výška je 100 mm. Jako měřicí sonda byla zvolena přímá sonda o frekvenci 5 MHz. Při této vysoké frekvenci je sice nutno uvažovat s relativně vysokým útlumem UZ energie v materiálu, ale zobrazená koncová echa jsou na obrazovce velmi ostrá. Při měření délky šroubu na zkalirovaném UZ přístroji se prokázala jeho skutečná délka – 380 mm. Odrazové echo je ostré, ale na získání echa bylo nutno zesílit ultrazvukový signál výrazně více, nežli by bylo nutné u masivní ocelové konstrukce. Tento nárůst, který bylo nutno nastavit na atenuátoru přístroje činí 30 dB. Při tomto nastavení bylo možné odečíst délku kotevního šroubu s velkou přesností. Na koncové echo, zobrazené na UZ přístroji nemá vliv šikmé zkosení konce šroubu.

Délka kotevních šroubů byla odzkoušena na pěti ukotveních nosných sloupů sportovní haly. Každý ze sloupů měl být původně ukotven dvěma hlavními šrouby, viz. Obr. 7. Vzhledem k tomu, že původně navržená rozteč kotevních šroubů z technologických důvodů nevyhovovala (byly situovány nad technologickým otvorem), byla kotevní deska sloupů rozšířena přidáním nové, větší ocelové desky. Obě desky byly sešroubovány a nová deska obsahovala zase dva kotevní šrouby hlavní a jeden šroub pomocný. Přitom celková délka kotevních šroubů byla předepsána 380 mm.



Obr. 7.: Pohled na ukotvení ocelového sloupu.

Naměřené výsledky patnácti odzkoušených hlavních kotevních šroubů M30 jsou uvedeny v Obr. 8. Délky uvedené v Obr. 8 jsou délky kotvení v betonu, byly vypočítány odečtením naměřené části kotevního šroubu nad betonem od celkové délky kotevního šroubu zjištěné ultrazvukovým přístrojem SONIC 136P (frekvence sondy 5MHz).



Obr. 8.: Kotevní délka zjištěná UZ měřením na nosných sloupech sportovní haly.

Ultrazvuková měření délky kotevních šroubů prokázala, že předpokládané kotvící délky – 300 mm v podkladním materiálu nebylo dosaženo ani u jedné kotvy. V průměru bylo dosahováno poloviční délky - cca 150 mm a u nejkratší kotvy byla hloubka ukotvení pouze 80 mm.

1.5. Měření délky kotvení svodidel na mostu č. 438-001

Další ověřování metody se zaměřilo na kotvy menšího průměru a uskutečnilo se na mostu č. 438-001 u Hranic (obr. 9). Sloupky, na které jsou připevňována svodidla, jsou přichyceny k železobetonové konstrukci mostu čtyřmi kotevními šrouby. Ultrazvukovým přístrojem verze SONIC 1200HR, byla stanovena délka těchto kotevních šroubů na 180 mm (obr. 10). Povrch vyčnívajících kotevních šroubů však musel být před měřením vyhlazen pilníkem nebo elektrickou rozbrušovačkou, aby bylo dosaženo kvalitního akustického kontaktu. Jako akustický vazebný prostředek byl opět použit speciální gel, je však možné použít i vazelínu.



Obr. 9.: Most č. 438-001 u Hranic



Obr. 10.: Kontrola délky kotevních šroubů ultrazvukem

Skutečná délka kotevních šroubů byla ověřena jádrovým vývrtem kotevního šroubu, která prokázala správnost ultrazvukového měření (obr. 11). Na tomto mostě nebyly shledány v délce kotev žádné závady.



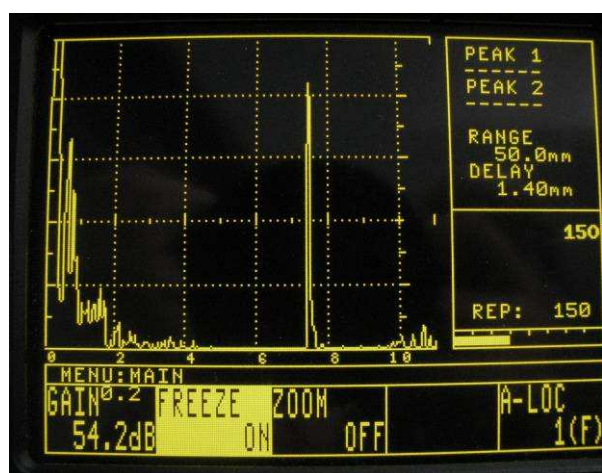
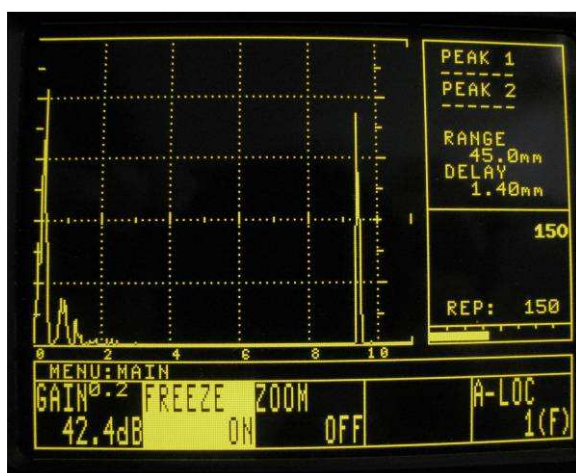
Obr. 11.: Ověření délky kotevního šroubu.

1.6. Ultrazvuková kontrola spojovacích šroubů pláště ocelového zásobníku

Za účelem objektivního hodnocení spojovacích šroubů byly do laboratoře Ústavu stavebního zkušebnictví VUT v Brně dodány dva vzorky šroubů, viz. Obr. 12, které jsou zabudovány v předmětné konstrukci zásobníku č.1 na tekutá hnojiva. Dodané vzorky neporušených šroubů posloužily pro kalibraci ultrazvukového přístroje a zároveň jako měřítko pro případné odchylky či změny ultrazvukového signálu v případě vnitřních nehomogenit zjišťovaných později in-situ. V laboratoři byly zaznamenány echogramy pro oba typy šroubů, tyto výstupní laboratorní echogramy byly vzaty jako průchodová echa nijak neporušených šroubů, kalibrační echo pro určení vnitřních vad Obr. 13.



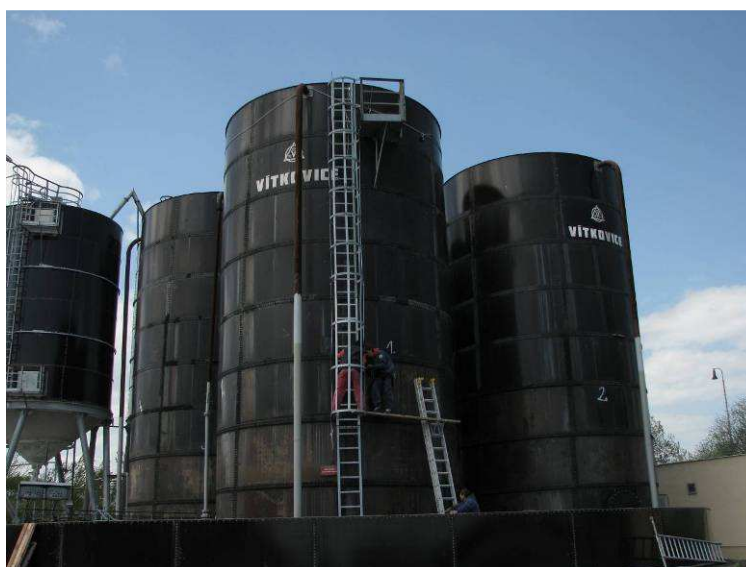
Obr. 12.: Spojovací šroub č. 1 a 2



Obr. 13.: Echogram spojovacího šroubu č.1. Ultrazvukový přístroj SONIC 1200 HR, přímá piezoelektrická sonda s frekvencí 10MHz.

Měření spojovacích šroubů ocelové nádrže v lokalitě Borovany probíhalo pomocí ultrazvukového přístroje SONIC 1200 HR od firmy STAVELEY INSTRUMENTS INC – USA, byla použita přímá piezoelektrická sonda se jmenovitou frekvencí 10MHz. Měření bylo realizováno pomocí impulsové odrazové metody. Při samotném měření se tým řešitelů zaměřil zejména na poruchy v oblasti závitu, kde je tímto závitem oslaben průřez spojovacího šroubu. V případě poruchy by se objevilo na displeji UZ přístroje výrazné odrazové echo, které vzniká při přechodu ultrazvukového signálu přes dvě různá rozhraní (ocel/vzduch), platí zde princip Snellova zákona.

Na plášti ocelového zásobníku v Borovanech (Obr.14.) bylo testováno celkem 50 spojovacích šroubů, po obvodu nádrže bylo vybráno 7 řezů, v každém řezu bylo zkoušeno 7 náhodně vybraných spojovacích šroubů dle rastru, jak jen navrhl objednavatel. Spojovací šrouby byly zkoušeny ve staticky nejvíce namáhaném pásu kruhové nádrže.



Obr. 14.: Celkový pohled na zásobník č.1 v lokalitě Borovany.

Ultrazvuková kontrola spojovacích šroubů ocelové nádrže na tekutá hnojiva neprokázala žádné výrazné poškození předmětných spojovacích šroubů. Při kontrole byly porovnávány laboratorní kalibrační echogramy a echogramy získané přímo na místě měřením na spojovacích šroubech, toto porovnání rovněž neprokázalo žádnou vnitřní vadu či trhlinu. Při detailním zkoumání šroubů ultrazvukem, kde se tým řešitelů zaměřil na poškození závitu spojovacího šroubu, nebylo zjištěno žádné výrazné poškození. Lze prohlásit, že celkem 50 testovaných spojovacích šroubů je bez vady, či trhliny.

2. Využití ultrazvukového přístroje SONIC 1200HR s úhlovou sondou

2.1. Princip funkce ultrazvukových testů přímou sondou

Úhlové sondy jsou určeny pro vysílání a příjem pod určitým úhlem k povrchu prostředí. Úhlovými sondami se dají snímat vlny příčné ($c_t = 3520 \text{ m.s}^{-1}$), nebo ve speciálních případech vlny povrchové ($c_p = 0,97c_t$). Pro příčnou vlnu se úhel pohybuje v pásmu prvního kritického a druhého kritického úhlu, pro povrchovou vlnu je pak třeba úhlu většího.

Sondu tedy pak doplňuje nástavec vyrobený nejčastěji z plexiskla, nebo polystyrenu s pevně nastaveným úhlem podle velikosti kritických úhlů pro dané materiálové rozhraní. V defektoskopii se používá nejčastěji nástavců s úhlem nastaveným tak, aby do oceli (z hlediska využívání jsou sondy převážně cejchované pro ocel) vnikal impulz pod úhlem 35°, 45° pro příčnou vlnu a 60°, 75°, 80° pro vlnu povrchovou.

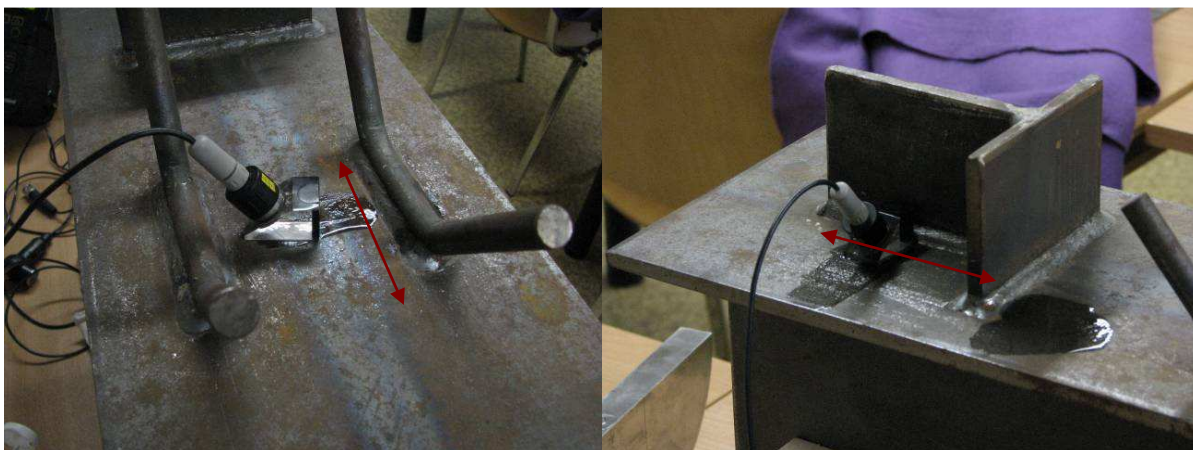
2.2. Laboratorní zkoušení kvality připojení ocelových spřahovacích prvků

Pro účely nedestruktivního testování přípojů (svarů) spřahovacích laboratoře VUT v Brně vytvořeny zkušební prvky se zabudovanými různými typy systémů spřažení (Obr.15.). Modelový zkušební nosný ocelový T profil byl opatřen dvěma spřahovacími typy prvků - dvojice tvarovaných hladkých tyčí a svařovaným T profilem. Pro zkoušky byl použit Ultrazvukový přístroj verze SONIC 1200HR, UZ sonda o frekvenci 2,25MHz byla osazena na nástavec z plexiskla pro úhel 45°, tedy pro impulzy příčného vlnění.



Obr. 15.: Typy kontrolovaných spřahovacích prvků.

Úhlovou sondou byly v první řadě simulovány podvýrobní kontroly svarů z horního líce nosného profilu, tedy na povrch s osazenými prvky. Smysl zkoušek spočívá v odhalení kvality svařovaného spoje - diskontinuity svaru, vzduchové kaverny.



Obr. 16.: Systém UZ zkoušek kvality svarů

V druhé řadě byly pak svařované spoje kontrolovány ze spodního líce. Tato fáze simulovala zkoušky in situ, které se zaměřují na odhalení přítomnosti spřahovacího prvku, popřípadě na kontrolu při podezření na porušení svaru. Obr.17. ukazuje styl zkoušky i s pozitivním výsledkem- zobrazené echo ukazuje přítomnost svaru, tedy i přítomnost spřahovacího prvku.



Obr. 17.: Systém zkoušky přítomnosti spřahovacího prvku ze spodního líce nosného prvku s detailem na pozitivní echo nálezu přípoje.

2.3. Ultrazvukové ověření kotevního systému desek technologického spoje

Při výstavbě halového objektu vznikla pochybnost o počtu kotevních trnů zabudovaných kotevních desek v prefabrikovaných střešních nosnících. Tyto kotevní desky měli sloužit pro upevnění pochozích technologických lávek. Investor stavby si podmínil kontrolu těchto trnů, která měla proběhnout nedestruktivní metodou, jelikož poškození již zabudovaných nosníků bylo nemyslitelné.



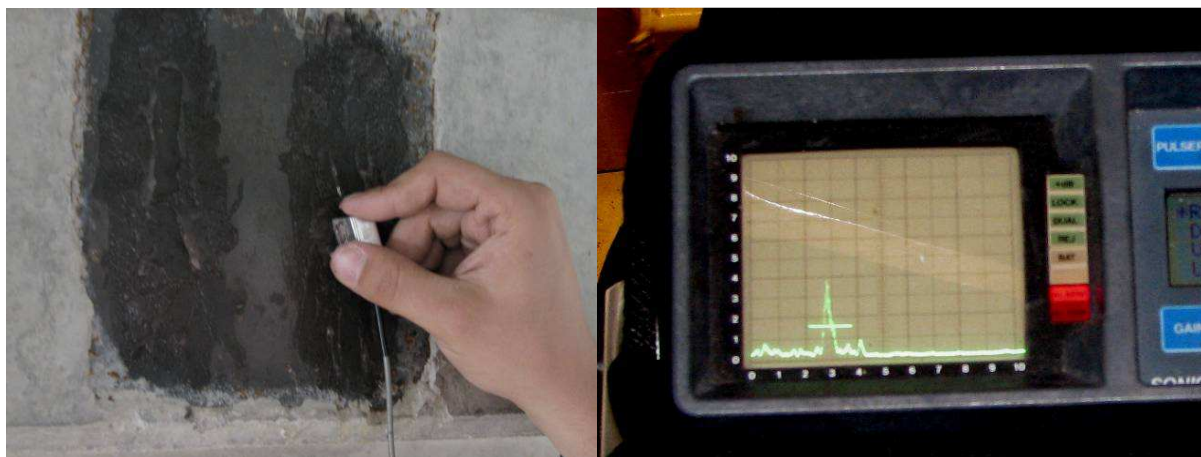
Obr. 18.: Pohled na zabudovaný nosník s kotevními deskami.

Projekt předepisoval 6 kotevních trnů $\varnothing 16$ mm, délky 350 mm, ovšem vzniklo důvodné podezření, že kotevních trnů je podstatně méně (Obr.19.).



Obr. 19.: Vlevo kotevní deska s projektovým množstvím kotevních trnů, vpravo deska s předpokládaným reálným chybným provedením.

Testy proběhly pomocí úhlové ultrazvukové sondy o frekvenci 4MHz s přístrojem SONIC 136P in-situ celkově na 20ti kotevních deskách (Obr.20). Každá z těchto desek obsahovala pouze dva kotevní trny, které byly situovány uprostřed desky. UZ kontrola potvrdila obavu investora o kotvení desek, které nebylo provedeno dle dokumentace a nemělo tedy dostatečnou únosnost pro plánovanou zátěž.



Obr. 20.: Styl provádění UZ zkoušky úhlovou sondou na nosníku s ukázkou echa nálezu.

2.4. Ultrazvukové ověření ukotvení táhlových přípojek

Velice podobný problém vznikl i při výstavbě technologického parku v Nitře. Při instalaci závěsných stříšek se u dříve zabudovaných prefabrikovaných panelů objevil problém

s nedostatečným kotvením přípojek táhel, v mnoha případech dokonce žádným, proto vznikl požadavek testu čtyř nově instalovaných částí, celkem tedy osmi přípojek. Investor žádal při ověření použití nedestruktivního testu, aby došlo k co nejmenšímu možnému poškození již namontovaného obvodového pláště (Obr.21.).



Obr. 21.: Pohled na zkoušenou oblast

Projekt předepisoval 6 kotevních trnů $\varnothing 14$ mm, délky 200 mm pro 1 táhlovou přípojku. Pro testy byl použit přístroj SONIC 1200HR s úhlovou sondou o frekvenci 2,25MHz s nástavcem pro 45°. V tomto případě však u všech 8mi zkoušených prvků zkoušky ukázaly, že jsou provedeny podle projektové dokumentace, tedy že všechny jsou kotveny 6ti trny. Test tedy vyvrátil obavy investora.



Obr. 22.: Průběh testu kotevních trnů přípojky táhla.

2.5. Ultrazvukové testy dodatečného kotvení nosníku pláště

Na stejném objektu jako v kapitole 2.4. byly na popud investora ještě provedeny další zkoušky. Jednalo se o kontrolu kvality ukotvení nosníku pro plášť budovy v jiném místě komplexu. Zde došlo k nedodržení počtu technologických spojů na prefabrikovaném dílci již zabudovaném v konstrukci a následném jejich dodatečném doplnění. Investor chtěl ověřit počet kotevních trnů dodatečně montovaných desek technologického spoje (Obr.23.).



Obr. 23.: Pohled na dodatečně montovanou desku technologického spoje.

Pro ukotvení těchto dodatečných desek bylo třeba minimálně 4 kotevní trny. Pro zkoušky byl použit přístroj SONIC 1200HR s úhlovou sondou o frekvenci 2,25MHz s nastavcem pro 45°. I v tomto případě bylo u všech osmi zkoušených prvků potvrzen soulad s projektem (Obr.24.). I tentokrát tedy test vyvrátil obavy investora.



Obr. 24.: Průběh testů kotevních trnů na dodatečně montovaném technologickém spoji spolu s ukázkou echa nálezu.

3. Závěr

Ultrazvuková impulsní metoda se jeví jako dostatečně přesná i průkazná a lze ji považovat jako vhodnou pro praktické účely. To nejen na poli určení tloušťek ocelových plechu, délek šroubů, trnů nebo výztuží, ověření kvality svarů, nebo určení skrytých vad kotevních systémů.

Literatura

- [1] HOBST, L.; VÍTEK, L.: Ověřování délky kotevních šroubů v masivních konstrukcích ultrazvukovou metodou. In Soudní inženýrství 2007, roč. 18, č.2, str. 97-99, Brno, ISSN 1211-443X
- [2] HOBST, L.; VÍTEK, L.: Možnosti ověřování délek kotevních šroubů v železobetonových konstrukcích NDT metodami. In Sanace 2007, Brno, ISSN 1211-3700

Kontakt

Prof. Ing. Leonard Hobst, Csc, tel: 00420 541 147 836, e-mail: hobst.l@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Lubomír Vítek, Ph.D., tel: 00420 541 147 825, e-mail: vitek.l@ fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Jaromír Láník, tel: 00420 541 147 828, e-mail: lanik.j@ fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Martin Koudelka, tel: 00420 541 147 828, e-mail: koudelka.m@ fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

TESTOVÁNÍ STŘÍKANÝCH BETONŮ PODLE NOVÝCH EVROPSKÝCH NOREM

TESTING OF SHOTCRETE ACCORDING TO NEW EUROPEAN STANDARD

Adam Hubáček, Rudolf Hela

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav technologie
stavebních hmot a dílců

Anotace:

Výroba a použití stříkaných betonů nachází v poslední době stále širší uplatnění. Dochází k rozvoji technologií pro aplikaci stříkaných betonů, ale také k vývoji samotné technologie návrhu a výroby tohoto druhu betonu. Největším vývojem procházejí zejména přísady na urychlení tuhnutí cementu a betonu. V současnosti se však pro testování fyzikálně mechanických vlastností stříkaných betonů používá několik rozdílných směrnic a národních norem. Některé normy se od sebe významně liší, naproti tomu některé postupy jsou téměř shodné. Příspěvek se zabývá porovnáním zkoušek stříkaných betonů dle směrnic pro zkoušení stříkaných betonů a dle nových evropských norem řady ČSN EN 14488.

Annotation:

Production and utilization of shotcrete is wide spreading in the last few years. There is also development of technologies for shotcrete application and it means also development in shotcrete mix design and production of this type of concrete. The most rapid development is the branch of accelerating admixtures for faster setting of cement past. Nowadays several national standards are in force for testing of shotcrete physico-mechanical properties. Some of the national standards are very similar and some of them are almost contrary. Paper compares testing of shotcrete according to new European standards of the series EN 14488.

Klíčová slova: Stříkaný beton, pevnost betonu v tlaku, mladý stříkaný beton

Keywords: Shotcrete, compressive strength, early stage shotcrete

1. Úvod

Pojem stříkaný beton se poprvé v praxi objevil na počátku 20. století a od té doby prošel mohutným vývojem. Za vynálezce stříkaného betonu se považuje Carl E. Akeley, který používal stříkaný cement pro vědecké účely. Ve stavební praxi byl poprvé použit stříkaný cement suchou cestou v roce 1907. V tomto období byl hlavně využíván pro zvýšení únosnosti svahů. V roce 1914 byl poprvé použit v podzemních konstrukcích na zpevnění stěn

důlních šachet, aby je chránil proti atmosférickým vlivům. V tunelářství se poprvé objevil na začátku dvacátých let. Cílem bylo zpevnit stěny, zakrýt a vyplnit díry v rozdrčené hornině. Stříkaný beton mokrou cestu byl navržen a poprvé použit v šedesátých letech minulého století. V nedávné době byl také použit velmi úspěšně v konstrukcích konečné obezdívky tunelů ražených v pevných horninách. Vhodně použitý stříkaný beton je konstrukční materiál, který vykazuje výborné charakteristiky přilnavosti existujícího betonu, horniny, oceli a mnoha jiných materiálů. Může mít vysokou pevnost, nízkou absorpci, odolnost proti povětrnostním vlivům a odolnost proti některým formám chemického napadení.

Stříkaný beton je v současné době používán především při ražbě tunelů pomocí Nové rakouské tunelování metody, kde je hlavním materiálem primárního ostění při těchto ražbách. Kromě toho může být stříkaný beton používán také pro dočasné zajištění výrubu, v některých případech je tohoto druhu betonu dokonce využíváno jako konstrukčního materiálu definitivního ostění. Nejen z těchto důvodů se neustále zvyšují nároky na kvalitu a zejména na životnost stříkaného betonu.

Čerstvá betonová směs obsahující pojivo, kamenivo, vodu, přísady, příměsi a případně rozptýlenou výztuž musí splňovat požadovaná kritéria pro vlastnosti stříkaného betonu v čerstvém i ztvrdlém stavu. Směs musí být navržena tak, aby dosahovala stanovených hodnot nejen pevností mladého stříkaného betonu dle jednotlivých požadovaných náběhových křivek, ale také charakteristickou pevnost betonu v tlaku po 28 dnech a případně by měla splňovat i další požadavky na ni kladené. Co se vodního součinitele týče, měly by se jeho hodnoty v betonu určeném pro nástřik pohybovat v rozmezí 0,40 až 0,50, v závislosti na lokálních podmínkách použití stříkaného betonu. Vyšší vodní součinitel je technologicky vyloučen s ohledem na stékání či odpadávání nanesené směsi z nakloněných a převislých ploch.

2. Zkoušky stříkaného betonu

2.1. Technologie nástřiku

Principem technologie je stříkání čerstvého betonu (torkretování) na tuhý podklad. Od běžných technologií se liší složením betonu, způsobem provádění a ekonomikou, je charakterizována množstvím odpadu odrazem (spadu). Před samotným nástřikem se zvlhčí podklad. Nanášení se provádí po vrstvách rovnoměrnými pohyby, aniž by se přerušovala spojitost nanášení stříkaného betonu. Struktura betonu má být co nejhutnější, povrch uzavřený a má vykazovat pokud možno rovnoměrnou a plošně rovinnou skladbu.

Nástřik se má provádět od spodu nahoru, aby se vyloučilo zastříkávání napadaného spadu. Vliv na množství spadu mají skladba směsi (velikost a tvar zrn kameniva, dávkování cementu a přísady), výstupní rychlost proudu z trysky, množství vzduchu (poměr vzduchu k betonové hmotě), tloušťka vrstvy stříkaného betonu, vlastnosti podkladu a způsob vedení stříkací trysky.

Pokud se má provést výztuž ve dvou a více vrstvách (např. vnější a vnitřní výztužná síť), smí se druhá vrstva výztuže osadit teprve tehdy, když první vrstva je zastříkána. Zpracování stříkaného betonu při teplotě vzduchu a podkladu nižší než +5 °C vyžaduje doplňující opatření. Minimální teplota betonové směsi se za těchto podmínek doporučuje +15°C.

2.2. Rakouská směrnice pro stříkaný beton

Jedním z prvních dokumentů zabývajících se zkouškami stříkaného betonu, zejména zkouškami tzv. mladého stříkaného betonu (tj. betonu do stáří 24 hodin od jeho aplikace na konstrukci) je rakouská směrnice pro aplikaci a zkoušení stříkaného betonu z března roku 1999. Pro aplikace stříkaných betonů je třeba znát náběhy pevností betonu (jeho zrání) z důvodu dalšího pokračování prací. Postupy uvedené ve směrnici přesně splňují účel, pro který byla vytvořena, tj. posouzení vývinu pevností betonu v jeho raném stádiu.

Tato směrnice vychází ze zkušeností různých evropských tunelářských komitétů a zkušebních laboratoří. Hlavními sledovanými parametry v této příručce jsou zejména vlastnosti betonu v jeho raném stádiu. Vzhledem k použitému zkušebnímu zařízení a komponentům bývá někdy zkušební postup nazýván také jako HILTI metoda pro určení pevnosti stříkaných betonů. Zkoušky betonů probíhají ve třech úrovních: pomocí penetrační jehly, pomocí tzv. vsazovací metody za použití zkušebního přístroje Hilti DX 450 a pomocí zjištění pevností z odebraných jádrových vývrtů.

Stanovení pevnosti pomocí penetrační jehly je metoda určená pro stříkaný beton s pevností do $1,2 \text{ N/mm}^2$. Ke zkoušce je třeba siloměr (penetrometr) opatřený na konci jehlou o délce 15 mm a průměru 3 mm. Zkouška spočívá v zatlačení jehly do betonu do hloubky $15 \pm 2 \text{ mm}$. Z penetrometru se odečte odpor potřebný k zaražení jehly do betonu a následně se z kalibrační křivky odvodí informativní pevnost v tlaku. Měření se provádí 10x v jednom časovém intervalu.

Při posouzení pevnosti v tlaku pomocí vsazovací metody (metoda používající vsazovací přístroj, závitové hřebíky, nábojky a vytahovací zařízení) jsou do betonu pomocí vsazovacího přístroje Hilti nastřelovány závitové hřebíky. Ty se následně vytahují a měří se hloubka proniknutí hřebíků do betonu a síla potřebná k jejich vytažení. Z poměru těchto dvou veličin je vypočítána na základě kalibračních vztahů pro jednotlivé druhy nábojnic informativní pevnost betonu v tlaku. Vsazovací metoda je vhodná pro stříkané betony s pevností v rozmezí $1,0 - 16,0 \text{ N/mm}^2$. Pro jednu zkoušku je třeba provést zaražení 10 hřebíků a následně vyhodnocení a zprůměrování testu.

Výše zmíněné metody jsou aplikovány při zkouškách stříkaného betonu během prvních 24 hodin od nástřiku na konstrukci a dávají poměrně přesné informace o vývinu pevností mladého stříkaného betonu. Pro stanovení pevnosti betonu v tlaku od 15 N/mm^2 je využíváno stanovení pevnosti betonu odebraného z konstrukce ve formě jádrových vývrtů.

2.3. Evropské normy pro stříkaný beton řady 14487 a 14488

V průběhu roku 2007 byly zavedeny nové normativní postupy pro testování stříkaných betonů. Jedná se zejména o požadavkové normy ČSN EN 14487-1 (Stříkaný beton - Část 1: Definice, specifikace a shoda) a ČSN EN 14487-2 (Stříkaný beton - Část 2: Provádění) a dále zkušební normy řady ČSN EN 14488, zejména ČSN EN 14488-1 (Zkoušení stříkaného betonu - Část 1: Odběr vzorků čerstvého a ztvrdlého betonu) a ČSN EN 14488-2 (Zkoušení stříkaného betonu - Část 2: Pevnost v tlaku mladého stříkaného betonu). Tyto normy prakticky navazují na Rakouskou směrnici pro stříkaný beton, v některých bodech ji doplňují anebo zpřísňují požadavky na zkušební postupy a zařízení. Byly zpřísněny zejména požadavky na jednotlivé zkušební přístroje potřebné pro provedení zkoušek mladého stříkaného betonu. V rakouské směrnici bylo možné provádět zkoušky pomocí měřidel s relativně nízkou hladinou přesnosti, dosažené hodnoty pevností byly upřesňovány na základě tzv. korigujících kalibračních diagramů. Tyto přístroje dosahují chyb měření až okolo 15%.

V nových evropských normách je použití těchto měřidel omezeno stanovením přesně vymezené účinnosti zkušebních přístrojů. Stejně jako v rakouské směrnici jsou i ve zkušebním postupu ČSN EN 14488-2 pro zkoušku stanovení pevnosti v tlaku mladého stříkaného betonu rovněž uvedeny výše zmíněné metody stanovení pevnosti pomocí penetrační jehly a pomocí vsazovacího zařízení a následného vytahování hřebů. Tyto postupy jsou však v normě také mírně upraveny a zpřísněny. Jsou přesně definovány zkušební tělesa a plochy pro provádění těchto zkoušek, jsou přesně vymezeny časové úseky jednotlivých zkoušek a zároveň jsou zde uvedeny různé informativní kalibrační křivky.

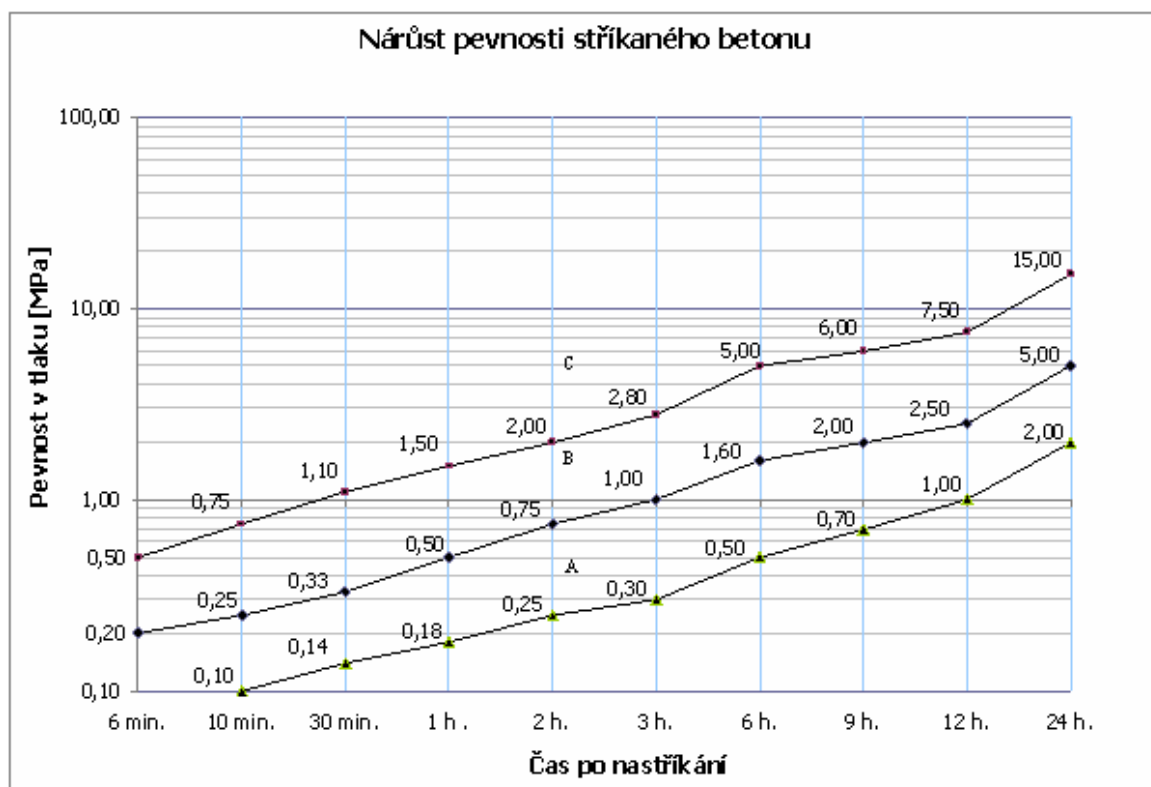
3. Vlastnosti stříkaného betonu

3.1. Mladý stříkaný beton

Mladý stříkaný je také možno klasifikovat podle rozpětí nárůstu jeho významné rané pevnosti. Klasifikace je založena na průměrném rozpětí typické rychlosti tvrdnutí odpovídající zvolenému výrobnímu postupu a požadavkům.

Když je nárůst pevnosti mladého stříkaného betonu specifikován, musí se vztahovat na třídy rané pevnosti J1, J2 nebo J3 podle obrázku 1. Třída J1 rané pevnosti je definována tím, že alespoň tři body (závislosti pevnost v tlaku na čase) \ spadají do oblasti mezi křivkami A a B; třída J2, spadají-li do oblasti mezi křivkami B a C a třída J3, jsou-li nad křivkou C.

Nárůst rané pevnosti musí být stanoven metodou penetrační jehly podle ČSN EN 14488-2 a/nebo metodou vytahování nastřeleného hřebu podle ČSN EN 14488-2, podle očekávaného rozpětí pevnosti



Obr. 1.: Nárůst pevností stříkaného betonu

3.2. Pevnost v tlaku stříkaného betonu

Stříkaný beton se zařazuje do pevnostních tříd analogicky dle ČSN EN 206 - 1. Pro klasifikaci se použije charakteristická pevnost betonu v tlaku zjištěná na válcových zkušebních tělesech (nejčastěji odvrtných jádrech o průměru 100 mm a výšce 100 mm). Třída pevnosti se může stanovovat ve stáří 28, 56 nebo 90 dnů. Při době 56 nebo 90 dnů je třeba uvést stáří vzorku do závorky za třídu pevnosti - např. SB 25 (90).

4. Experimentální část

Hlavním cílem experimentálních prací bylo posouzení základních vlastností stříkaných betonů, tj. zpracovatelnosti a posouzení časového vývinu pevností stříkaného betonu v tlaku. Při přípravě zkušebních těles a provádění jednotlivých zkoušek na mladém stříkaném betonu bylo postupováno v souladu s postupy uvedenými v ČSN EN 14488-1 a ČSN EN 14488-2. Vzhledem k výrazné podobnosti Rakouské směrnice a nových evropských norem nebylo třeba provádět srovnání jednotlivých zkušebních metod. Zkušební přístroje byly použity v souladu s ČSN EN 14488-2, tj. byly vybrány zkušební zařízení s vysokou přesností měření. V následujícím odstavci je stručně popsána jednoduchá metodika, podle které bylo postupováno.

Pro zhotovení zkušebních vzorků byla použita technologie mokrého způsobu výroby stříkaného betonu. V první fázi byl namíchán čerstvý „nulový“ beton, tj. beton bez urychlovací přísady. Na tomto betonu bylo provedeno stanovení konzistence čerstvého betonu sednutím kužele. Další fází bylo přidání urychlovacích přísad a zhotovení zkušebních desek pro provedení zkoušek. Zkušební desky byly zhotoveny nástřikem do beden, které měly rozměry 600x600x150 mm. Na takto vyrobených zkušebních deskách byla nejdříve provedena zkouška pevnosti mladého stříkaného betonu pomocí penetrační jehly, následně metodou zarážení hřebu. Po ukončení zkoušek mladého stříkaného betonu byla ze zkušebních desek odebrána válcová zkušební tělesa o průměru 100 mm, která byla podrobena zkoušce pevnosti betonu v tlaku po 3, 7 a 28 dnech laboratorního zrání.

Předmětem zkoušení byl beton pevnostní třídy C 25/30, stupeň vlivu prostředí X0, XC1, XC2 vyrobený z cementu CEM I 42,5 R, z produkce Českomoravského cementu závod Mokrá v kombinaci se superplastifikační přísadou Sika Viscocrete a urychlovačem tuhnutí od stejného dodavatele. Drobné kamenivo frakce 0-4 mm bylo použito prané z lokality Žabčice a hrubé drcené kamenivo frakce 4-8 mm z Olbramovic. Dávka urychlovací přísady byla 6,5 % z množství cementu v betonu. Bylo zhotoveno 8 záměsů betonu stejného složení pro posouzení sledovaných vlastností. V následujících tabulkách a grafech jsou uvedeny výsledky zkoušek testovaných betonů.

Tabulka 1.: Posouzení konzistence a teploty čerstvého betonu

Posuzovaná vlastnost	Záměs stříkaného betonu (SC)							
	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5	SC6	SC7	SC8
Konzistence sednutím kužele [mm]	170	190	180	190	160	180	180	190
Teplota [°C]	27,5	27,1	28,3	25,2	28,9	27,5	29,3	23,8

Tabulka 2.: Posouzení pevnosti mladého stříkaného betonu

Posuzovaná vlastnost	Záměs stříkaného betonu (SC)							
	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5	SC6	SC7	SC8
Pevnost v tlaku - PJ po 3 min. [MPa]	0,17	0,16	0,14	0,18	0,16	0,16	0,14	0,12
Pevnost v tlaku - PJ po 6 min. [MPa]	0,22	0,24	0,23	0,22	0,23	0,24	0,25	0,19
Pevnost v tlaku - PJ po 15 min. [MPa]	0,26	0,27	0,30	0,29	0,24	0,30	0,33	0,26
Pevnost v tlaku - PJ po 30 min. [MPa]	0,36	0,37	0,39	0,36	0,34	0,42	0,41	0,34
Pevnost v tlaku - PJ po 60 min. [MPa]	0,49	0,53	0,56	0,52	0,49	0,59	0,56	0,48
Pevnost v tlaku - PJ po 90 min. [MPa]	0,58	0,641	0,61	0,59	0,57	0,67	0,71	0,58
Pevnost v tlaku - PJ po 120 min. [MPa]	0,73	0,84	0,78	0,78	0,73	0,86	0,84	0,71
Pevnost v tlaku - MZH po 3 hod. [MPa]	1,2	1,2	1,9	1,4	1,8	1,6	1,3	1,1
Pevnost v tlaku - MZH po 6 hod. [MPa]	3,6	3,2	5,6	3,5	5,3	3,9	2,9	3,3
Pevnost v tlaku - MZH po 12 hod. [MPa]	5,8	5,5	8,9	7,0	8,6	7,3	6,1	5,2
Pevnost v tlaku - MZH po 24 hod. [MPa]	11,0	11,3	14,2	12,9	14,9	12,8	12,9	12,0

Pozn: PJ - Penetrační jehla

MZH - Metoda zarážení hřebů

Tabulka 3.: Posouzení pevností ztvrdlého stříkaného betonu

Posuzovaná vlastnost	Záměs stříkaného betonu (SC)							
	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5	SC6	SC7	SC8
Pevnost v tlaku - 3 denní. [MPa]	25,0	23,0	21,5	27,5	26,5	23,5	25,0	26,5
Pevnost v tlaku - 7 denní. [MPa]	31,0	28,5	25,3	31,0	30,5	28,5	29,5	30,0
Pevnost v tlaku - 28 denní. [MPa]	35,5	34,0	33,0	37,5	36,0	33,0	34,5	35,5

5. Závěr

V rámci posouzení jednotlivých zkušebních metod pro stanovení vlastností stříkaného betonu, zejména vývinu jeho pevností v čase byla provedena měření na 8 zkušebních záměsech betonu. Sledována byla zejména pevnost betonu v tlaku, ať už v raném stádiu zrání betonu během prvních 24 hodin anebo posouzení pevnosti na vývrtech ve stáří 3, 7 a 28 dní. Sledované betony splňovaly ve většině případů parametry nárůstu mladého betonu pro náběhovou křivku J2, pouze v době zkoušení v čase 1 a 2 hodiny od zamíchání vykazovaly některé dosažené hodnoty odporu penetrační jehly mírné zpomalení nárůstu pevností oproti požadované náběhové křivce. Všechny hodnoty pevností zaznamenaných pomocí zkoušky zarážení hřebů dosahovaly dostatečných hodnot. Co se pevností betonu v tlaku na vývrtech týče, splnily všechny zaznamenané pevnosti betonu v tlaku požadavek na požadovanou pevnostní třídu C 25/30. Vzhledem k tomu, že jsou však pro posouzení pevností mladého betonu v současné době stále používány 2 různé metody zkoušení jako je například rakouská směrnice pro zjišťování pevností stříkaného betonu anebo ČSN EN 14488-2, je třeba tyto relativně stejné postupy sjednotit a pokusit se o vytvoření kalibračních vztahů pro vyhodnocení těchto raných pevností betonu. Zejména je třeba omezit používání méně

přesných zkušebních zařízení, zejména zařízení na vytahování hřebů. Tímto by došlo k omezení nepřesnosti měření a zpřesnění výsledků při vyhodnocení sledovaných informativních pevností betonu. Nepříliš přesná je také metoda používající tzv. bílé nábojky pro nižší pevnosti betonu, kdy výsledné pevnosti v rámci jedné sady měření silně kolísají.

Poděkování

Tento výsledek byl získán za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M0579, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS. (This outcome has been achieved with the financial support of the Ministry of Education, Youth and Sports of the Czech Republic, project No. 1M0579, within activities of the CIDEAS research centre.) a projektu VG FAST VUT v Brně č.241 - Testování stříkaných betonů podle nových evropských norem.

Literatura

- [1] Český tunelářský komitét ITA-AITES: Stříkaný beton v podzemním stavitelství, Praha 2008
- [2] Český tunelářský komitét ITA-AITES: Zásady pro používání stříkaného betonu, Praha 2003
- [3] ČSN EN 14487-1: Stříkaný beton - Část 1: Definice, specifikace a shoda
- [4] ČSN EN 14487-2: Stříkaný beton - Část 2: Provádění
- [5] ČSN EN 14488-1: Zkoušení stříkaného betonu - Část 1: Odběr vzorků čerstvého a ztvrdlého betonu
- [6] ČSN EN 14488-2: Zkoušení stříkaného betonu - Část 2: Pevnost v tlaku mladého stříkaného betonu
- [7] Rakouská směrnice pro stříkaný beton. Vídeň, Únor 2001

Kontakt

Ing. Adam Hubáček, Ph.D., tel: +420 541 147 518, e-mail: hubacek.a@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veverí 95, 602 00 Brno.

Doc. Ing. Rudolf Hela, CSc., tel: +420 541 147 508, e-mail: hela.r@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veverí 95, 602 00 Brno.

**VYUŽITÍ HORKÉHO DRÁTU PRO STANOVENÍ
SOUČiniteLE TEPELNÉ VODIVOSTI BETONŮ
S VYUŽITÍM KAMENIVA NA BÁZI
EXPANDOVANÝCH JÍLŮ**

**POSSIBILITIES OF DETERMINATION OF THERMAL
CONDUCTIVITY OF EXPANDED CLAY AGGREGATE
CONCRETE WITH UTILIZATION
OF NON STATIONARY HOT-WIRE METHOD**

Michala Hubertová, Jiří Zach

Lias Vintířov, LSM k.s.; Vysoké učení technické v Brně FAST

Anotace:

Stanovení součinitele tepelné vodivosti u nehomogenních materiálů je v některých případech problematické. V případě lehkých betonů se jedná o materiály složené z lehkého kameniva, cementového tmele a vzduchových pórů. Vzhledem ke značné nehomogenitě těchto materiálů se pro stanovení jejich tepelné vodivosti používají většinou metody stacionární. Příspěvek se zabývá možnostmi využití nestacionární metody horkého drátu pro stanovení součinitele tepelné vodivosti lehkých betonů z lehkého kameniva na bázi expandovaného jílu, přesností těchto měření a vypovídací hodnotou naměřených výsledků a dále popisuje možnosti uplatnění daného způsobu měření ve stavební praxi.

Annotation:

The paper deals with possibilities of utilization of the non stationary hot-wire method for determination of thermal conductivity of lightweight expanded clay aggregate concrete coefficient and with products of this concrete. Determination of the thermal conductivity coefficient at lightweight concrete is quite difficult due to high inhomogeneousness of the tested material being result of high-open structure. The paper deals with measurement accuracy and predicative value of measured results and further it describes possibilities of the given measurement way in building practice.

Klíčová slova: *součinitel tepelné vodivosti, metoda horkého drátu, lehký beton, lehké kamenivo na bázi expandovaného jílu*

Keywords: *thermal conductivity, hot wire method, lightweight concrete, expanded clay aggregate*

1. Úvod

Stanovení součinitele tepelné vodivosti je u některých materiálů za reálných podmínek relativně složité. Hlavním problémem je ve většině případů příprava vhodných zkušebních vzorků, jejichž vlastnosti by byly shodné s vlastnostmi reálných stavebních výrobků. V současné době se provádí stanovení součinitele tepelné vodivosti ve většině případů pomocí stacionárních metod desky v souladu s ISO 8301 a ISO 8302. Měření se provádí na zkušebních vzorcích tvaru čtvercové desky o hraně 300 – 600 mm a tloušťce nejčastěji v rozmezí 20 – 100 mm. Z pohledu přípravy zkušebních vzorků a požadavků na jejich vlastnosti vyplývají dva zásadní problémy:

1. Výše uvedené rozměry zkušebních vzorků v některých případech převyšují rozměry výrobků, které se z lehkých betonů vyrábí (např. zdicí tvarovky dle EN 771-3 nebo prefabrikované dílce dle EN 1520), proto často nelze připravit zkušební vzorky přímo z výrobků odebraných z reálné výroby, ale je nutné připravit zkušební vzorky v laboratoři. Vlastnosti takto vyrobených vzorků se mohou často poměrně výrazně lišit od vlastností reálných výrobků.
2. Nároky na rovinnost a transparálnost ploch zkušebních vzorků. V praxi je velmi složité dosáhnout požadované rovinnosti a je ve většině případů nutné dodatečné broušení a úprava povrchů u zkušebních vzorků. V případech, kdy zkušební vzorek nevykazuje vhodné mechanické vlastnosti a soudržnost povrchu může být tato úprava jen velmi těžko realizovatelná.

Hodnotu součinitele tepelné vodivosti je možné s dostatečnou přesností stanovit pomocí alternativních nestacionárních metod, z nichž dvě nejpoužívanější jsou metody horkého drátu v křížovém a paralelním uspořádání. Tyto metody jsou primárně určeny pro stanovení součinitele tepelné vodivosti u žárovzdorné hutné keramiky při zvýšené teplotě. Principy těchto metod však lze aplikovat i nestandardní podmínky při stanovení součinitele tepelné vodivosti běžných stavebních materiálů. V rámci vědecko výzkumné práce na Brno University of Technology bylo provedeno ověření možností využití metody horkého drátu pro stanovení součinitele tepelné vodivosti u lehkých betonů s lehkým pórovitým kamenivem na bázi expandovaného jílu.

2. Stanovení součinitele tepelné vodivosti metodou horkého drátu v křížovém uspořádání

Zkušební postup stanovování součinitele tepelné vodivosti metodou topného drátu v křížovém uspořádání je deklarován normou EN 993-14. Použitá zkušební metoda principiálně vychází z noremního postupu nicméně zkušební soustava je tvořena zkušebním vzorkem a sondou definovaných vlastností, ve které je umístěn topný drát a registrační termočlánek (viz. níže).

Pro měření jsou vhodné zkušební vzorky o min rozměrech 40 x 100 mm a min tloušťce cca 20 mm. Jak je tedy z těchto požadavků patrné, nároky na rozměry vzorků jsou podstatně menší než je tomu u stacionární metody desky (stationary plate method) a je tedy možné připravit zkušební vzorky i z reálných tvarovaných výrobků, například z výřezů a vývrtů ze stavební konstrukce.

Povrchové plochy vzorku, musí být upraveny tak, aby odchylka od rovinnosti dvou bodů nebyla větší než 0,2 mm. Při klasickém měření dle EN 993-14 se připojí obvod topného drátu ke zdroji, který je nastaven tak, aby nárůst teploty topného drátu dosahoval max. 100°C za 15 min. Od tohoto okamžiku dochází k záznamu teploty topného drátu. Měření se ukončí po 10 ~ 15 min.

Dále se vyčká do stavu ustálení teploty a měření se ještě dvakrát opakuje. Tímto postupem se naměří tři hodnoty rychlosti nárůstu teploty topného drátu za stejných podmínek. Schématický náčrt konstrukce měřicího zařízení je zachycen na následujícím obrázku.

Hodnota součinitele tepelné vodivosti λ se vypočítá ze vztahu:

$$\lambda = \frac{I \cdot U_m}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{\ln\left(\frac{\tau_2}{\tau_1}\right)}{\Delta\theta_2 - \Delta\theta_1}$$

kde: I topný proud [A],
 U_m úbytek napětí na délkovou jednotku topného drátu [$V \cdot m^{-1}$],
 τ_1, τ_2 časy od zapojení topného okruhu [min.],
 $\Delta\theta_1, \Delta\theta_2$ zvýšení teploty topného drátu po zapojení okruhu v časech τ_1, τ_2 [°C].

Pro stanovení součinitele tepelné vodivosti u zkušebních vzorků z lehkého betonu byla použita modifikovaná metoda horkého drátu, která principiálně vychází z výše uvedené metody topného drátu (křížové uspořádání) dle EN 993-14.

U této metody je jeden poloprostor, který představoval zkušební vzorek nahrazen zkušební sondou. Protože vlastnosti zkušební sondy jsou při všech měřeních konstantní, lze tyto přístroje kalibrovat dvěma referenčními materiály se známou hodnotou tepelné vodivosti λ_1 a λ_2 .

$$b = \frac{\lambda_2 - \lambda_1}{x_2 - x_1}$$

$$a = \lambda_1 - b \cdot \lambda_2$$

Přičemž veličina x představuje okamžitou rychlost regulárního ohřevu x :

$$x = \frac{\ln\left(\frac{\tau_2}{\tau_1}\right)}{\Delta\theta_2 - \Delta\theta_1}$$

Hodnota součinitele tepelné vodivosti λ zkušebnímu materiálu je určena pomocí kalibračních konstant podle vztahu:

$$\lambda = a + b \cdot x$$

3. Zkušební vzorky

Pro stanovení součinitele tepelné vodivosti bylo použito celkem pět typů zkušebních vzorků různých druhů lehkých betonů s lehkým pórovitým kamenivem. Aby bylo možné verifikovat použití této zkušební metody obecně pro všechny druhy lehkých betonů byl proveden výběr zkušebních vzorků s ohledem na jejich objemovou hmotnost a dále i na strukturu. Byly zvoleny vzorky z hutného betonu s lehkým kamenivem a dále pak vzorky

mezerovitých betonů s lehkým kamenivem. Ve všech případech byl jako pojivo použit portlandský cement třídy CEM I 42,5R. V případě vzorků z hutného betonu bylo přidáno drobné těžené kamenivo frakce 0-4mm.

Pro studii bylo použito 5 typů zkušebních vzorků, kdy vzorky 1 a 2 byl tvořeny hutným betonem s lehkým kamenivem a vzorky 3 – 5 betonem mezerovitým s různými frakcemi lehkého kameniva.

Objemové hmotnosti se u zkušebních vzorků pohybovaly ve vysušeném stavu v rozsahu 615 – 1337 kg.m⁻³. Přehled objemových hmotností u jednotlivých zkušebních vzorků je uveden v tabulce č. 1.

Tabulka 1.: Review of testing samples density

Sample	1	2	3	4	5
Density [kg.m ⁻³]	988	1337	683	615	657

Zkušební tělesa byla tvaru desky o rozměru 300 x 300 mm a tloušťce 40 – 50 mm. Povrch zkušebních vzorků byl upraven broušením dle požadavků uvedených výše.

Stanovení součinitele tepelné vodivosti bylo provedeno na vzorcích, které byly před započítáním měření vysušeny při teplotě + 110°C do konstantní hmotnosti. Pro stanovení součinitele tepelné vodivosti byl v první fázi použit přístroj Lambda 2300 firmy Holometrix, jehož princip je založen na stacionární metodě desky a dále přístroj Shoterm QTM firmy Shova Denco, který využívá nestacionární metody horkého drátu.

V případě obou metod bylo provedeno na každém typu vzorku 3 x 10 měření, aby byla především v případě stacionární metodě desky postižena chyba celého měřicího procesu včetně instalace zkušební vzorku a jeho orientace v měřicím přístroji.

4. Naměřené hodnoty

Z naměřených hodnot byly u jednotlivých zkušebních vzorků stanoveny průměrné hodnoty $\bar{\lambda}$, směrodatné odchylky s . V případě stacionární metody desky byla stanovena celková směrodatná odchylka ze všech naměřených hodnot s .

Dále byla stanovena průměrná hodnota směrodatné odchylky pro jednotlivé série měření na přístroji $\bar{s}_x$. Jedná se o směrodatné odchylky stanovené vždy z jedné série měření, která se odehrála na přístroji po jednom vložení zkušební vzorku.

Naměřené a vypočítané hodnoty pro zkušební vzorky jsou uvedeny níže.

Tabulka 2.: Přehled průměrných hodnot součinitelů tepelných vodivostí vzorků

Veličina	Vzorek 1	Vzorek 2	Vzorek 3	Vzorek 4	Vzorek 5
Metoda horkého drátu					
$\bar{\lambda}$ [W.m ⁻¹ .K ⁻¹]	0,2919	0,4298	0,1581	0,1353	0,1479
s [W.m ⁻¹ .K ⁻¹]	0,0207	0,0205	0,0108	0,0155	0,0169
Stacionární metoda desky					
$\bar{\lambda}$ [W.m ⁻¹ .K ⁻¹]	0,2989	0,4118	0,1649	0,1376	0,1521
s [W.m ⁻¹ .K ⁻¹]	0,0034	0,0027	0,0020	0,0037	0,0018
$\bar{s}_x$ [W.m ⁻¹ .K ⁻¹]	0,0017	0,0011	0,0003	0,0003	0,0002

Jak je patrné z výše uvedených výsledků, průměrné hodnoty směrodatných odchylek hodnot naměřených metodou horkého drátu jsou vyšší než u stacionární metody desky. Nicméně, jak je patrné z rozdílu směrodatných odchylek všech měření u stacionární metody s a průměrných směrodatných odchylek jednotlivých sérií měření $\bar{s}_x$, významnější chybou, než je chyba samotného měřicího procesu je chyba, která vzniká při manipulaci ze zkušební vzorkem, změnou jeho umístění v přístroji a celkovou nehomogenitou zkušebních vzorků.

V dalším kroku byla stanovena pro jednotlivé vzorky procentuální odchylka naměřených hodnot (celkové průměry) metodou horkého drátu a metodou desky.

Tabulka 3.: Procentuální odchylky naměřených hodnot pomocí metody horkého drátu od hodnot naměřených pomocí stacionární metody desky

Vzorek	1	2	3	4	5
Odchylka	-2,36%	4,36%	-4,09%	-1,66%	-2,79%

Jak je patrné z výše uvedených hodnot naměřené hodnoty dvěma různými metodami se v rámci jedné zkušební sady o více než $\pm 4,4 \%$.

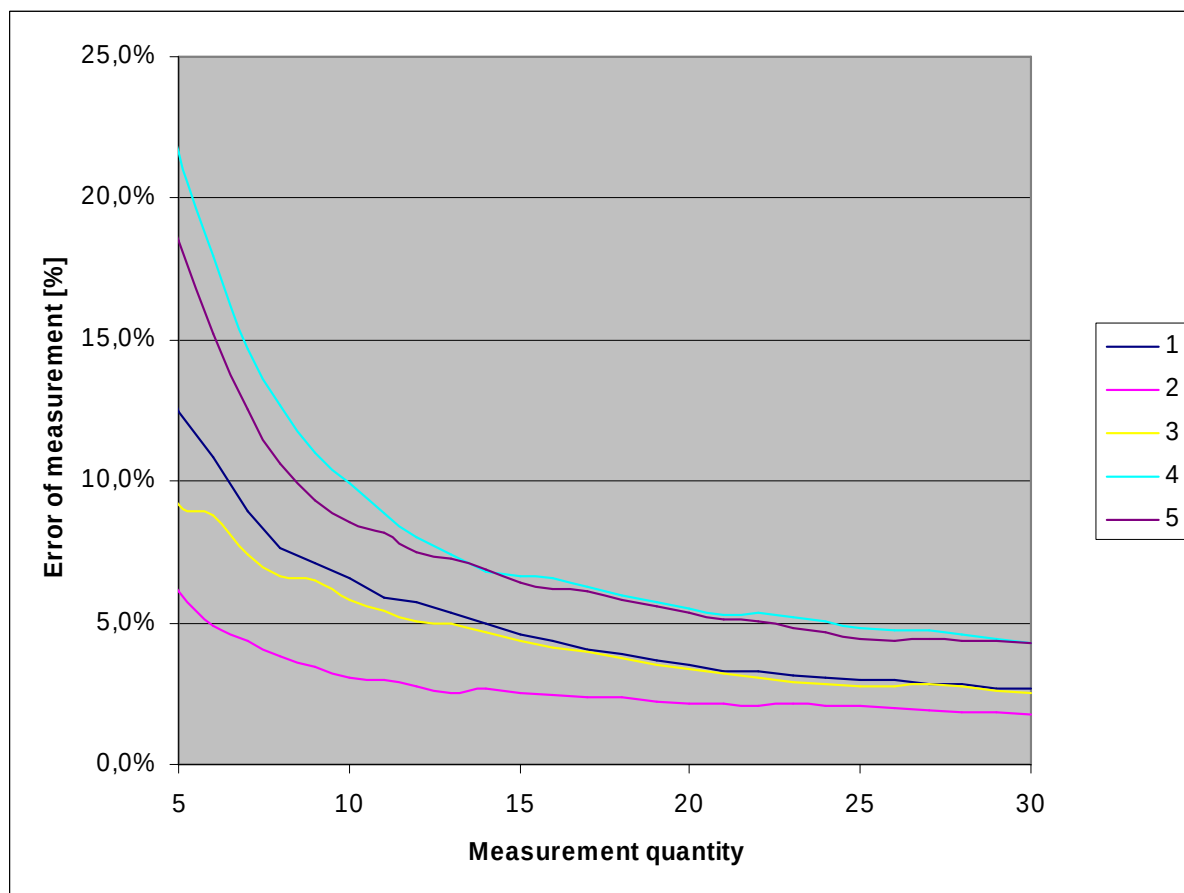
Na souboru všech naměřených hodnot u každého zkušební vzorku byl proveden test dobré shody s normálním rozdělením na hladině významnosti 0,05. Ve všech případech byla výsledná hodnota chí-kvadrátu byla nižší než hodnota kritická hodnota, čímž byl předpoklad normálního rozdělení potvrzen.

Ze souboru naměřených hodnot metodou horkého drátu u jednotlivých vzorků, byly náhodným výběrem vytvořeny výběrové soubory po 30 až 2 prvcích. Pro jednotlivé výběrové soubory byla stanovena chyba měření (chyba od aritmetického průměru), přičemž při výpočtu byl uvažován 95% pravděpodobnostní kvantit. Tyto chyby zahrnují chybu měření a zároveň také chybu způsobena variabilitou jednotlivých zkušebních vzorků.

Tabulka 4.: Přehled vypočítaných chyb naměřených hodnot u metody horkého drátu

Vzorek	Počet měření				
	5	10	15	20	30
1	12,5%	6,6%	4,6%	3,5%	2,6%
2	6,2%	3,1%	2,5%	2,1%	1,8%
3	9,2%	5,8%	4,3%	3,4%	2,5%
4	21,6%	9,9%	6,7%	5,5%	4,3%
5	18,5%	8,6%	6,5%	5,4%	4,3%

Jak je patrné z výše uvedených výsledků, chyba měření u všech cihel se zvyšujícím se počtem měření klesá, přičemž při 30 měřeních poklesla u všech vzorků pod 5%. Chyba měření stanovená u stacionární metody desky se pohybovala (pro všechna měření) mezi 0,4 - 1,5 %.



Obr. 2.: Závislost chyby naměřených hodnot na počtu měření u metody horkého drátu

5. Závěr

Byla provedena sada měření na zkušebních vzorcích lehkých betonů. Cílem měření bylo srovnání naměřených hodnot pomocí nestacionární metody horkého drátu a pomocí stacionární metody desky. Na základě naměřených hodnot a vypočítaných statistických veličin lze tvrdit následující:

- nestacionární metoda horkého drátu vykazuje relativně nižší přesnost oproti stacionární metodě desky,
- směrodatné odchylky naměřených hodnot pomocí metody horkého drátu jsou srovnatelné s celkovou směrodatnou odchylkou stanovenou ze všech měření v případě stacionární metody desky,
- výsledné naměřené hodnoty stanovené metodou horkého drátu a stacionární metodou desky se od sebe významně neliší. Nejvyšší zjištěná odchylka mezi výsledky v rámci jedné cihelny činila 4,36%,
- z vypočítaných chyb naměřených hodnot na počtu měření u metody horkého drátu je patrné, že dostatečně vysokým počtem měření lze významně minimalizovat celkovou chybu měření, která při 30 měřeních nebyla větší než 5%.

- Obecně vyšší chyba měření byla zaznamenána u vzorcích z mezerovitého betonu oproti vzorkům z betonu hutného. Tento fakt je dán technologicky obtížnější přípravou vzorků.

Závěrem lze tedy konstatovat, že je metoda horkého drátu při dostatečně vysokém počtu měření obecně použitelná ve stavební praxi. Zvýšením počtu měření se snižuje podíl chyby měřicího postupu na celkové chybě měření a při 30 měření se přesnost měření v případě metody horkého drátu blíží přesnosti měření v případě metody desky, kde se celková chyba na jedné zkušební sadě pohybovala v rozmezí 0,4 – 1,5%.

Poděkování

Tento příspěvek byl zpracován za podpory projektu MPO FI-IM5/016 „Vývoj lehkých vysokohodnotných betonů pro monolitické konstrukce a prefabrikované dílce“.

Literatura

- [1] STASTNIK, S.; ZACH, J.: Zkoušení izolačních materiálů, skriptum, CERM 2002, 95 stran, ISBN 80-214-2253-X

Kontakt

Ing. Michala Hubertová, Ph.D., tel: 00420 602 650 174, e-mail: hubertova@liapor.cz, Lias Vintířov, Lehký stavební materiál k.s.; 357 44 Vintířov. www.liapor.cz.

Ing. Jiří Zach, Ph.D., tel: 00420 541 147 416, e-mail: zach.j@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

KOTVENÍ EPOXIDEM LEPENÝCH ARAMIDOVÝCH TKANIN

ANCHORAGE OF EPOXY-BONDED ARAMID FIBRE SHEETS

Pavel Juránek, Mogens Peter Nielsen

Technical and Test Institute for Construction Prague, Branch Brno

Anotace:

Množství aplikací, kdy jsou použity kompozitní materiály, stabilně stoupá. Zesilování železobetonových konstrukcí externí lepenou výztuží se používá již několik let a bylo také provedeno mnoho experimentálních zkoušek. V tomto případě byly vyšetřovány vlastnosti kotvení aramidové tkaniny lepené na beton, cihlu a ocel. Všechny zkoušky byly plánovány a vyhodnoceny na bázi jednoduché teorie.

Výzkum byl prováděn na Dánské technické univerzitě.

Annotation:

The number of applications of strengthening structures by fibre composites is steadily increasing. Strengthening of RC structures by means of external bonded reinforcement has been used for many years and many research projects have been done. This paper describes research carried out at the BYG DTU on the anchorage failure load to concrete, brick and steel.

Klíčová slova: lepidlo, polymer vyztužený aramidovými vlákny (AFRP), spoj, spojit, kompozit, kritická délka, epoxid, porucha, vlákno, lepidlo, lepit, lamely, matrice, pojivo, zesílení, vyztužení, pryskyřice, tkanina, jednosměrný

Keywords: adhesive, aramid fibre reinforced polymer (AFRP), bond, composite, critical length, epoxide, failure, fibre, glue, laminates, matrix, plates, reinforcement, resin, sheet, fabric, unidirectional

1. Introduction

The development of strong fibres of different materials has led to numerous investigations in recent years. One example is carbon fibres embedded in epoxy resin as a laminate. The fibres may have one or more directions. The sheets may be glued or bolted on different materials, often concrete.

Another example is a fabric of aramid fibres glued directly on one or another material.

The fibres are normally very brittle but they can be used in structural components if the fibres are not utilized to their full strength. This may be achieved by making sure that other components have sufficient ductility and that these components govern the load carrying capacity.

In this paper the anchorage properties of aramid sheets glued on concrete, brick and steel is investigated. Tests are carried out, planned and evaluated on the basis of a simple theory.

2. Theory

Consider a fibre reinforced sheets of thickness $t = 2e$ glued on some material. The sheets are acted upon by a central tensile force P uniformly distributed over the width b of the sheets.

Anchorage failures are normally brittle and are probably best described in fracture mechanics terms. Here, however for simplicity we shall assume that failure takes place when the shear strength along length l_0 has reached its ultimate value. After failure along l_0 the failure propagates along the length of the sheet until it reaches the end. This propagation takes place without any change of the force P . The value of the force P at failure is termed P_{cr} . The length l_0 is termed the critical anchorage length.

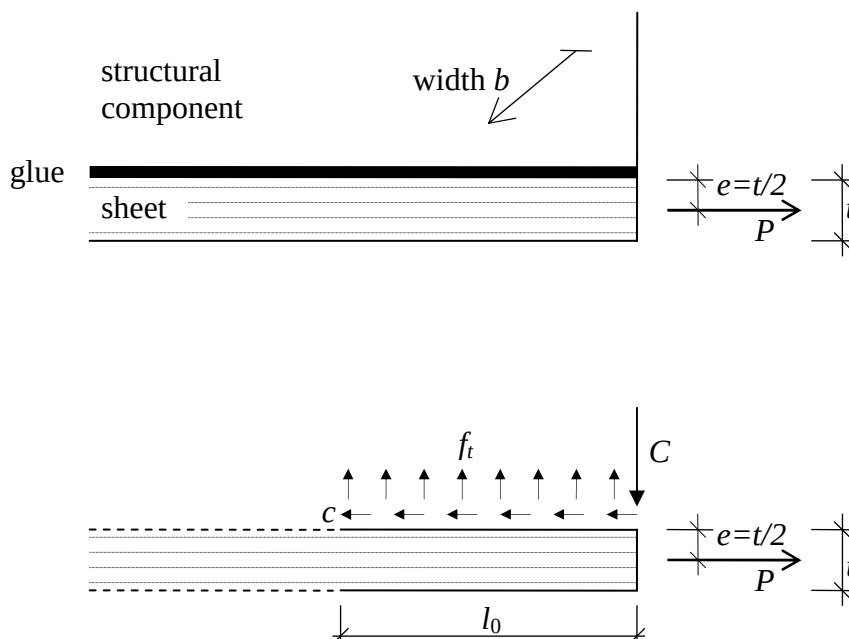


Figure 2.1 Aramid sheet glued on a structural component

Along the joint, the glue between the sheet and the structural component, we shall work with an extremely simplified version of the reel stress field. As shown in Figure 2.1 we have a uniform shear stress c and uniform tensile stress f_t along l_0 . We shall assume that the failure values of c and f_t are independent. To maintain vertical equilibrium a compression zone is needed. This is simplified into a concentrated force C at the boundary.

Moment equilibrium furnishes:

$$cl_0be = \frac{1}{2} f_t bl_0^2 \quad \Rightarrow \quad (2.1)$$

$$l_0 = 2 \frac{c}{f_t} e \quad (2.2)$$

Thus

$$P = P_{cr} = cl_0b = 2 \frac{c^2}{f_t} be \quad (2.3)$$

There are no means for calculating the strength parameters c and f_t . They must be determined by tests. If the structural component is concrete it seems reasonable to assume that

$$c = k_1 \sqrt{f_c} \quad (c \text{ and } f_c \text{ in MPa}) \quad (2.4)$$

$$f_t = k_2 f_c \quad (2.5)$$

Here k_1 and k_2 are constants and f_c is the concrete compressive strength. The direct proportionality of f_t to f_c is assumed because the tensile failure probably takes place as a sliding failure between the glue and the cement paste particles. Since cement paste behave as a plastic material under confined conditions the resistance to shear is proportional to the compressive strength of the cement paste which again may be considered proportional to the compressive strength of the concrete.

The proportionality of c to $(f_c)^{1/2}$ is assumed because shear in concrete is often modelled in this way.

These assumptions lead to

$$l_0 = 2 \frac{k_1 \sqrt{f_c}}{k_2 f_c} e = 2 \frac{k_1}{k_2 \sqrt{f_c}} e \quad (f_c \text{ in MPa}) \quad (2.6)$$

$$P = P_{cr} = 2 \frac{k_1^2 f_c}{k_2 f_c} be = 2 \frac{k_1^2}{k_2} be \quad (2.7)$$

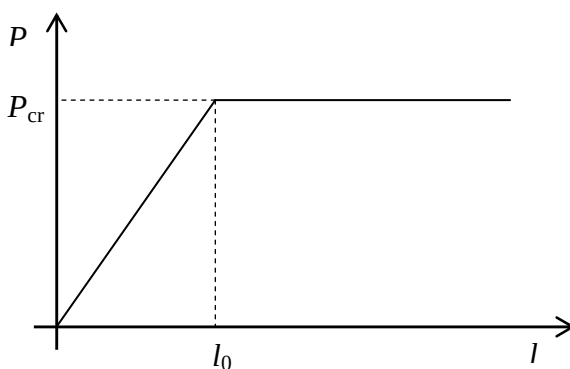


Figure 2.2 Force as function of anchorage length

When the anchorage length l of the sheet is less than l_0 we shall assume that the force P at failure is proportional to l . After failure along l_0 the force is constant while l_0 is moving along the whole anchorage length. Thus, see Figure 2.2, we have

$$P = \min \begin{cases} \frac{l}{l_0} P_{cr} & l \leq l_0 \\ P_{cr} & l > l_0 \end{cases} \quad (2.8)$$

The constants k_1 and k_2 must be determined by fitting test results to the derived expressions. However, the important values are P_{cr} and l_0 and they may be found directly by means of the tests. Thus the theory primarily serves as a frame for planning and carrying out the tests.

Mode of failure: When $l < l_0$ a brittle failure occurs. When $l > l_0$ a sliding failure takes place between the aramid fibre sheet and the substrate. Then, a new state of equilibrium may be formed. In this way the total mode of failure becomes ductile. When the crack has propagated so that the epoxy adhesive is intact at a length of l_0 from the end of the aramid fibre sheet a brittle failure occurs.

The above given definition of f_0 differs from the commonly used definition by the *Deutsche Institut für Bautechnik* [1997], which is based upon a parabolic relation between anchorage failure load and anchorage length when $l < l_0$.

3. Tests

3.1. General

The experimental study of anchorage failure of glued aramid fibre sheets was carried out on three different materials namely concrete, brick and steel. The material's properties are described in details bellow.

The tests were carried under laboratory conditions in the same way and with the same rate of testing load - 5 kN/min up to the failure. For loading the test specimens a steel frame device clamped in testing machine Instron was used which is schematically shown at Figure 3.1.1. The frame device provided loading the joints in the plane of gluing the aramid sheets to the material.

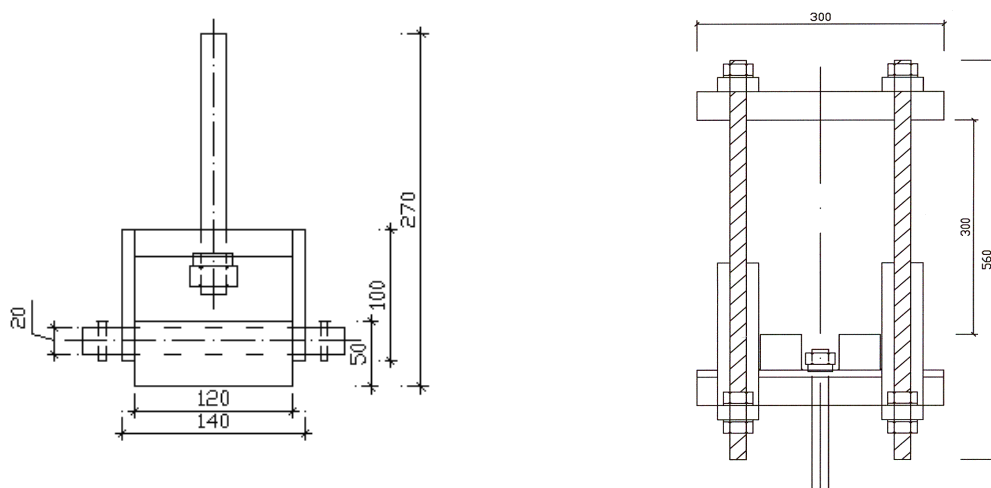


Figure 3.1.1 Testing device, dimensions in mm

A unidirectional aramid fibre sheet and an epoxy adhesive from Condor Kemi A/S were used, having the main properties as shown in Table 3.1.1 and Table 3.1.2:

Table 3.1.1 Properties of the aramid fibre sheet tested

Unidirectional aramid fibre sheet used, specified properties		
Unit weight	g/m ²	350
Tensile strength	kN/m	390
Maximum elongation	%	3.9
Application temperature	°C	– 40 to + 130

Table 3.1.2 Properties of the epoxy adhesive tested

Solvent free epoxy adhesive used, specified properties		
Tensile strength	MPa	60
Compressive strength	MPa	90
Modulus of elasticity	MPa	3100
Glass transition temperature	°C	81

The tests carried out on concrete, brick and steel are described in section 3.2. Here are also the coefficients k_1 and k_2 calculated and shown for all materials.

3.2. Tests specimens – concrete

Three concrete compression strengths were selected for the test specimens, namely 10 MPa, 20 MPa, and 50 MPa. The concrete mixture composition for all types of concrete is given in Table 3.2.1 – 3.2.3.

Table 3.2.1 Concrete mixture composition - 10 MPa

Composition	Density kg/m³	kg/m³
Cement	3100	168
Fly ash	2250	18
Water	1000	185
Aggregates 0 – 4 mm	2535	848
Aggregates 4 – 8 mm	2642	1080
Fresh concrete	2298	-
Hardened concrete	2095	-

Table 3.2.2 Concrete mixture composition - 20 MPa

Composition	Density kg/m³	kg/m³
Cement	3100	207
Water	1000	170
Aggregates 0 – 4 mm	2535	945
Aggregates 4 – 8 mm	2642	1005
Fresh concrete	2327	-
Hardened concrete	2157	-

Table 3.2.3 Concrete mixture composition - 50 MPa

Composition	Density kg/m³	kg/m³
Cement	3100	342
Microsilica	2250	19
Water	1000	160
Aggregates 0 – 4 mm	2535	721
Aggregates 4 – 8 mm	2642	1127
Fresh concrete	2370	-
Hardened concrete	2191	-

The achieved concrete compression strength was differed from the estimated one as shown in Table 3.2.4. The concrete strength was measured on standard cylinders with diameter 100 mm – 5 cylinders from each mix. The measured values are used in calculations. The surface of the concrete was sand blasted before gluing the sheets.

The results from the tests on concrete are demonstrated in Figure 3.2.1 – 3.2.3.

Table 3.2.4 Concrete compression strength

Nominal strength MPa	Achieved average concrete compression strength f_c MPa
10	13.3
20	22.5
50	62.7

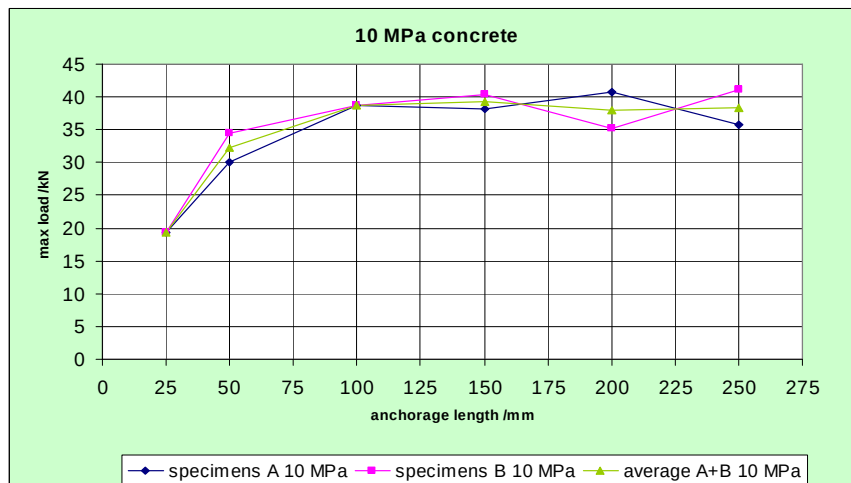


Figure 3.2.1 Anchorage failure load for 10 MPa concrete

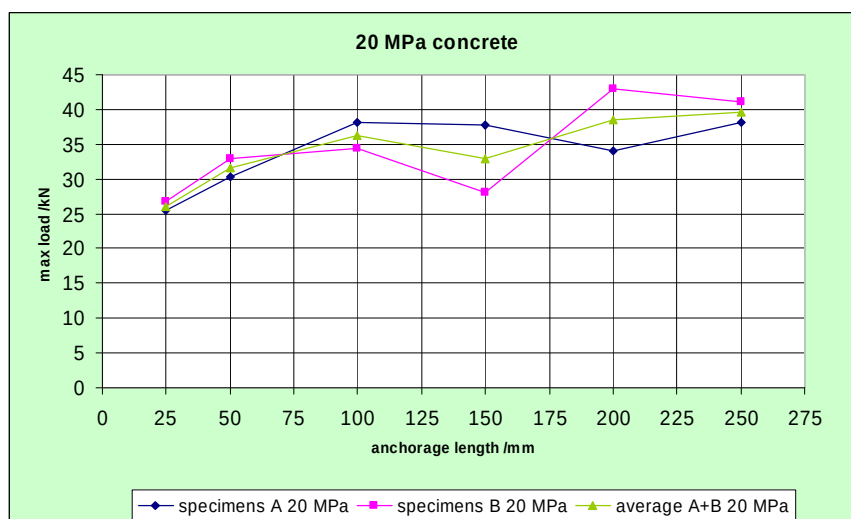


Figure 3.2.2 Anchorage failure load for 20 MPa concrete

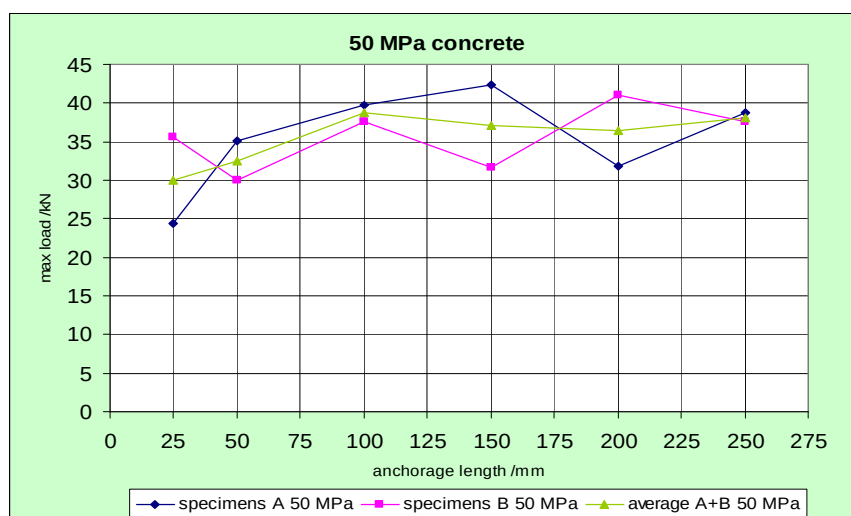


Figure 3.2.3 Anchorage failure load for 50 MPa concrete

The test set-up is shown in Figure 3.2.4.



Figure 3.2.4 Example of the test setting – specimen 20 150 B – immediately after tension test, the structure of concrete after the failure

Determination of the coefficients k_1 and k_2 according to the test results is very simple. It is considered that the width b of the aramid sheets was 100 mm and the eccentricity $e=t/2$ was 1.5 mm.

The coefficients k_1 and k_2 , may be used for calculating the critical anchorage length l_0 and the critical force P_{cr} .

Unfortunately these are far too few test results around the critical anchorage length l_0 to calculate precise value of k_1 and k_2 . We determined the coefficients shown in Table 3.2.5 from the graphs, Figures 3.2.5 – 3.2.7.

Table 3.2.5 Coefficients k_1 and k_2 respectively l_0 for concrete

Nominal concrete strength MPa	Achieved average concrete strength f_c MPa	k_1 MPa ^{1/2}	k_2 -	l_0 mm
10	13.3	1.92	0.0288	55
20	22.5	2.11	0.0370	36
50	62.7	1.95	0.0322	23

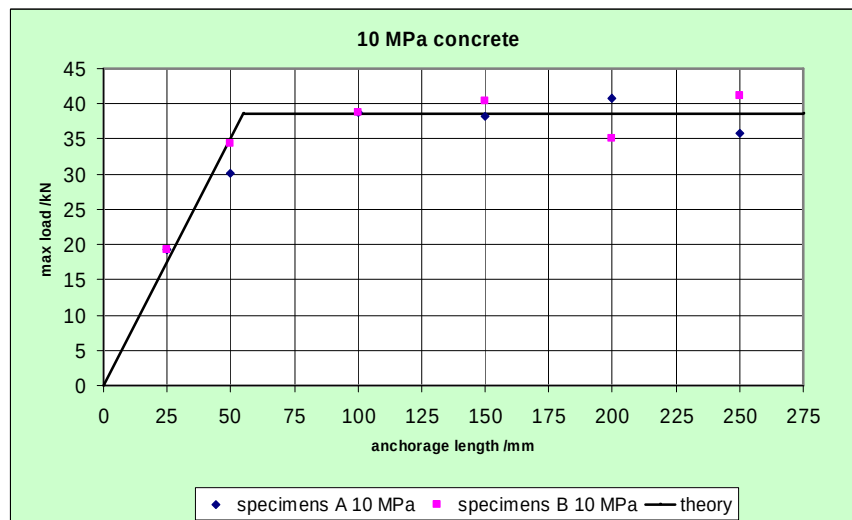


Figure 3.2.5 Test results compared to theory – 10 MPa concrete

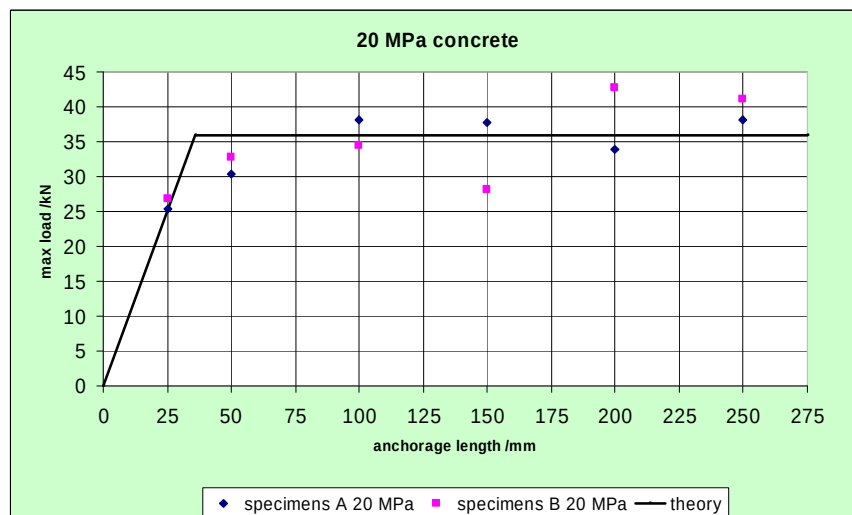


Figure 3.2.6 Test results compared to theory – 20 MPa concrete

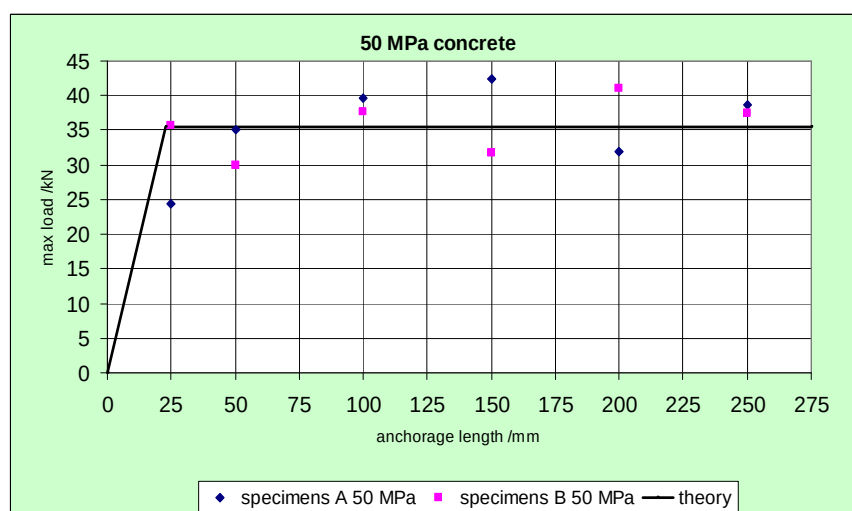


Figure 3.2.7 Test results compared to theory - 50 MPa concrete

3.3. Tests specimens – brick

Danish bricks were used, having the main properties as shown in Table 3.3.1 investigated on five specimens I to V.

Table 3.3.1 Material properties of the bricks

Specimen	Average size mm			Weight g	Density kg.m ⁻³	Compression strength MPa
	Width	Height	Length			
Brick I	108.45	54.22	227.40	2359.0	1764.3	34.30
Brick II	108.67	54.33	227.10	2352.4	1754.4	32.74
Brick III	108.67	54.35	227.70	2370.6	1762.8	33.63
Brick IV	108.83	54.22	226.55	2357.6	1763.6	37.39
Brick V	108.35	54.50	226.53	2360.7	1764.8	34.88
Average values					1762	34.59

Test set-up and testing device were the same like in section 3.2 and is shown in Figure 3.3.2.

Anchorage failure load for aramid fibre sheet bonded to bricks is demonstrated in Figure 3.3.1.

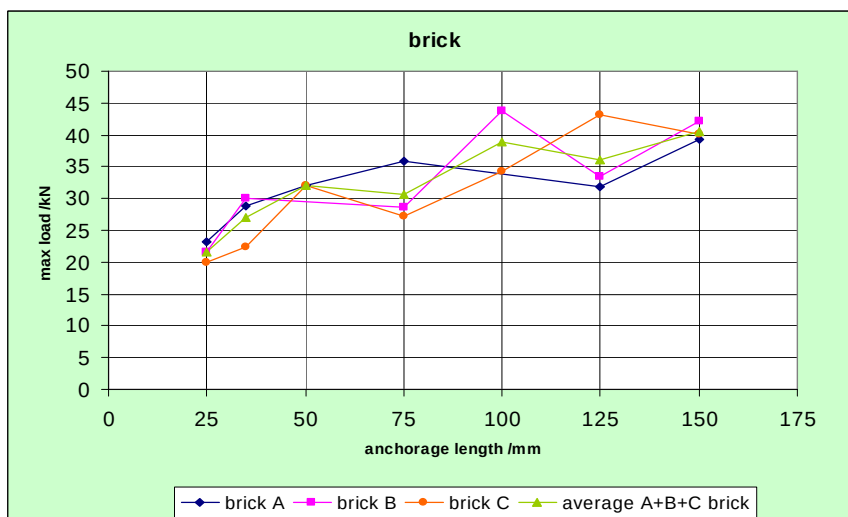


Figure 3.3.1 Anchorage failure load for brick



Figure 3.3.2 Example of the test setting – specimen B 150 C – immediately after tension test, the structure of brick after the failure

Determination of the coefficients k_1 and k_2 for the brick according to the test results is very simple. We must only consider that the width b of the aramid sheets was 60 mm and the eccentricity $e=t/2$ was 1,5 mm.

The coefficients k_1 and k_2 , may be used for calculating the critical anchorage length l_0 and the critical force P_{cr} .

Unfortunately these are far too few test results around the critical anchorage length l_0 to calculate precise value of k_1 and k_2 . We determined the coefficients shown in Table 3.3.2 from the graphs, Figure 3.3.3.

Table 3.3.2 Coefficients k_1 and k_2 respectively l_0 for brick

Material	Achieve average brick strength f_c MPa	k_1 MPa ^{1/2}	k_2 -	l_0 mm
Brick	34.6	2.04	0.0208	50

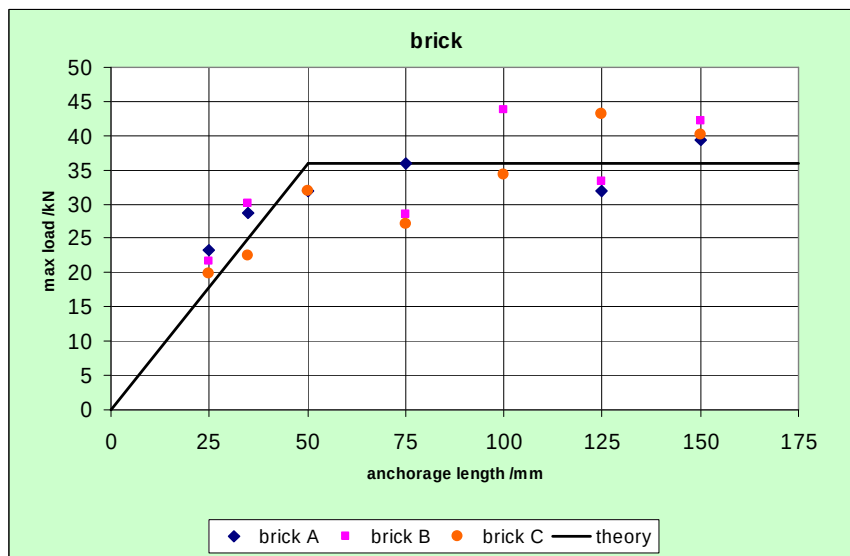


Figure 3.3.3 Test results compared to theory – brick 34,6 MPa

3.4. Tests specimens – steel

Closed steel profiles were used for the tests. The surface of the steel was sand blasted before gluing the sheets. As we expected the critical anchorage length l_0 and critical force P_{cr} are not govern with material properties of the steel but the glue. There is no need to mention steel properties. The epoxy glue compression strength 90 MPa is assumed in calculation.

Test set-up and testing device were the same like in section 3.3 and is shown in Figure 3.4.2.

The results from the tests on brick are demonstrated in Figure 3.4.1.

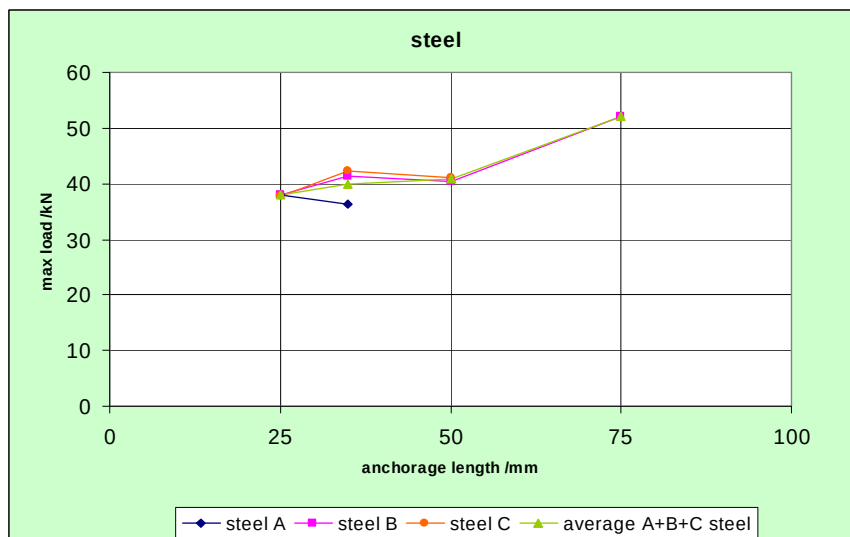


Figure 3.4.1 Anchorage failure load for steel

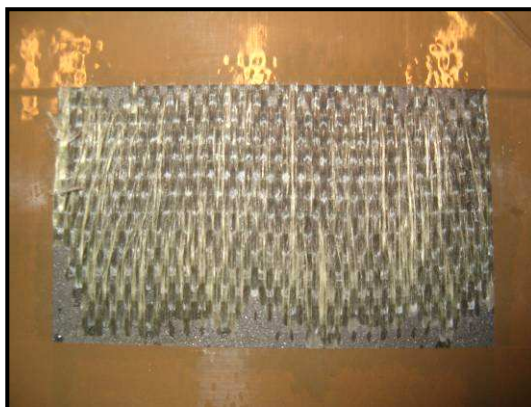
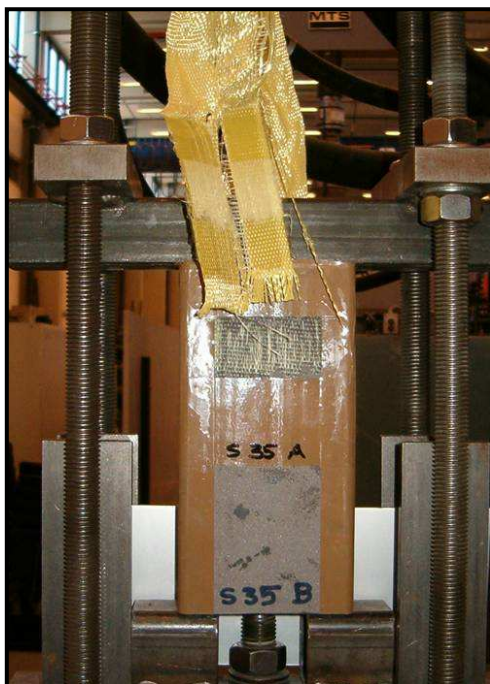


Figure 3.4.2 Example of the test setting – specimen S 35 B – immediately after tension test, the structure of epoxy glue after the failure

The calculation for the steel is only assumption. There are only few results given by tests, cf. Figure 3.4.3. Three successful results for the anchorage length 25 mm and 35 mm, two for 50 mm and only one for 75 mm. For other anchorage length the failure did not occur as we required.

Table 3.4.1 Coefficients k_1 and k_2 respectively l_0 for steel

Material	Epoxy glue strength f_c MPa	k_1 MPa ^{1/2}	k_2 -	l_0 mm
Steel	90	3.43	0.0542	20

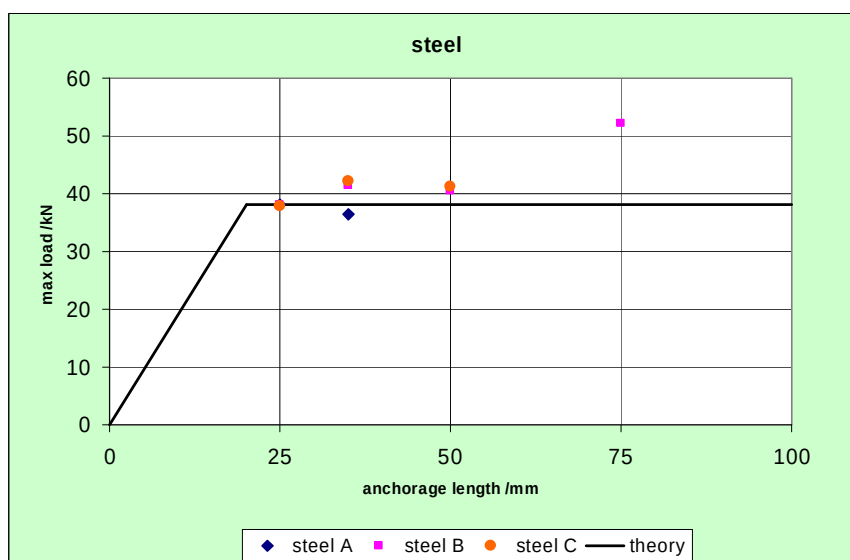


Figure 3.4.3 Test results compared to theory – steel

3.5. Conclusion

In this paper the anchorage length of Aramid fibre sheets has been determined for three concrete strengths, for brick and steel. For the planning a simple theory was formulated. However, the planning was only successful for the concretes, so more tests must be carried out for the other materials.

4. Acknowledgements

The authors would like to thank the staff at the laboratory of BYG*DTU for help in carrying out the experiments. For support regarding materials we thank Leif Brunkhorst, Condor kemi A/S and Sren Bgh, MURO.

5. References

- [1] Deutsche Institut für Bautechnik [1997]. Richtlinien für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von unidirektionalen kohlendtoffaserverstärkten Kunststofflamellen (CFK-lamellen), Typ Sika CarboDur. Zulassungsnummer Z-36.12-29. Berlin 1997.
- [2] TÄLJSTEN, B. [1994]. Plate bonding, strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics. Doctoral Thesis. 1994:152 D. Luleå University of Technology, Division of Structural Engineering. Luleå, Sweden 1994.
- [3] POULSEN, E. Strengthening of RC structures with fibre composite materials, State of the Art Report, Nordic Network on Repair and Maintenance of Concrete Structures, NORECON
- [4] POULSEN, E., JANSSENS, J. On the Anchorage of Multi Directional CFRP Laminates, XVIII Symposium of Nordic Concrete research, Helsingor, June 2002

Kontakt

Ing. Pavel Juránek, Ph.D., e-mail: juranek@tzus.cz, Technical and Test Institute for Construction Prague, Branch Brno, Hněvkovského 77, 617 00 Brno

VLIV OŠETŘOVÁNÍ MOSTNÍHO BETONU NA MODUL PRUŽNOSTI

THE INFLUENCE OF BRIDGE CONCRETE CURING ON ELASTIC MODULUS

Dalibor Kocáb, Petr Cikrle, Jiří Zahrada

Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně

Anotace:

Modul pružnosti je důležitou vlastností mostního betonu. Velký vliv na tuto pružnostní charakteristiku má způsob ošetřování tohoto materiálu po betonáži. Článek se snaží výše uvedenou problematiku postihnout.

Annotation:

Elastic modulus is important property of bridge concrete. Method of curing after concreting has great influence on this elastic characteristic. This paper deals with these questions.

Klíčová slova: Beton, modul pružnosti

Keywords: Concrete, elastic modulus

1. Úvod

Modul pružnosti v tlaku/tahu je jednou z důležitých materiálových charakteristik betonu, zvláště pokud se jedná o mostní beton. Jedním z aspektů, který výslednou hodnotu modulu pružnosti ovlivňuje, je způsob ošetřování betonu. Byl zkoumán vliv míry nasycení betonu na vývoj jak dynamického, tak statického modulu pružnosti v tlaku betonu.

2. Všeobecné údaje

Pro experiment bylo vyrobeno 14 hranolů o rozměrech 100 x 100 x 400 mm a 12 krychlí o hraně 150 mm. Tělesa bylo zhotovena při betonáži opěry nového mostu na ulici Hradecké, který je součástí mimoúrovňové křižovatky ulic Žabovřeské a Hradecké v místě portálů tunelů Dobrovského I a II. Na stavbu opěry byl použit provzdušněný beton C 35/45 XF4. Výstavbu provádí firma OHL ŽS, a.s.

Tělesa byla po betonáži pokropena vodou, uložena na vodorovnou plochu na staveništi a přikryta fólií. Po třech dnech byla dopravena do laboratoře, kde byla následně odformována.

Zkušební hranoly byly rozděleny na dvě skupiny po šesti kusech. První skupina byla označena jako N1 až N6 a byla uložena do vody. Druhá skupina byla označena jako S1 až S6 a byla uložena v normálním laboratorním prostředí bez ošetřování vodou. Zbývající dva hranoly byly uloženy bez vody a byly popsány jako Z1 a Z2 – jednalo se o záložní zkušební tělesa. Krychle byly obdobně rozděleny na uložené ve vodě (N1 až N6) a uložené v suchu (S1 až S6).

Po odformování byly na všech tělesech určeny rozměry a hmotnost, viz Tabulka 1.

Tabulka 1.: Základní naměřené hodnoty po odformování

Krychle	a [mm]	b [mm]	c [mm]	m [kg]	D [kg/m ³]
N1	149,6	149,5	149,6	7,578	2260
N2	149,6	149,6	148,4	7,559	2280
N3	149,6	150,0	150,1	7,615	2260
N4	149,8	149,5	149,9	7,561	2250
N5	149,5	149,4	149,7	7,538	2250
N6	149,6	149,4	150,4	7,487	2230
S1	149,9	150,0	151,8	7,617	2230
S2	149,0	149,5	149,2	7,504	2260
S3	149,2	149,3	148,7	7,498	2260
S4	149,2	149,2	151,6	7,495	2220
S5	149,4	149,3	149,5	7,467	2240
S6	149,6	149,5	149,0	7,553	2270
Hranoly	b [mm]	h [mm]	L [mm]	m [kg]	D [kg/m ³]
N1	100,7	101,2	400,6	9,150	2240
N2	99,9	101,1	400,5	9,075	2240
N3	100,2	102,4	400,0	9,335	2270
N4	100,3	100,3	400,4	9,028	2240
N5	100,2	100,9	400,4	9,093	2250
N6	100,4	100,1	400,3	9,073	2260
S1	101,5	99,5	399,2	9,001	2230
S2	100,9	101,2	400,0	9,178	2250
S3	100,2	102,0	400,2	9,102	2230
S4	100,1	100,8	400,1	9,169	2270
S5	99,9	101,1	400,2	9,158	2270
S6	100,1	100,8	400,1	9,205	2280
Z1	99,8	99,9	400,4	9,065	2270
Z2	100,0	100,7	400,3	9,250	2290

3. Metodika zkoušek

Na hranolech byl nejdříve určen dynamický modul pružnosti betonu ultrazvukovou a rezonanční metodou ve stáří 3, 7 a 28 dnů. Po 28 dnech zrání betonu byla na krychlích stanovena pevnost v tlaku a následně byl na hranolech zjištěn i statický modul pružnosti betonu v tlaku/tahu určením deformací při tlakovém namáhání těles. Část hranolů nebyla po zatěžování rozdrčena v tlaku – tato zkušební tělesa byla ponechána pro pozdější 90 denní zkoušky. Veškeré zkoušky byly prováděny dle norem [3, 4, 5]. Různé druhy zkoušek modulu pružnosti jsou podrobně rozebrány např. v [1, 2], v příspěvku je uveden stručný přehled použitých výpočtových vztahů.

3.1. Dynamické moduly pružnosti

Dynamický modul pružnosti betonu z ultrazvuku E_{bu} se určí dle vzorce:

$$E_{bu} = \rho v_L^2 \frac{1}{k} \quad (1.1)$$

kde ρ je objemová hmotnost materiálu, v kg.m^{-3} ;
 v_L je rychlost šíření ultrazvukového impulsu, v m.s^{-1} ;
 k je koeficient rozměrnosti prostředí, bez rozměru.

Dynamický modul pružnosti E_{brL} zjištěný z podélné rezonanční frekvence je dán vztahem:

$$E_{brL} = 4 \cdot L^2 \cdot f_L^2 \cdot \rho \quad (1.2)$$

Dynamický modul pružnosti E_{brF} z příčné rezonanční frekvence se vypočte ze vztahu:

$$E_{brF} = \frac{0,0789 \cdot c_1 \cdot f_f^2 \cdot L^4 \cdot \rho}{i^2} \quad (1.3)$$

kde f_L, f_f jsou naměřené vlastní frekvence podélného a příčného kmitání v kHz;
 L je délka vzorku v m;
 ρ je objemová hmotnost betonu v kg.m^{-3} ;
 c_1 je korekční součinitel;
 i je poloměr setrvačnosti.

3.2. Statický modul

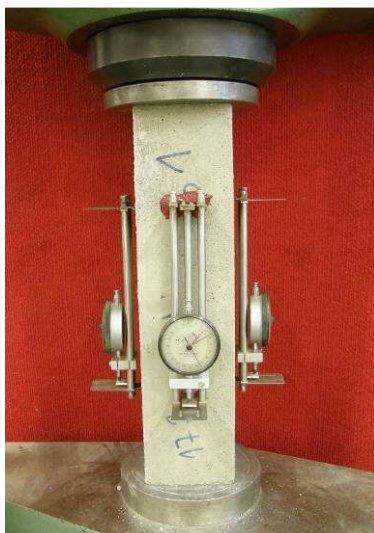
Zkušební těleso se umístí do lisu, kde se zatěžuje v mezích od 0,5 MPa do 1/3 pevnosti v tlaku srovnávacích těles, z čehož se dostane hodnota $\Delta\sigma$. Na těleso se osadí dva až čtyři tenzometry pro určení změny délky Δl a následně změny poměrného přetvoření $\Delta\varepsilon$. Statický modul pružnosti se pak stanoví ze vztahu:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (1.4)$$

4. Stanovení modulu pružnosti E_{bu} , E_{brL} , E_{brF} a E_c

Na všech hranolech byl dynamický modul pružnosti po 3, 7 a 28 dnech zrání betonu, a to jak ultrazvukovou metodou (modul pružnosti E_{bu}) pomocí přístroje TICO s použitím sond o frekvenci 82 kHz, tak metodou rezonanční pomocí podélného kmitání (E_{brL}) a příčného kmitání (E_{brF}). Po 28 denních zkouškách byla část hranolů rozdrčena z důvodu zjištění hranolové pevnosti betonu. Dynamické moduly pružnosti 90-ti denní byly proto zjišťovány na již nekompletní sadě.

Statické moduly pružnosti, viz. Obr.1., byly určovány v době stáří betonu 28 a 90 dní. První uvedené byly zjištěny na třech hranolech nasycených (N1 až N3) a na třech hranolech suchých (S1 až S3). Poté byly tělesa N1, N2, S1 a S2 použita na zjištění pevnosti, proto se 90-ti denní statický modul zkoušel na čtyřech tělesech nasycených (N3 až N6) a obdobně na čtyřech tělesech suchých (S3 až S6). Výsledky jsou zobrazeny v Tabulce 2.



Obr. 1.: Zkoušení statického modulu pružnosti E v lisu HIM ZD 40 KE

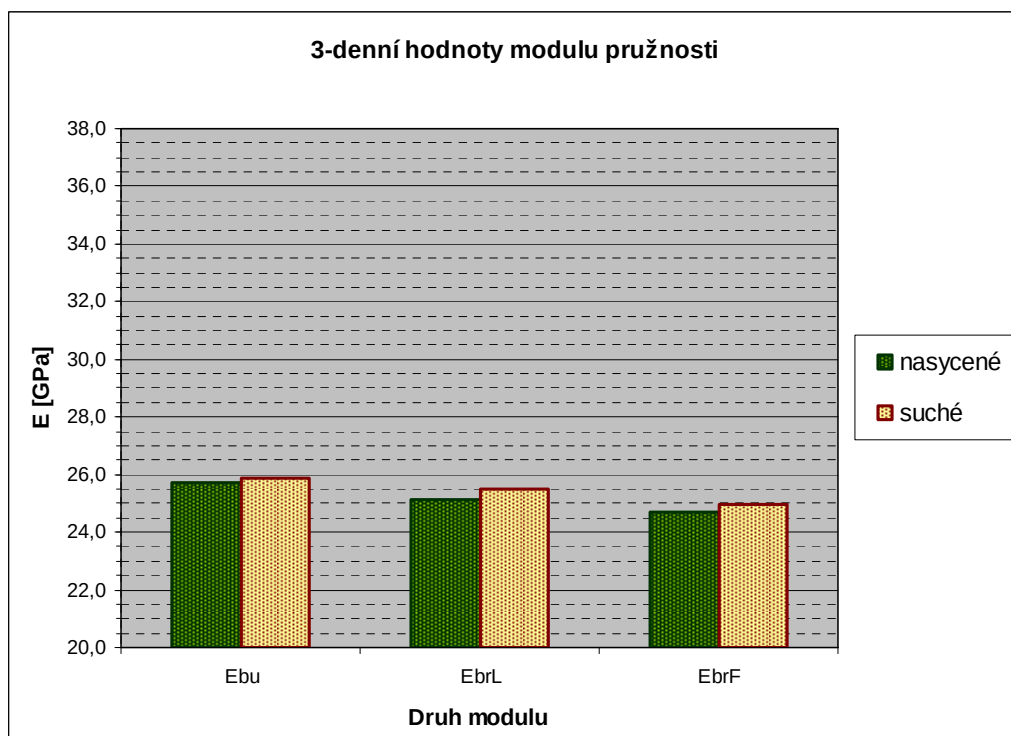
Tabulka 2.: Moduly pružnosti betonu uvedené v GPa

	3 – denní E			7 – denní E			28 – denní				90 – denní			
Hranol	E_{bu}	E_{brL}	E_{brF}	E_{bu}	E_{brL}	E_{brF}	E_{bu}	E_{brL}	E_{brF}	E_c	E_{bu}	E_{brL}	E_{brF}	E_c
N1	25,9	24,4	23,3	29,9	30,1	29,3	33,4	33,6	33,9	24,9	-	-	-	-
N2	25,5	24,5	24,3	29,9	30,6	30,3	33,6	34,0	33,4	25,3	-	-	-	-
N3	27,2	27,4	27,3	31,4	33,2	33,1	35,2	36,7	35,7	27,2	36,0	37,8	37,1	29,9
N4	25,3	25,1	24,4	29,7	30,8	30,3	33,2	34,3	34,6	-	34,3	35,7	35,8	28,6
N5	26,1	25,7	24,6	30,3	31,0	30,0	34,0	34,6	34,6	-	34,8	35,5	35,9	27,5
N6	24,2	23,8	24,3	30,0	30,5	31,4	33,7	34,5	34,4	-	34,9	35,9	35,9	27,7
S1	23,4	23,6	23,7	25,6	27,3	26,2	27,6	27,8	27,4	22,2	-	-	-	-
S2	25,1	24,9	24,5	27,1	28,4	26,5	28,2	28,5	27,2	22,4	-	-	-	-
S3	25,8	25,3	24,5	27,3	28,4	26,5	28,7	28,8	26,9	23,0	25,4	26,3	24,5	21,8
S4	26,7	26,2	25,0	28,1	29,2	27,2	29,5	29,5	28,6	-	26,4	27,6	26,8	22,3
S5	26,6	26,3	24,9	28,1	29,4	28,9	29,2	29,9	28,7	-	26,2	27,8	27,0	22,6
S6	26,1	26,2	26,3	28,1	29,7	29,0	29,3	29,8	28,9	-	26,0	27,6	26,6	22,0
Z1	26,2	25,5	24,8	27,9	28,9	27,3	29,1	29,3	28,7	-	-	-	-	-
Z2	26,9	26,0	25,9	28,2	29,5	29,2	29,7	29,9	29,0	-	-	-	-	-

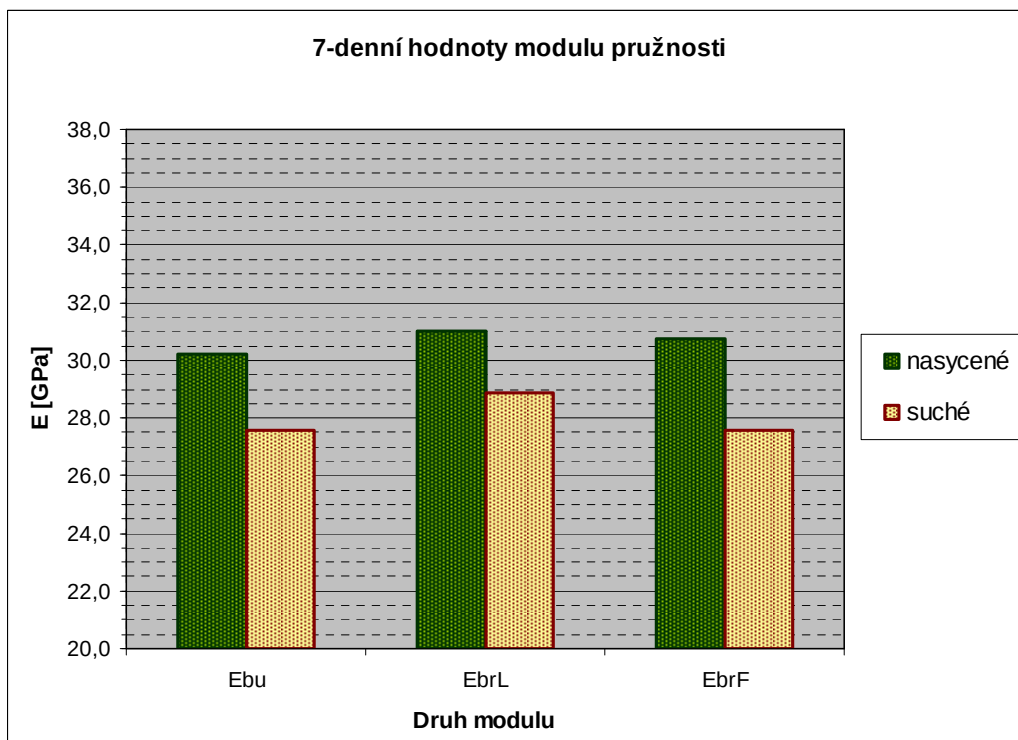
5. Souhrn dosažených výsledků

Z výsledků výše popsaných zkoušek jednoznačně vyplývá, že čím je beton více nasycený vodou, tím jeho modul pružnosti v čase roste. Modul pružnosti 3 dny starého betonu byl zkoušen po odformování, tedy před uložením poloviny těles do vodní lázně, proto jsou jeho hodnoty téměř identické – viz graf na Obr. 2. Ovšem již po dalších čtyřech dnech (ve stáří 7 dnů) je jasně patrný vyšší nárůst modulu pružnosti betonu u nasycených vzorků – viz

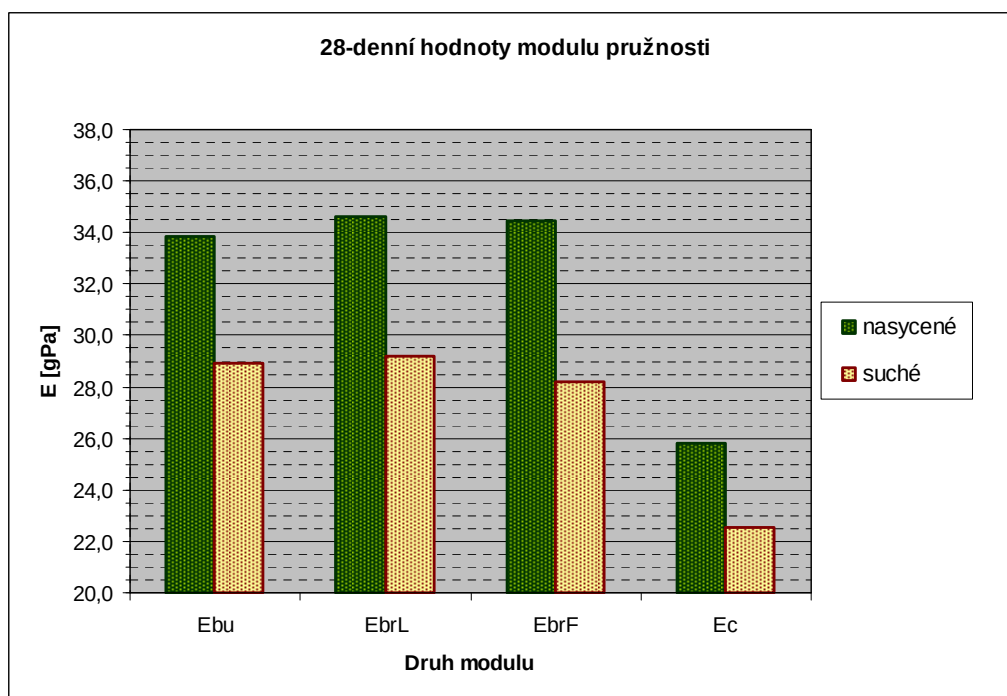
graf na obr. 3. Tento trend pak pokračuje i nadále u modulů pružnosti zjišťovaných na betonu starém 28 dní, viz graf na Obr. 4. a na betonu starém 90 dní, viz graf na Obr. 5.



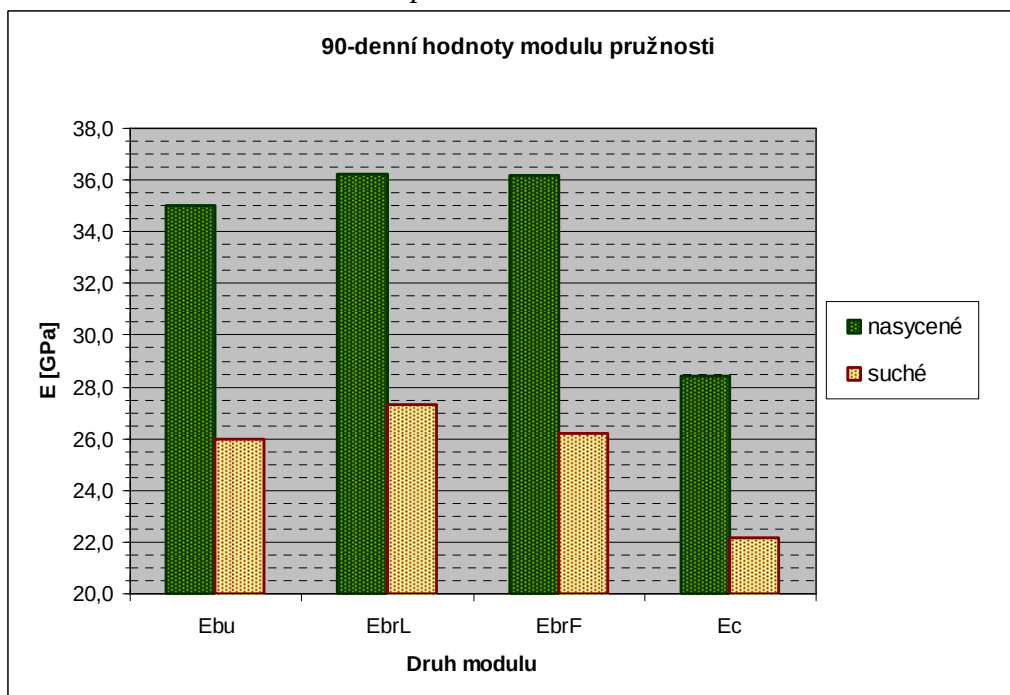
Obr. 2.: Modul pružnosti betonu ve stáří 3 dnů



Obr. 3.: Modul pružnosti betonu ve stáří 7 dnů

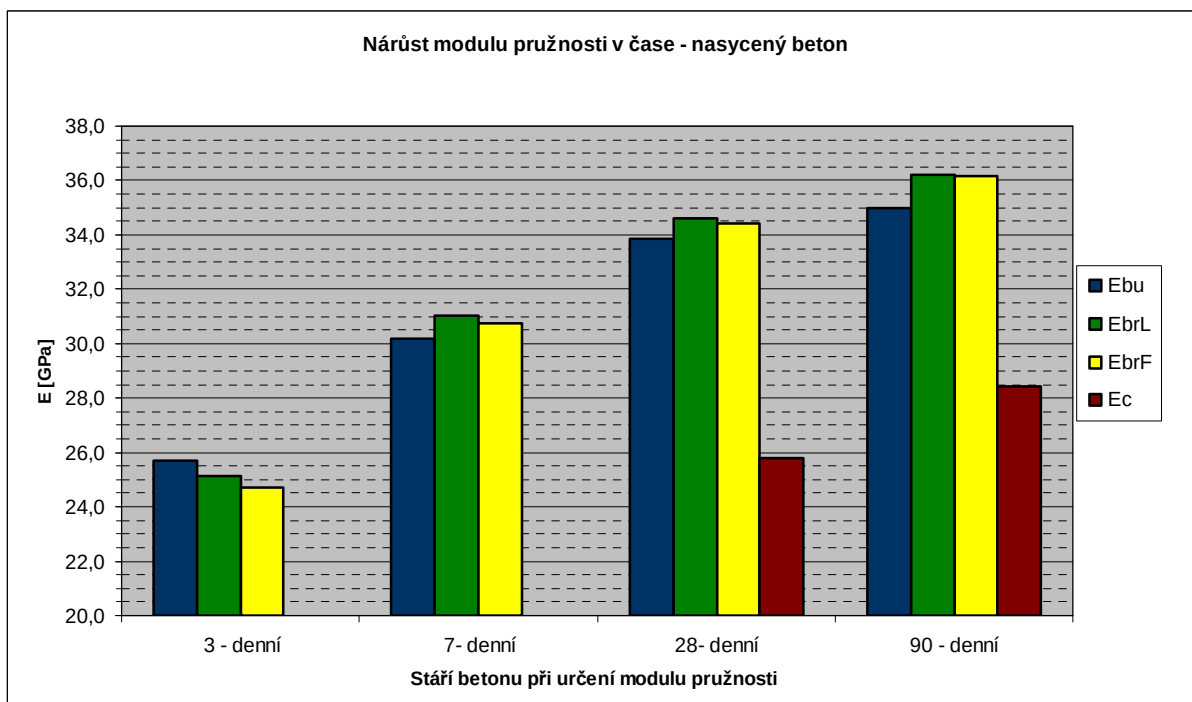


Obr. 4.: Modul pružnosti betonu ve stáří 28 dnů

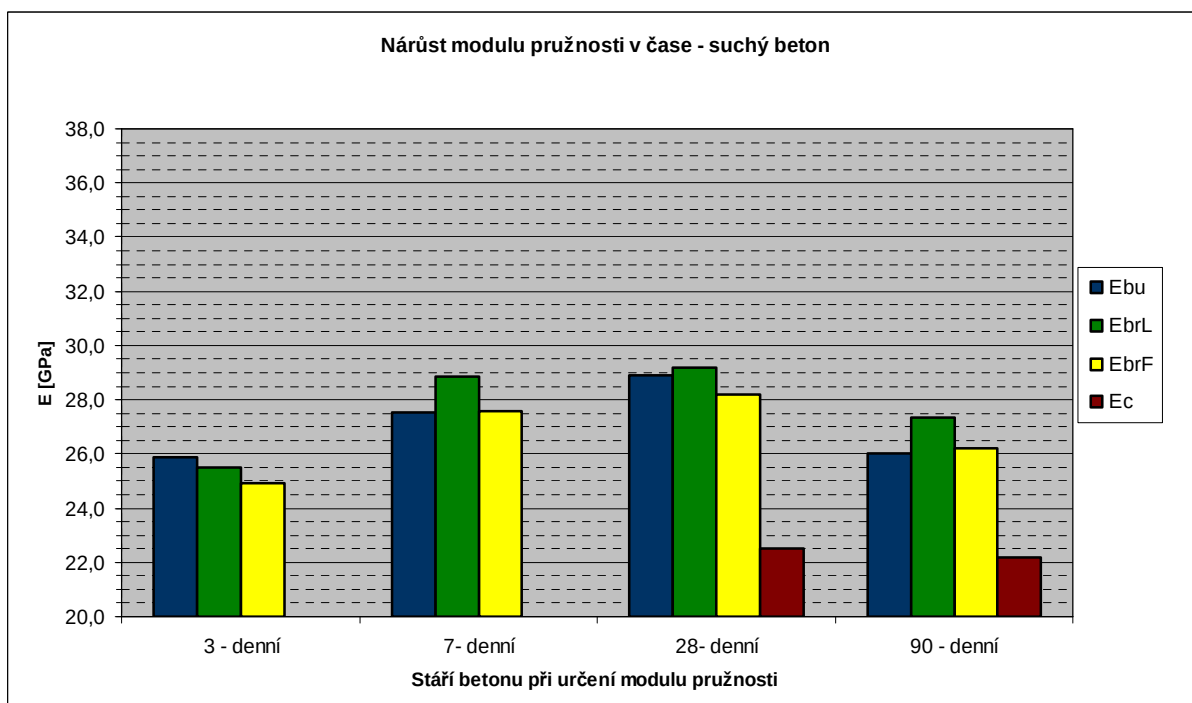


Obr. 5.: Modul pružnosti betonu ve stáří 90 dnů

Nejzřetelnější je ovšem porovnání rozdílů nárůstu modulu pružnosti mezi nasycenými tělesy, viz graf na Obr. 6. a tělesy uloženými na suchu, viz graf na Obr. 7. Markantní rozdíl je zejména u 90 dní starého betonu, kdy u nasycených vzorků modul pružnosti oproti 28 – denním hodnotám stále roste, zatímco u suchých vzorků nejen že neroste, nýbrž dokonce klesá!



Obr. 6.: Vývoj modulu pružnosti u nasyceného betonu



Obr. 7.: Vývoj modulu pružnosti u suchého betonu

6. Závěr

Předmětem práce bylo zjistit, jaký vliv na modul pružnosti mostního provzdušněného betonu má způsob jeho ošetřování. Konkrétně se jednalo o rozdíl mezi betonem neošetřovaným a uloženým ve vodní lázni.

Získané výsledky jednoznačně ukázaly, že u nasyceného (ošetřovaného) betonu jeho modul pružnosti v čase uspokojivě roste, přičemž tento proces probíhá i po 90 dnech stárí betonu. Naopak u suchého (neošetřovaného) betonu roste modul pružnosti v čase jen mírně, mezi 28 a 90 dnem stárí se nárůst zastavuje a modul pružnosti začíná naopak klesat.

Poděkování

Tento příspěvek vznikl za podpory výzkumného záměru **MSM 0021630511** „Progresivní stavební materiály s využitím druhotných surovin a jejich vliv na životnost konstrukcí“, grantového projektu **GAČR č. 103/09/0065** a vnitřního grantu Fakulty stavební VUT v Brně č. **BD129900139**.

Literatura

- [1] CIKRLE, P., Porovnání statických a dynamických modulů pružnosti, příspěvek na konferenci *Zkoušení a jakost ve stavebnictví 2008*, ISBN 978-80-01-04123-9, Kloknerův ústav ČVUT, Praha, 2008.
- [2] CIKRLE, P.; HUŇKA, P., Porovnání metodik zkoušení modulu pružnosti betonu, příspěvek na konferenci *Technologie, provádění a kontrola betonových konstrukcí 2006*, ISBN 80-903502-4-0, Česká betonářská společnost ČSSI, Praha, 2006.
- [3] ČSN 73 1371:1981 Ultrazvuková impulzová metoda skúšania betónu.
- [4] ČSN 73 1372:1981 Rezonanční metoda zkoušení betonu.
- [5] ČSN ISO 6784: Beton. Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku.

Kontakt

Ing. Dalibor Kocáb, tel: 00420 541 147 811, e-mail: kocab.d@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Petr Cikrle, Ph.D., tel: 00420 541 147 814, e-mail: cikrle.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Jiří Zahrada, CSc., tel. 00420 602 565 326, e-mail: jzahrada@ohlzs.cz, OHL ŽS, a.s.

REOLOGIE BETONŮ S PÓROVITÝM KAMENIVEM

RHEOLOGY OF POROUS AGGREGATE CONCRETE

**Barbara Kucharczyková, Petr Daněk,
Petr Misák, Ondřej Pospíchal, Tomáš Vymazal**

Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně

Anotace:

Článek se zabývá otázkou objemových změn betonů s pórovitým kamenivem a to zejména problematikou měření smrštění v počátečním stádiu tuhnutí a tvrdnutí betonu s možností pokračování v dlouhodobém měření smrštění od vysychání. V článku jsou uvedeny výsledky experimentální analýzy.

Annotation:

The paper deals with issue of porous aggregate concrete volume changes. Namely it deals with the issue of the shrinkage measuring, especially, in the early stage of concrete setting and hardening with the ways and means to long-term measuring of drying shrinkage. The results of experimental analysis are presented in the paper.

Klíčová slova: lehký beton, autogenní smrštění, smrštění od vysychání, zařízení Schleibinger, strunový tenzometr

Keywords: lightweight concrete, autogenous shrinkage, drying shrinkage, Schleibinger equipment, vibrating- wire strain gage

1. Úvod

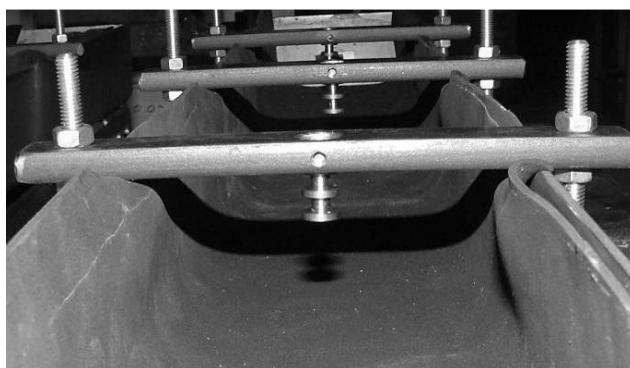
Lehký beton lze, vzhledem k jeho vlastnostem, zařadit mezi speciální vysokohodnotné betony, pro jejichž výrobu je použito kamenivo o nízké objemové hmotnosti. Výzkum a vývoj v oblasti lehkých betonů je v posledních letech orientován zejména na dosažení vysokých pevností a výborných trvanlivostních vlastností při zachování nízkých objemových hmotností výsledného kompozitu. Tato snaha je ovšem doprovázena řadou problémů souvisejících jak s návrhem samotného složení čerstvého betonu, tak i s návrhem konečného konstrukčního prvku. Jednou ze základních problematik, souvisejících s uplatněním lehkého betonu v praxi, je určení jeho celkové reologie, která je ovlivněna zejména nízkým vodním součinitelem, poměrně vysokým obsahem jemných částic a mírou nasycení použitého pórovitého kameniva.

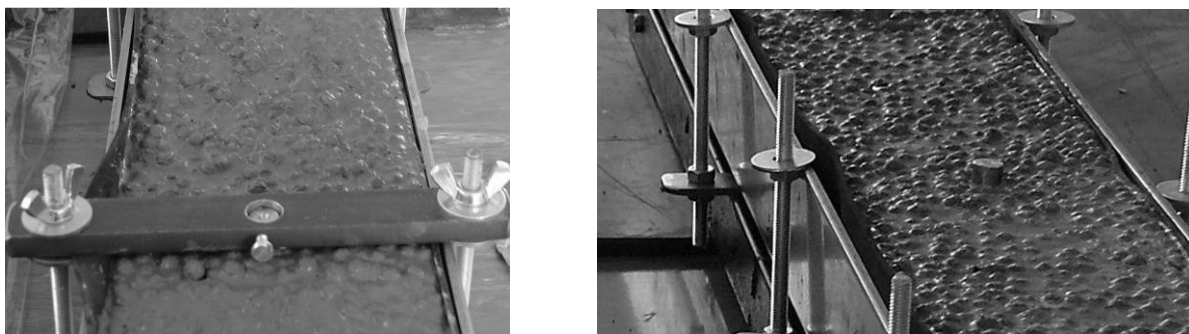
2. Měření smrštění

Zvolit způsob a okamžik zahájení měření smrštění zejména u betonů s nízkým vodním součinitelem je poměrně komplikovaná otázka. Jak je uvedeno v literatuře [1] normové zkušební metody [2], vyvinuté pro měření smrštění vlivem odpařování vody u běžného betonu, nejsou pro využití příliš vhodné a nelze jimi postihnout počáteční autogenní smrštění, které probíhá v prvních 24 hodinách po uložení betonu do formy. U betonů s pórovitým kamenivem je situace navíc zkomplikována obsahem vody obsažené v pórové struktuře kameniva, která se může postupně uvolňovat a zaplňovat póry, vzniklé samovysycháním, což může vést k nabytí.

2.1. Dostupné měřicí zařízení

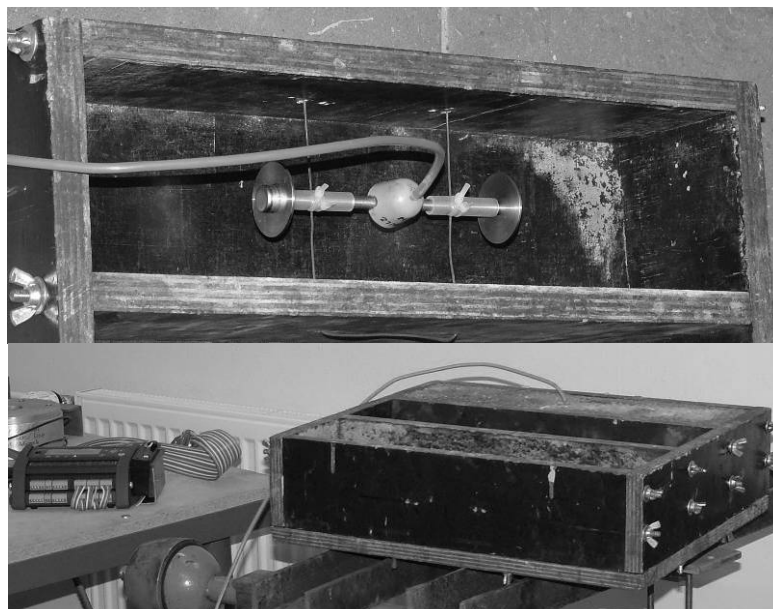
V současné době je na Ústavu stavebního zkušebnictví VUT FAST v Brně ověřována měřicí metoda, která by měla být schopna postihnout objemové změny jak v počátečním stádiu tuhnutí betonu, tak i dlouhodobé smrštění vlivem vysychání. Jedná se o upravené měřicí žlaby firmy Schleibinger [3]. Měřicí žlaby délky 1 m s mírně kónusovým průřezem o výšce 60 mm a šířce horní hrany 100 mm slouží pro záznam délkových objemových změn v ose zkušebního tělesa. Deformace jsou snímány indukčností snímačem s možností záznamu hodnoty na 0,00001 mm a kontinuálně zaznamenávány do měřicí ústředny. Měřicí žlaby byly doplněny o spodní ocelové lišty, které umožňují přichycení zkušebního zařízení k vibračnímu stolu pomocí magnetu a umožní tak dokonalé zhutnění jak tuhých (suchých) tak i velmi měkkých směsí. Pro umožnění měření smrštění na povrchu tělesa byly vyrobeny speciální měřicí terče, které lze zabetonovat do horního povrchu zkušebního prvku. Počátek měření v ose tělesa je dán rychlostí tuhnutí čerstvého betonu – pro účely měření je vhodné, aby směs byla natolik „zavadlá“ aby svým pohybem nevytlačovala čelo z měřicího žlabu. Počátek měření se může u jednotlivých směsí lišit, avšak u betonů s rychlým nárůstem pevností je možno začít měření již 1 – 2 hodiny po výrobě. Měření na povrchu tělesa je realizováno pomocí přílohného deformetru, tudíž počátek měření je možno zahájit až po dosažení dostatečné soudržnosti betonu a měřících terčů (u betonů s rychlým nárůstem pevností lze měření zahájit 12 – 20 hodin po výrobě tělesa). Upravené měřicí zařízení je zobrazeno na Obr. 1.





Obr. 1.: Upravené měřicí žlaby

Současně s betonáží měřicích žlabů byl vyroben zkušební trámec o rozměrech 100x100x400 mm, v jehož ose byl osazen a následně zabetonován strunový tenzometr TES/5,5/T. Měření na takto vyrobeném tělese lze zahájit ihned po jeho výrobě. Průběh měření je kontinuálně zaznamenáván do měřicí ústředny dataTaker DT80G (viz Obr. 2).



Obr. 2.: Trámec se zabudovaným strunovým tenzometrem

Všechna zkušební tělesa byla po výrobě zakryta ochrannou fólií za účelem omezení nadměrného vysychání povrchu.

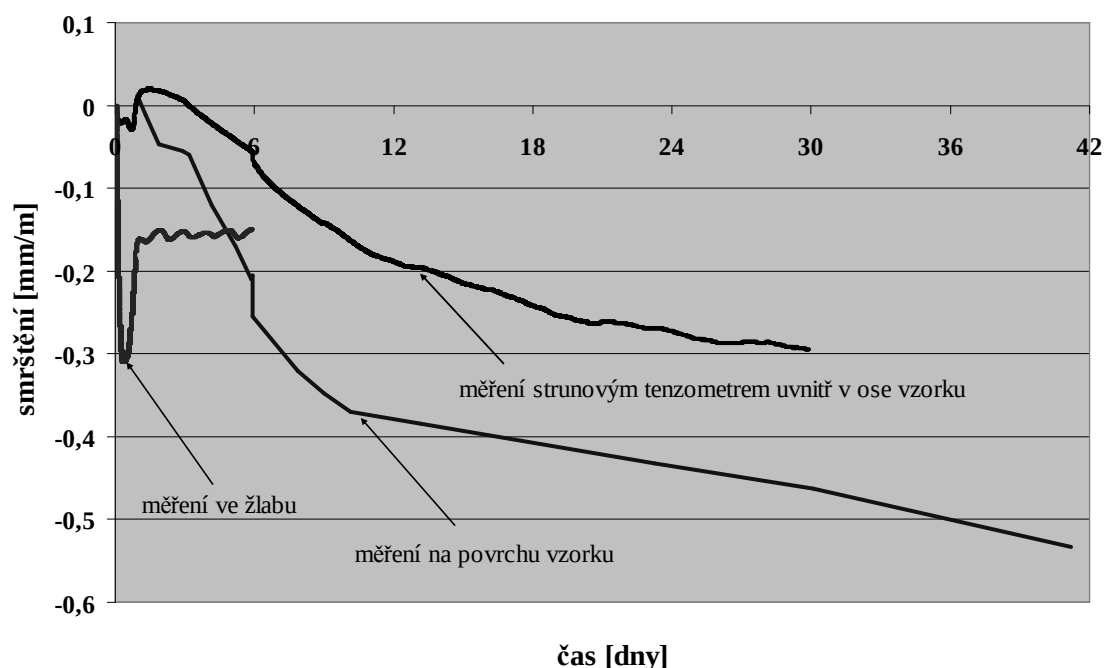
3. Dosažené výsledky

Výstupy měření jsou znázorněny na Obr. 3. Níže uvedený graf znázorňuje průběhy smrštění stanovené měřením ve žlabu a to jak v ose tělesa (kontinuální záznam pořízený indukčností snímačem) tak i na jeho povrchu (měřeno příložným deformetrem v pravidelných intervalech). Třetí křivka znázorňuje průběh smrštění měřený strunovým tenzometrem zabetonovaným v ose zkušebního trámce.

Jak je vidět, průběhy jednotlivých měření se liší, avšak je možné je vzájemně propojit. Křivka pořízena měřením v ose žlabu zachycuje počáteční autogenní smrštění, které začíná s počátkem hydratace a trvá přibližně po 10 – 12 hodin od uložení betonu do formy, poté je zaznamenáno strmé nabývání, které se ustaluje přibližně po 24 hodinách od výroby tělesa. V této fázi již nemá příliš velký význam pokračování v měření na vzorku uloženém ve žlabu, neboť čela vzorku jsou uchycena do kotvících háků, které postupně brání volnému smršťování ztvrdlého betonu. Nicméně, vzorky byly ponechány ve žlabech po dobu 6 – ti dnů a teprve poté vyjmuty.

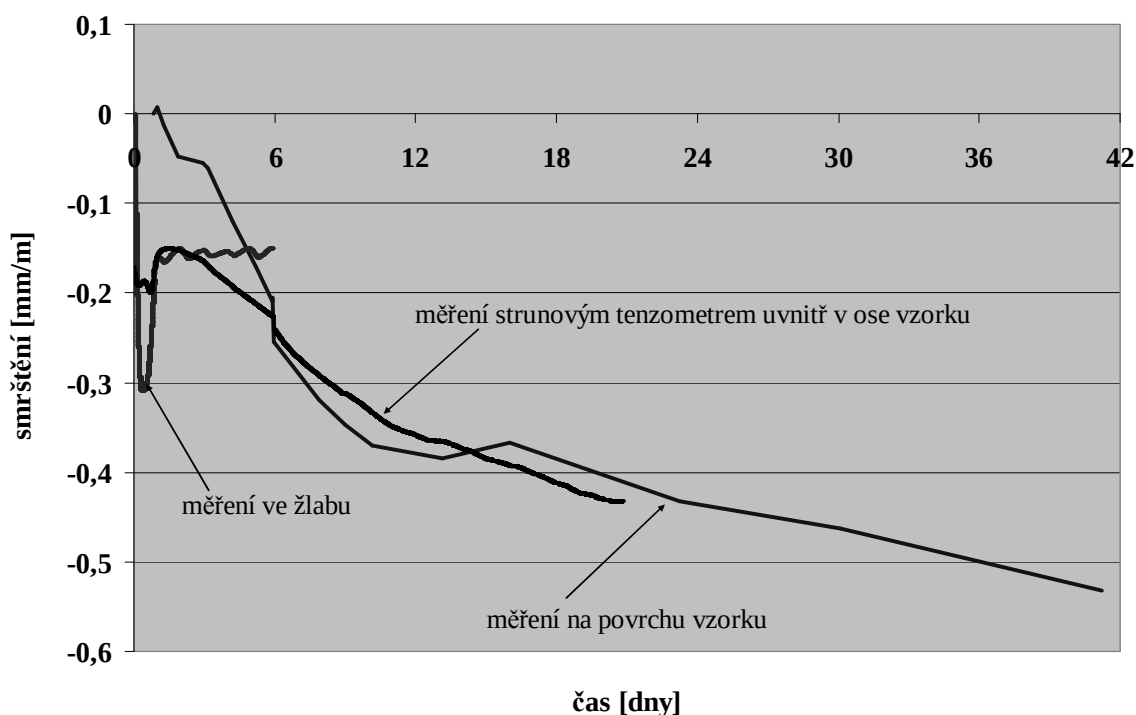
V tomto období již bylo zahájeno měření smrštění na povrchu tělesa pomocí příložného deformometru, toto měření bylo zahájeno cca po 20–ti hodinách od uložení betonu do formy. Jak je vidět na níže uvedeném grafu, tímto měřením nelze zachytit počáteční autogenní smrštění a je zde zaznamenána pouze hodnota smrštění od vysychání. Okamžik vyjmutí tělesa ze žlabu se projeví odskokem křivky, který je způsoben ukotvením vzorku do čela žlabu, po vyjmutí tělesa se již jedná o volné smrštění od vysychání.

Poslední křivka znázorňuje průběh smrštění pořízení zabetonovaným strunovým tenzometrem. Jak je patrné z grafu, tento způsob měření opět neumožňuje zachycení počátečního autogenního smrštění. Trámec byl umístěn ve formě po dobu 6 – ti dnů a poté odformován. V okamžiku vyjmutí trávce z formy byl opět zaznamenán odskok v průběhu měření, neboť stěny formy opět částečně bránily volnému smrštění.



Obr. 3.: Průběh smrštění betonu měřený v ose žlabu, na povrchu tělesa ve žlabu, strunovým tenzometrem v ose trávce

Jak již bylo řečeno na začátku, ačkoli se jednotlivé záznamy liší, je možné je vzájemně propojit. Jelikož záznam měření strunovým tenzometrem uvnitř tělesa zachycuje část procesu nabývání, lze tuto křivku posunout svisle po ose „y“, čímž dojde k napojení na záznam pořízený v ose žlabu, jak je ukázáno na Obr. 4. Dále pak, záznam pořízený měřením na povrchu vzorku velmi dobře kopíruje sestupnou větev určenou měřením strunovým tenzometrem.



Obr. 4.: Průběh smrštění betonu měřený v ose žlabu, na povrchu tělesa ve žlabu, strunovým tenzometrem v ose trámce

4. Shrnutí výsledků

Z výše uvedených výsledků lze vyvodit následující závěry:

- Měřicí žlaby se ukázaly jako vhodné pro měření smrštění v počátečním stádiu tuhnutí a tvrdnutí betonu a umožnily zachycení počátečního autogenního smrštění a následného nabývání, které bývá u lehkých betonů typickým jevem. Zabetonované měřicí terče na povrchu zkušebního tělesa ve žlabu pak umožňují dlouhodobé měření smrštění od vysychání. Oba průběhy lze vzájemně propojit.
- Strunový tenzometr zabudovaný uvnitř zkušebního vzorku neumožnil zachycení autogenního smrštění, avšak zachytil část procesu nabývání, což opět umožňuje propojení tohoto měření s měřením ve zkušebním žlabu.

5. Závěr

Výše uvedené výsledky potvrzují nezbytnost měření objemových změn již v počátečním stádiu tuhnutí a tvrdnutí cementových kompozitů. Stanovením objemových změn způsobem doporučeným normou ČSN 731320 se můžeme v případě některých druhů cementových kompozitů dopustit poměrně velké chyby, neboť toto měření lze ve většině případů zahájit až po odformování zkušebních těles, což bývá zpravidla 24 hodin od betonáže. Tato skutečnost znemožňuje zachycení případného autogenního smrštění, které u betonů s nízkým vodním součinitelem může nastat již po 1 hodině od uložení betonu.

Poděkování

Tento příspěvek byl zpracován s finanční podporou výzkumného záměru MSM 0021630511 a projektu grantové agentury GAČR č. 103/09/P057.

Literatura

- [1] Pierre – Claudie Aïtcin. Vysokohodnotný beton, Praha 2005, ISBN 80-86769-39-9
- [2] ČSN 731320 Stanovení objemových změn betonu, Český normalizační institut, 1988
- [3] <http://www.schleibinger.com>

Kontakt

Ing. Barbara Kucharczyková, Ph.D., tel: 00420 541 147 527, e-mail: kucharczykova.b@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Petr Daněk, Ph.D., tel: 00420 541 147 492, e-mail: danek.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Petr Misák, e-mail: misak.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Ondřej Pospíchal, e-mail: pospichal.o@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Tomáš Vymazal, Ph.D., tel: 00420 541 147 818, e-mail: vymazal.t@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

DIAGNOSTIKA PREFABRIKOVANÉHO ŽELEZNIČNÍHO MOSTU NA TRATI PLZEŇ – CHEB PO 50 LETECH PROVOZU

INVESTIGATION OF PRECAST BRIDGE ON RAILWAY PLZEŇ-CHEB AFTER 50 YEARS IN OPERATION

Jan Pavlica, Tomáš Míčka, Pavel Němec, Jiří Peřina, Miloš Šimler

Pontex spol. s r.o

Anotace:

V souvislosti s rekonstrukcí koridoru Plzeň - Cheb byl před a v průběhu demolice mostu proveden detailní trojfázový diagnostický průzkum, pro zjištění stavebního stavu konstrukce. Cílem bylo prověřit chování předpjatých betonových konstrukcí v náročném provozu na elektrifikované, silně zatížené, železniční trati.

Annotation:

During the reconstruction of the railway link Plzeň-Cheb a detailed 3-stage investigation before and during the process of the bridge demolition was made to determine the real status of the structure. The aim was to check the behaviour of the heavily loaded prestressed beam on electrified rail with high volume of traffic.

Klíčová slova: diagnostický průzkum, předpjaté betonových konstrukce

Keywords: diagnostic investigation, prestressed concrete structures

1. Úvod

V souvislosti s rekonstrukcí koridoru Plzeň - Cheb byl před a v průběhu demolice mostu proveden detailní trojfázový diagnostický průzkum, pro zjištění stavebního stavu konstrukce. Cílem bylo prověřit chování předpjatých betonových konstrukcí v náročném provozu na elektrifikované, silně zatížené, železniční trati. V první fázi byl proveden standardní průzkum se zaměřením na místa s výskytem poruch. Ve druhé fázi byl proveden průzkum po odstranění mostního příslušenství a ve třetí fázi byl ověřen stavební stav v průběhu postupné demolice nosníků u recyklační linky. Trojfázový průzkum byl zvolen z důvodu ověření skutečného rozsahu poruch, které byly zjištěny standardním průzkumem a dále pro ověření celkové životnosti předpjatého mostu. Záměrem bylo ověřit chování betonových předpjatých konstrukcí na elektrifikované trati zejména s ohledem na korozi předpínací

výztuže. Ze závěrů průzkumu vzejdou doporučení pro návrh konstrukce, předpínacího systému i technologii výroby předpjatých konstrukcí.

2. Popis mostu

Most převáděl železniční dopravu v km 362.05 na trati Plzeň – Cheb přes silnici III/605 u obce Bděněves. Mostní objekt byl uveden do předčasného užívání v roce 1957, konečná kolaudace proběhla v roce 1959.



Obr. 1.: Pohled na levou stranu mostu



Obr. 2.: Pohled na spodní líc nosné konstrukce

Spodní stavbu tvoří dvě masivní opěry a 4 svahová křídla, z nichž jsou dvě kolmá a dvě šikmá. Všechny tyto masivní zdi jsou založeny na skalním podkladu z břidlice. Na levé straně mostu byla v rámci výstavby vybudována shodná opěra pro případné rozšíření mostu při zdvojkolejnění tratě. Základy opěr jsou provedeny z železobetonu zn. 170, dílky opěr z prostého betonu zn. 135 a úložné prahy z železobetonu zn. 250. Křídla jsou z betonu zn. 105 v hlavách s krycími deskami z betonu zn. 135.

Nosná konstrukce je provedena ze dvou nosníků truhlíkového typu z předepjatého betonu. Nosníky jsou dodatečně podélně předepnuté a mají šikmém rozpětí 22.00 m. Jejich výška je uprostřed rozpětí 1.30 m. Nosníky mají 2% střešovité spád. Vlastní nosná deska v příčném směru je provedena jako železobetonová, tj. prvek není příčně předepnut. Spojení nosníků je provedeno pouze nad opěrami koncovými příčníky. Podélná spára mezi nimi je překryta dilatačním měděným plechem, na který je přetažená asfaltová izolace s výztužnou vložkou. Ukončení prvků za opěrami je šikmé a sleduje líc opěr (40°). Šířka prvku je 2.13 m. Každý nosník byl vzhledem ke své váze (78 tun) proveden ze tří celků. Požadovaná krychelná pevnost betonu pro nosníky byla dle PD 60 MPa.

Předepnutí je provedeno pomocí 92 ks kabelů (46 ks na každý nosník) $\varnothing 45$ mm složených ze svazků 18-ti kusů patentního drátu $\varnothing 4.5$ mm, jehož mez pevnosti je 1600-1700 MPa a mez průtažnosti 1300 MPa. Dovolené namáhání pro předpínání bylo stanoveno na 1050 MPa. Kabely v nosnících jsou jednak přímé a jednak zvedané ve tvaru paraboly druhého stupně. Kabely jsou zakotveny způsobem Freyssinetovým pomocí kuželíků a kotevních desek z mat. 11 600. Ochrana izolace je provedena z cementové omítky.

Uložení nosné konstrukce na spodní stavbu je provedeno pomocí pevných ocelolitinových ložisek (OP2) a jednoválečkových ocelolitinových ložisek (OP1).

Chodníková konzola (římsa) na pravé straně obsahuje chráničku truhlíkovitého tvaru 300 / 400 mm. Na levé straně je provedena pouze chodníková konzola. Chodníkové konzoly jsou provedeny z betonu zn. 330. Zábradlí je provedeno jako dvoumadlové z otevřených profilů L.

Kolejové těleso je provedeno ze šterkového lože, železobetonových prážců a kolejnic. Pod mostem prochází třípruhová směrově nerozdělená komunikace II/605.

3. Diagnostický průzkum

Myšlenka využít předpjatou betonovou konstrukci železničního mostu na trati Plzeň – Cheb určenou k demolici k provedení komplexního diagnostického průzkumu vzešla od pracovníků SDC Plzeň. Za přispění a pomoci ze strany pracovníků SŽDC Praha a Stavební správy SŽDC Plzeň byl na základě dohody mezi firmami SSŽ a.s., SM7 a.s. a firmou Pontex s.r.o. proveden pracovníky firmy Pontex s.r.o. v březnu 2008 v rámci výzkumného úkolu diagnostický průzkum mostního objektu u Bděněvsi.

Poděkování bychom dále chtěli vyjádřit i stavební firmě Viamont a.s., která zajišťovala demolici původního mostu, za velmi účinnou pomoc, neboť diagnostický průzkum bylo třeba provádět v různých fázích demolice. Tento postup znamenal i určitá omezení v postupu stavebních prací.

Mostní objekt byl v rámci stavby koridoru Plzeň – Stříbro určen k demolici. Diagnostický průzkum měl dva cíle:

- Ověřit stav předepjatých prefabrikovaných nosníků a posoudit jejich vhodnost pro používání na mostních objektech SŽDC.
- Ověřit možnosti diagnostického průzkumu v predikci životnosti a určení rozsahu poškození. Toto umožňuje porovnání zjištění běžného průzkumu se zjištěním při totální demolici nosníků a při obnažení všech předpínacích kabelů.

Diagnostický průzkum byl proveden v rámci tří jednotlivých fází měření a pozorování. Jednotlivé výsledky byly v rámci stavebně technického průzkumu porovnány a vyhodnoceny s případnými závěry.

V rámci diagnostického průzkumu byly provedeny tyto práce:

I. fáze – před zahájením bouracích prací

- mimořádná prohlídka mostu včetně zjištění rozsahu jednotlivých poruch,
- stanovení kvality betonu nosné konstrukce,
- stanovení hloubky neutralizace (karbonatace) betonu na nosné konstrukci,
- ověření stavu předpínací výztuže nosné konstrukce,
- ověření stavu dutin nosníků nosné konstrukce,
- stanovení tloušťky krycí vrstvy výztuže na nosné konstrukci,
- korozní průzkum výztuže pomocí poločlánekové potenciálové metody,
- zjištění rozsahu koroze předpínací výztuže po obnažení jednotlivých předpínacích kabelů i se zřetelem na výskyt koroze související s bludnými proudy,

II. fáze – po celoplošném obnažení NK

- mimořádná prohlídka dříve zakrytých částí včetně zjištění rozsahu jednotlivých poruch,

III. fáze – v rámci demolice NK

- mimořádná prohlídka v rámci demolice NK, ověření předběžných závěrů,
- zjištění rozsahu jednotlivých poruch.

3.1. I. fáze – před zahájením prací

Na základě provedených měření, prohlídek vyhodnocení stavu vzorků byly zjištěny výrazné nedostatky na mostním objektu a rovněž zjištěna výrobní nekázeň při provádění nosné konstrukce mostu.

Při prohlídce mostního objektu byly zjištěny nedostatky na krycí betonové vrstvě v ploše cca 20%, identifikována místa zatékání z říms na boky nosné konstrukce a nefunkční překrytí podélné dilatační spáry mezi nosníky. Spodní líce nosníků byly odřené od podjíždějících vozidel s nadměrnou výškou, nicméně nedošlo k výraznějšímu poškození nosné konstrukce.

Na všech odebraných vývrtech z nosné konstrukce byly zjištěny nedostatky v obsahu resp. rozložení hrubého kameniva v konstrukci. Na základě dvou vývrtů, kde došlo k navrtání spáry mezi jednotlivými druhy betonů (záměsí) bylo možné konstatovat, že v rámci jednotlivých betonážních cyklů došlo k segregaci hrubé frakce kameniva, což pravděpodobně mělo za následek snížení pevností betonu. Po provedení zkoušek na jádrových vývrtech byl beton nosné konstrukce zařazen do pevnostní třídy C40/50, což neodpovídalo třídě betonu C50/60 požadované původní PD. Tuto pevnostní třídu splnilo pouze 20% odebraných vzorků. Nicméně dostupné doklady k mostnímu objektu deklarovaly průměrnou pevnost betonu zjištěnou na zkušebních kostkách 72 MPa.

Dále byly v rámci sond k předpínací výztuži zjištěny nedostatky na zainjektování kabelových kanálků. Injektážní malta byla v některých sondách přítomna v minimální míře resp. v rámci injektáže došlo k částečnému sednutí malty, čímž byla narušena primární ochrana předpínacích drátů. Koroze předpínací výztuže nebyla přesto u provedených sond zjištěna a předpínací systém byl vyhodnocen jako plně funkční.

Tloušťka krycí betonové vrstvy výztuže na nosné konstrukci byla vyhodnocena jako nedostatečná, nicméně provedení odpovídalo zvyklostem z doby výstavby mostního objektu (provedeno dle starých předpisů, které uvažovaly tl. krycí vrstvy 20 mm resp. 30 mm) a v místech zatékání docházelo ke korozi výztuže a odstřelování betonových vrstev.

3.2. II. fáze – po celoplošném obnažení NK

V rámci této části diagnostického průzkumu bylo provedeno odhalení nosné konstrukce a čel nosníků. Během průběhu odkrývacích prací bylo prováděno průběžné sledování poruch nosné konstrukce.



Obr. 3.: Odhalená podélná spára mezi nosníky již bez krycího plechu



Obr. 4.: Snášení nosníku na podvalník

Bylo zjištěno přesypání nosné konstrukce a po změření bylo stanoveno na levé straně o cca 500mm vyšší a na pravé straně o cca 400 mm vyšší než udává původní projektová dokumentace.

Při celoplošném odhalení nosné konstrukce byl zjištěn zdroj zatékání na vnitřní boky nosníků, a to nevhodně vyřešený detail překrytí podélné dilatační spáry, tato skutečnost již byla konstatována v době výstavby. Následné zatékání bylo zjištěno cca do jednoho roku od výstavby mostu resp. ještě před provedením kolaudace objektu. Zdroj zatékání je v prokreslení spáry resp. trhliny mezi měděným plechem a betonem nosníků.

Odvodnění za čely nosné konstrukce bylo nefunkční, čímž docházelo k zatékání na spodní stavbu, degradaci betonu a korozi ložisek. Zdrojem zatékání je odtržený okapní železobetonový nos dobetonování konce nosníku a odtržená závěrná zídka. Jednotlivými trhlínami zatéká na úložné prahy opěr.

Na bocích nosníků byly lokálně zastiženy korodující boky kotev předpínací výztuže. Horní líce nosníků po odstranění izolačního souvrství byly bez výraznějších závad. Dobetonování čel nosníků bylo bez výraznějších nedostatků a tvořilo dostatečnou ochranu kotevních oblastí předpínací výztuže.

3.3. III. fáze – v rámci demolice NK

Po snesení nosné konstrukce (nosníků) byly prováděny demoliční práce. Při nich byly prováděny destruktivní sondy zaměřené na zjištění stavu předpínací výztuže a vlastního betonu nosníků. Byl rovněž ověřen stav dutin nosníků. V rámci této fáze průzkumu byl komplexně zhodnocen stav předpínacího systému a případná možnost opravy, která by přicházela v úvahu na obdobných konstrukcích.



Obr. 5.: Koroze předpínací výztuže v kotevní oblasti pravého nosníku



Obr. 6.: Demolice pravého nosníku

Nosná konstrukce nevykazovala žádné poruchy, které by měly výrazný vliv na zatížitelnost mostního objektu.

Byly zjištěny pouze 3 závažnější poruchy na předpínacích drátech, kde docházelo ke korozi výztuže vlivem špatně provedené dobetonávky mezi korálky 1-2 pravého nosníku a nedostatečného zainjektování kotevních oblastí. Koroze v korálku 1-2 u pravého nosníku byla zjištěna na dvou krajních kabelech, kde docházelo k zatékání spárou mezi korálky do nezainjektovaných kabelů. Koroze v kotevní oblasti nad opěrou 1 byla zjištěna v jednom kabelu, kde nebylo dostatečné množství injektážní malty.

Předpínací dráty vykazovaly pouze lokální oslabení, které je pouze v minimální míře měřitelné, nicméně bylo odhadnuto do 5% průřezové plochy. Dále je nutné zmínit, že na mostním objektu nebyla provedena žádná ochrana proti bludným proudům a v rámci kompletní demolice nebyla poškození tohoto charakteru nalezena.

V místech s korozní aktivitou bylo zjištěno nedostatečné zainjektování kanálku a celkově bylo zhodnoceno, že kanálky jsou cca ve 80% případů zainjektované.

Do dutin nosníků nedocházelo k zatékání a vnitřní plochy byly v uspokojivém stavu.

4. Závěrečné zhodnocení diagnostického průzkumu

Na základě diagnostického průzkumu bylo konstatováno, že předpínací systém je i po padesáti letech v dobrém stavebním stavu, a to i přesto, že most leží na elektrifikované trati s výskytem bludných proudů. U mostu nebyla zaznamenána koroze předpínacích kabelů, přestože při výstavbě byla použita z dnešního pohledu zastaralá technologie, podstatně méně zohledňující korozní ochranu. V 50. letech 20.století se s technologií předpjatého betonu v naší republice začínalo. Nedostatky byly zjištěny na injektážní maltě, kde pravděpodobně došlo k jejímu sednutí a tedy obnažení předpínacích drátů.

Skutečnost, že předpínací výztuž není zasažena korozí, byla potvrzena při celkové demolici nosníků. Výjimečně byla zjištěna místa s oslabením předpínací výztuže maximálně do 5% plochy vlivem zatékání a nepřítomnosti injektážní malty. Tento stav by bylo možné případně odhalit v rámci komplexního endoskopického vyšetření v kotevních oblastech, pokud by bylo v rámci rekonstrukce zpřístupněny.

U betonu nosníků byla zjištěna výrazná technologická chyba, když v rámci betonáže a jednotlivých betonážních kroků docházelo k segregaci kameniva. Tato skutečnost

pravděpodobně ovlivnila vlastní pevnost betonu. Třída betonu byla stanovena na C40/50 což výrazně neodpovídá v projektové dokumentaci požadované pevnosti betonu 50/60 MPa.

III. fáze průzkumu ověřila předpoklady I. fáze a lze konstatovat, že plnohodnotně rozvržený rozsah diagnostického průzkumu předepjaté nosné konstrukce mostního objektu umožňuje zjistit skutečný stav nosné konstrukce a dát dostačující podklady pro rozhodnutí o způsobu opravy takovéto konstrukce.

Mostní předpjaté prefabrikované nosníky železničního mostu v Bděněvsi vykazují i při technologické úrovni z 50.let 20.století slušnou technologickou kázeň při výrobě. Most byl vybudován podle dobových předpisů. Koncepce technického řešení je však z dnešního pohledu v mnoha ohledech překonaná.

Z nejdůležitějších faktorů, které ovlivnily životnost a stavební stav konstrukcí, bychom upozornili na tyto nejdůležitější:

- Konstrukce byla složena z tenkostěnných komorových předpjatých nosníků.
- Jednotlivé dílce nebyly navzájem v poli příčně spojeny.
- Spolupůsobení prvků bylo realizováno pouze masivními koncovými dodatečně dobetonovanými příčníky.
- Pro izolaci byly použity jednoduché asfaltové pásy a asfaltové nátěry, které spolu s nevhodnými dobovými detaily byly příčinou poruch izolačního systému.
- Krytí betonových nosníků bylo navrženo s tloušťkou pouze 20 mm resp. 30 mm
- Při injektáži nedošlo místy k dokonalému zainjektování kabelových kanálků.

Přesto lze konstatovat, že celkově je konstrukce v dobrém stavebním stavu. Koncepce řešení původního mostu však neumožňuje bez rozsáhlých zásahů (spřažená deska) snadnou rekonstrukci, která by umožnila další využití mostu.

V současné době platí pro výstavbu železničních mostů a pro výrobu předpjatých betonových konstrukcí nové předpisy, které vycházejí z poznatků plynoucích z uplynulých více než 50 let používání předpjatého betonu v mostním stavitelství. Jedná se zejména o soubory nových evropských norem pro navrhování a kontrolu konstrukcí, TKP, OTP, TP atd.. Tyto předpisy zahrnují celou oblast návrhu a technologie výroby předpjatých konstrukcí. Při aplikaci nových předpisů, technologických postupů a materiálů spolu s pečlivou kontrolou na stavbě jsou předepjaté betonové konstrukce rovnocenným technickým řešením s ostatními typy konstrukcí.

Literatura

- [1] Diagnostický průzkum - Železniční most na trati Plzeň – Cheb u Bděněvsi, Pontex s.r.o., 6/2008

Kontakt

Ing. Jan Pavlica, tel: 00420 724 011 006, e-mail: pavlica@pontex.cz, Pontex spol. s r.o., Bezová 1658, 147 14 Praha 4

Ing. Tomáš Míčka, tel: 00420 606 644 442, e-mail: micka@pontex.cz, Pontex spol. s r.o., Bezová 1658, 147 14 Praha 4

Ing. Pavel Němec, tel: 00420 606 606 678, e-mail: nemec@pontex.cz, Pontex spol. s r.o., Bezová 1658, 147 14 Praha 4

Ing. Miloš Šimler, tel: 00420 326 377 930, e-mail: simler@sm7-dsi.cz, SM 7, a.s.,
Zápy 267, 250 01 Brandýs nad Labem

Ing. Jiří Peřina, tel: 00420 257 721 127, e-mail: perinaj@ssz.cz, SSŽ a.s.-závod
Řevnice, Rybní 795, 147 14 Praha 4

IDENTIFIKACE LOKÁLNÍCH PORUCH BETONU NDT METODAMI

IDENTIFICATION OF LOCAL DEFECTS IN CONCRETE BY NDT METHODS

Ondřej Pospíchal, Petr Cikrle, Aleš Vrbický

VUT v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví

Anotace:

Zjišťování lokálních poruch hraje důležitou roli při diagnostice stavebních konstrukcí. Pomocí nedestruktivních metod lze sledovat rozvoj poruch opakovaně a usuzovat míru porušení prvků či těles. Tento příspěvek se zabývá identifikací lokálních poruch na zmrazovaných betonových zkušebních tělesech v porovnání s referenčními tělesy nezmrazovanými, zkušebními metodami jsou ultrazvuková impulzní metoda a metoda rezonančních frekvencí.

Annotation:

Detection of local defects is important by diagnostics of building structures. Using NDT methods it is possible to monitor defect developing repeatedly. This paper deals with identification of local defects of frozen specimens in comparison with referential non-frozen specimens. Methods for this non-destructive testing are ultrasonic method and method for fundamental frequency measurement.

Klíčová slova: Beton, NDT metody, porucha, trvanlivost

Keywords: Concrete, NDT methods, defect, durability

1. Úvod

Beton je dnes nejčastěji používaným materiálem ve stavebnictví. Tento materiál je lidstvu znám již dlouhou řadu století a přestože se dnes nachází odvětví technologie betonu oproti dobám minulým na velmi vysoké úrovni, stále se na tomto materiálu projevují vady a poruchy.

Moderní metody a technologie z oboru fyziky nám však umožňují poznávat problematiku porušení vnitřní struktury materiálu. V případě betonu se jedná zejména o akustické vyšetřování poruch vnitřní struktury.

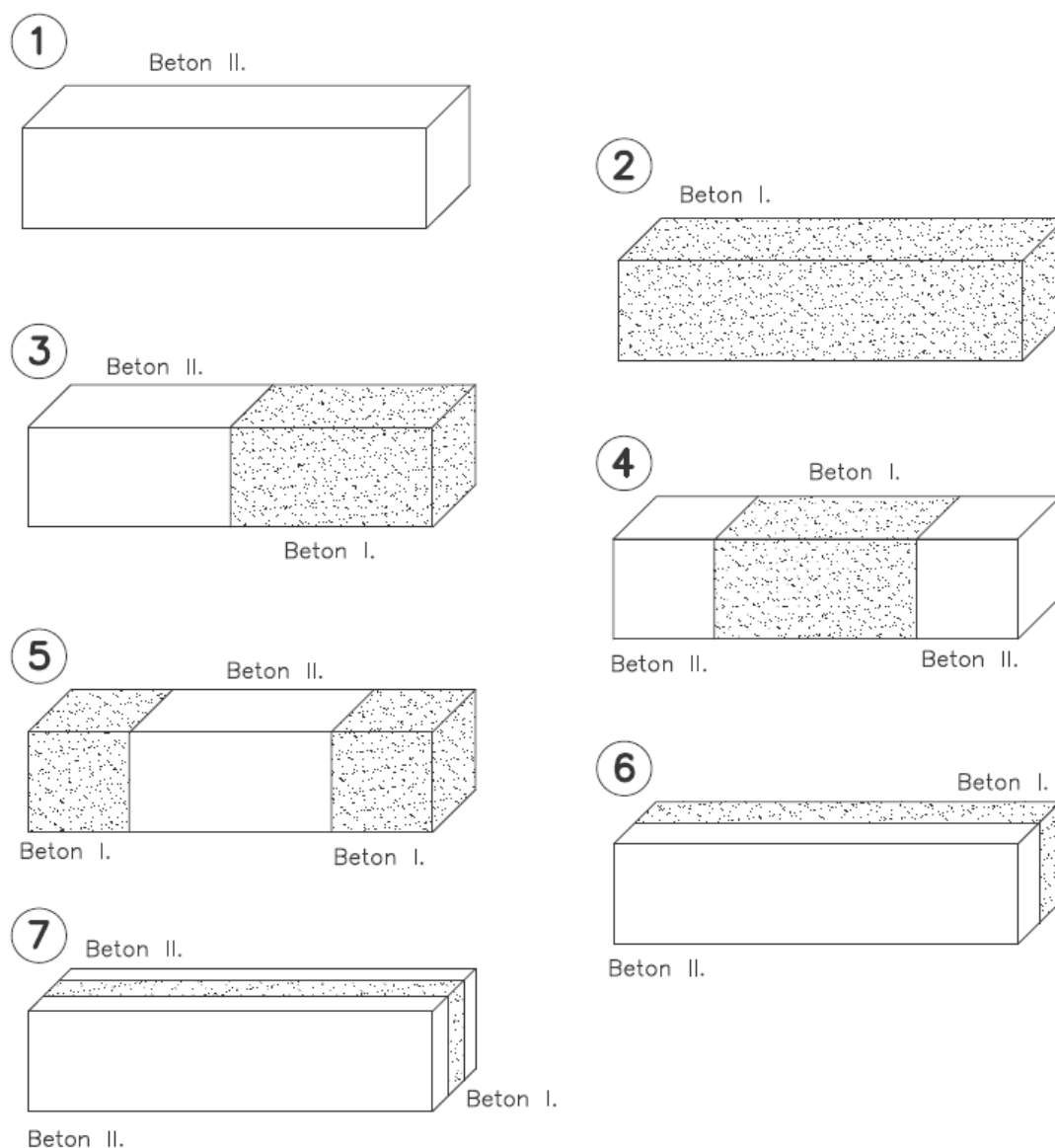
Podstata vzniku poruchy může mít různý původ a charakter, jednou z nejčastějších poruch je porušení betonu mrazem.

2. Zkušební tělesa a použité zkušební postupy

2.1. Zkušební tělesa

Pro identifikaci lokálních poruch betonu byla vyrobena zkušební tělesa ze dvou druhů betonu, což mělo zajistit simulaci vrstevnatosti betonové konstrukce. Betony se řádově lišily o tři třídy betonu. První směs odpovídá betonu C 16/20, druhá směs třídy C 30/37 a byl použit plastifikátor. Podrobnější složení betonů je uvedeno v [1].

Z obou druhů betonu bylo vyrobeno 7 sad po 2 trámcích 100x100x400 mm, trámce byly vyrobeny jako celistvá tělesa složená z vrstevnaté struktury jednotlivých druhů betonu (viz obr. 1). Tělesa v každé sadě těles byla označena písmeny A a B, přitom tělesa s označením A prošla po 28 dnech cyklem zmrazování a tělesa s označením B byla ponechána ve vodním uložení jako referenční.



Obr. 1.: Trámce kombinované ze dvou druhů betonu pro simulaci vrstevnatosti

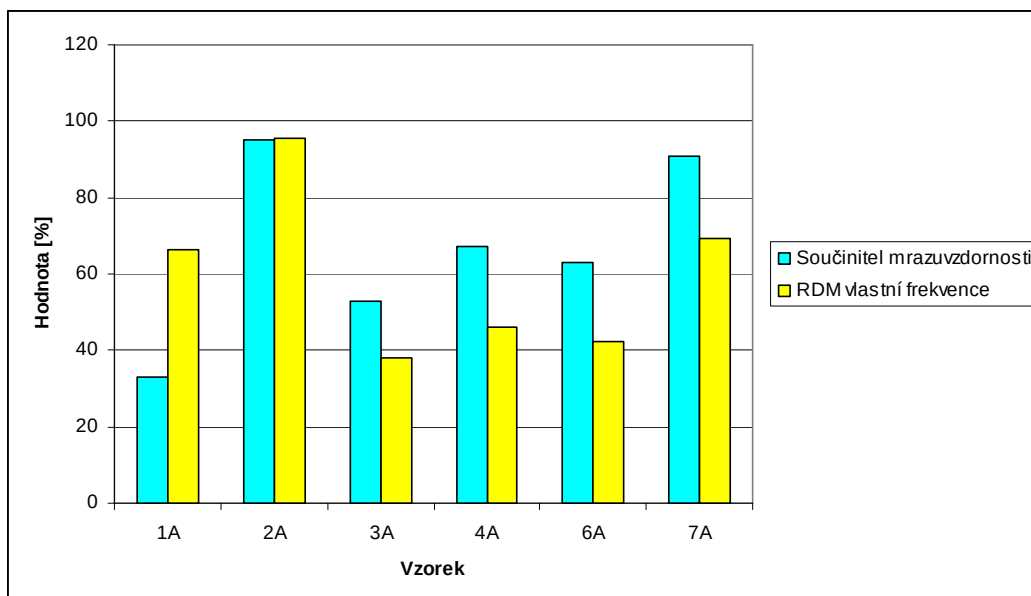
2.2. Použité zkušební postupy

Trámce byly zkoušeny po 28 dnech zrání ve vodním uložení ultrazvukovou a rezonanční metodou, z dob průchodu ultrazvukových impulzů a hodnot rezonančních frekvencí byly stanoveny dynamické moduly pružnosti. Poté byly trávce s označením A podrobeny 25 cyklům zmrazování a všechna tělesa opět nedestruktivně zkoušena ultrazvukovou a rezonanční metodou. Měření pomocí ultrazvuku probíhalo u trámů složených ze dvou druhů betonu tak, že část měřících základů byla vytýčena přes beton I. a II. a část napříč oběma vrstvami. UZ impulzy tedy v tomto případě procházely přes oba druhy betonu současně. Následně byly trávce podrobeny zkoušce pevnosti v tahu za ohybu čtyřbodovým ohybem.

Trávce 5A byl z měření vyloučen po 25 cyklech zmrazování, neboť na něm byla shledána viditelná trhлина na styku obou druhů betonu. Tato trhлина by výrazně ovlivňovala měření a takto naměřené výsledky by nebylo možné považovat za průkazné.

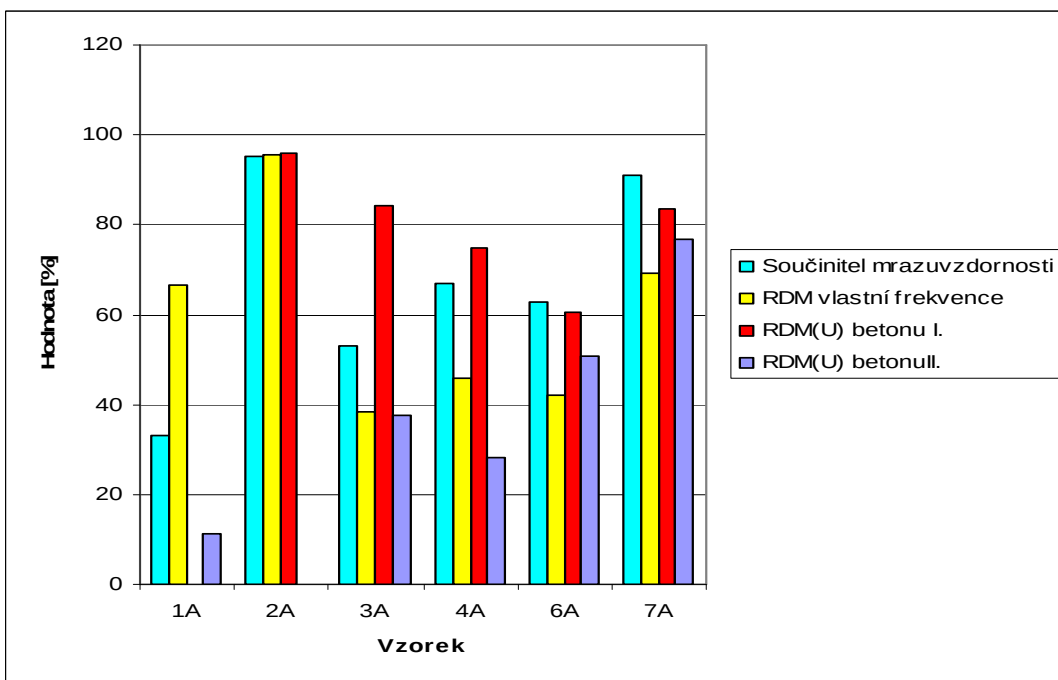
2.3. Výsledky měření a zkoušek

Před zahájením zkoušek zmrazování byla všechna tělesa zvážena a rozměrově změřena. Bylo provedeno měření pomocí ultrazvuku a rezonanční aparatury před začátkem zmrazování a po 25 cyklech zmrazování. Po vyhodnocení měření po 25 cyklech bylo rozhodnuto, že se další zkoušky zmrazování nebudou konat z důvodu nadměrného porušení vnitřní struktury betonu II. Poté byly vzorky podrobeny zkoušce pevnosti v tahu za ohybu. Z naměřené síly při porušení byla vypočítána pevnost v tahu za ohybu pro jednotlivá tělesa. Podílem hodnot pevnosti v tahu za ohybu (zmrazovaných ku nezmrazovaným) byl stanoven součinitel mrazuvzdornosti. Dále byly z naměřených hodnot vlastní příčné frekvence a doby průchodu ultrazvuku stanoveny relativní dynamické moduly (RDM) pro každou tuto metodu. Graficky je v grafu č. 1 vyhodnocen součinitel mrazuvzdornosti s relativním dynamickým modulem z vlastní příčné frekvence RDM (FF).

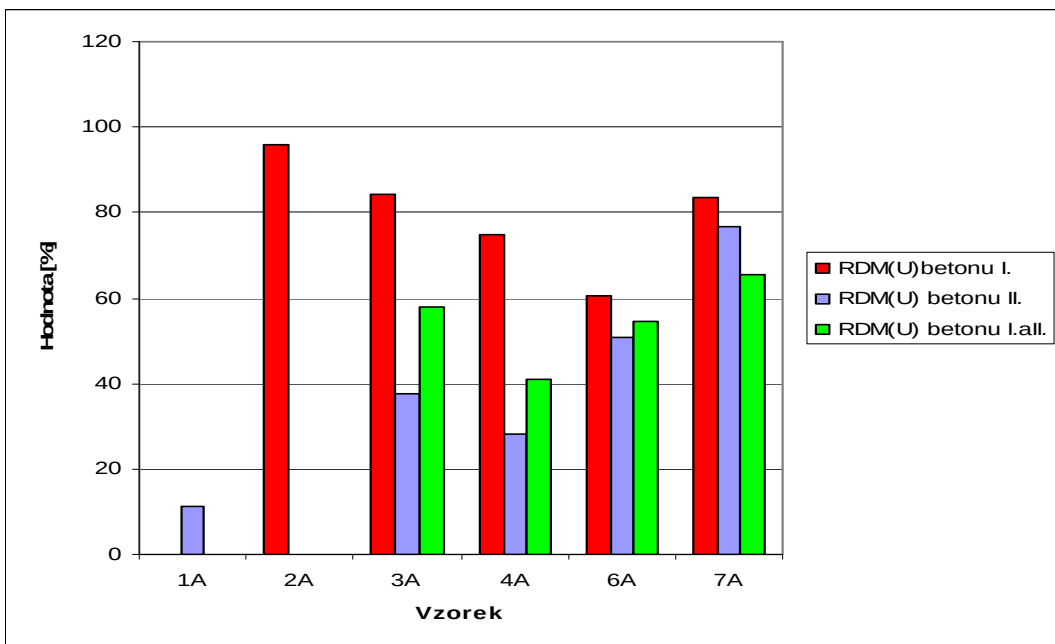


Graf 1: Součinitel mrazuvzdornosti v %, RDM (FF) v %

Vyhodnocení součinitele mrazuvzdornosti se všemi naměřenými relativními dynamickými moduly je v grafu č. 2. Závěrečný graf č. 3 je grafickým porovnáním dynamických modulů vyhodnocených z dob průchodu ultrazvuku RDM (U) pro jednotlivé betony I. a II. zvlášť a poté zároveň přes oba druhy betonu.



Graf 2: Součinitel mrazuvzdornosti, RDM(FF), RDM(U) betonu I. a II.



Graf 3: RDM(U) pro beton I. a II. zvlášť, následně dohromady

3. Závěr

Z naměřených a vyhodnocených hodnot lze konstatovat, že u betonu II. došlo již po 25 zmrazovacích cyklech ke značnému porušení struktury, což se projevilo snížením relativních dynamických modulů pružnosti i součinitele mrazuvzdornosti z ohybových pevností. V případě betonu I. jsou hodnoty součinitele mrazuvzdornosti a relativního dynamického modulu z příčné vlastní frekvence téměř na stejné úrovni jako před zmrazováním.

U těles se záměrně simulovanou vrstevnatostí záleželo zejména na poloze betonu II. při zkoušce (tažená či tlačaná vlákna). Tato poloha horšího a porušeného betonu výrazně ovlivní výsledný součinitel mrazuvzdornosti.

Měřením na podélně a příčně vrstevnatých zkušebních tělesech vyrobeným ze dvou druhů betonu bylo zjištěno, že metodou rezonanční není možné identifikovat lokální poruchu zkušebního tělesa. Porucha vzniká pouze v části tělesa totiž ovlivní rezonační chování celého tělesa tak výrazně, jako by bylo celé porušeno. Metoda ultrazvukových impulzů však zkoušené těleso vyšetřuje po částech a je tedy možné odhalit a lokalizovat porušenou část vzorku.

Měření na zkušebních vzorcích pomocí ultrazvukové impulzní a rezonanční metody lze jednoznačně doporučit. Kromě detailního sledování změn struktury těles lze totiž objevit skryté vady těles již před započítáním zmrazování – např. kaverny nebo trhlinky. Takto porušená zkušební tělesa totiž mohou výrazně ovlivnit výsledný součinitel mrazuvzdornosti.

Poděkování

Tento příspěvek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 0021630511 a grantového projektu GAČR č. 103/09/0065. Zařízení na automatické zmrazování zkušebních těles bylo pořízeno za podpory vnitřního grantu Fakulty stavební VUT v Brně č. VG A52.

Literatura

- [1] VRBICKÝ, A.: Sledování porušení struktury betonu NDT metodami : bakalářská práce. Brno, 2009. 55 s. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí bakalářské práce: Ing. Petr Cikrle, Ph.D.

Kontakt

Ing. Ondřej Pospíchal, tel: 00420 541 147 811, e-mail: pospichal.o@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Petr Cikrle, Ph.D., tel: 00420 541 147 814, e-mail: cikrle.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Bc. Aleš Vrbický, e-mail: vrbickya@study.fce.vutbr.cz

GEOMETRICKÉ TOLERANCE BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ V PRAXI

GEOMETRICAL TOLERANCES OF CONCRETE STRUCTURES IN USE

Ing. Linda Veselá

ČVUT Praha, Stavební fakulta, Katedra technologie staveb

Anotace:

Ve stavebnictví se klade velký důraz na kvalitu prováděných staveb. Jedním z ukazatelů kvality jsou i tolerance geometrických parametrů stavebních konstrukcí. V praxi se v některých případech stává, že geometrické parametry realizované stavební konstrukce nejsou v souladu s požadavky norem ČSN. Dochází ovšem i k situacím kdy geometrické parametry jsou v souladu s požadavky ČSN a přesto je potřeba provést další úpravy těchto konstrukcí, tak aby splňovali požadavky navazujících konstrukcí.

Článek se zabývá posuzováním tolerancí geometrických parametrů, především betonových konstrukcí v praxi a tím jak postupovat v případě nesouladu geometrických parametrů s normami ČSN. Článek dále pojednává o tom, jaké dopady může mít řešení těchto neshod na cenu, technologii a časový postup výstavby.

Annotation:

In Civil Engineering is very important quality of building structures. One of the indexes of quality is geometrical tolerances. In use sometimes happens that geometrical tolerances of executed construction are not in accordance with tolerances used in technical standards. But there are cases when despite of geometrical tolerances of executed constructions being in accordance with tolerances used in technical standards is necessary make further edits to these constructions for satisfy requirements of further structures.

Article describes controlling geometrical tolerances of concrete structures in use and how could we proceed in case when geometrical tolerances are not in accordance with values used in technical standards. It describes impacts of these cases in price, time and construction technology of concrete structures.

Klíčová slova: *geometrické tolerance, mezní odchylka, kvalita stavebních konstrukcí*

Keywords: *geometrical tolerances, permitted deviation, quality of concrete structures*

1. Úvod

Betonové konstrukce by měly být realizovány podle projektové dokumentace. Pokud není v projektové dokumentaci nebo ve smlouvě o dílo mezi objednatelem a zhotovitelem uvedeno jinak, provádění a následná kontrola kvality betonových konstrukcí by mělo být v souladu s ustanoveními ČSN. Co se kvality týče, technické normy uvádějí přípustné hodnoty mezních odchylek, kterých mohou dosahovat geometrické parametry betonových konstrukcí (rovnost, svislost, rozměry konstrukcí, umístění a velikost otvorů atd.).

Pro kontrolu kvality je nejdříve potřeba zjistit skutečné rozměry provedených konstrukcí. Na základě geodetického zaměření zjistíme velikosti odchylek rozměrů konstrukcí od projektovaných hodnot. Zjištěné odchylky se porovnají s hodnotami, které připouští technické normy. Provede se vyhodnocení jehož výsledkem je konstatování, zda konstrukce je či není bez vad.

2. Geometrické tolerance betonových konstrukcí v praxi a odstraňování neshod

U betonových konstrukcí se kontrolují především geometrické parametry svislých a vodorovných konstrukcí a rozměry otvorů. Kvalita provedení těchto konstrukcí může výrazně ovlivnit provádění navazujících dokončovacích prací. Špatné provedení betonové konstrukce může mít za následek vícepráce, časové zpoždění nebo může mít vliv na technologii provádění. Největší problémy, které vznikají při realizaci a jejich řešení popisuje dále tento článek.

U betonových konstrukcí je často problém se svislostí, rovností a dodržením půdorysných rozměrů. Navíc v současné době existují dvě normy podle kterých lze hodnotit betonové konstrukce. Norma ČSN P ENV 13670-1[2], která se zabývá prováděním betonových konstrukcí a jejíž součástí jsou i doporučené maximální geometrické odchylky realizovaných betonových konstrukcí. A norma ČSN 73 0210-2[1], která se zabývá geometrickou přesností železobetonových konstrukcí. Protože v současné době platí obě normy budu pro srovnání dále uvádět přípustné odchylky uvažované v obou normách. Norma ČSN P ENV 13670-1 je současné době v revizi a v roce 2010 bude nahrazena evropskou normou EN 13670 pro provádění betonových konstrukcí.

Svislost a rovnost má vliv především na povrchovou úpravu betonových konstrukcí.

Norma ČSN 73 0210-2[1] pro geometrickou přesnost betonových konstrukcí uvádí přípustné odchylky pro místní rovnosti povrchů rovinných ploch v Tabulce č.1 a mezní odchylky svislosti svislých konstrukcí v Tabulce č.2 viz.níže.

Tabulka 1.: Tolerance místní rovnosti povrchů rovinných ploch (hodnoty v mm)

Předmět	na vztažnou délku 2m
Nedokončené povrchy stropů	5
Nedokončené povrchy stěn	6

Tabulka 2.: Mezní odchylky svislosti svislých konstrukcí (hodnoty v mm)

Předmět	Výška konstrukce v m		
	do 2,5	nad 2,5 do 4	nad 4
Stěny	±5	±8	±12
Sloupy	±4	±6	±10

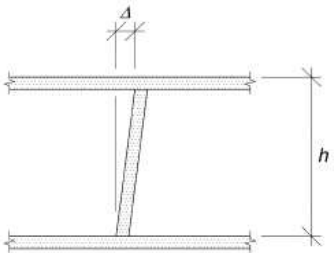
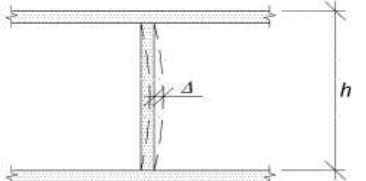
Podle normy ČSN P ENV 13670-1[2] (Tabulka č.3) je možné rovinnost horního líce betonových stropů bez styku s bedněním kontrolovat na vztažnou délku 2m například pomocí 2m dlouhé latě s přípustnou nebo geodetickým zaměřením bodů v celé ploše stropu s doporučenou odchylkou. Stejně tak lze kontrolovat rovinnost spodního líce stropů ve styku s bedněním.

Tabulka 3.: Dovolené odchylky pro povrchy a hrany (hodnoty v mm)

Popis	Dovolená odchylka Δ Třída 1 (hodnoty v mm)
Rovinnost povrchu ve styku s bedněním nebo hlazený	Celkově pro L=2m $\Delta \pm 9\text{mm}$
	Místně pro L=0,2m $\Delta \pm 4\text{mm}$
Rovinnost povrch bez styku s bedněním	Celkově pro L=2m $\Delta \pm 15\text{mm}$
	Místně pro L=0,2m $\Delta \pm 6\text{mm}$

Pro svislé konstrukce norma ČSN P ENV 13670-1[2] udává doporučenou hodnotu odchylky vychýlení sloupu nebo stěny v některé rovině v Tabulce č.4.

Tabulka 4.: Dovolené svislé odchylky pro sloupy a stěny (hodnoty v mm)

Popis	Druh odchylky	Dovolená odchylka Δ Třída 1 (hodnoty v mm)
Vychýlení sloupu nebo stěny v některé rovině v jednopodlažní nebo vícepodlažní budově		Větší z $h/300$ nebo 15mm
Zakřivení sloupu mezi sousedními podlažními		Větší z $h/300$ nebo 15 mm

Přípustné odchylky navržené v těchto normách se v některých případech výrazně liší (viz. Tab.č.1). Což může vyvolat diskuzi ve chvíli, kdy zhotovitel provádí betonové konstrukce podle normy ČSN P ENV 13670-1a objednatel posuzuje kvalitu provedených konstrukcí podle normy ČSN 73 0210-2, která je v mnoha případech přísnější.

Tabulka 5.: Porovnání mezních odchylek přípustných normami ČSN P ENV 13670-1 a ČSN 73 0210-2

Popis	Tolerance dle ČSN P ENV 13670-1 (hodnoty v mm)	Tolerance dle ČSN 73 0210-2 (hodnoty v mm)
Dovolená mezní odchylka svislosti stěn na konstrukční výšce podlaží 3m	±15	±8
Dovolená mezní odchylka svislosti sloupů na konstrukční výšce podlaží 3m	±15	±6
Rovinnost nedokončených povrchů stropů na vztažnou délku 2m	(povrch ve styku s bedněním nebo hlazený) ±9 (povrch bez styku s bedněním) ±15	±5
Rovinnost nedokončených povrchů stěn na vztažnou délku 2m	(povrch ve styku s bedněním nebo hlazený) ±9 (povrch bez styku s bedněním) ±15	±6

Pokud je betonová konstrukce uvažována jako pohledová, měly být v projektové dokumentaci určeny přísnější parametry pro hodnocení povrchu betonových konstrukcí než jaké udávají normy ČSN. České normy pohledovost betonů neřeší. Případně se lze v projektové dokumentaci odkázat například na rakouské nebo německé směrnice, které řeší pohledové betony. V případě pohledových betonů znamenají větší odchylky geometrických parametrů od projektovaných hodnot problém a často se řeší zbouráním a znovupostavením konstrukce. Nebo lze změnit povrchovou úpravu a na betony nanést například omítku.

Pokud jsou navrženy jádrové omítky, nerovnosti větší než přípustné hodnoty (viz. výše) se dají vyrovnat nanesením větší respektive menší tloušťky omítky. V případě větších tloušťek je potřeba počítat s delším technologickým časem pro vysychání omítek (1mm omítky schne zhruba 1den) s vyšším objemem spotřebovaného materiálu.

Velkou pozornost je potřeba věnovat kontrole železobetonových konstrukcí tam, kde má být aplikována stěrková omítka. Norma ČSN EN 13914-2 [4] pro vnitřní omítky připouští přesnost rovinnosti podkladu pod tenkovrstvé omítky do tloušťky 6mm s maximální odchylkou 5mm na 2m. Požadavky normy ČSN EN 13914-2 [4] pro vnitřní tenkovrstvé omítky nesplňuje ani většina přípustných odchylek dle normy ČSN 73 0210-2[1] natož pak odchylky podle normy ČSN P ENV 13670-1či odchylky větší než přípustné hodnoty. V tomto případě by měly být dohodnuty specifické parametry pro hodnocení povrchu betonových konstrukcí a sníženy nároky na požadované tolerance na dokončené povrchy. Pokud by projektant s objednatelem i nadále trvali na dodržení předepsané rovinnosti povrchů, možností je aplikace vyrovnávací stěrky na podkladní povrchy pro dosažení požadované rovinnosti. Všechny tyto práce musí být provedeny nad rámec smlouvy o dílo a budou mít vliv na časový průběh realizace a navýšení nákladů spojené s jejich prováděním.

Někdy se stává, že betonové konstrukce vykazují výrazné odchylky od projektovaných hodnot vinou posunutí bednění viz. Obrázek.č.1.



Obr. 1.: Posunutí stěny výtahové šachty vinou špatného ukotvení bednění

To bývá způsobeno u svislých konstrukcí například neopatrnou manipulací s betonovacím košem nebo nedostatečným zapřením bednění a jeho posunutím při betonáži. U vodorovných konstrukcí například sednutím podpěr části bednění. Většinou se jedná o takové odchylky, které nelze srovnat nanesením větší vrstvy omítkoviny nebo je nelze zakrýt podhledem či jinou konstrukcí a odchylky musí být vyrovnány jiným způsobem. Jednou možností je tyto konstrukce zbourat viz. Obrázek č.2 a postavit znovu.



Obr. 2.: Řezání betonové konstrukce

Další možností je ubourat část konstrukce a celou konstrukci zasanovat a srovnat do roviny. Pokud při bourání dojde k odhalení výztuže viz. Obrázek č.3, musí situaci posoudit statik a rozhodne zda lze pokračovat v sanaci nebo zda se musí konstrukce zbourat.



Obr. 3.: Obnažená výztuž po ubourání vychýlené části konstrukce

Po ubourání konstrukce je potřeba povrch otryskat tlakovou vodou a zbavit nečistot. Musí být odstraněny vrstvy oleje a mastnoty a cementové kaly, které se nalézají na povrchu. Odhalená výztuž se ošetří pasivačním nátěrem. Výztuž musí být čistá, odmaštěná, bez rzi a okují a částic betonu. Po zatvrdnutí pasivace se provede adhezní můstek. Následně se provede hrubá reprofilace. Nanášení materiálu musí být provedeno, tak aby byl prostor okolo odhalené výztuže zcela vyplněn. Na závěr se provede jemná reprofilace.

Velkou pozornost je třeba také věnovat vodorovným konstrukcím v návaznosti na podlahy. Velké problémy jsou při realizaci s výškou železobetonové desky. Dost často se stává, že horní líc desky je přibetonovaný někdy i o několik centimetrů. V takovém případě hrozí, že nebude dodržena požadovaná světlá výška místnosti a je potřeba upravit skladbu podlahy. Například po konzultaci s projektantem a statikem lze zmenšit tloušťku kročejové izolace nebo pozměnit celou skladbu podlahy.

Dále se jedná o případy kdy je nášlapná vrstva aplikována přímo na železobetonovou desku. Norma ČSN 74 4505 [5] pro podlahy připouští přesnost rovinnosti nášlapné vrstvy podlah v závislosti na typu místnosti. Například u místností pro trvalý pobyt osob je přípustná maximální odchylka místní rovinnosti 2mm, u ostatních místností 3mm, výrobní a skladovací

haly 5mm. Norma ČSN 73 0210-2[1] pro geometrickou přesnost betonových konstrukcí připouští mezní podle Tab.A.2.2 odchylku až 5mm na 2m. Norma ČSN P ENV 13670-1 dokonce odchylku 6mm. Navíc z provedených měření na stavbách vyplývá, že až 20% změřených odchylek je vyšší než přípustné hodnoty. U těchto podlah se tedy často vyskytují problémy, že podklad nesplňuje požadavky norem ČSN. Případné nerovnosti se potom musí srovnat buďto vyrovnávací stěrkou nebo broušením či brokováním.

3. Závěr

Pokud se geometrické parametry konstrukce pohybují v mezích odchylek, stanovených technickými normami, je konstrukce shledána jako bezvadná. Co se stane pokud geometrické parametry konstrukce stanovené meze přesáhnou?

Na uvedených příkladech bylo ukázáno k čemu všemu může dojít nejsou-li dodrženy geometrické parametry konstrukce a překročeny přípustné odchylky dané technickými normami. Geometrické tolerance jsou důležitý prvek ve stavební výrobě a může ovlivnit kvalitu dokončených konstrukcí.

V praxi se stává poměrně často, že betonové konstrukce nesplní požadavky projektové dokumentace a technických norem a jejich geometrické parametry přesáhnou přípustné hodnoty mezích odchylek. ČSN udávají, že pravděpodobnost výskytu geometrických odchylek vyšších než přípustné hodnoty dané normou bývá zpravidla uvažována jako 5% kvartil [3]. Ve skutečnosti bývá tato hodnota až okolo 20% a je často předmětem sporů mezi zhotovitelem a objednatelem. Odstranění těchto odchylek znamená provedení víceprací, může mít vliv na časový postup realizace a nebo může vyvolat i změnu technologie následných a dokončovacích prací.

Projektová dokumentace by měla obsahovat veškeré požadavky na kvalitu prováděných konstrukcí. Zhotovitel by měl v nabídce jasně specifikovat jaké postupy použije pro dosažení požadované kvality. Pokud tomu tak není může to vést ke zdlouhavým jednáním o konečné ceně díla. Objednatel v těchto případech často mluví o vadách a reklamách a požaduje slevu z celkové ceny díla vinou nedodržení kvality ze strany objednatele. Zhotovitel naopak argumentuje tím, že dílo provedl podle platných norem, a požaduje zaplacení víceprací a prodloužení doby výstavby či změnu technologie ze strany dodavatele.

Aby k výše zmíněným problémům nedocházelo, oběma stranám by mělo být před zahájením stavebních prací jasné jakou kvalitu provedených konstrukcí požaduje objednatel a jaké kvality je schopen dosáhnout dodavatel s danými technologiemi dosáhnout. a případně navrhnout taková opatření, aby na obou stranách bylo dosaženo shody.

Literatura

- [1] ČSN 73 0210-2 – Podmínky provádění, část 2: přesnost monolitických betonových konstrukcí, ČNI Praha, 1993
- [2] ČSN P ENV 13670-1 – Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení, ČNI Praha, 2001
- [3] ČSN 73 0202 – Geometrická přesnost ve výstavbě – základní ustanovení, ČNI Praha, 1995
- [4] ČSN EN 13914-2 – Navrhování, příprava a provádění vnějších a vnitřních omítek – Část 2: Příprava návrhu a základní postupy pro vnitřní omítky, ČNI Praha, 2006

-
- [5] ČSN 74 4505 – Podlahy, společná ustanovení, ČNI Praha, 2008
 - [6] ČSN 73 0212-7 – Kontrola přesnosti, část 7: statistická regulace, ČNI Praha, 1994
 - [7] ČSN 73 0210-1 – Podmínky provádění, část 1: přesnost osazení, ČNI Praha, 1992
 - [8] EN 13670 - Execution of concrete structures, CEN Brusel, 2007
 - [9] Vyhláška č. 137/98 Sb., o obecných technických požadavcích na výstavbu
 - [10] Technický list Baunit jádrová omítka strojní, Baunit, spol. s r.o.

Kontakt

Ing. Linda Veselá, tel: 00420 224 354 581, e-mail: linda.vesela@fsv.cvut.cz, Katedra
Technologie staveb, FSv ČVUT v Praze, Thákurova 7, 166 29 Praha 6.

DLOUHODOBÉ SLEDOVÁNÍ MOSTU Z VYSOKOPEVNOSTNÍHO BETONU

LONG-TERMS MONITORING OF BRIDGE FROM HIGH -STRENGTH CONCRETE

Miloš Zich

VUT FAST Brno

Anotace:

Príspevek predstavuje výsledky dlhodobého sledování konstrukce mostu na dálnici D1 přes polní cestu a potok Runza u Ivanovic na Hané. Nosná konstrukce mostu je tvořena prostým polem délky 34,8 m z dodatečně předpínaných prefabrikovaných nosníků z vysokopevnostního betonu, spřažených s monolitickou deskou. Během výstavby mostu bylo do konstrukce osazeno měřicí zařízení pro sledování poměrného přetvoření betonu a pro sledování průhybů nosníků. Most byl tedy podrobně sledován již od samého počátku výstavby, takto získaná data umožnila provedení upřesněné časové analýzy dle skutečného postupu výstavby s následným porovnáním naměřených a vypočtených dat.

Annotation:

The paper presents results of a long-term monitoring of a highway bridge near Ivanovice on Haná. Supporting structure is a simple beam of span 34.80 m constructed from post-tensioned precast elements from high-strength concrete composite with cast in situ concrete slab. In the course of construction, the strain gauges were mounted into the bridge structure for monitoring concrete strain together with the determination of geodetic points for monitoring deflection of the beams. The bridge was monitored from the very beginning of its construction, obtained data made possible to perform more specified time-dependent analysis according to a real process of the construction with consequent comparison of the measured and calculated data.

Klíčová slova: Beton, mosty, dlouhodobé sledování

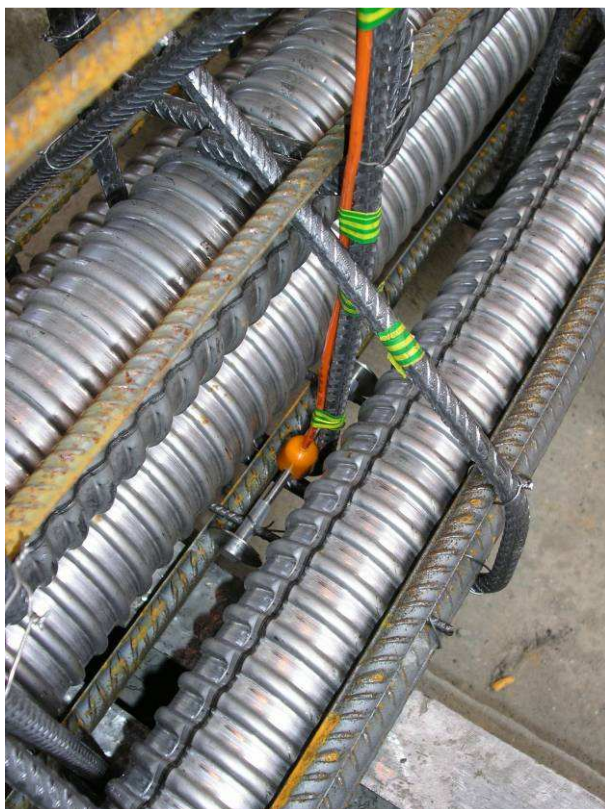
Keywords: Concrete, bridges, long-terms monitoring

1. Stručný popis mostu

Most byl realizován v rámci výstavby dálnice D1 Vyškov – Mořice v letech 2004-2005 [2], [4]. Trasa dálnice zde prochází přes údolí potoka Runzy v násypu výšky 14 m. Nosná konstrukce mostu je tvořena prostým polem délky 34,8 m z dodatečně předpínaných prefabrikovaných 1,5 m vysokých nosníků spřažených s monolitickou deskou tloušťky 0,22 m, obr. 1. V příčném směru jsou nosníky rozmístěny osově po 1,8 m, obr. 2. Levý

2. Vybavení měřickým zařízením

Během výstavby mostu byly do konstrukce v rámci grantového projektu [3] osazeny celkem čtyři strunové tenzometry pro měření poměrného přetvoření betonu (ozn. N2 a N4, obr. 3 a 4). Tenzometry byly osazeny do středních dílů nosníků. Další dva tenzometry byly osazeny při betonáži horní desky (ozn. D2 a D4, obr. 4). V hotové konstrukci jsou čidla osazeny v polovině rozpětí mostu. V konstrukci jsou vždy čidla fixována k betonářské výztuži pomocí vázacího drátu, kabelové vedení od tenzometrů je svedeno k opěře, kde je možnost zapojení měřicí ústředny DATATAKER DT650. Měření probíhalo vždy jednorázově v různých stádiích výstavby mostu a dále cca 2-3x ročně po dokončení mostu.



Obr. 3.: Umístění tenzometrů v nosníku mezi kabelovými kanálky

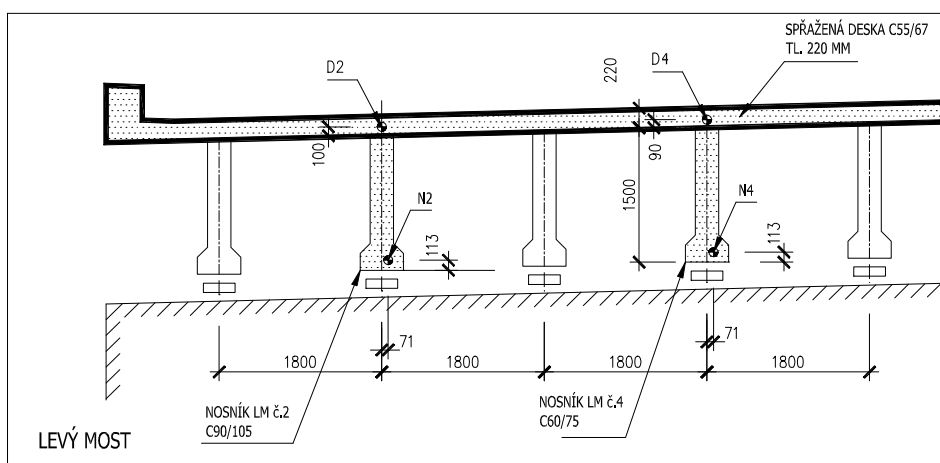
Pro dlouhodobé sledování deformací mostní konstrukce byla navržena geodetická sledování průhybů nosníků. U nosníků č. 2, 4 a 9 levého mostu jsou sledovány průhyby v polovině rozpětí v místním výškovém systému, přičemž metodou technické nivelace jsou zaměřeny měřické značky osazené na obou koncích nosníků v blízkosti osy uložení a v polovině rozpětí.

3. Časová analýza

Jako u každé sprážené konstrukce dochází tedy i u konstrukce mostu D211 v důsledku dotvarování a smršťování betonu k výrazné redistribuci vnitřních sil a ke změně průhybů mostu. Konstrukce je tvořena betony rozdílného stáří a rozdílných materiálových vlastností,

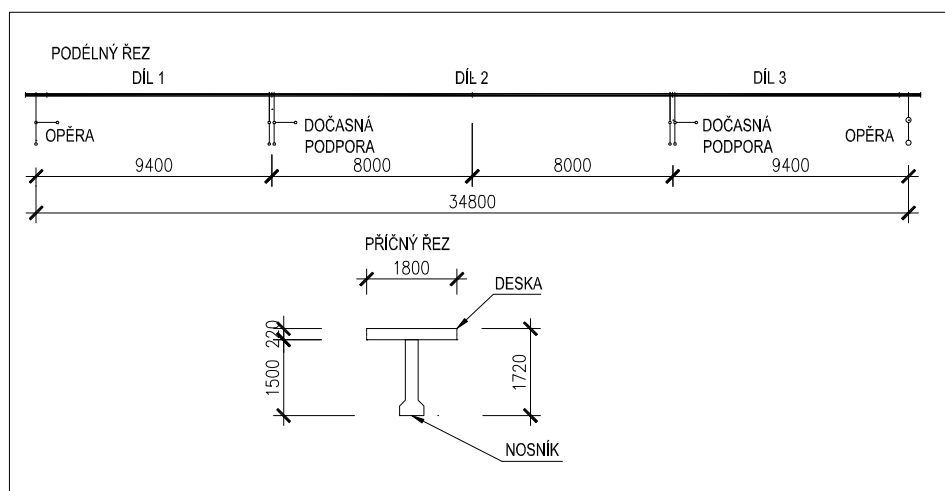
tj. montovanými prefabrikovanými nosníky z vysokopevnostního betonu (C90/105, C60/75), které jsou následně cca s čtyř měsíčním zpožděním spřaženy s horní monolitickou železobetonovou deskou (C55/67). Průřez mostů je tedy tvořen deskou a stojinou (nosníkem) o různých dimenzích. Rozdílné dimenze prvků příčného řezu mají za následek nestejnou vysychání průřezu a tím i nestejnou smršťování jednotlivých částí. Pro tento typ konstrukce je tedy nutné provést časovou analýzu mostu.

Provedení časové analýzy mostu je prováděno ve dvou etapách. První etapa byla provedena před vlastní realizací stavby [2], dle projektovaných charakteristik betonu a dle navrženého postupu výstavby.



Obr. 4.: Umístění strunových tenzometrů – příčný řez mostem

V rámci [3] byl most během výstavby podrobně sledován (průhyby, poměrná přetvoření betonu vybraných nosníků, zaznamenáván průběh výstavby, zjišťovány skutečné vlastnosti použitých materiálů apod. Takto získaná data umožnila provést druhou upřesněnou etapu časové analýzy mostu. V analýze jsou upřesněny vstupní údaje výpočtového modelu: zatížení, materiálové charakteristiky a časový harmonogram dle skutečného postupu stavby mostu.



Obr. 5.: Schema výpočtového modelu

Pro časovou analýzu byl vytvořen prutový výpočetní model v programu TDA [1], *obr. 5*. Z příčného řezu mostu byly vybrány celkem tři nosníky se spřaženou deskou šířky 1,8 m, jedná se o nosníky LM2, LM4 a LM9 u nichž je prováděno podrobné sledování.

Jednotlivé prvky (deska, nosníky, přepínací lana) jsou modelovány konečnými prvky na excentricitě vzhledem k referenční ose. Zatížení vlastní tíhou a ostatním stálým zatížením je aplikováno ve skutečných časech provádění a dle naměřených objemových hmotností použitých materiálů. Zatížení ostatním stálým je na jednotlivé nosníky stanoveno tak, aby vyvodilo stejné hodnoty normálového napětí jako na prostorovém výpočetním modelu celého mostu.

Tabulka 1.: Parametry použitých betonů - naměřené

Parametr	C55/67 - deska	C60/75- nosník LM4, LM9	C90/105 – nosník LM2
$f_{cm,cube28}$ (MPa)	93	101	120,7
E_{cm} (MPa)	43300	46850	45500

Pro výpočet smršťování a dotvarování byl použit reologický model dle EC2 s parametry betonů dle *tab. 1*. Ošetřování betonu nosníků i desky je uvažováno po dobu 5 dnů.

Náhradní tloušťka je stanovena samostatně pro desku a samostatně pro nosník. Na mostě byla po betonáži mostu položena hydroizolace, přes kterou nedochází k vysychání a délka obvodu pro stanovení náhradní tloušťky se tak zkrátí. Parametr typu cementu s byl uvažován pro rychle tuhnoucí vysokopevnostní cement hodnotou $s = 0,2$. Vlhkost vzduchu byla uvažována průměrnou hodnotou 70%.

Celkem byly vytvořeny tři samostatné prutové modely pro nosníky LM2, LM4 a LM9. Modely mají stejnou časovou osu, stejný reologický model, odlišují se hodnotou ostatního stálého zatížení a samozřejmě typem betonu pro jednotlivé nosníky.

3.1. Výsledky analýzy

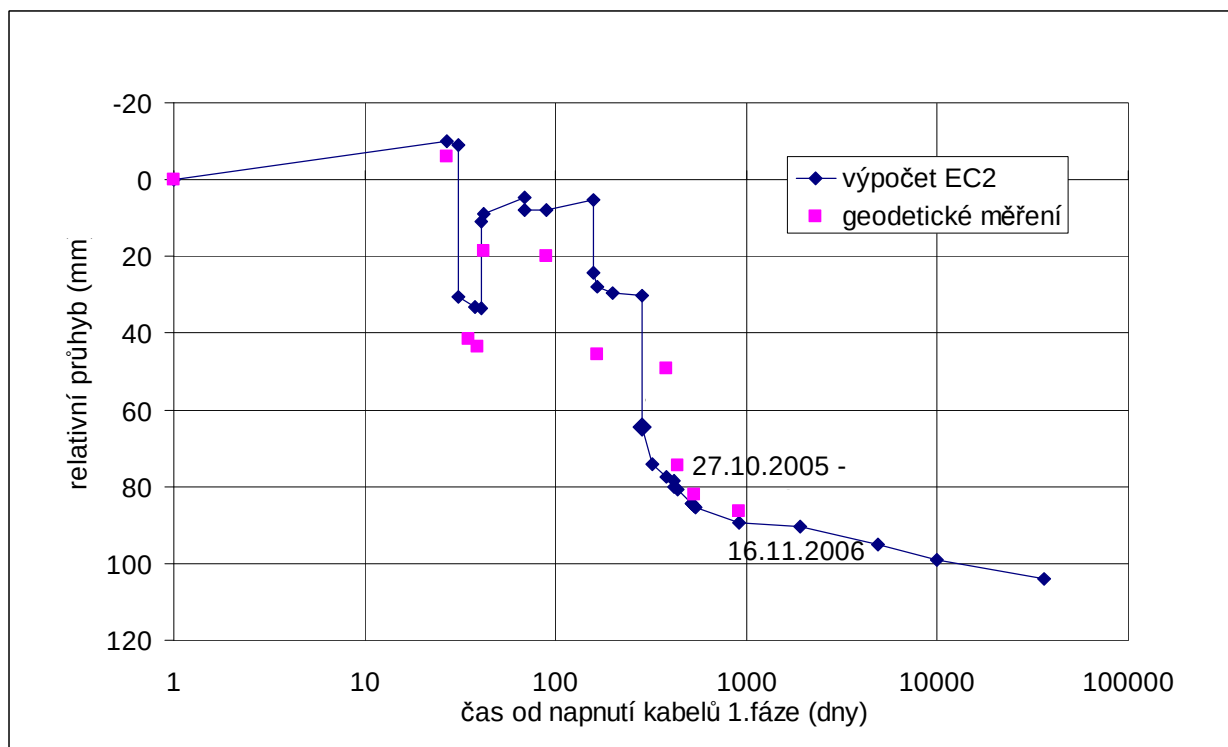
Z množství výsledků uvádíme v rámci tohoto článku dlouhodobé průhyby sledovaných nosníků. Na *obr. 6* je uveden relativní průhyb středu nosníku LM2 v čase. Průhyb je vynášen od času napnutí kabelů první fáze, tj. od času kdy byly nosníky uloženy v definitivní poloze. Na *obr. 7* je uveden relativní průhyb nosníku LM4 po napínání kabelů 2.fáze. Výsledky výpočtů jsou porovnávány a s geodetickým měřením, která jsou korigována o vliv nerovnoměrné teploty. Je zde patrná velmi dobrá shoda měření výpočtu. Jistá nepřesnost vzniká zejména u zatížení první vrstvou násypu a polystyrenu. Zejména stanovení zatížení od násypu přesně v době provádění měření je dosti problematické, není známa míra zhutnění násypu, případně jeho nasycení vodou.

V *tab. 2* je provedeno srovnání odezvy nosníku na zatížení vlastní tíhou a zatížením předpětím od napínání kabelů 2. fáze. Vyhodnocovány jsou vždy rozdíly průhybů před aplikací zatížení a po jeho aplikaci. Je zde patrná velmi dobrá shoda naměřených a vypočtených hodnot průhybů. Velmi dobrá shoda v průhybech je zejména u zatížení podélným předpětím (max. rozdíl 4%). Pro zatížení vlastní tíhou je rozdíl větší cca 17-26%. Tento větší rozdíl je způsoben nerovnoměrnou teplotou horního a dolního povrchu betonu.

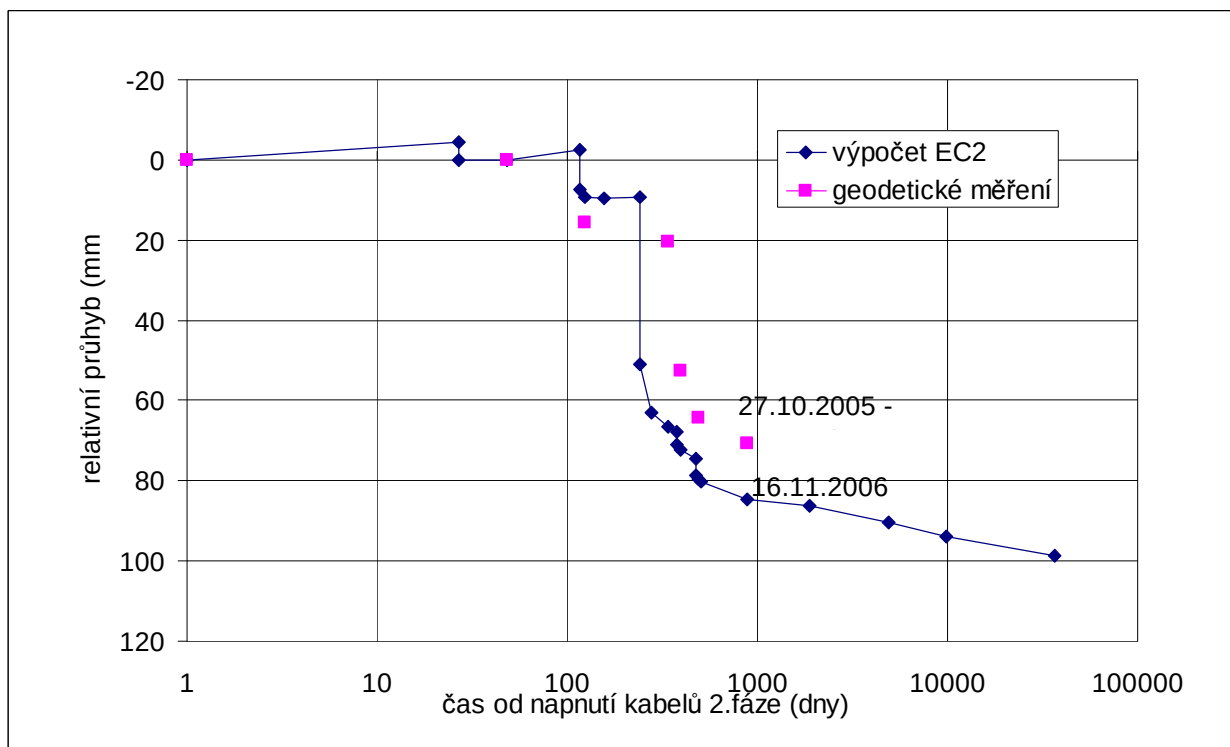
Tabulka 2.: Srovnání změn průhybů od betonáže spřažené desky a od napnutí kabelů 2. fáze

		průhyb (mm) – výpočet	průhyb (mm) – měření	poměr
Nosník LM2	vliv betonáže spřažené desky (112-108 dní)	40.6	47.5	1.17
	vliv napnutí kabelů 2.fáze (123-119 dní)	-24.5	-25.1	1.02
Nosník LM4	vliv betonáže spřažené desky (112-108 dní)	39.57	48.5	1.23
	vliv napnutí kabelů 2.fáze (123-119 dní)	-24.07	-25.0	1.04
Nosník LM9	vliv betonáže spřažené desky (112-108 dní)	39.65	50.0	1.26
	vliv napnutí kabelů 2.fáze (123-119 dní)	-24.19	-24.5	1.01

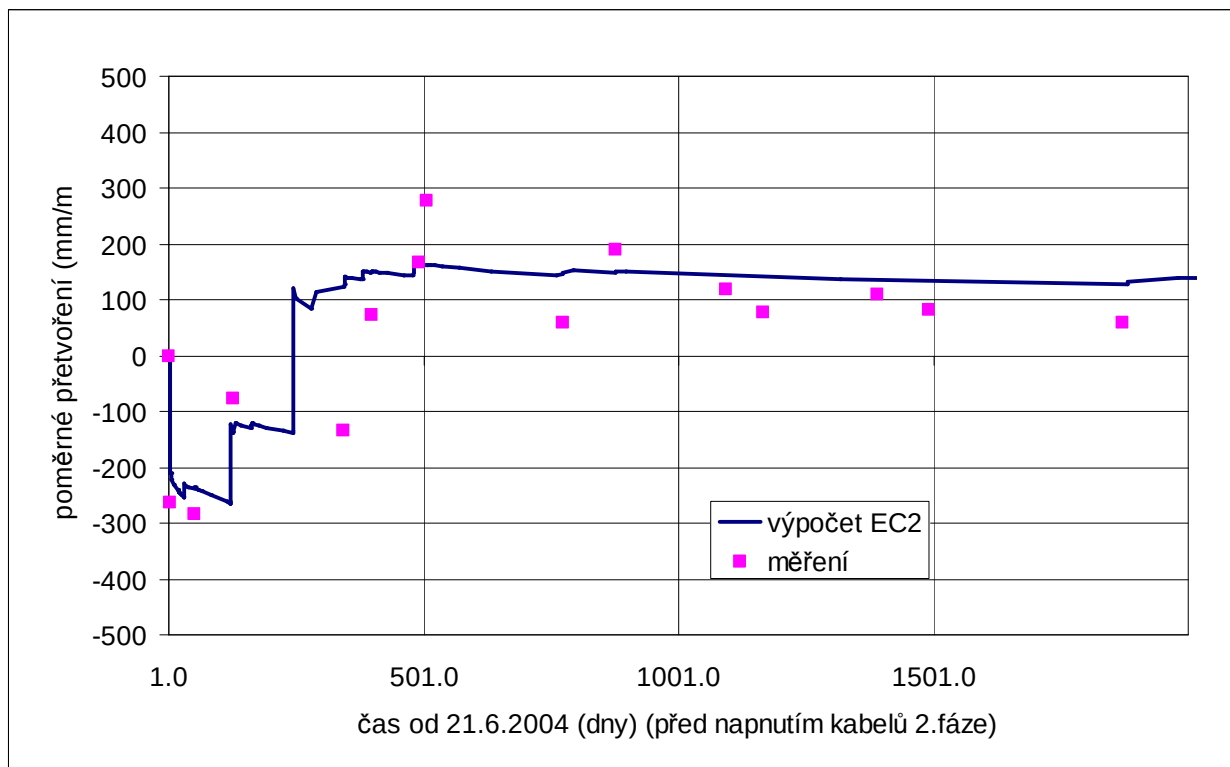
Na obr. 8 a 9 jsou uvedeny průběhy poměrného přetvoření betonu v místě čidel N2 a D4. Jsou opět porovnány naměřené hodnoty s hodnotami vypočtenými. Oproti průhybům je shoda naměřených a vypočtených hodnot menší. Hlavní vliv na přesnost zde má teplota. I tak, ale ukazují naměřené a vypočtené hodnoty poměrně dobrou shodu.



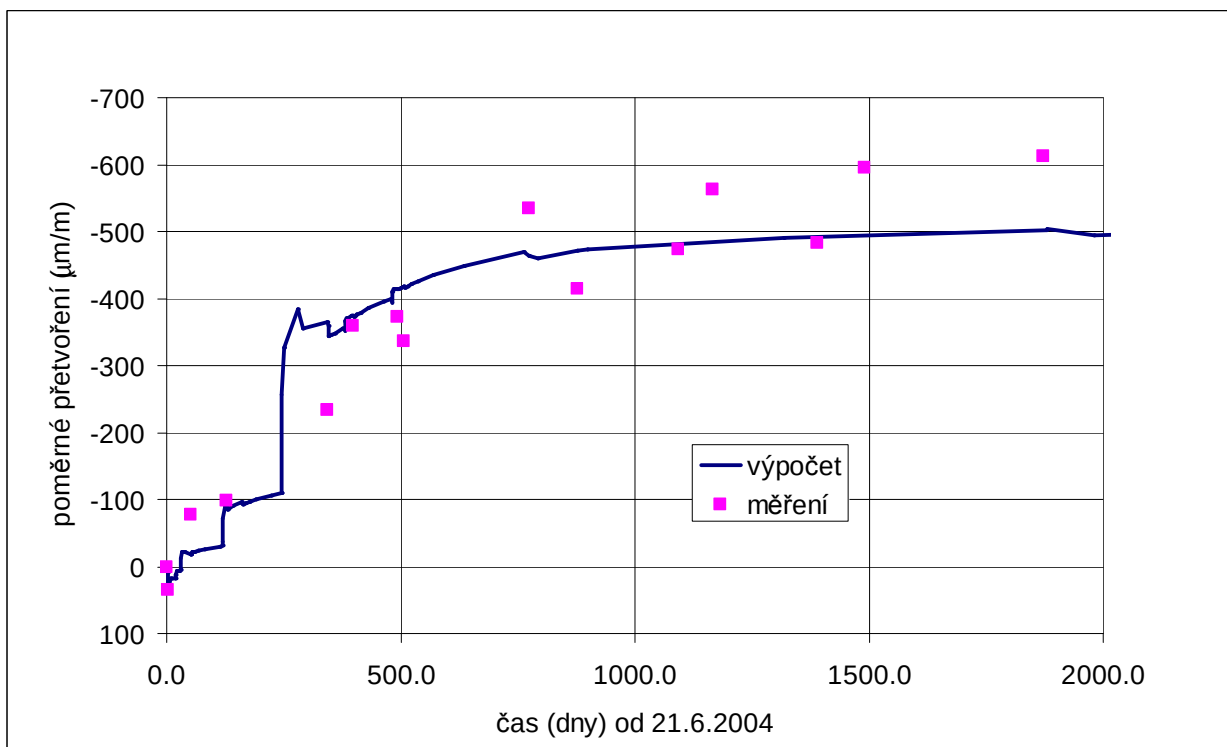
Obr. 6.: Relativní průhyb středu nosníku LM2



Obr. 7.: Relativní průhyb středu nosníku LM4



Obr. 8.: Přírůstky poměrného přetvoření - tenzometr N2



Obr. 9.: Přírůstky poměrného přetvoření - tenzometr D4

4. Závěr

Numerickým modelováním postupné výstavby spřaženého mostu z vysokopevnostního betonu doprovázeným sledováním mostu in-situ bylo ověřeno dlouhodobé chování dálničního mostu významného jak z hlediska dopravního, tak z hlediska konstrukce. Při návrhu mostu bylo nutno přijmout řadu teoretických předpokladů výpočtů. Srovnání výsledků výpočtů a doposud provedených měření dlouhodobých průhybů potvrzují očekávaný vývoj deformací mostu a potvrzují tedy správnost použité metodiky výpočtu. Shoda výpočtů a měření, která je například zřejmá z obr. 6 a 7, je velmi dobrá.

Poděkování

Tento výsledek byl získán za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M0579, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

Literatura

- [1] FÁZE VÝSTAVBY, PŘEDPÍNACÍ KABELY, TDA. Systém programů pro projektování prutových a stěnodeskových konstrukcí - manuál programu, SCIA CZ, 2005.

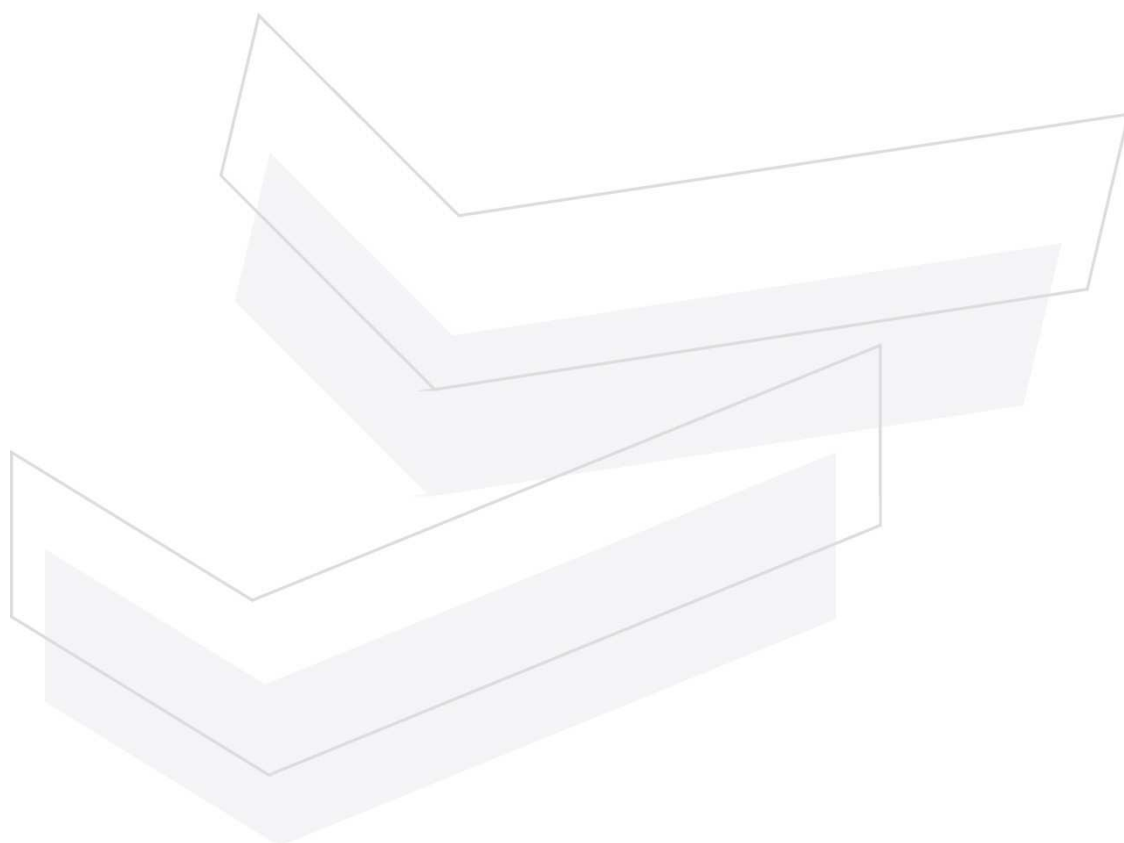
- [2] SHP s.r.o. Brno, Objekt D 211 most na D1 přes pol. cestu D154 a potok Runza - realizační projektová dokumentace mostu.
- [3] STRÁSKÝ J., ZICH M, Zpráva o průběhu řešení projektu FI-IM/185 Nové úsporné konstrukce z vysokopevnostního betonu, ETAPA 2 – Časová analýza pilotního mostu z vysokopevnostního betonu, Brno, 2004-2005.
- [4] TERZIJSKI I., ČELIŠ P., KONEČNÝ L., Aplikace vysokopevnostního betonu v mostní konstrukci D211, čas. TKS Beton, 5/2004 str. 36-42.

Kontakt

Ing. Miloš Zich, Ph.D., tel: 00420 541 147 860, e-mail: zich.m@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veverí 95, 602 00 Brno.

II.

ZKOUŠENÍ KOVOVÝCH A DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ



EXPERIMENTÁLNÍ VÝZKUM JAKO PODKLAD PRO NAVRHOVÁNÍ NOSNÝCH KONSTRUKCÍ

EXPERIMENTAL INVESTIGATION AS THE SOURCE FOR THE DESIGN OF LOAD-CARRYING STRUCTURES

Marcela Karmazínová, Jindřich Melcher

Vysoké učení technické v Brně – Fakulta stavební,
Ústav kovových a dřevěných konstrukcí

Anotace:

Príspevok je zaměřen na problematiku experimentálního výzkumu jako zdroje informací, dat a parametrů pro verifikaci metod navrhování. Experimentální ověřování prvků, dílců nebo systémů nosných stavebních konstrukcí v procesu zatěžování poskytuje cenné údaje o jejich chování při působení zatížení. Získané informace a poznatky lze efektivně využít pro verifikaci návrhových postupů tak, aby vedly ke spolehlivému a hospodárnému konstrukčnímu návrhu. Na konkrétních příkladech ukazuje článek význam zkoušek zaměřených na skutečné působení konstrukcí při zatížení a též velkou rozmanitost druhů zkoušek z hlediska jejich účelu a požadovaných výsledků.

Annotation:

The paper deals with the problems of experimental investigation as the source of information, data and parameters for verification of design methods. Experimental investigation of members or parts of load-carrying civil structures under loading actions gives valued specifications about their behaviour in loading process. Obtained information and knowledge can be effectively used for the verification of design procedures to reach reliable and economical structural design. On particular examples this paper shows the importance of tests oriented towards actual behaviour of structures and also it shows large variability of test types from the viewpoint of their object.

Klíčová slova: experimentální ověřování, test, navrhování, druhy zkoušek, spolehlivý a efektivní konstrukční návrh, únosnost, tuhost, kovové konstrukce, kompozity

Keywords: experimental verification, test, design, test types, reliable and efficient structural design, load-carrying capacity, stiffness, metal structures, composites

1. Úvod

Experimentální ověřování konstrukčních prvků a dílců je zvláště v období posledních desetiletí mnohdy nezbytnou součástí procesu navrhování nosných stavebních konstrukcí. V některých případech mohou být poznatky získané z testů jedinými spolehlivými informacemi o chování konstrukčního prvku v průběhu zatěžování a v procesu přetváření a porušování. Všeobecně a dlouhodobě jsou využívány výsledky materiálových zkoušek jako podklady pro určení hodnot vlastností materiálů. Tyto zkoušky jsou normalizovány a standardizovány do té míry, že příslušné normativní předpisy (viz např. [1]) stanovují přesné požadavky na zkušební vzorky (dimenze, počet), ale i řadu dalších podmínek, zejména konkrétní uspořádání zkoušek, specifikaci zatěžování, definici požadovaného výsledku zkoušek a také přesně specifikují, jaké veličiny mají být měřeny a jak, atd.

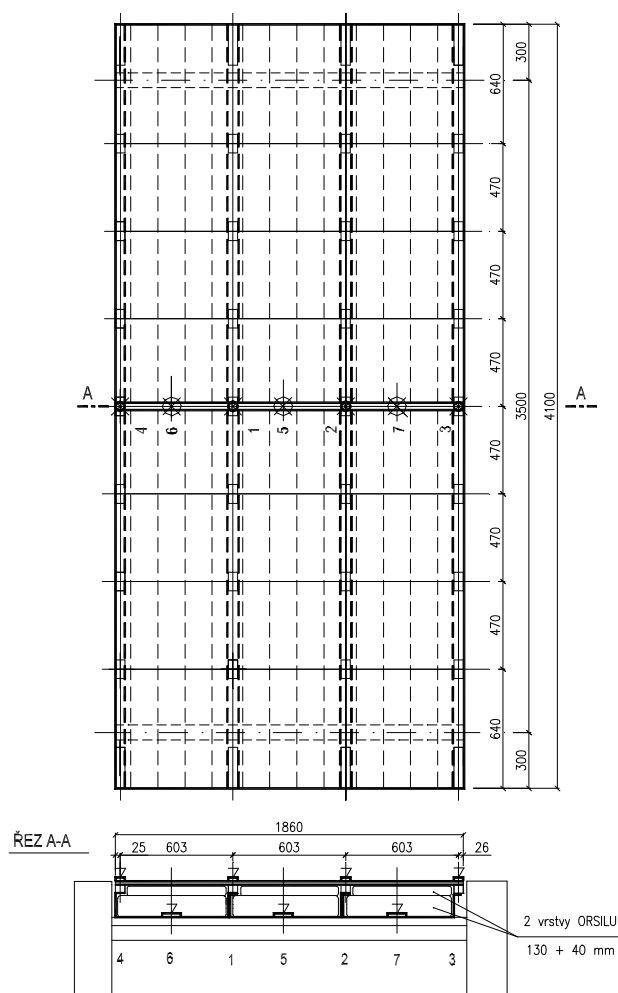
Využití výsledků testů při navrhování konstrukcí obecně může být zcela rovnocennou součástí návrhového procesu, podobně jako výpočet. Tyto případy pokrývá metodika navrhování na základě zkoušek, která je zakotvena i v příslušných normativních předpisech (viz [2]). Ve smyslu navrhování pomocí zkoušek se rozlišuje v zásadě 7 druhů zkoušek (druhy zkoušek (a) až (g) z hlediska účelu, ke kterému slouží, a z hlediska výstupů, které poskytují). Vzhledem k tomu, že zkoušky mohou být velmi odlišné, jsou i podmínky zkoušek (podle [2] „Plánování zkoušek“) v těchto případech „definovány“ poměrně velmi obecně, tzn., nejsou jednoznačně dány cíle a rozsah zkoušek, výsledky zkoušek, specifikace zkušebních vzorků či těles a náhodného výběru, specifikace zatěžování, uspořádání zkoušek, měření, vyhodnocení a protokol o zkoušce. Tyto požadavky jsou omezeny na konstatování typu např. „Zkušební vzorky se mají určit nebo získat na základě náhodného výběru tak, aby byly popsány podmínky skutečné konstrukce“ či „Průběh zatěžování se má vybrat tak, aby reprezentoval očekávané funkční uplatnění nosného prvku za normálních a nepříznivých podmínek ...“ a je tedy na subjektu, který zkoušky provádí, aby tyto podmínky, v závislosti na potřebách a podmínkách, stanovil. Z toho je zřejmé, že v takových případech jsou zkoušky podle okolností velmi odlišné, a přestože jsou normou dány požadavky, lze říci, že se zde nejedná o standardizované či normalizované zkoušky tak, jak je známe např. při určování vlastností materiálů, pro něž existují samostatné normativní dokumenty definující naprosto přesné zásady a pravidla pro přípravu, realizaci a vyhodnocení zkoušek.

V požadavcích v [2] pro navrhování na základě zkoušek je také mj. uvedeno následující ustanovení: „Tam, kde je to proveditelné, mají se u zkoušek typu (a), (b), (c), (d) odvodit návrhové hodnoty z výsledků zkoušek prostřednictvím přijatých statistických metod ...“. To však zejména při stanovení návrhové odolnosti vyžaduje splnění 5 základních předpokladů, které se týkají jednak statistického rozdělení veličin a nezávislosti veličin, jednak počtu výsledků zkoušek a požadavku na měření všech příslušných geometrických a materiálových vlastností. V některých případech pak nemusí být odvození návrhových hodnot proveditelné právě proto, že z různých důvodů např. nelze provést dostatečný počet zkoušek, nelze měřit všechny vstupní geometrické a materiálové vlastnosti apod.

Dále uvedené příklady zatěžovacích zkoušek, které byly realizovány v laboratoři Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí FAST VUT v Brně, mají aspoň částečně ilustrovat šíři a rozmanitost zkoušek prvků a dílců nosných stavebních konstrukcí, a to v závislosti na cíli zkoušek, který je podřízen zadání a zcela konkrétním požadavkům stanoveným zadavatelem.

2. Zatěžovací zkouška střešního pláště

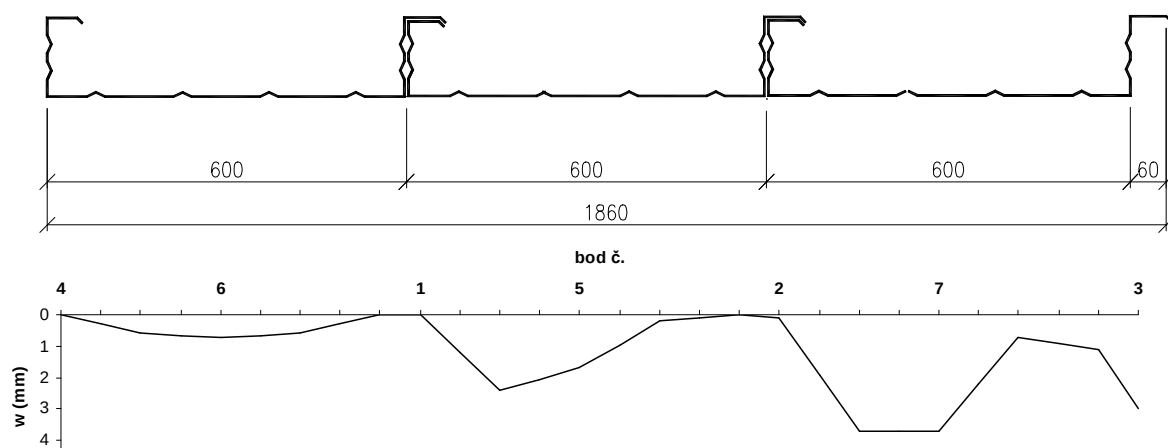
Zatěžovací zkouška byla zaměřena na ověření skutečného působení kazet 130/600/0,75 SR tvořících nosný podklad kovového systému DOMICO GBS již použitého pro realizaci nosné konstrukce střešního skládaného pláště objektu posluchárny v areálu MZLU v Brně [3]. Potřeba ověřovací zatěžovací zkoušky byla vyvolána skutečností, že nosná konstrukce střešního pláště již v průběhu montáže vykazovala poměrně vysoké hodnoty průhybů pouze od vlastní tíhy a tíhy izolační vrstvy z desek ORSIL. Cílem experimentu bylo ověření reálné únosnosti, přetvoření a mechanismu porušení kovových kazet v systému střešního pláště v procesu nárůstu a poklesu plného plošného rovnoměrného zatížení simulujícího vlastní tíhu konstrukce a zatížení sněhem. Zatěžovací zkoušce předcházela prohlídka pro ověření stavu konstrukce na místě (viz obr. 1).



Obr. 1.: Konstrukce střešního pláště



Obr. 2.: Sestava zkušebního tělesa



Obr. 3.: Příčný profil zkušebního tělesa střešního pláště – průhyb od vlastní tíhy izolace ORSIL

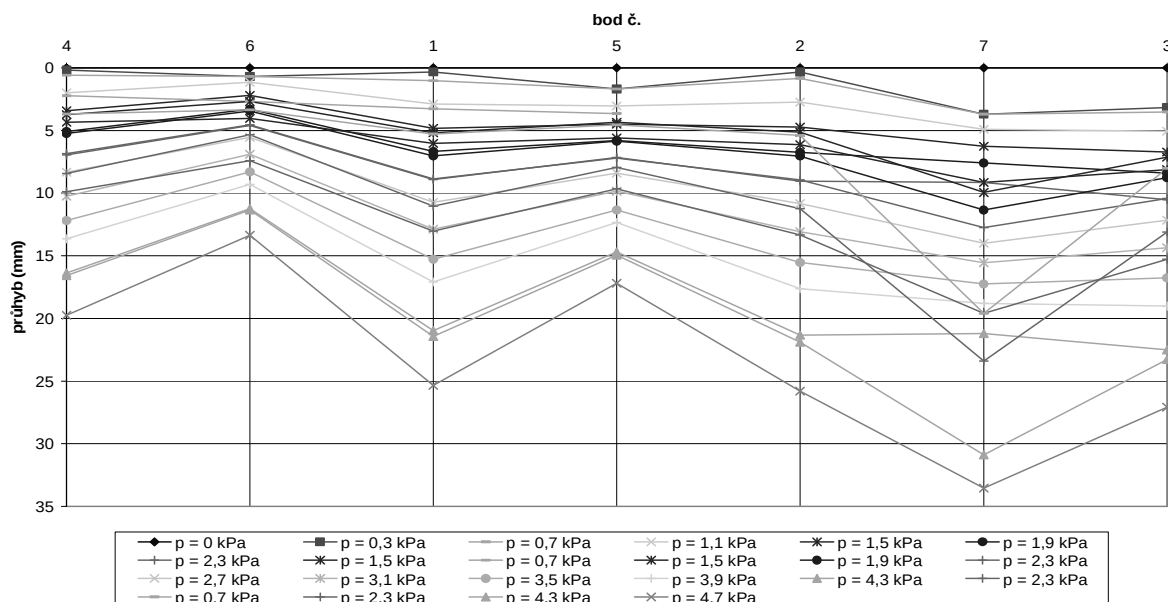
Na základě požadavku zadavatele (UNISTAV a.s. Brno) byla ověřována mezní únosnost a průhyby na zkušebním tělese představujícím výsek nosné konstrukce tvořený sestavou 3 ks kazet (viz obr. 2 a 3). Staticky bylo zkušební těleso uspořádáno jako nosník na rozpětí $L = 3\,500\text{ mm}$ s převislými konci 300 mm . Před realizací zkoušky byly ověřovány počáteční deformace dna kazety (viz obr. 3) působené vlastní tíhou izolační vrstvy ORSIL. Při vlastní zatěžovací zkoušce byl zkušební dílec zatěžován plným rovnoměrným zatížením simulujícím vlastní tíhu konstrukce a zatížení sněhem; pro vyvození zatížení bylo použito metody zatěžování vakuováním. Zkušební těleso bylo zatěžováno stupňovitě a pro získání informací o velikosti trvalé deformace v procesu zatěžování a odtěžování bylo zatížení vyvozováno v opakovaných cyklech. V posledním cyklu bylo zatížení zvětšováno až do dosažení hladiny objektivní mezní únosnosti charakterizované u tenkostěnných průřezů náhlým lokálním boulením v nejvíce namáhané oblasti dílce. Záběry ilustrující realizaci experimentů, uspořádání zkoušky a osazení zkušebních těles do zkušebního zařízení s přípravky na snímání měřených dat jsou uvedeny na obr. 4 a 5. Ilustraci výsledků měření poskytuje obr. 6, který zobrazuje přetvoření (průhyb) příčného řezu na linii uprostřed rozpětí v místech označených 1 až 7 (označení viz obr. 2) pro jednotlivé zatěžovací stupně. Mechanismus porušení zkušebních těles na mezi únosnosti je zřejmý z obr. 7 (snímky byly pořízeny po vyjmutí izolace). Jak prokázal experiment, mezní namáhání je vázáno na náhlou ztrátu únosnosti konstrukčního systému charakterizovanou lokálním vyboulením tlačené oblasti nejvíce namáhaných průřezů tenkostěnného profilu žebra kazety v poli nosníku. Na základě výsledků experimentu bylo stanoveno mezní zatížení zkoušené sestavy kazetových dílců jako souhrn maximálního zatížení dosaženého při zkoušce a vlastní tíhy všech částí konstrukce zkušebního tělesa. Kromě efektu lokálního boulení v oblasti maximálních ohybových momentů bylo zjištěno rovněž místní boulení pod žebry kazet v oblasti podpor zkušebního dílce. Vlastní iniciací mechanismu porušení je však náhlé lokální vyboulení v poli zkoušeného tělesa.



Obr. 4.: Osazení zkušebního tělesa



Obr. 5.: Realizace experimentu



Obr. 6.: Příčný profil zkušebního tělesa střešního pláště – průhyb v průběhu zatěžování

Základním ukazatelem pro verifikaci skutečného působení nosného systému ve vztahu k idealizovanému výpočetnímu modelu je průhyb. Pro extrémní zatížení stanovené projektem a okrajové podmínky odpovídající uspořádání zkoušky je příslušný teoretický maximální průhyb nosníku jako celku $w_{\max,t} = 10,6$ mm. Z výsledků testu vyplývá, že reálný maximální průhyb pro uvažované uspořádání a dané zatížení $w_{\max,r} = 14$ mm překračuje teoretickou hodnotu o 32 %. K rozdílu přispívá zřejmě deformovatelnost tenkostěnného průřezu a dále též přetvoření v důsledku lokálního namáhání tenkostěnných žeber v oblasti podpor. Lze však předpokládat, že provozní průhyby budou vykazovat příznivější hodnoty v důsledku ztužení průřezu kazety v oblasti mezi pásy příhradových střešních vazníků; toto řešení přispívá k efektu spojitosti kazetových nosníků.

Dalším ukazatelem pro ověření tohoto konstrukčního systému je napjatost a únosnost při navrženém uspořádání. Teoretická hodnota maximálního tlakového napětí nosníku pro extrémní projektové zatížení (tj. pro maximální ohybový moment v poli $M_{\max} = 2,9$ kNm) a uspořádání odpovídající zkoušeným tělesům je $\sigma_{h,d} = 237,7$ MPa. Hodnota napětí na mezi

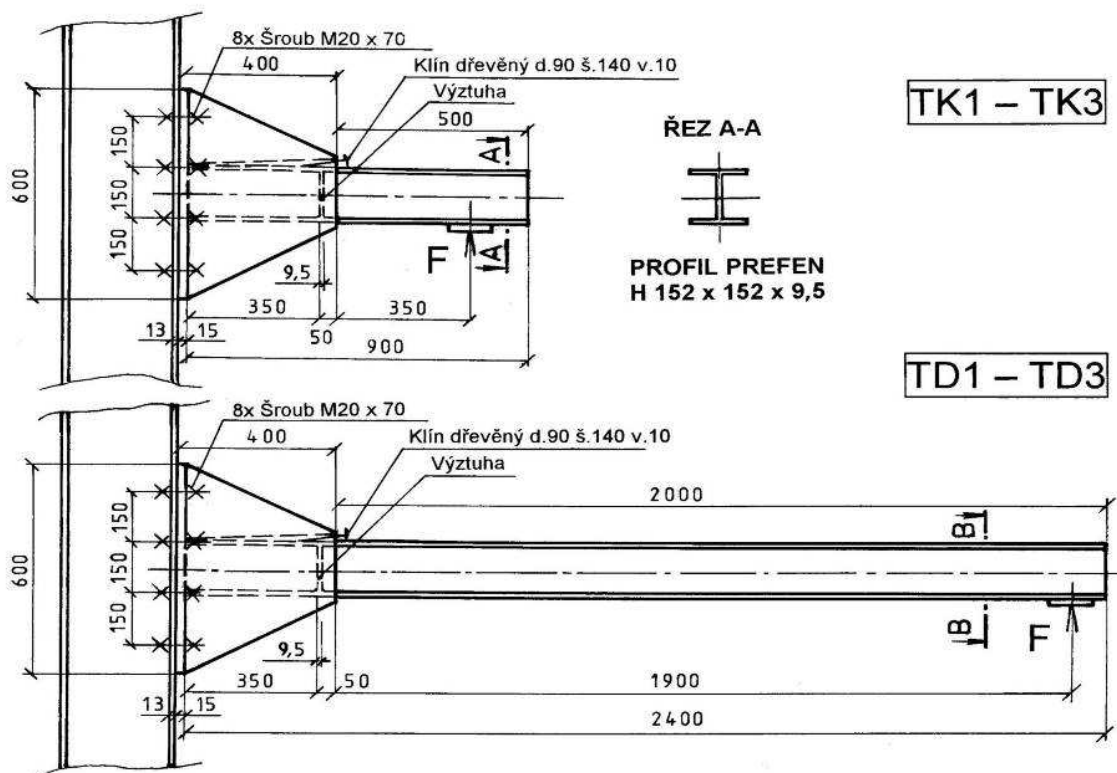
objektivní únosnosti zkušebního dílce (pro ohybový moment $M_{\max,u} = 4,35 \text{ kNm}$), tj. při porušení lokálním boulením, je $\sigma_{h,u} = 356,6 \text{ MPa}$. Uvážíme-li pevnostní charakteristiky použité oceli (dle podkladů výrobce ocel S350 s mezí kluzu 350 MPa), je zřejmé, že hladině mezní únosnosti odpovídající efektu lokálního boulení přísluší napětí v krajních vláknech na hranici meze kluzu. Spolehlivé působení kazetových dílců z hlediska jejich mezní únosnosti je tedy dáno zejména nižší hladinou skutečného zatížení, jež zachová dostatečnou rezervu namáhání ve vztahu k napětí na hranici meze kluzu oceli. Podíl napětí při dosažení objektivní mezní únosnosti zjištěné experimentálně k napětí při extrémním projektovém zatížení je $c = 1,5$. Je tedy zřejmé, že napětí od působícího zatížení v místě největšího namáhání musí být výrazně pod hodnotou návrhové pevnosti oceli nezahrnující vliv lokálního boulení. V případě posuzovaného konstrukčního systému – obdobně jako v případě přetvoření (průhybů) – bude opět reálné působení konstrukce příznivější, a to v důsledku ztužení průřezu kazety v oblasti mezi pásy příhradových střešních vazníků.



Obr. 7.: Zkoušky střešního pláště – ilustrace mechanismu porušení zkušebního tělesa

3. Zatěžovací zkoušky sloupků pro protipovodňovou stěnu

Jiným příkladem jsou zatěžovací zkoušky sloupků pro protipovodňovou stěnu navržených z kompozitního profilu „PREFEN“, jejichž vývojem se zabývá firma PREFA KOMPOZITY a.s., Brno. Na základě jejich požadavku [4] byla ověřována únosnost vzorků při působení ohybového a smykového namáhání s cílem získat údaje o únosnosti a tuhosti jako podklad pro dimenzování.



Obr. 8: Zkoušky sloupků pro protipovodňovou stěnu – schéma uspořádání zkušebních těles

Pro zatěžovací zkoušky bylo dodáno $2 \times 3 = 6$ zkušebních těles označených TD – „dlouhá“ tělesa a TK – „krátká“ tělesa (schéma těles viz obr. 8). Cílem zkoušky dlouhých zkušebních těles bylo ověření skutečného působení (přetváření v průběhu nárůstu zatížení), mechanismu porušení při mezním zatížení a zejména modulu pružnosti zahrnujícího vliv ohybu a smyku při působení příčné síly na jednostranně vetknutý prut. Cílem zkoušky krátkých těles bylo ověření smykové únosnosti průřezu sloupku a rovněž mechanismus porušení převládajícím smykem. Staticky bylo zkušební těleso uspořádáno jako vetknutá konzola osazená ve zkušebním zařízení vodorovně (na rozdíl od reálné polohy v konstrukci protipovodňové stěny), a to s ohledem na výhodnější polohu zatěžovacího válce. Tělesa byla zatěžována pomocí hydraulického válce, osamělé břemeno bylo převáděno ocelovým kloubovým ložiskem s břitem umístěným kolmo k podélné ose zkušebního tělesa. Sloupek byl zatěžován stupňovitě a na každém zatěžovacím stupni byly měřeny hodnoty přetvoření zkušebního tělesa v místě působení příčné síly. Záběry z realizace experimentů, uspořádání zatěžovací zkoušky, osazení zkušebních těles s přípravky na snímání dat jsou na obr. 9 a 10. Výsledky měření přetvoření těles v průběhu zatěžování jsou zpracovány graficky (viz obr. 11) formou závislosti " F [kN] – w [mm]" (příčná síla – přetvoření). Pak pro dlouhá zkušební tělesa TD lze odvodit modul pružnosti se zahrnutím vlivu smyku při ohybu $E_{M-Q} = 11\,055$ MPa. Uvedená závislost je rovněž podkladem pro definování průhybu sloupku uvažovaného průřezu při působení příčného soustředěného břemene. Reálná smyková únosnost průřezu sloupku pro uspořádání ve smyslu obr. 8 je dána hodnotami podle Tab. 1 pro krátká zkušební tělesa TK.

Mechanismus porušení zkušebních těles na mezi únosnosti je zřejmý ze záběrů na obr. 12. Mezní namáhání je vázáno na porušení ve vetknutí konzoly charakterizované vyboulením tlačené pásnice v oblasti dřevěného klínu a přilehlé části stěny profilu H. Ve všech případech docházelo ke stříškovité deformaci tlačené pásnice způsobující lom dřevěného klínu ve vetknutí.



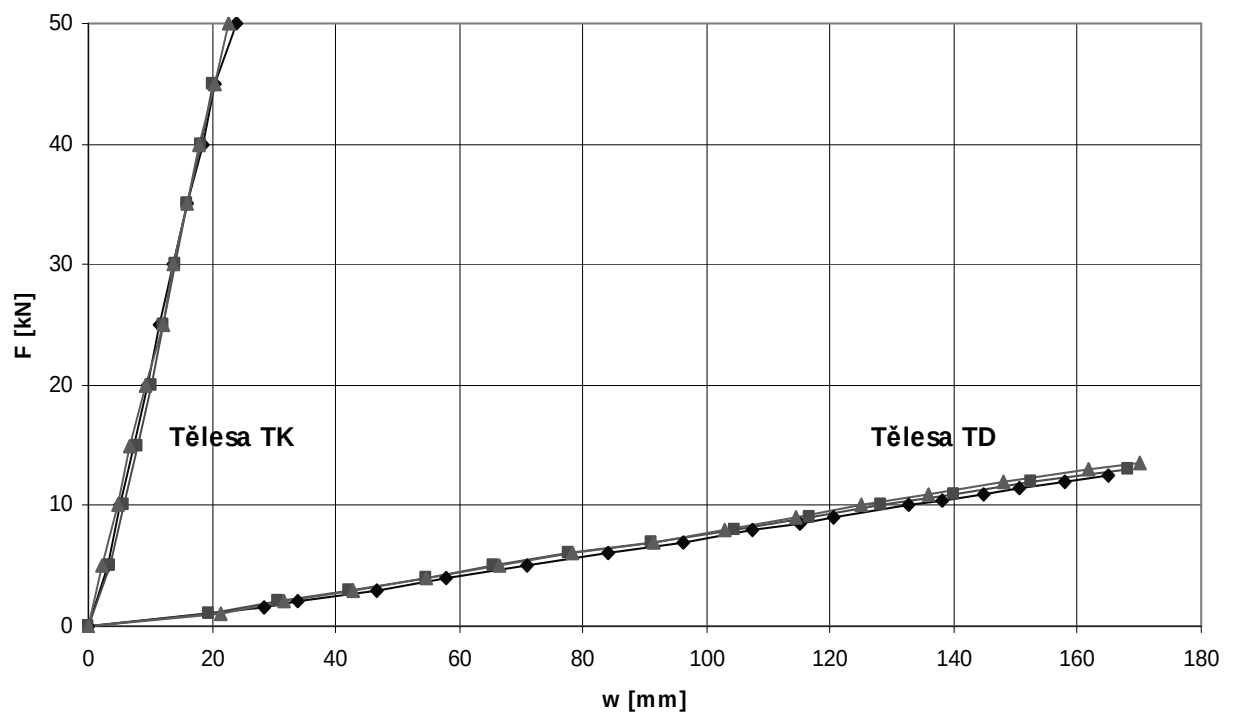
Obr. 9: Realizace zkoušek sloupků pro protipovodňovou stěnu – tělesa TD



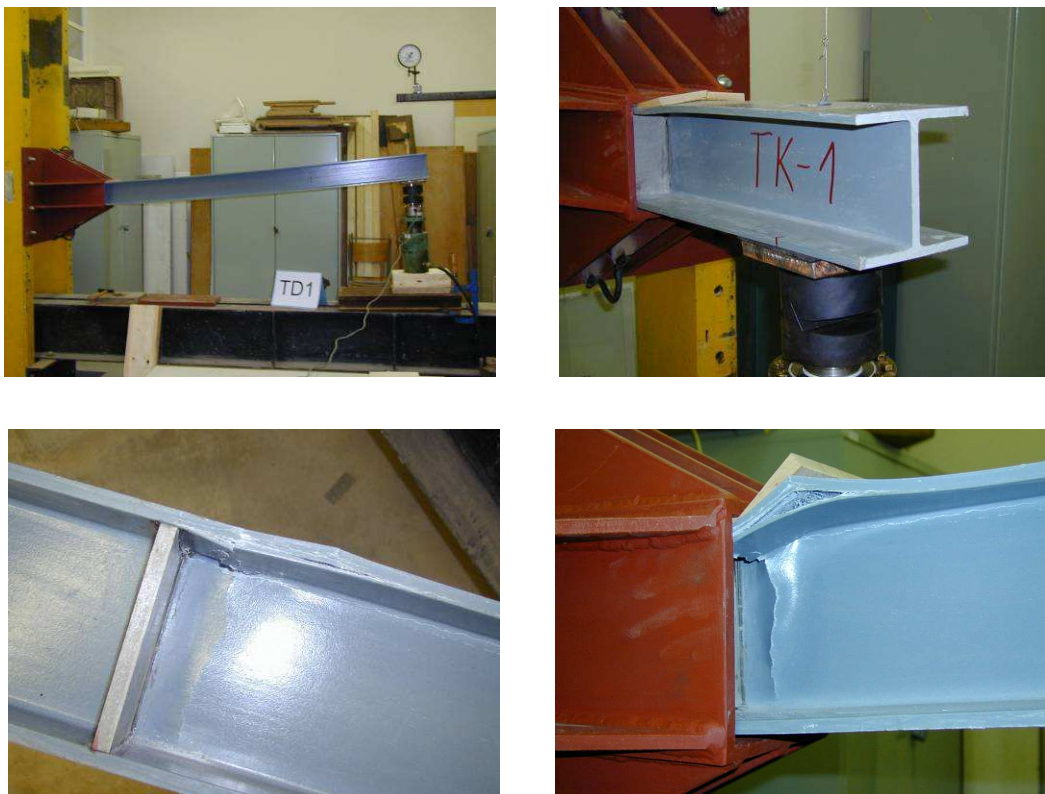
Obr. 10: Realizace zkoušek sloupků pro protipovodňovou stěnu – tělesa TK

Tabulka 1.: Mezní únosnosti

Zkušební těleso	TD 1	TD 2	TD 3	TK 1	TK 2	TK 3
Mezní únosnost [kN]	12,5	13,0	13,6	53,0	46,0	50,0



Obr. 11: Závislosti " F [kN] – w [mm]" (příčná síla – přetvoření)

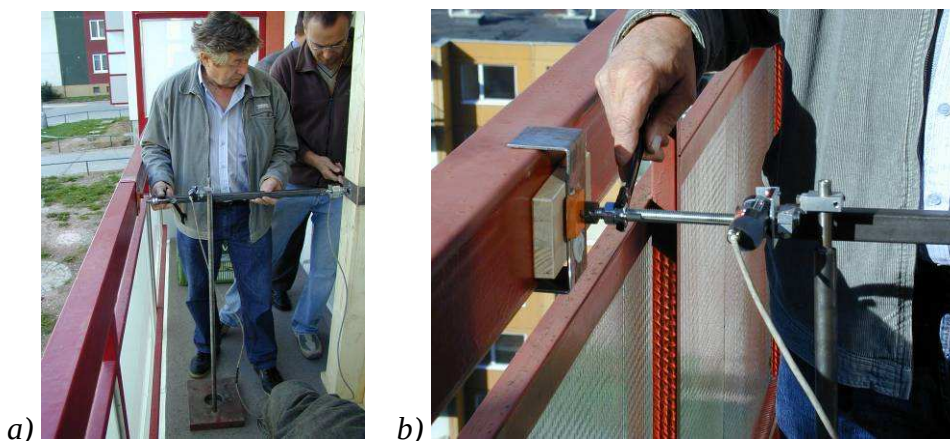


Obr. 12: Zkoušky sloupků pro protipovodňovou stěnu – ilustrace mechanismu porušení

4. Zkoušky kovového zábradlí balkonů bytových domů

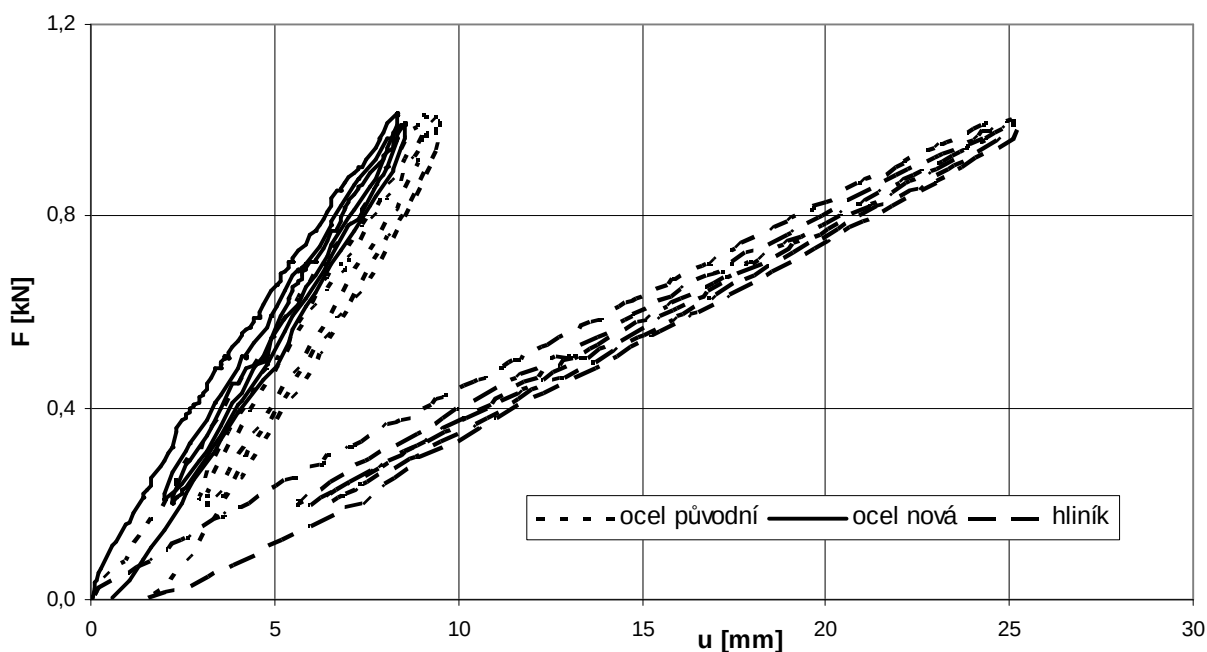
Příkladem jiného typu zkoušek, jejichž cílem bylo posouzení tuhosti různých variant řešení téhož konstrukčního prvku, jsou zkoušky kovového zábradlí balkonů bytových domů realizované na základě požadavku Statutárního města Brna, Městské části Brno – Vinohrady [5]. Požadavek posouzení tuhosti zábradlí balkonů byl vyvolán záměrem objektivnějšího vzájemného porovnání komfortu a vjemu bezpečí uživatelů balkonů z hlediska poddajnosti kovové konstrukce zábradlí balkonů při působení zatížení, a to pro tři různé varianty technického řešení, jež byly aplikovány v sídlišti Brno – Vinohrady. V souvislosti s probíhající regenerací bytových domů v tomto areálu byla porovnávána následující řešení zábradlí balkonů: O-P – ocel původní (původní ocelové zábradlí), O-N – ocel nová (nové ocelové zábradlí), H – hliník (nové hliníkové zábradlí).

S ohledem na průkaznost a transparentnost porovnání tuhosti uvažovaných řešení a nutnost uvážení vlivu reálných konstrukčních detailů a okrajových podmínek v podepření konstrukčních prvků bylo pro verifikaci tuhosti srovnávaných řešení zábradlí zvoleno experimentální ověření na dotčeném místě. Jako výchozí srovnávací parametr kritéria tuhosti porovnávaných typů zábradlí balkonů byl zvolen průhyb madla zábradlí při působení vodorovného zatížení. Záběry z realizace zkoušek tuhosti zábradlí jsou uvedeny na obr. 13: a) zábradlí O-N, b) zábradlí O-P, c) zábradlí H, d) zařízení pro měření a snímání zatěžovací síly a průhybu. Ze záběrů je zřejmé uspořádání testů; vodorovná síla byla vyvozována uprostřed rozpětí madla zábradlí kontinuálně otáčením matice na rozpěrném šroubu umístěném v ose rozpěrné ocelové trubky opírající se na druhém konci o svislý výztužný dřevěný trám. Maximální vodorovná síla o velikosti 1 kN působící na madlo zábradlí byla odvozena od normativních hodnot stanovených technickými předpisy pro zatížení stavebních konstrukcí. Pro ověření trvalé deformace bylo zatížení vyvozováno ve třech cyklech zatěžování a odtěžování. Opakované namáhání umožňuje ověřit vlivy dotlačení v přípojích a podporách madla i celého podpůrného systému zábradlí. Záznam výsledků měření je pro všechny tři případy konstrukčních systémů zábradlí znázorněn formou závislosti působící síly „F“ a odpovídajícího vodorovného průhybu madla „u“ (viz obr. 14).





Obr. 13: Realizace zkoušek pro porovnání tuhosti kovového zábradlí balkonů



Obr. 14: Závislosti „ $F - u$ “ (vodorovná síla – vodorovný průhyb) pro varianty řešení zábradlí

Původní i nové ocelové zábradlí vykazují prakticky obdobnou vodorovnou tuhost; nové ocelové zábradlí je dokonce nepatrně tužší než původní zábradlí, což lze přisoudit vlivu poddajnosti uchycení a podepření konstrukce původního zábradlí vyplývající z předcházejícího mnohaletého provozu a dále vlivu různého uspořádání podepření konstrukce balkonu. Hliníkové zábradlí vykazuje podstatně menší tuhost proti původnímu i novému zábradlí ocelovému; poddajnost hliníkového zábradlí je cca 3x větší než v případě zábradlí ocelového.

5. Závěr

Příspěvek si nekladal za cíl kompletně popsat realizaci zkoušek a vyhodnocení výsledků, ale na dílčích případech aspoň naznačit šíři i složitost celé problematiky. Uvedené příklady slouží jako ukázky zkoušek lišících se cílem, výstupy i mírou zobecnění získaných výsledků. Podmínky zkoušek a požadavky byly vždy předem dohodnuty a průběžně konzultovány se zadavatelem, s ohledem na účel a očekávané výsledky dané specifickými potřebami zadavatele. Příklady jsou pouze ukázkami vybranými z rozsáhlého souhrnu statických zkoušek realizovaných na Ústavu KDK FAST VUT v Brně. Laboratoř ústavu disponuje též odpovídajícím kvalitním přístrojovým vybavením a pracoviště má tedy na kontě i realizaci řady dynamických a únavových zkoušek.

Poděkování

Předložený příspěvek je zpracován v návaznosti na problematiku řešenou v rámci grantu GAČR reg. č. 103/07/0628 a částečně výzkumného záměru MŠMT č. MSM0021630519.

Literatura

- [1] ČSN EN 10002-1 *Kovové materiály – Zkoušení tahem – Část 1: Zkušební metoda za okolní teploty*, ČNI Praha, 2002.
- [2] ČSN EN 1990 *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*, ČNI Praha, 2004.
- [3] MELCHER, J. a KARMAZÍNOVÁ, M. *Zatěžovací zkoušky kazet 130/60/0,75 SR střešního pláště objektu „V“ MZLU v Brně*, posudek zpracovaný pro firmu UNISTAV a.s. Brno, Fakulta stavební VUT v Brně, 2003, 21 s.
- [4] MELCHER, J. a KARMAZÍNOVÁ, M. *Zatěžovací zkoušky sloupku pro protipovodňovou stěnu z konstrukčního profilu PREFEN*, zpráva o zatěžovacích zkouškách zpracovaná pro firmu PREFA KOMPOZITY a.s. Brno, Fakulta stavební VUT v Brně, 2003, 24 s.
- [5] MELCHER, J., KARMAZÍNOVÁ, M. a VESELÝ, J. *Porovnání tuhosti kovového zábradlí balkonů bytových domů v sídlišti Brno – Vinohrady*, posudek zpracovaný pro Statutární město Brno, Městskou část Brno – Vinohrady, Fakulta stavební VUT v Brně, 2007, 8 s.

Kontakt

Doc. Ing. Marcela Karmazínová, CSc., FAST VUT v Brně, Ústav kovových a dřevěných konstrukcí, Veverí 95, 602 00 Brno, e-mail karmazinova.m@fce.vutbr.cz, tel. +420 541 147 310.

Prof. Ing. Jindřich Melcher, DrSc., FAST VUT v Brně, Ústav kovových a dřevěných konstrukcí, Veverí 95, 602 00 Brno e-mail: melcher.j@fce.vutbr.cz, tel. +420 541 147 300.

SKÚŠANIE DREVENÝCH LAMELOVÝCH NOSNÍKOV VYSTUŽENÝCH UHLÍKOVÝMI PÁSMI

EXPERIMENTAL TESTING OF GLUED TIMBER BEAMS REINFORCED WITH CARBON FIBRES

Doc. Ing. Ferdinand Draškovič, PhD.

Katedra kovových a drevených konštrukcií
Stavebná fakulta STU v Bratislave

Anotace:

Drevené lepené lamelové nosníky majú dnes rozsiahle a flexibilné použitie v stavebných nosných konštrukciách. Nároky na ich únosnosť sa stále zvyšujú rastom zaťaženia alebo potrebou zmenšovania prierezov. Aktuálnou možnosťou je ich vystužovanie pomocou vysokopevných materiálov. Vhodne vystuženie môže byť s pomocou pásov a rohoží s uhlíkovými vláknami (CFRP). Efektívnosť je však potrebné teoreticky a experimentálne analyzovať a overiť. V príspevku sa uvádza opis a výsledky experimentálnych meraní takýchto nosníkov s reálnou veľkosťou.

Annotation:

Timber glued beams have large and flexible application in building bearing structures. The requirements to bearing capacity are rising, with the growth of load intensity and demands on the reduction of cross sectional dimensions. Actual possibility is the reinforcement with high strength materials. Suitable reinforcement can be made of carbon strips or fabrics (CFRP). It is necessary to do theoretical and experimental verification of the efficiency. Description and results of experimental measurements of these beams in real size are presented in the contribution.

Klíčová slova: Drevo, lamelové drevo, ortotropia, nosník, vystužený nosník

Keywords: Timber, gluelam, orthotropie, beam, reinforced beam

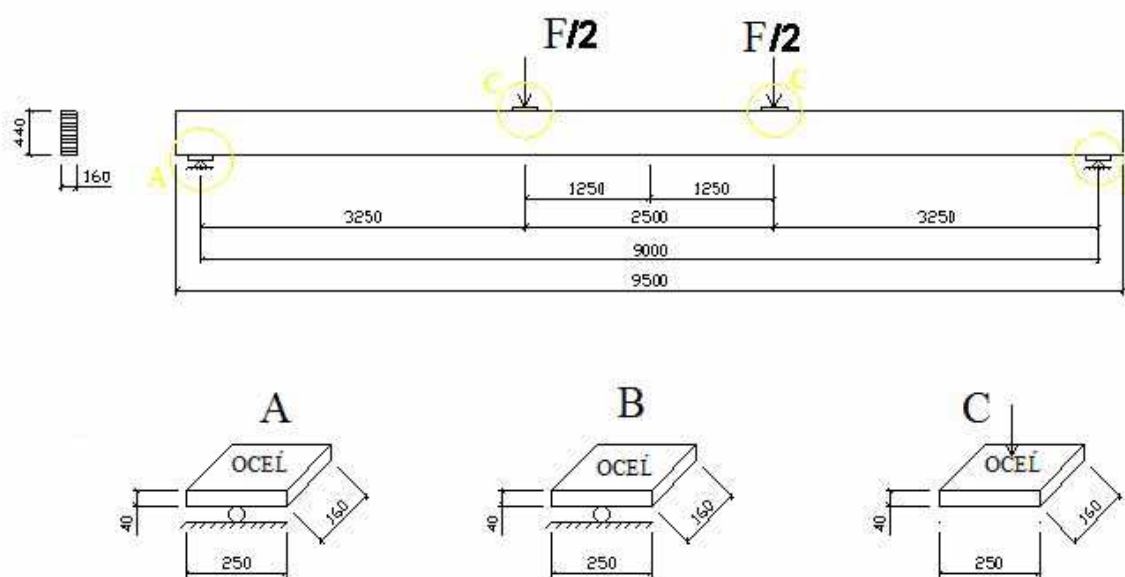
1. Úvod

V rámci projektu APVV-99-015805 riešenom na ŠDVÚ a Stavebnej fakulte STU v Bratislave sme zrealizovali experimentálny výskum únosnosti a tuhosti lepených lamelových nosníkov vystužených pomocou pásov s uhlíkovými vláknami (CFRP). Cieľom výskumu bola relevantná odpoveď na frekventovanú otázku či uvedené vystuženie významne zvýši únosnosť a tuhosť drevených nosníkov a či je to adekvátne zvýšeniu ich ceny. Nosníky boli najprv podrobne numericky analyzované pomocou metódy FEM. Teoretická analýza

ukázala, že významnejšie zvýšenie únosnosti nosníkov možno očakávať až v pružnoplastickom štádiu ich pôsobenia. Pri experimente sa však ukázalo, že všetky nosníky sa porušili už v pružnom štádiu pôsobenia. Preto bol podrobne sledovaný aj mechanizmus porušovania nosníkov.

2. Usporiadanie experimentálnych meraní

Experimentálne sa meralo 5 lepených lamelových nosníkov. Z toho boli 2 nevystužené (referenčné), 2 jednostranne (dole) vystužené a 1 symetricky (dole aj hore) vystužený nosník. Nosníky mali prierez 160 x 440 mm a mali rozpätie 9000 mm. Zaťažované boli riadenou silou rozloženou do dvoch bodov (Obr. 1 a 2).



Obr. 1.: Schéma experimentu

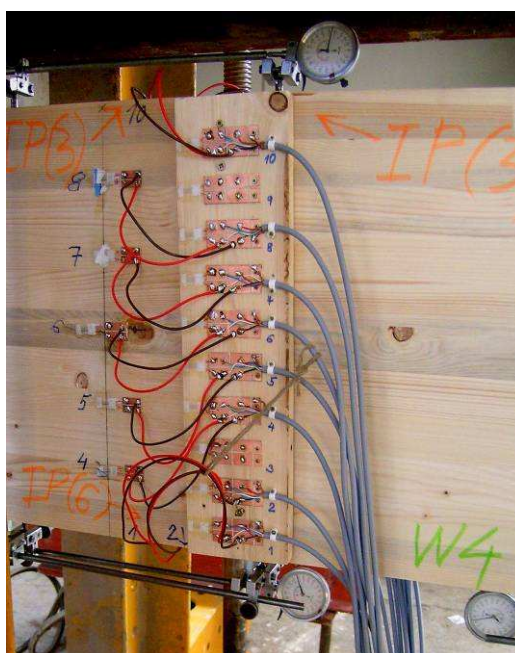


Obr. 2.: Skúšobné zariadenie a nosník počas experimentu

Na nosníkoch boli merané priehyby v rozhodujúcich bodoch, stláčanie vybraných prierezov (pod podperami a pod silami), skrátenie horných a predĺženie dolných vlákien nosníka v rozhodujúcich miestach a pomerné pretvorenie v horných, dolných aj medziľahlých vláknach ako aj v uhlíkových výstužných pásoch (CFRP). Priehyby boli pritom merané mechanicky aj elektricky. Deformácie horných a dolných vlákien boli merané mechanicky na základnici 300 mm. Pomerné deformácie sa zisťovali elektricky a tiež výpočtom z mechanických meraní na základnici 300 mm. Registrácia meraných hodnôt bola teda vykonávaná zčasti ručným zápisom a zčasti elektronickou registráciou pomocou PC v reálnom čase. Rozmiestnenie meracích nástrojov a zostavy ich skupín je na Obr. 2, 3, 4 a 5.



Obr. 3.: Zostava zaťažovacích, kotviacich a meracích prvkov



Obr. 4.: Zostava elektrických odporových tenzometrov (je na oboch stranách)

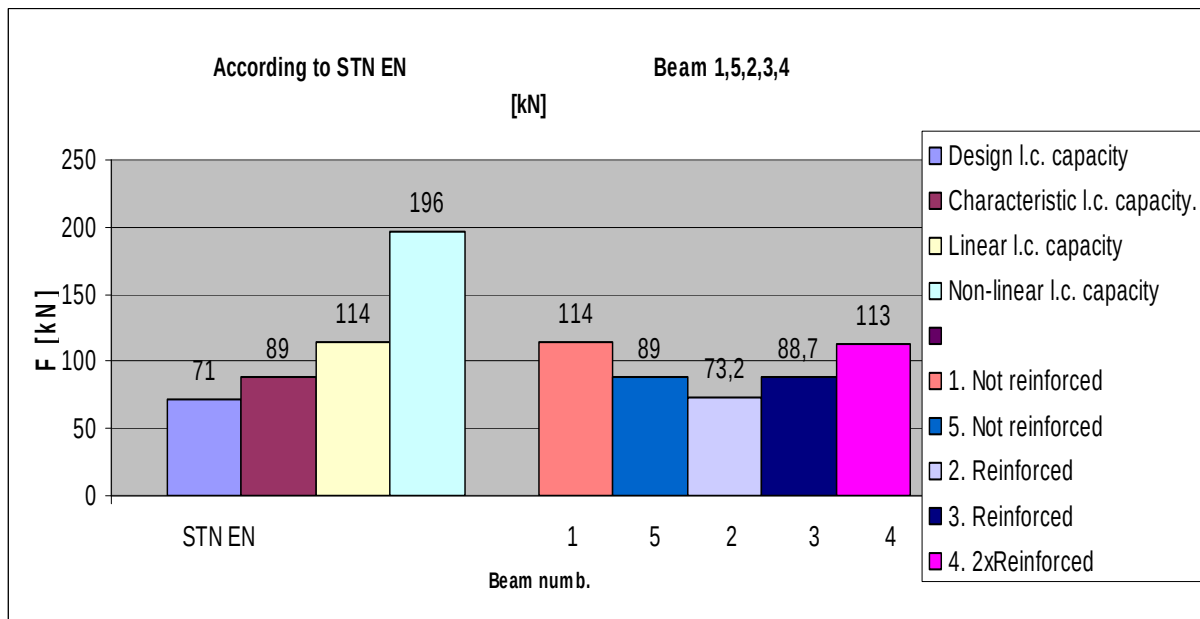


Obr. 5.: Realizácia merania stlačenia prierezu a priehybu pri podpere

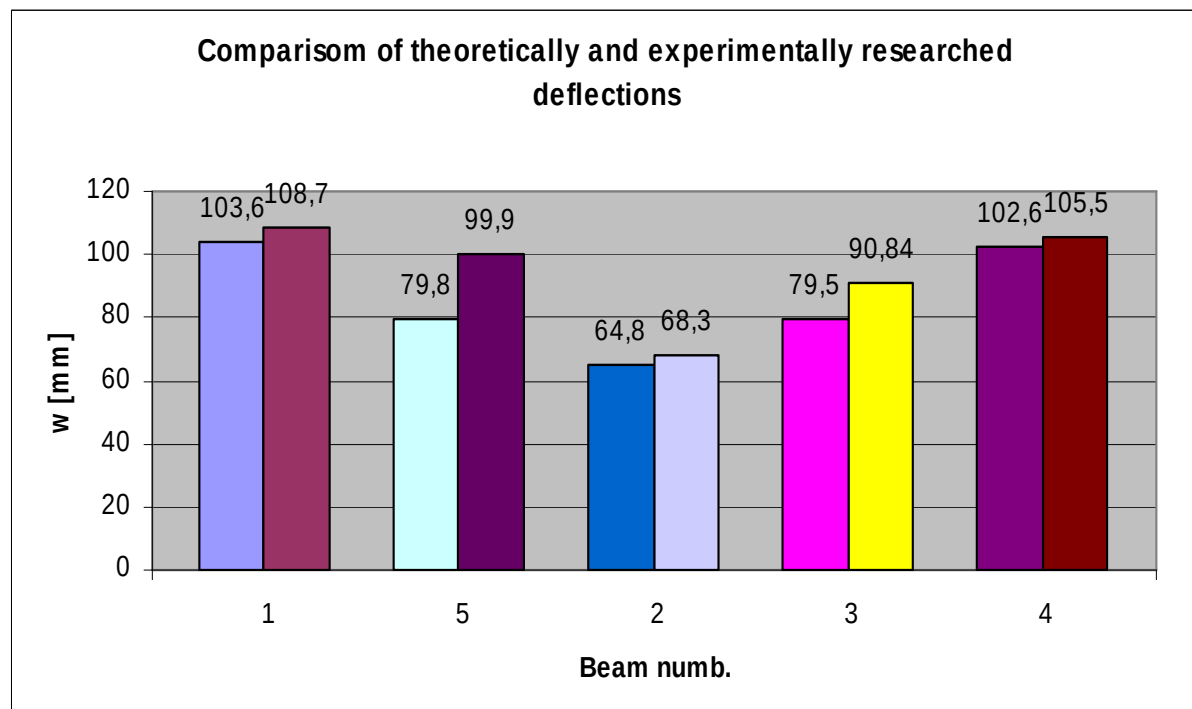
Zaťažovacia sila bola riadená v súlade harmonogram podľa EN 26891. Očakávané hodnoty odolnosti nosníkov boli určené teoretickým výpočtom.

3. Zistené odolnosti a tuhosti nosníkov

Odolnosti, ktoré boli u experimentálnych nosníkov dosiahnuté sú znázornené v Obr. 6. Možno z nich konštatovať, že 1 nosník dosiahol (iba) svoju návrhovú odolnosť, dva ďalšie nosníky dosiahli charakteristickú odolnosť podľa EN 1995-1-1 a ostatné dva dosiahli maximálnu odolnosť na hranici pružného pôsobenia (stanovenú teoreticky). Všetky nosníky zostali v pružnej oblasti pôsobenia (Obr. 7.) – teda žiadny nosník nedosiahol pružnoplastickú, resp. plastickú oblasť a odolnosť.



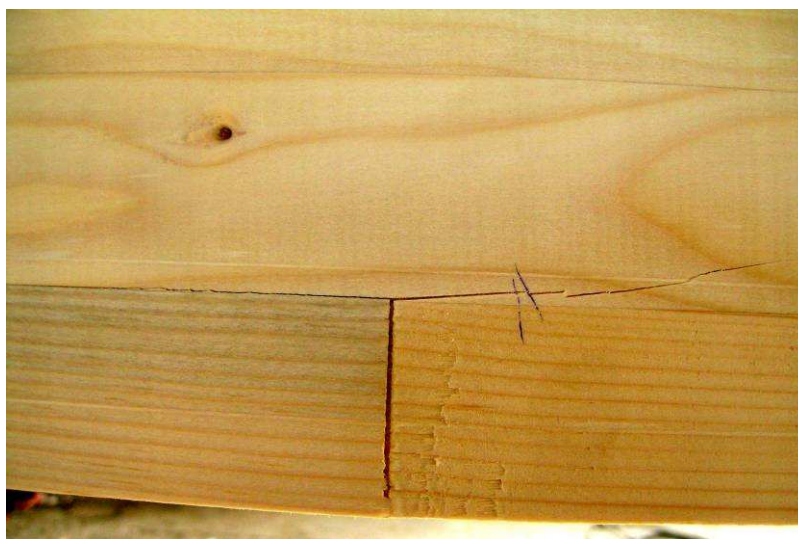
Obr. 6.: Porovnanie odolností jednotlivých nosníkov zistených experimentálne a podľa STN EN 1995-1-1



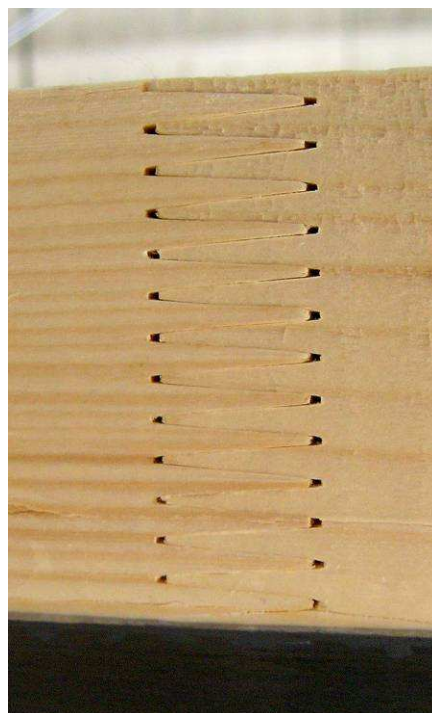
Obr. 7.: Porovnanie priehybov jednotlivých nosníkov zistených experimentálne a podľa STN EN 1995-1-1

4. Mechanizmus kolapsu nosníkov

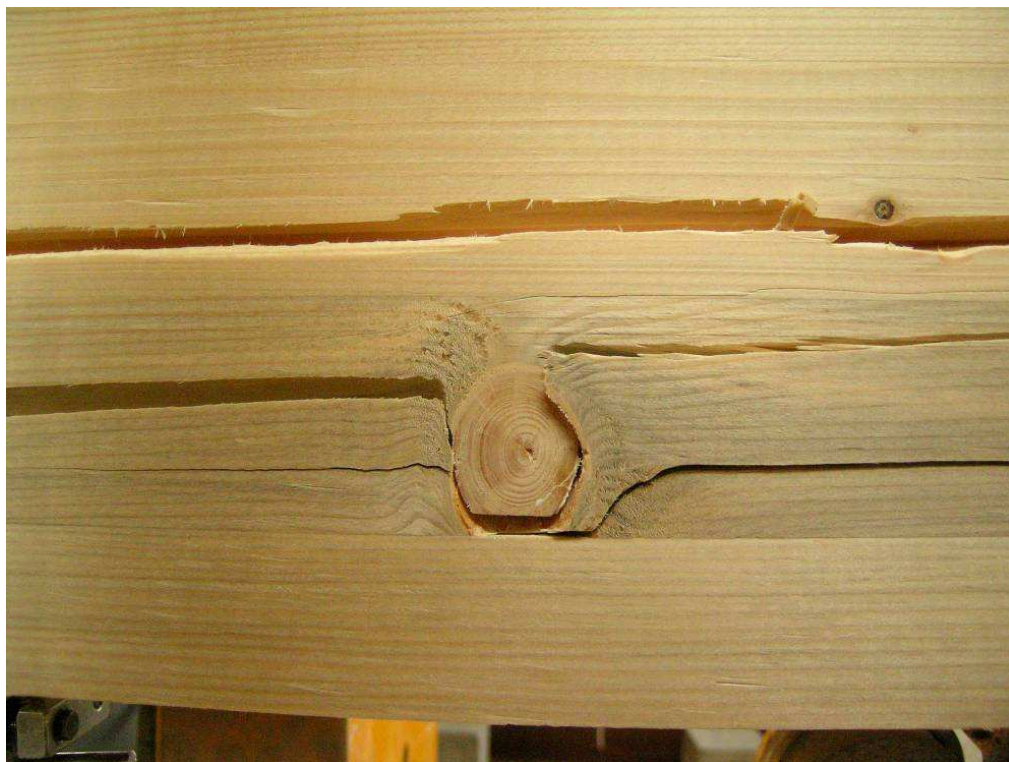
Prvé príznaky kolapsu všetkých nosníkov boli akustické (praskanie) – vznikali a šíрили sa trhliny (Obr. 8). Iniciátormi trhlín boli vždy (nekvalitné, nevhodne umiestnené a koncentrované) klinové spoje lamíel a vady dreva (veľké a koncentrované) (Obr. 9, 10). V týchto miestach vzniká priečny ťah v nosníku (radiálne ťahové napätie zo zakrivenia trajektórie ťahového poľa v tesnej blízkosti uvedenej vady). Na takéto napätie je drevo veľmi citlivé a preto dochádzalo k odtrhnutiu (hlavne) spodných lamíel a výstuže od nosníka čo spôsobilo finálny kolaps nosníkov (Obr. 11,12).



Obr. 8.: Iniciátor trhliny – klinový spoj spodnej lamely



Obr. 9.: Klinový spoj spodnej lamely ako iniciátor trhliny



Obr. 10.: Velká hrča ako iniciátor trhliny



Obr. 11.: Charakteristický náhly lom nosníka s odtrhnutím a následným odšmyknutím výstužného pásu



Obr. 12.: Charakteristický finálny kolaps nosníka

Pri takomto mechanizme porušovania sa vystužených nosníkov bola dosahovaná ich odolnosť, ktorá odpovedala iba nevystuženému nosníku. Riešením pre dosiahnutie vyššej odolnosti nosníkov môžu byť hlavne opatrenia, ktoré zabránia iniciácii a šíreniu sa trhlin, presnejšie odtrhávaniu spodných lamiel a tým aj vystuženia od nosníka.

5. Závěry z experimentálních meraní nosníků

Experimentálne merania aj príslušné teoretické analýzy opísaných lepených lamelových a vystužených (CFRP) nosníkov ukázali, že:

- vystuženie zvýšilo odolnosť nosníkov iba – teoreticky – o 2 až 4 %. To isté platí aj pre tuhosť nosníkov.
- nosníky neprekročili pružné pôsobenie a nedosiahli pružnoplastický stav v ktorom sa očakával významnejší efekt vystuženia.
 - odolnosti všetkých (5 ks) nosníkov presiahli návrhové odolnosti podľa EN 1995-1-1
 - 4 nosníky dosiahli pritom charakteristické odolnosti podľa EN 1995-1-1
 - mechanizmy porušenia všetkých nosníkov boli rovnaké – priečne pretrhnutie nosníka a následné zlomenie
 - iniciátormi porušenia boli nekvalitné klinové spoje, veľké hrče a ich koncentrácia v spodných zónach nosníkov
 - odolnosť nosníkov bude možné zvýšiť pomocou priečneho vystuženia

Poznámka

Článok vznikol v rámci riešenia projektu Agentúry na podporu výskumu a vývoja (Hanulova 5/B, 841 01 Bratislava) č. APVV-99-015805 a projektu VEGA SR č. 1/3309/06.

Literatura

- [1] Draškovič F.: Behavior of a reinforced glued frame node. Slovak Journal of Civil Engineering, Volume X, 2002/4.
- [2] Gugutsidze G., Draškovič F.: Selection of optimum cross-section of wood composite beams reinforced with high strength material. In: VII Konferencja naukowa: Drewno i materiały drewnopochodne w konstrukcjach budowlanych. Szczecin – Miedzyzdroje 12.-13.5.2006.
- [3] Mielczarek Z., Draškovič F.: Efektywność wzmocnienia belek drewnianych materiałami o wysokiej wytrzymałości. VII Konferencja naukowa: Drewno i materiały drewnopochodne w konstrukcjach budowlanych. Szczecin – Miedzyzdroje 12.-13.5.2006. .
- [4] Draškovič F., Ivánková O., Gugutsidze G.: Analýza pôsobenia drevených lepených lamelových nosníkov. Medzinárodná vedecká konferencia 70 rokov SvF STU. Bratislava, SR 4.-5.12.2008.
- [5] Draškovič F., Ivánková O., Gugutsidze G.: Einfluss der Anisotropie und Materiavariabilität auf gelemte ausgesteifte Holzträger. Jubilee international scientific conference VSU'2008. Proceedings Vol.2. Sofia, Bulgaria, 29.-30.5.2008. Bratislava: STU v Bratislave SvF, 2008. - ISBN 978-80-227-2979-6. - nestr.Draškovič F., Ivánková O., Gugutsidze G. :
- [6] Gugutsidze G.: Reinforcement of timber beams with high strength materials. Academic dissertation. STU Bratislava. 2009.
- [7] APVV-99-015805. Závěrečná správa o riešení projektu. Bratislava 2009.
- [8] EN 1995-1-1
- [9] EN 1194

Kontakt

Doc. Ing. Ferdinand Draškovič, Ph.D., tel: 004212 59274 372, e-mail: ferdinand.draskovic@stuba.sk, Katedra kovových a drevených konštrukcií, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Radlinského 11, 813 68 Bratislava

ZKOUŠKY ÚNOSNOSTI SPŘAHUJÍCÍCH PRVKŮ DŘEOBETONOVÝCH STROPNÍCH KONSTRUKCÍ

TESTING COUPLED WOOD-CONCRETE ELEMENTS OF ROOF STRUCTURE FOR BEARING RESISTANCE

**Veronika Franková, Vojtěch Mencil
Václav Cepek, Ing. Jana Daňková**

Katedra stavebních hmot a hornického stavitelství, FAST VŠB – TU

Anotace:

Konstrukce současných a nově navrhovaných spřahujících prvků. Návrh, provedení a hodnocení výsledků studijních zkoušek spřahujících prvků. Příprava zkoušky části dřevobetonové spřažené konstrukce.

Annotation:

Construction of present and new designed coupled elements. Design, realisation and evaluation of testing results on coupled elements. Test preparation for part of wood-concrete coupled structure.

Klíčová slova: spřažené dřevobetonové konstrukce, dřevo, beton

Keywords: coupled wood-concrete structure (construction), wood, concrete

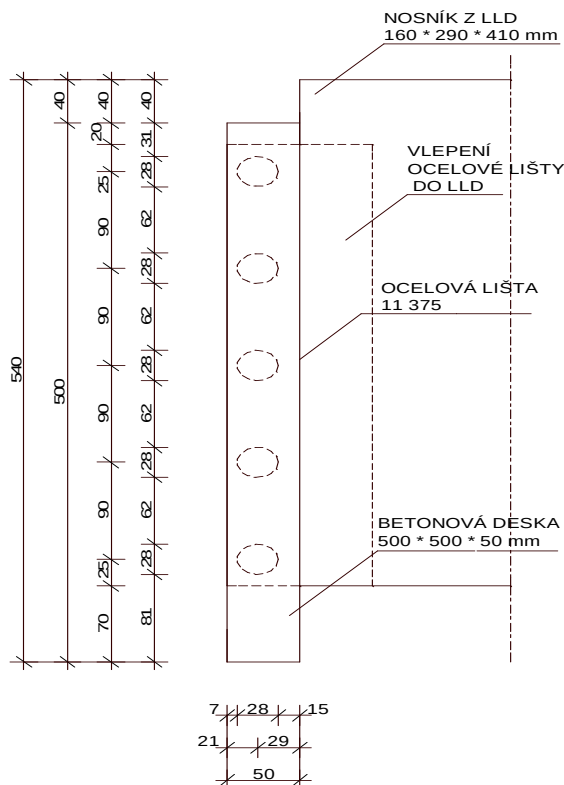
1. Úvod

Dřevo jako konstrukční materiál patří mezi obnovitelné suroviny s minimální výrobní spotřebou energie. Průměrná roční těžba dřeva na území ČR se pohybuje mezi 80 až 85 % ročního přírůstků dřeva. Těžba dřeva tedy není ekologickou zátěží a vzhledem k obnovitelnosti lesního porostu je dřevo velice perspektivním stavebním materiálem.

Výstavba novodobých dřevěných rodinných domů v ČR je z hlediska historického vývoje na počátku. Dřevěné domy zaujímají v současné bytové výstavbě v ČR jen cca 1 – 2% (zděné domy 86%). Obtížným problémem při návrhu a provádění nosných spřažených dřevěných konstrukcí je efektivní vyřešení spojů jednotlivých konstrukčních materiálů a prvků. Kladeny jsou požadavky na jejich únosnost, životnost, přesnost a jednoduchost provedení, estetičnost a na přijatelné výrobní náklady. Celosvětovým trendem je snížení pracnosti na staveništi, což vede ke snaze o upuštění od klasických spojů a hledání nových konstrukčních možností při užití kombinace různých materiálů.

Využívanou vlastností spřažených konstrukcí ze dřeva a betonu je vysoká tuhost (kolmo na rovinu i v rovině konstrukce) a snížení vlivu dotvarování spřažené konstrukce jako celku

proti deformacím samotných prvků (dřevo, beton). V současné době se na Katedře stavebních hmot a hornického stavitelství experimentálně ověřuje spojení lepeného lamelového dřeva a betonu pomocí ocelové perforované spřahující lišty (obr. 1).



Obr. 1.: Ocelová perforovaná lišta

Spojení mezi dřevěným trámem a betonovou deskou je zajištěno ocelovou perforovanou lištou. Rozměry lišty vycházejí z návrhu betonové směsi pro betonovou desku, z maximálního zrna kameniva $D_{\max}$ a dále pak z vlastního návrhu betonové desky. Spojení mezi lepeným lamelovým dřevem (LLD) a ocelovou perforovanou lištou je zajištěno jednosložkovým polyuretanovým lepidlem.

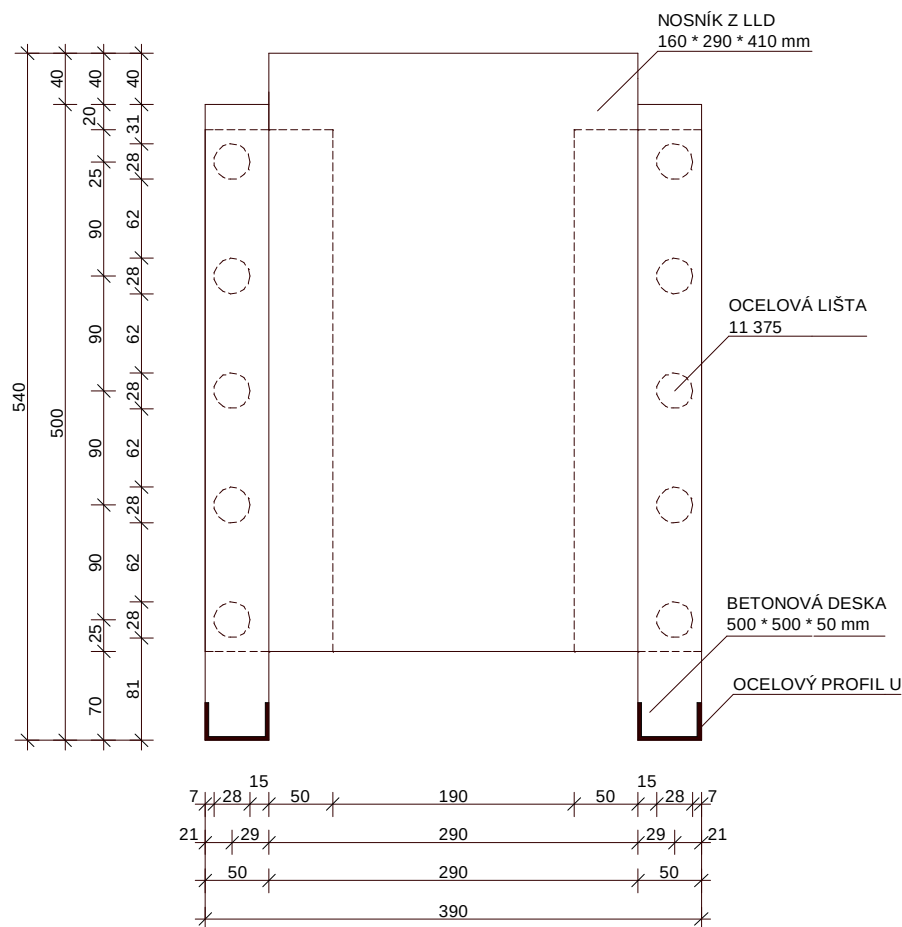
2. Návrh a příprava zkušební vzorku pro zkoušku spřahovacího prvku

Pro uspořádání zkoušky únosnosti spřahovacího prvku bylo využito zásad normy pro ocelové konstrukce ČSN EN 1994 – 1 – 1 platných pro ocelobetonové konstrukce [1].

Pro zkoušku spřaženého prvku byl navržen beton třídy C 20/25. Betonová deska má rozměry 500 * 500 * 50 mm. Výztuž použitá v betonových deskách je z oceli V 10 425, průměr ocelové výztuže je 6 mm. Na patách zkušební vzorku byl umístěn ocelový profil U, z důvodu omezení drcení betonu v tlaku.

Ocelová lišta byla vytvořena z ocelového plechu 11 375 tloušťky 3mm a přilepena jednosložkovým polyuretanovým lepidlem. Povrchová ochrana lišty proti korozi je zajištěna antikorozním nátěrem.

Tvar a rozměry zkušební tělesa jsou zřejmé z obr. 2.



Obr. 2.: Schéma spojení dřeva s betonem za pomoci ocelové perforované lišty

Výpočet zatížení při porušení vzorku

Prověřovány byly tyto možnosti:

- porušení smykem v oblasti vlepění ocelové lišty do dřeva,
- porušení smykem přímo v LLD.

Pro výpočet obou možností bylo použito vzorce (1).

$$f_{v,d} \geq \tau_{v,d} = \frac{F}{A} \quad (1)$$

Kde: $\tau_{v,d}$ je návrhová hodnota napětí LLD ve smyku [MPa],
 $f_{v,d}$ návrhová hodnota pevnosti LLD ve smyku [MPa],
 F maximální síla při porušení [N],
 A plocha namáhaného průřezu [mm²].

Výpočet porušení prostým smykem v oblasti vlepení ocelové lišty

Vzhledem k tomu, že nebyly známy pevnosti lepidla ve smyku, bylo použito výpočtu smykové pevnosti dřeva [2], která byla vztažena na plochu ocelové lišty (obr. 2). Hodnota součinitele k_{mod} byla uvažována pro trvání zatížení – krátkodobé 0,9.

Výpočet porušení prostým smykem přímo v LLD

Hodnota součinitele k_{mod} byla uvažována pro trvání zatížení – krátkodobé 0,9. Výsledná síla F je vypočtena z hlediska centrického zatěžování tzn. pro dvě strany porušení.

Porušení nastane ve spoji ocelová lišta – dřevo: **$F = 164,2 \text{ kN}$**

Porušení nastane v LLD: **$F = 255,1 \text{ kN}$**

3. Uspořádání zkoušky spřaženého spoje

Zkouška spřaženého spoje byla provedena jako studijní zkouška. Při vlastním zkoušení vzorku byly sledovány tyto vlastnosti:

- deformace zkoušeného vzorku,
- vznik trhlin na zkoušeném vzorku,
- únosnost zkoušeného vzorku.

Uspořádání zatěžovací zkoušky a zkušební postup

Zkušební těleso bylo uloženo centricky, jak ve vodorovné rovině, tak i ve svislé rovině. Paty zkušebního tělesa byly uloženy do cementového lože na ocelovou podložku tl. 20 mm a následně vyrovnány do roviny.

Odečítání zatížení (viz obr. 3), kterému byl vystaven zkušební vzorek, bylo vždy až po ustálení indikátorových hodinek. Indikátorové hodinky v horní části zkušebního zařízení měřily vzájemný posun ve spoji, ve spodní části měřily vodorovnou deformaci spoje.

Zkušební postup zkoušky spřaženého spoje

Zkušební těleso bylo podrobena zatížení, které bylo postupně zvyšováno na 40% očekávaného zatížení při porušení. Následně byl 25krát opakován cyklus zatěžování mezi 5 – 40% očekávaného maximálního zatížení. Po ukončení jednotlivých cyklů se zkušební vzorek postupně zatěžoval tak, aby došlo k jeho porušení nejdříve za 15 minut. Během zkoušky se pomocí měřicího zařízení měřil vodorovný a svislý posun. Další stupeň zatížení byl vnášen až po ustálení deformací zkušebního tělesa.

Dle statických předpokladů byla určena jako rozhodující únosnost spoje dřevěné části LLD a ocelové lišty vlepené do LLD. Z toho důvodu bylo určeno **40 %** zatížení jako hodnota **65,0 kN** a 5 % zatížení jako hodnota **8,0 kN**. Při vlastní zkoušce byl tedy opakován cyklus mezi **8,0 – 65,0 kN**. Celkový průběh zatížení je graficky znázorněn na obr. 4.

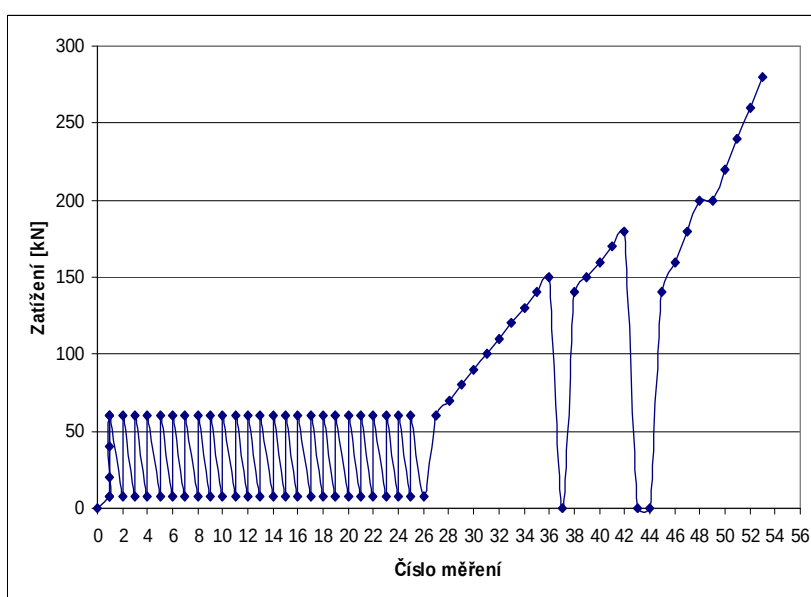


Obr. 3.: Uspořádání zkoušky spřahovacích prvků

Výsledky zkoušky spřaženého spoje

Při zkoušce spřahovacích prvků dle ČSN EN 1994 – 1 – 1 bylo prováděno cyklické zatěžování zkoušeného vzorku a následně jeho zatěžování až do porušení. Při dosažení síly 160,0 kN, byly odstraněny hodinky měřící vodorovnou deformaci, aby nedošlo k jejich poškození. Svislé deformace byly měřeny pouze do síly 240,0 kN, z důvodu možnosti nekontrolovatelného porušení vzorku (poškození měřidel). Konečné porušení trámu vzniklo při síle 280,0 kN, nikoliv v předpokládaném spoji lišta – dřevo, ale ve dřevě a to porušením prostým smykem, jak je patrné z obr. 5.

Z výpočtu je zřejmé, že porušení LLD prostým smykem bylo předpokládáno při 255,1 kN, což bylo potvrzeno samotným měřením – porušení nastalo při 280,0 kN.



Obr. 4.: Průběh zatěžovacích cyklů



Obr. 5.: Porušení zkušebního tělesa prostým smykem – půdorysný pohled

4. Hodnocení výsledků spřahovacího spoje

Vznik trhlin

Laboratorní měření prokázalo, že trhliny v LLD zjištěné před zahájením zkoušky (viz obr. 6) neměly rozhodující vliv na způsob porušení zkoušeného vzorku při vlastním zatěžování. Porušení při zkoušce vzniklo ve vzdálenosti cca 10 mm od zjištěných trhlin.



Obr. 6.: Výsušné trhliny ve zkušebním tělese

Přetvoření spoje

Deformace vzniklé vyvozeným zatížením na zkoušený vzorek měly při 12. zatěžovacím cyklu při síle 65,0 kN za následek posunutí ocelové lišty a s tím související drčení betonu v její patě a dále pak deformaci LLD, která vyústila v následné porušení smykem. Drčení betonu v patě lišty vzniklo díky posunu lišty směrem ven z konstrukce betonové desky - viz obr. 7. Tento jev měl za následek vznik vlasových trhlin v patě lišty.



Obr. 7: Drčení betonu v patě lišty

5. Závěr

Cyklické zatěžování zkušebního tělesa vyvodilo svislé s vodorovné deformace. Svislá deformace ukazuje posunutí LLD vůči betonovým deskám. Její hodnota při cyklickém zatěžování byla řádově v setinách milimetru. Max. hodnota svislé deformace zjištěná při síle **240,0 kN** byla **1,49 mm**. Vodorovná deformace zobrazuje posunutí betonových desek vůči LLD. Max. hodnota vodorovné deformace zjištěná při síle **170,0 kN** byla **1,015 mm**. Zjištěná smyková únosnost spřaženého vzorku byla **280,0 kN**, což je **110 %** předpokládané smykové únosnosti dané výpočtem. Porušení nastalo v LLD a nikoliv ve spoji oceli a dřeva, takže naměřené hodnoty únosnosti se vztahují na materiál dřevo. Z uspořádání a výsledku zkoušky je zřejmé, že únosnost smykového spojení oceli, lepidla, dřeva a betonu nebyla při zkoušce dosažena a že má jistě vyšší únosnost než naměřených 280 kN. Tento výsledek přesvědčuje o vhodnosti navrženého uspořádání spřažení obou materiálů a naznačuje další možné varianty pro další výzkum.

Literatura

- [1] ČSN EN 1994 – 1 – 1, Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [2] ČSN EN 1995 – 1 – 1, Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

Kontakt

Ing. Veronika Franková, tel: 00420 597 321 985, e-mail: veronika.frankova@vsb.cz, Katedra stavebních hmot a hornického stavitelství, FAST VŠB – TU Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba.

Doc. Ing. Vojtěch Mencl, CSc., tel: 00420 597 321 952, e-mail: vojtech.mencl@vsb.cz, Katedra stavebních hmot a hornického stavitelství, FAST VŠB – TU Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba.

Doc. Ing. Václav Cepek, CSc., tel: 00420 597 321 952, e-mail: vaclav.cepek@vsb.cz, Katedra stavebních hmot a hornického stavitelství, FAST VŠB – TU Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba.

Ing. Jana Daňková, tel: 00420 724 798 025, e-mail: jana.dankova@technoprojekt.cz, Technoprojekt, a.s., Havlíčkovo nábřeží 38, 730 16 Ostrava.

EXPERIMENTÁLNÍ OVĚŘOVÁNÍ STYČNÍKŮ DŘEVĚNÉHO SKELETU

EXPERIMENTAL VERIFICATION OF JOINTS IN TIMBER SKELETONS

Jiří Karas, Milan Peukert

Stavební fakulta ČVUT Praha

Anotace:

V rámci grantového projektu „Dřevěné vícepodlažní budovy“ byla provedena v roce 2008-9 řada zatěžovacích zkoušek styčnicků sloupy – průvlaky, které potvrdily teoretické předpoklady a prokázaly spolehlivost i vhodnost styčnicků pro využití v praxi.

Abstrakt:

The work within the grant project „Multi – storey timber buildings“ carried out in 2008-9 included a series of load tests of column – girder joints, which confirmed the theoretical assumptions and proved both the reliability and suitability of the joints for practical applications.

Klíčová slova: experimentální ověřování; styčnický dřevěného skeletu (sloupy – průvlaky); dřevěné vícepodlažní budovy; spolehlivost konstrukce;

Key words: Experimental verification; joints in timber skeletons (columns – girders); multi – storey timber buildings; reliability of the construction;

1. Úvod

V příspěvku je popsána konstrukce styčnicků, zkušební a měřicí zařízení, postup zatěžování a hlavně výsledky zatěžovacích zkoušek.

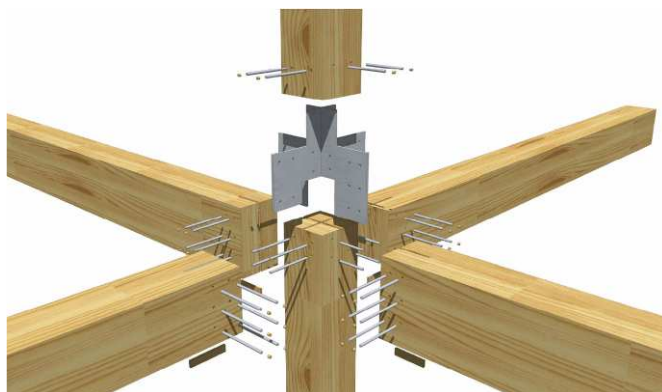
Ověřována byla únosnost a přetvoření jednotlivých styků ve styčnicích pro centrické zatížení působící monotoně i cyklicky. Sledován byl též vliv tolerancí ve styčích a velikost přídatných momentů ve zhlaví průvlaků. V současné době probíhá ověřování pro zatížení excentrické a výsledky zatím nejsou zpracovány.

2. Popis konstrukce

Rámy z lepeného lamelového dřeva nebo rostlého dřeva s kloubovými styčnickými se navrhuje obvykle do rozpětí 6 m, při vzdálenosti rámu do 4,8 m, pro celkové návrhové

zatížení 3 – 5 kN/m² a výšku obvykle do pěti podlaží. Při použití LLD vychází průřezy sloupů většinou pod 200/200mm a průřezy průvlaků mezi 180/280 až 200/320 mm. Při aplikaci rostlého dřeva nebo KVH jsou průřezy o cca 10% větší.

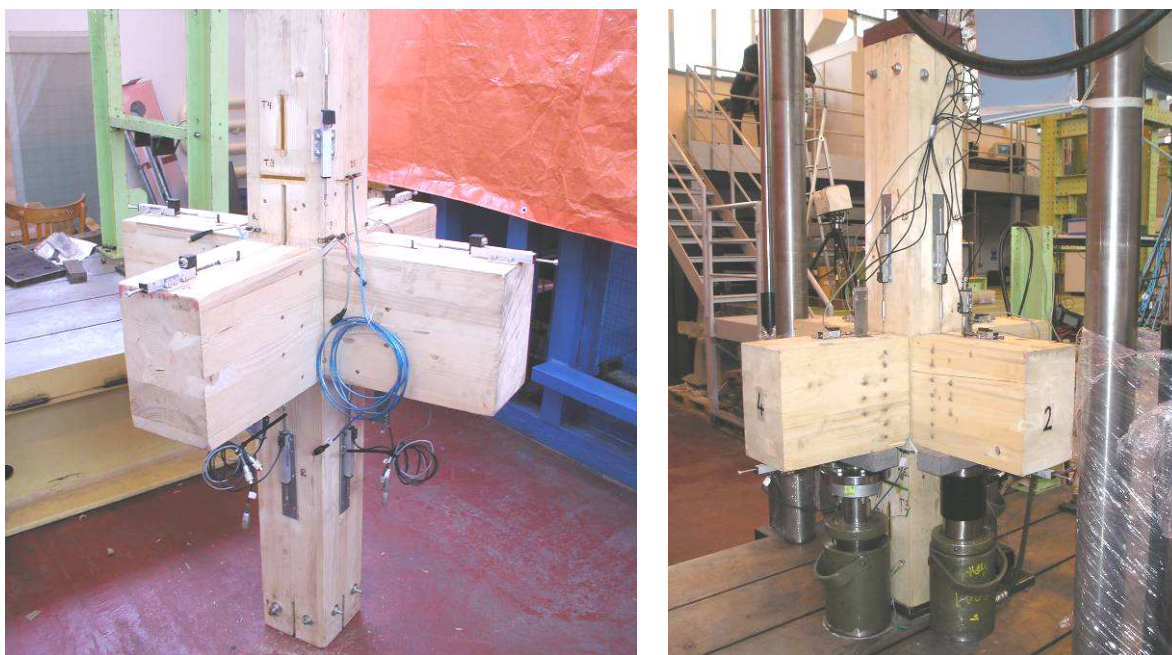
Prostorový styčník na obr. 1 je konstruován s využitím svařované ocelové desky v tl. 8-10 mm, která je osazena do vyfrézovaných drážek ve zhlaví sloupů a průvlaků a skrz otvory v desce ocelovými kolíky spojuje všechny prvky do kompaktního styčníku. Ohybové momenty v příčlích ve styčníku jsou zanedbatelné a prostorová tuhost budovy je zajištěna vloženými smykovými stěnami, diagonálami nebo železobetonovým jádrem.



Obr.1: Pohled na prostorový styčník skeletu

3. Experimentální ověřování styčníků

Byly provedeny studijní zatěžovací zkoušky čtyř styčníků – obousměrných průvlaků se sloupy, lišící se počtem kolíků ve styčích i postupem zatěžování.



Obr.2,3: Styčník před a po osazení do zkušebního zařízení

Zkušební styčník je sestaven z části dolního sloupu, na který jsou osazeny ocelové svařované styčníkové desky. Následuje osazení zhlaví průvlaků spojených se styčníkovými deskami ocelovými kolíky a montáž horní části sloupu. Ocelový prostorový prvek vytváří čtyři klouby ve styčích s průvlakem a kloub mezi dolním a horním sloupem.

Zkušební zařízení sestává z hlavního hydraulického lisu 500 kN působícího v ose sloupů a čtyř hydraulických lisů 150 a 200 kN, působících v uložení průvlaků. Pro sledování přetvoření a napětí byly na sloupy, průvlak a styčníkové desky upevněny snímače (25 ks – maximum kapacity ústředny) a tenzometry (4 ks).

Ve styčníku byly sledovány tři druhy spojů:

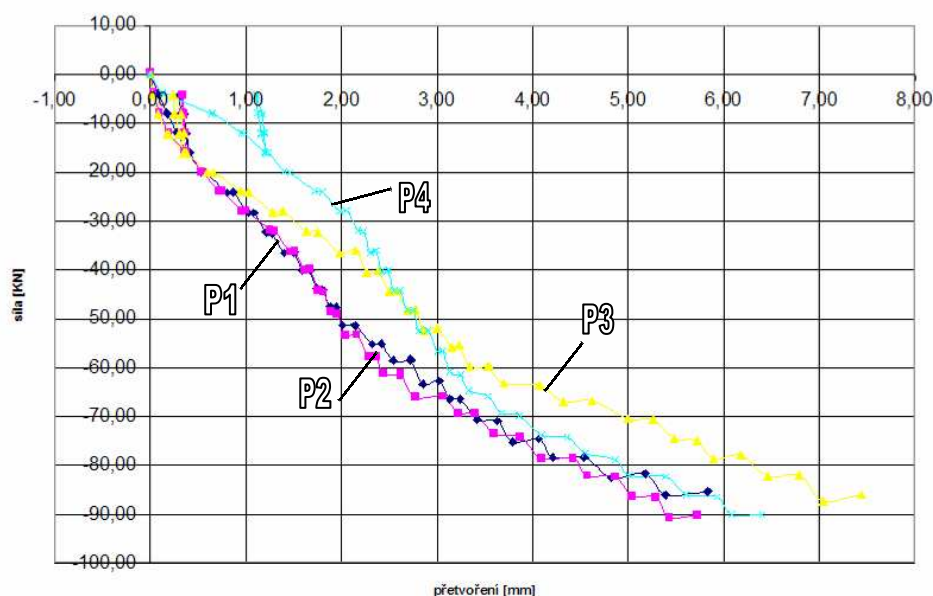
- Spoj mezi průvlakem a ocelovými styčníkovými deskami
- Spoj mezi styčníkovými ocelovými deskami a sloupem
- Spoj mezi patou a zhlavím sloupů

Styčník byl osazen do zkušebního zařízení v „obrácené poloze“ – otočen o 180° ve srovnání s umístěním ve skutečné konstrukci.

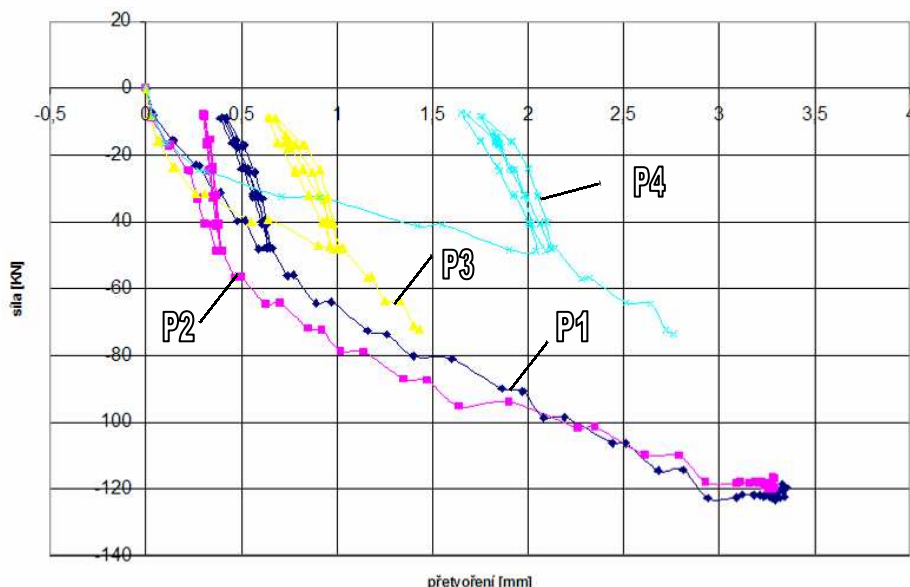
Postup zatěžování – síly se u průvlaků zvyšovaly po 4 – 8 kN (dle počtu kolíků) v časovém intervalu 3 minuty; síly ve sloupech se zvyšovaly po 35 – 50 kN ve shodném časovém intervalu (obdobně při cyklickém zatížení).

4. Výsledky zatěžovacích zkoušek

Spoj průvlak – styčníková deska



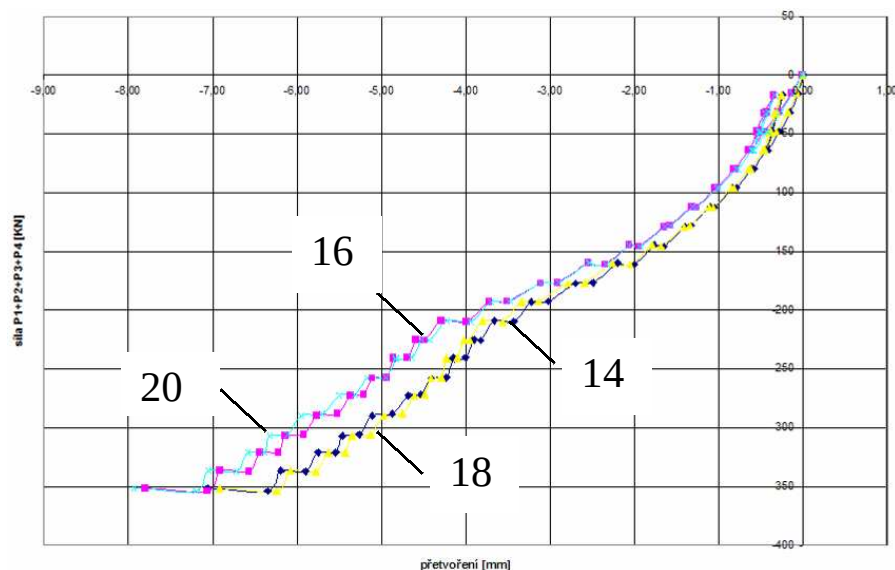
Obr. 4: Styčník B2 – přetvoření ve svislém směru mezi ocelovou deskou a průvlakem P1 až P4



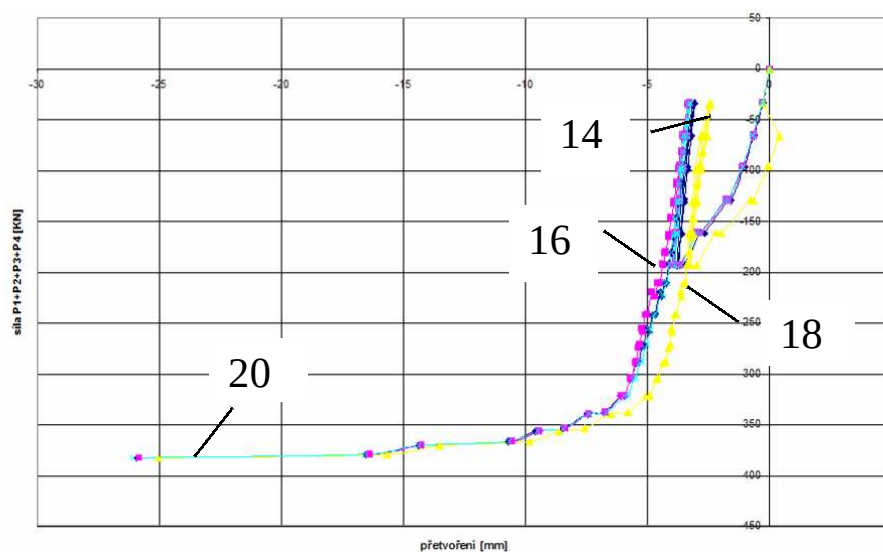
Obr. 5: Styčník B3 – přetvoření ve svislém směru mezi ocelovou deskou a průvlakem P1 až P4

- z počátku zatěžování rychlý nárůst přetvoření a velký rozdíl přetvoření u jednotlivých styků ve styčníku (4x) vlivem tolerancí v ocelových deskách a v průvlacích, především u styčníku B3;
- při cyklickém zatížení (/v rozsahu 10 – 53% návrhové únosnosti) několikanásobně větší modul prokluzu styku ve srovnání s plynule narůstajícím zatížením;
- velmi rychlý nárůst přetvoření při vyšším zatížení (blížící se mezní únosnosti); u styčníku B1 a B2 výsledné přetvoření cca 6 mm, u styčníku B3 přetvoření 3,3 mm;
- přetvoření při dosažení návrhové únosnosti činí u B1 a B2 cca 2 mm, u B3 1,8 mm;
- Z provedených zatěžovacích zkoušek vyplývá:
- mezní únosnost styků u styčníku B1 a B2 je téměř shodná (celkem 8 styků) a dosáhla přibližně dvojnásobku návrhové únosnosti; u B3 je únosnost výrazně nižší (přepočteno na jeden kolík);
- styky působí jako klouby, přídavné momenty ve stycích jsou velmi malé;
- tolerance v poloze a průměru otvorů pro kolíky nemají podstatný vliv na výslednou únosnost styků;
- je třeba uvažovat sníženou únosnost kolíků nejvíce vzdálených od těžiště styku;

Spoj styčnickové desky – sloup



Obr. 6: Styčnick B3 – přetvoření ve svislém směru mezi ocelovou deskou a průvlakem P1 až P4



Obr. 5: Styčnick B3 – přetvoření ve svislém směru mezi ocelovou deskou a průvlakem P1 až P4

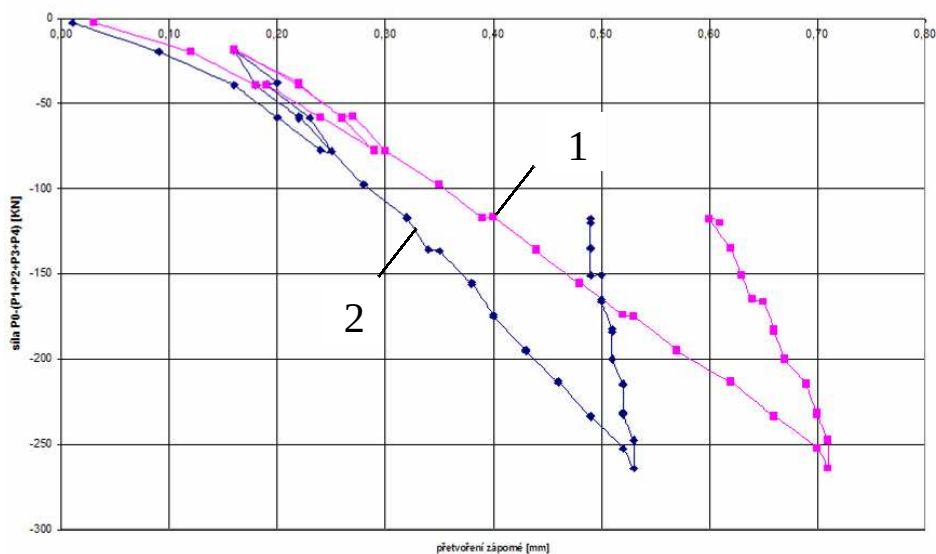
- u styčnicku B2 téměř lineární průběh přetvoření;
- u styčnicku B3 při cyklickém zatížení vznikla významná trvalá deformace při zatěžování na hodnotu 100% návrhové únosnosti styku a odlehčením na 20% návrhové únosnosti;

deformace při dosažení návrhové únosnosti činí 3,4 – 4,0 mm (zvětšování při cyklickém zatížení); výsledná deformace při maximální síle je 10,4 mm u styčnicku B3 a cca 6,0 mm u styčnicku B1 a B2;

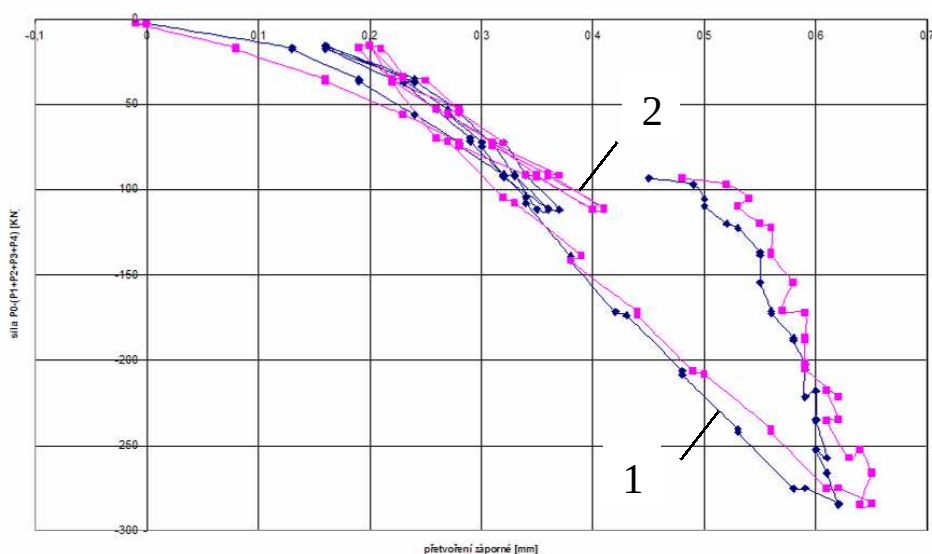
Ze zkoušek vyplývá:

- mezní únosnost styků má malý rozptyl a dosahuje téměř dvojnásobné návrhové únosnosti;

Spoj sloup – sloup



Obr. 8: Styčník B2 – přetvoření ve svislém směru mezi sloupy – snímače 1 a 2



Obr. 9: Styčník B3 – přetvoření ve svislém směru mezi sloupy – snímače 1 a 2

u styčníku B2 : - na začátku zatěžování rychlý nárůst přetvoření – dotlačení sloupů v kontaktní spáře;

- malý vliv cyklického zatížení a dále lineární průběh přetvoření;
- celkové zatížení pouze na 60% návrhové únosnosti;

u styčníku B3 : - též rychlý nárůst přetvoření na začátku zatěžování;

▪ cyklické zatížení na úrovni 24% návrhové únosnosti významně neovlivňuje další průběh přetvoření;

- celkové zatížení pouze na 56% návrhové únosnosti;
- výsledné přetvoření 0,63 mm – stlačení částí sloupů + vliv kontaktní spáry;

mezní únosnost byla zjištěna pouze u styčníku B4 a činí 2,6 násobek návrhové únosnosti styku;



Obr.10: Porušení sloupů

5. Závěr

Provedené zatěžovací zkoušky styčníků v roce 2008 i zkoušky probíhající v tomto roce potvrdily teoretické předpoklady chování styčníků a prokázaly jejich spolehlivost i výhodnost pro využití v praxi.

Poděkování

Příspěvek byl zpracován v rámci grantového projektu „Dřevěné vícepodlažní budovy“ č. 103/07/0514, hlavní řešitel: Doc. Ing. V. Bílek, CSc;

Literatura

- [1] KARAS, J.: Zatěžovací zkoušky styků sloup – průvlak; vyhodnocení zatěžovacích zkoušek v roce 2008; GAČR 103/07/0514;
- [2] KARAS, J.: Dřevěné skelety s kloubovými styčníky; celostátní konference Dřevěné stavění; Praha – Letňany, září 2008;
- [3] ROJÍK, V, KARAS, J., PEUKERT, M.: Styčníky těžkých dřevěných skeletů; odborný seminář Dřevostavby 2009; Volyně, duben 2009;

Kontakt

Ing. Jiří Karas, CSc, Fakulta stavební ČVUT Praha, Katedra konstrukcí pozemních staveb; e-mail: karas@fsv.cvut.cz;

Ing. Milan Peukert, Fakulta stavební ČVUT Praha, Katedra konstrukcí pozemních staveb; e-mail: milan.peukert@fsv.cvut.cz;

KVALIFIKACE VÝROBCE PRO PROVÁDĚNÍ KONSTRUKCÍ VÝROBKŮ, VČETNĚ SVAŘOVÁNÍ

QUALIFICATION OF THE PRODUCER FOR EXECUTING OF PRODUCT CONSTRUCTION, WELDING INCLUDED

Vladimír Kudělka

TDS Brno – SMS, s.r.o.,

Anotace:

Bezpečným výrobkem je výrobek, který za běžných nebo rozumně předvídatelných podmínek užití (provozu) nepředstavuje po dobu stanovené nebo obvyklé použitelnosti (životnosti) žádné nebezpečí. Dále jeho užití (provoz) představuje vzhledem k bezpečnosti a zdraví osob (nacházejících se v bezpečné blízkosti) pouze minimální nebezpečí při správném užívání (provozování) výrobku, přičemž se sledují : vlastnosti výrobku, jeho životnost, složení, způsob balení při expedici, návod na jeho montáž, uvedení do provozu, bezpečný provoz a kvalifikovanou obsluhu. Rovněž se sleduje způsob užívání (provozování) včetně vymezení prostředí užití (provozu), způsob značení výrobku, návod na údržbu, servis a likvidaci po stanovené době životnosti (provozu), event. další technické, ekologické informace poskytnuté výrobcem. Posuzuje se také vliv na další výrobky, které jsou s ním v součinnosti, způsoby předvádění výrobků a kategorie uživatelů, kteří mohou být ohroženi při užití (provozu) výrobku. Také se posuzuje působení rizik, která jsou s jeho užíváním (provozem) spojena a také ochrana zdraví uživatele.

Za bezpečný se považuje výrobek, který splňuje požadavky zvláštního právního předpisu a mezinárodních smluv (každý stát je těmito smlouvami vázán).

Pokud pro výrobek takový předpis neexistuje, považuje se za bezpečný ten výrobek, který splňuje požadavky technických norem (harmonizovaných, určených) nebo odpovídá stavu vědeckých a technických poznatků nebo splňuje pravidla správné praxe bezpečnosti výrobku známých v době jeho uvedení na trh (do provozu) a splňuje právní předpis země, kde bude provozován.

Nebezpečným výrobkem je každý výrobek, který nevyhovuje požadavkům na bezpečný výrobek (které jsou stanoveny zvláštními technickými právními předpisy – nařízeními vlády, směrnicemi ES, EHS, technickými normami, výzkumnými a vědeckými zprávami apod.).

Bezpečný výrobek uváděný na trh (do provozu) musí být opatřen průvodní dokumentací a označen způsobem i v rozsahu stanovení zvláštními právními předpisy.

Bezpečný výrobek nesmí ohrožovat život, zdraví nebo majetek.

Annotation:

The safety product:

- *product, which does not constitute every danger*
- *its usage constitute minimal danger in connection with regular usage whereas*

is observed: characteristics, lifetime, setup, method of packing during expedition, manual for assembling, introduction to working, safety working and qualified staff, also is observed:

method of the usage, circumscription of the ambient, method of designing (product), manual for keeping, service and abolition after determined period of the lifetime, other technical and bionomic information from the manufacturer, its also judged the effect on the other products which are in co-operation, methods of introduction, categories of users, who can be threatened, protection of health of the users,

The safety products is that, which carry out all requirements of the legal appointment or international accords (every state is bounded). If there is no existence of the legal appointment, is thought of the safety product, that correspondent to the statement of scientific and technological findings or carry out the rules of correct experience.

Dangerous product is that, which does not carry out all requirements of the safety product (ES, EHS, technical norms, scientific reports,...)

The safety product, which is introduced on the market must be measured by the accessory documentation and must be designed within the range of determination by the specified legal norms.

The determined products – products which presents increased rate of danger (life, health, property)

Kvalifikace výrobce pro užívání zvláštního procesu svařování při provádění výroby, montáže a oprav (rekonstrukce, repase) kovových konstrukcí svařenců i montovaných konstrukcí je požadována Evropskými směnicemi ES, EHS, EC, ..., nařízeními vlády NV (ČR) vydanými v rámci zákona č. 22/1997 Sb. ve znění pozdějších předpisů, o technických požadavcích na výrobky uváděné na trh a do provozu, dále je požadována zákonem č. 71/2000 Sb., zák. č. 102/2001 Sb., zák. č. 205/2002 Sb., ve znění pozdějších předpisů, o obecné bezpečnosti výrobků a technickými normami (určenými i harmonizovanými).

Kvalifikace výrobce dle ČSN EN 1090-2 – Požadavky pro jednotlivé třídy provedení konstrukcí výrobků

Články	EXC1	EXC2	EXC3	EXC4
4 – Specifikace a dokumentace				
4.2 – Dokumentace zhotovitele				
4.2.1 Dokumentace jakosti	Nr (žádný požadavek)	Ano	Ano	Ano
5 – Základní výrobky				
5.2 Identifikace, dokumenty kontroly a sledovatelnost				
Dokument kontroly	Viz tabulka 1	Viz tabulka 1	Viz tabulka 1	Viz tabulka 1
Sledovatelnost	Nr (žádný požadavek)	Ano (částečná)	Ano (plně)	Ano (plně)
Značení	Nr	Ano	Ano	Ano
5.3 Konstrukční ocelové výrobky				
5.3.2 Tolerance tloušťky	Třída A	Třída A	Třída A	Třída B
5.3.3 Stav povrchu	Široká ocel – třída A2, dlouhé profily – třída C1	Široká ocel – třída A2, dlouhé profily – třída C1	Přísnější podmínky pokud jsou specifikované	Přísnější podmínky pokud jsou specifikované
5.3.4 Zvláštní vlastnosti	Nr	Nr	Vnitřní nespojitosti třída jakosti S1 pro křížové svarové spoje	Vnitřní nespojitosti třída jakosti S1 pro křížové svarové spoje



6 – Příprava a sestavení				
6.2 Identifikace	Nr	Nr	Hotové dílce/dokumenty kontroly jakosti materiálu	Hotové dílce/dokumenty kontroly jakosti materiálu
6.4 Dělení				
6.4.3 Tepelné řezání	Bez významných nepřesností Je-li stanovena tvrdost podle tabulky 10	EN ISO 9013 u = toleranční pole 4 Rz5 = toleranční pole 4 Je-li stanovena tvrdost podle tabulky 10	EN ISO 9013 u = toleranční pole 4 Rz5 = toleranční pole 4 Je-li stanovena tvrdost podle tabulky 10	EN ISO 9013 u = toleranční pole 3 Rz5 = toleranční pole 3. Je-li stanovena tvrdost podle tabulky 10
6.5 Tváření				
6.5.3 Rovnání plamenem	Nr	Nr	Vyvinout vhodný postup	Vyvinout vhodný postup
6.6 Provádění děr				
6.6.3 Provádění děr	Děrování	Děrování	Děrování + vystružení	Děrování + vystružení
6.7 Výřezy	Nr	Min. poloměr 5 mm	Min. poloměr 5 mm	Min. poloměr 10 mm, ražení není dovoleno
6.9 Sestavení	Prorážení: protažení děr kaleným trnem funkční tolerance třída 1	Prorážení: protažení děr kaleným trnem, funkční tolerance třída 1	Prorážení: protažení děr kaleným trnem, funkční tolerance třída 2	Prorážení: protažení děr kaleným trnem funkční tolerance třída 2
7 - Svařování				
7.1 Všeobecně	E NISO 3834-4	EN ISO 3834-3	EN ISO 3834-2	EN ISO 3834-2
7. 4 Kvalifikace postupů svařování a svářečského personálu				
7.4.1 Kvalifikace postupů svařování	Nr	Viz tabulka 12 a tabulka 13	Viz tabulka 12 a tabulka 13	Viz tabulka 12 a tabulka 13
7.4.2 kvalifikace svářečů a svářečských operátorů	Svářeči: EN 287-1 Operátoři: EN 1418	Svářeči: EN 287-1 Operátoři: EN 1418	Svářeči: EN 287-1 Operátoři: EN 1418	Svářeči: EN 287-1 Operátoři: EN 1418
7.4.3 Dozor nad svařováním	Nr	Technické znalosti podle tabulky 14 nebo 15	Technické znalosti podle tabulky 14 nebo 15	Technické znalosti podle tabulky 14 nebo 15
7.5.1 Příprava spoje	Nr	Nr	Předvýrobní nátěr není dovolen	Předvýrobní nátěr není dovolen
7.5.6 Dočasné spoje	Nr	Nr	Má se stanovit jejich použití Pálení nebo odlamování není dovoleno	Má se stanovit jejich použití Pálení nebo odlamování není dovoleno
7.5.7 Stehové svary	Nr	Kvalifikovaný postup svařování	Kvalifikovaný postup svařování	Kvalifikovaný postup svařování
7.5.9 Tupé svary 7.5.9.1 Všeobecně 7.5.9.2 Jednostranné svary	Nr	Jsou-li stanoveny náběhové/výběhové desky	Náběhové/výběhové desky Spojitě trvalé podložky	Náběhové/výběhové desky Spojitě trvalé podložky

7.5.17 Provádění svařování			Odstranit rozstřík	Odstranit rozstřík
7.6 Kritéria přípustnosti	Je-li stanoveno EN ISO 5817 úroveň kvality D	Všeobecně EN ISO 5817 úroveň kvality C	EN ISO 5817 úroveň kvality B	EN ISO 5817 úroveň kvality B+
9 – Montáž				
9.6 Montáž a práce na staveništi				
9.6.3 Manipulace a skladování na staveništi	Nr	Dokumentované postupy oprav	Dokumentované postupy oprav	Dokumentované postupy oprav
9.6.5.3 Přesnost a vyrovnaní konstrukce	Nr	Nr	Zajištění vložek přivařením podle požadavků kap. 7	Zajištění vložek přivařením podle požadavků kap. 7
12 – Kontrola, zkoušení a opravy				
12.4.2 Kontrola po svařování				
12.4.2.2 Rozsah kontrol 12.4.2.5 Oprava svarů	Vizuální kontrola Nepožaduje se WPQR	NDT: viz tabulka 24 Podle WPQR	NDT: viz tabulka 24 Podle WPQR	NDT: viz tabulka 24 Podle WPQR
Články	EXC1	EXC2	EXC3	EXC4
12.4.4 Výrobní zkoušky	Nr	Nr	Jsou-li stanoveny	Jsou-li stanoveny
12.5.2 Kontrola spojů s předpjatými šrouby	Nr	Jak následuje	Jak následuje	Jak následuje
12.5.2.2 Před utahováním		Kontrola postupu utahování	Kontrola postupu utahování	Kontrola postupu utahování
12.5.2.3 Během a po utahování		Druhý krok utahování Postupový typ A	První krok utahování Druhý krok utahování Postupový typ A	První krok utahování Druhý krok utahování Postupový typ B
12.5.2.4 Metoda krouťcího momentu		Umístění dávky šroubů Druhý krok utahování	Umístění dávky šroubů Kontrola postupu utahování (z každé dávky) Druhý krok utahování	Umístění dávky šroubů Kontrola postupu utahování (z každé dávky) Druhý krok utahování
12.5.2.5 Kombinovaná metoda		Kontrola značení Druhý krok utahování	První krok utahování kontrola značení Druhý krok utahování	První krok utahování kontrola značení Druhý krok utahování
12.5.3.1 Kontrola, zkoušení a oprava nýtů nýťovaných za tepla	Nr	Zkouška dostatečného kontaktu, postupový typ A	Zkouška dostatečného kontaktu, postupový typ A	Zkouška dostatečného kontaktu, postupový typ B



12.7.3.1 Prohlídka geometrického umístění spojovaných uzlů	Nr	Nr	Protokol o prohlídce	Protokol prohlídce	o

Kvalifikace výrobce dle ČSN 73 2601 a DIN 18 800-Teil 7

1.	Třída	A	B	C	D	E
2.	Průkaz způsobilosti firmy	žádný průkaz	Malý průkaz způsobilosti	Malý průkaz způsobilosti s rozšířením	Velký průkaz způsobilosti	Velký průkaz způsobilosti s rozšířením na dynamickou oblast
3.	Druh působícího zatížení	nosné konstrukce převážně staticky namáhané				Konstrukce namáhané převážně dynamicky
4.	Rozsah platnosti průkazu podle tabulky	1	2	3	4	5
5.	Vlastní firemní výrobní kontrola dle ČSN EN 473	musí se provádět na odpovědnost výrobce – jmenovaný kontrolor dle ČSN EN 970				
6.	Požadavky na firmu	žádný průkaz	vyžadován je průkaz pro uznanou výrobní (montážní) firmu			
7.	Stupeň požadavků jakosti podle ČSN EN ISO 3834-1 až 6	základní ČSN EN ISO 3834-4	standardní ČSN EN ISO 3834-3			vyšší ČSN EN ISO 3834-2
8.	Stupeň technických znalostí jmenovaného svářečského dozoru dle ČSN EN ISO 14 731	žádné zvláštní požadavky (a)	základní technické znalosti EWF 1171 (b)	speciální technické znalosti EWF 1172 (c, d)	obsáhlé technické znalosti EWF 1173 (e, f)	obsáhlé technické znalosti EWF 1173 (f)
a)	Požadavání jsou svářeči se zkouškou podle ČSN EN 287-1, ČSN EN ISO 9606 – část 2, 3, 4 a 5, svářečští operátoři dle ČSN EN 1418, ČSN EN ISO 17 660- 1 a 2					
b)	Směrnice EWF 1171 : European Welding Specialist (svářečský specialista) nebo rovnocenné vzdělání.					
c)	Technické základní znalosti s prokázanou zkušeností jsou dostatečné pro sériovou výrobu.					
d)	Směrnice EWF 1172 : European Welding Technologist (svářečský technolog) nebo rovnocenné vzdělání.					
e)	Speciální technické znalosti s prokázanou zkušeností jsou dostatečné pro sériovou výrobu.					
f)	Směrnice EWF 1173 : European Welding Engineer (svářečský inženýr) nebo rovnocenné vzdělání.					

Tabulka platí i pro provádění strojních, dopravních, zdvihacích, stavebních, tlakových, plynových, energetických, chemických zařízení i jiných kovových konstrukcí výrobků a strojů, ev. staveb.

Tabulka 1 – Třída A

Rozsah platnosti	Požadavky
Materiály: nelegované konstrukční ocele v pásnu pevnosti do S 275 (CR ISO 15 608, ČSN 05 0323). Výrobní tloušťky ≤ 16 mm, u přivařovaných desek kotevních a patních ≤ 30 mm. Svařovací metody: ruční a částečně mechanizované, kromě přeřarování výrobních nátěrů. Stavební a strojní díly (převážně staticky namáhané) s jednoduchými nebo podřadnými svary jako : - podpěry s kotevními a patními deskami, z válcovaných profilů, bez styků a pnutí - schody v obytných budovách do délky 5 m (měřeno na výstupní čáře) - zábradlí s vodorovným zatížením ve výši madla $\leq 0,5$ kN/m (viz DIN 1055-3), ČSN 74 3305. (dle ČSN 73 2601 + Změna a), 2, 3, ČSN EN 1090-2, ČSN EN 1993-1-1 + Změna 1, Oprava), ČSN EN ISO 17 660 – 1 a 2, ČSN EN 15 085-1 až 5	Musí být použiti svářeči s platnou zkouškou podle ČSN EN 287-1, event. ČSN EN ISO 9606-2,3,4,5, ČSN EN ISO 17 660 – 1 a 2 Rozsah platnosti zkoušky musí pokrývat vykonávané svářečské práce. Je vhodné, aby podnik měl minimálně jednoho svého stálého zaměstnance ve funkci svářečského dozoru dle ČSN EN ISO 14 731. Tento pracovník musí mít základní technické znalosti podle směrnice EWF 1171 nebo jiného rovnocenného vzdělání. Základní požadavky na jakost svařování podle ČSN EN ISO 3834-4. Nedestruktivní zkoušení (NDT) dle výrokové normy v souladu s ČSN EN 12 062 + Změna A1, A2. Svařovací postupy WPS dle ČSN EN ISO 15 607, ČSN EN 15 609-1 až 5, ČSN EN ISO 15 614-1 až 13. Tolerance přesnosti dle ČSN EN ISO 13 920. Doporučení pro svařování dle ČSN EN 1011-část 1 až 8.

Tabulka 2 – Třída B

Rozsah platnosti	Požadavky
Materiály: nelegované konstrukční ocele v pásnu pevnosti do S 275 (CR ISO 15 608, ČSN 05 0323). Výrobní tloušťky ≤ 22 mm, u přivařovaných čelních kotevních a patních desek ≤ 30 mm. Svařovací metody: ruční a částečně mechanizované, kromě přeřarování výrobních nátěrů. Všechny stavební a strojní díly dle třídy A a převážně staticky namáhané: - plnostěnné a příhradové nosníky do rozpětí 20 m - sloupy v kloubové nebo rámové konstrukci jednopodlažních budov - stožáry a opěrné konstrukce do 20 m výšky, ČSN 73 1430, ČSN 34 8340 + Změna a) b) c) d) - ocelové komíny v rozměrovém pásnu II podle DIN 4133, ČSN 73 4201 - plechové nádrže a síla o tloušťce ≤ 8 mm schody, lávky plošiny s provozním zatížením ≤ 5 kN/ m² (viz DIN 1055), ČSN 73 2602 - zábradlí s vodorovným zatížením ve výši madla $> 0,5$ kN/m (viz DIN 1055-3), ČSN 74 3305 - lešení podle DIN 4420 a DIN 4421, ČSN 73 1403	Musí být použiti svářeči s platnou zkouškou podle ČSN EN 287-1, event. ČSN EN ISO 9606-2,3,4,5. Rozsah platnosti zkoušky musí pokrývat vykonávané svářečské práce. Pro trubkové uzly (trubka a trubkou) je nutná doplňková zkouška svářeče dle DIN 18808, ČSN P ENV 1090-1. Podnik musí mít minimálně jednoho svého stálého zaměstnance ve funkci svářečského dozoru dle ČSN EN ISO 14 731. Tento pracovník musí mít základní technické znalosti podle směrnice EWF 1171 nebo jiného rovnocenného vzdělání. Standardní požadavky na jakost svařování podle ČSN EN ISO 3834-3. Nedestruktivní zkoušení (NDT) dle výrokové normy v souladu s ČSN EN 12 062 + Změna A1, A2. Svařovací postupy WPS dle ČSN EN ISO 15 607, ČSN EN 15 609-1 až 5, ČSN EN ISO 15 614-1 až 13. Tolerance přesnosti dle ČSN EN ISO 13 920. Doporučení pro svařování dle ČSN EN 1011-část 1 až 8.

- jiné stavební díly srovnatelného druhu a velikosti (dle ČSN 73 2601 + Změna a), 2, 3, ČSN EN 1090-2, ČSN EN 1993-1-1, A1, A2), ČSN EN ISO 17 660 – 1 a 2, ČSN EN 15 085-1 až 5	

Tabulka 3 – Třída C

Rozsah platnosti	Požadavky
Materiály: jako ve třídě B, také ocele nerezavějící (1) a ocele se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi a ocele na odlitky v pásnu pevnosti do S 275, při namáhání jen tlakem až do S 355 (CR ISO 15 608, ČSN 05 0323). Výrobní tloušťky v nosném průřezu ≤ 30 mm u přivařovaných čelních, kotevních a patních deskách ≤ 40 mm. Svařovací metody: ruční, částečně a plně mechanizované a automatické, (přivařování svorníků podle ČSN EN ISO 14 555). Všechny stavební a strojní díly dle třídy B, s rozšířením o: - rozpětí a výšky na 30 m - záchytné vany - výrobní svařování částí z oceli na odlitky a to všech druhů použitelných podle této normy (dle ČSN 73 2601 + Změna a), 2, 3, ČSN EN 1090-2, ČSN EN 1993-1-1 + Změna 1, A1, A2), ČSN EN ISO 17 660 – 1 a 2, ČSN EN 15 085-1 až 5	Použití mohou být jen svářeči nebo svářečští operátoři s platnými zkouškami podle ČSN EN 287-1, event. ČSN EN ISO 9606-2,3,4,5 nebo ČSN EN 1418, ČSN EN ISO 17 660 – 1 a 2. Rozsah platnosti zkoušek musí pokrývat vykonávané svářečské práce svářeče nebo operátora. Pro trubkové uzly je nutná doplňková zkouška podle DIN 18 808, ČSN P ENV 1090-1. Podnik musí mít minimálně jednoho svého stálého zaměstnance ve funkci svářečského dozoru dle ČSN EN ISO 14 731. Tento pracovník musí mít speciální technické znalosti podle směrnice EWF, případně jiné rovnocenné vzdělání. Při sériové (2) výrobě a při výrobním svařování ocelových odlitků, může funkci svářečského dozoru vykonávat pracovník, který prokáže, že má zkušenosti jako osoba svářečského dozoru se základními technickými znalostmi podle směrnice EWF 1171 nebo s jiným rovnocenným vzděláním. Požadavky na jakost při svařování – standardní podle ČSN EN ISO 3834-3. Nedestruktivní zkoušení (NDT) dle výrobkové normy v souladu s ČSN EN 12 062 + Změna A1, A2. Svařovací postupy WPS dle ČSN EN ISO 15 607, ČSN EN 15 609-1 až 5, ČSN EN ISO 15 614-1 až 13. Tolerance přesnosti dle ČSN EN ISO 13 920. Doporučení pro svařování dle ČSN EN 1011-část 1 až 8.
1) jen ocelové komíny, pro všechny ostatní stavební díly jen ve spojení s obecným povolením stavebního dozoru 2) sériová výroba znamená, že výrobce opakovaně vyrábí srovnatelné stavební díly, s jednoznačným stanovením tvaru nosné konstrukce, druhu oceli, metody svařování a typu svařových spojů	

Tabulka 4 – Třída D

Rozsah platnosti	Požadavky
Převážně statické namáhání. Všechny materiály použitelné podle této normy (CR ISO 15 608, ČSN 05 0323). Výrobní tloušťky dle směrodatných technických pravidel dané aplikace. Svařovací metody: ruční, částečně a plně mechanizované a automatické přivařování svorníků	Použití mohou být jen svářeči nebo svářečští operátoři s platnými zkouškami podle ČSN EN 287-1, event. ČSN EN ISO 9606-2,3,4,5 nebo ČSN EN 1418, ČSN EN ISO 17 660 – 1 a 2. Rozsah platnosti zkoušek musí pokrývat vykonávané svářečské práce svářeče nebo operátora. Pro trubkové uzly je nutná doplňková zkouška podle DIN 18 808, ČSN P ENV 1090-1.

podle ČSN EN ISO 14 555). Všechny převážně staticky namáhané stavební a strojní díly pro konstrukce dimenzované podle základních norem pro ocelové konstrukce a podle právě platných odborných norem pro ocelové konstrukce. (dle ČSN 73 2601 + Změna a), 2, 3, ČSN EN 1090-2, ČSN EN 1993-1-1 + Změna 1, A1, A2), ČSN EN ISO 17 660 – 1 a 2, ČSN EN 15 085-1 až 5	Pro svářečský dozor musí mít podnik minimálně jednoho stálého pracovníka svářečského dozoru dle ČSN EN ISO 14 731 s obsáhlými technickými znalostmi podle směrnice EWF 1173 nebo s jiným zcela rovnocenným vzděláním. Při sériové (1) výrobě může funkci svářečského dozoru vykonávat pracovník, který prokáže, že má zkušenosti jako osoba svářečského dozoru se speciálními technickými znalostmi podle směrnice EWF 1172 nebo jiné rovnocenné vzdělání. Požadavky na jakost při svařování – standardní podle ČSN EN ISO 3834-3. Nedestruktivní zkoušení (NDT) dle výrobní normy v souladu s ČSN EN 12 062 + Změna A1, A2. Svařovací postupy WPS dle ČSN EN ISO 15 607, ČSN EN 15 609-1 až 5, ČSN EN ISO 15 614-1 až 13. Tolerance přesnosti dle ČSN EN ISO 13 920. Doporučení pro svařování dle ČSN EN 1011-část 1 až 8.
1) sériová výroba znamená, že výrobce opakovaně vyrábí srovnatelné stavební díly, s jednoznačným stanovením tvaru nosné konstrukce, druhu oceli, metody svařování a typu svarových spojů	

Tabulka 5 – Třída E

Rozsah platnosti	Požadavky
Všechny materiály použitelné podle této normy (CR ISO 15 608, ČSN 05 0323). Výrobní tloušťky dle směrodatných technických pravidel dané aplikace. ČSN 73 6205 Svařovací metody: ruční, částečně a plně mechanizované a automatické (přivařování svorníků podle ČSN EN ISO 14 555). Všechny stavební a strojní díly podle třídy B a nikoliv převážně staticky namáhané stavební díly pro konstrukce podle následujících technických pravidel: - DS 804, ČSN 73 2603 – Ocelové mostní konstrukce - DIN 18 809 - DIN 4131, ČSN 73 2601 + Změna a), 2, 3, Oprava, nosné konstrukce antén s požadavkem průkazu provozní pevnosti - DIN 4132, ČSN 73 5130, ČSN 27 0140-1 až 6 jeřábové dráhy, nosné ocelové konstrukce - DIN 4133, ČSN 73 4201 ocelové komíny, rozměr. pásmo I - DIN 4112, ČSN 73 1401 + Z 1, 2 pohyblivé stavby s požadavkem průkazu provozní pevnosti - Jiné srovnatelné dynamicky namáhané konstrukce (dle ČSN 73 2601 + Změna a), 2, 3, ČSN EN 1090-2, ČSN EN 1993-1-1 + Změna 1, A1, A2), ČSN EN ISO 17 660 – 1 a 2, ČSN EN 15 085-1 až 5	Použití mohou být jen svářeči nebo svářečští operátoři s platnými zkouškami podle ČSN EN 287-1, event. ČSN EN ISO 9606-2,3,4,5 nebo ČSN EN 1418, ČSN EN ISO 17 660 – 1 a 2. Rozsah platnosti zkoušek musí pokrývat vykonávané svářečské práce svářeče nebo operátora. Pro trubkové uzly je nutná doplňková zkouška podle DIN 18 808, ČSN P ENV 1090-1. Pro svářečský dozor musí mít podnik minimálně jednoho stálého pracovníka svářečského dozoru dle ČSN EN ISO 14 731 s obsáhlými technickými znalostmi podle směrnice EWF 1173 nebo s jiným zcela rovnocenným vzděláním. Požadavky na jakost při svařování – vyšší požadavky podle ČSN EN ISO 3834-2. Nedestruktivní zkoušení (NDT) dle výrobní normy v souladu s ČSN EN 12 062 + Změna A1, A2. Svařovací postupy WPS dle ČSN EN ISO 15 607, ČSN EN 15 609 – 1 až 5, ČSN EN ISO 15 614-1 až 13. Tolerance přesnosti dle ČSN EN ISO 13 920. Doporučení pro svařování dle ČSN EN 1011 - část 1 až 8.

Provádění ocelových konstrukcí výrobků, dle ČSN 73 2601

(v souladu s ČSN EN 1090-2, ČSN EN 1991-1-1, ČSN EN 1993-1-1, DIN 18 800-Teil 7, ČSN EN 15 085-1 až 5)

Tato norma platí pro výrobu, montáž a údržbu svařovaných, šroubovaných a nýtovaných konstrukcí staveb a technologických i technických zařízení vyrobených z ocelí (kovů), tj. vyrobených z plechů, trubek, profilů, výkovků, výlisků, odlitků, svařenců aj.

Pro tuto činnost výrobních a montážních organizací vystavuje certifikační orgán dle této normy - Změny 2 „**Osvědčení - Průkaz způsobilosti k provádění ocelových (kovových) konstrukcí**“. Osvědčení je možno získat po prověření systému řízení jakosti, odborné způsobilosti pracovníků i vyhovujícího výrobního zařízení firmy a po prověření bezpečnosti práce a technických zařízení.

Vyrábět a montovat ocelové (kovové) konstrukce, pro které platí ČSN 73 2601, mohou firmy, které mají tuto činnost výslovně stanovenou v předmětu své živnostenské (podnikatelské) činnosti ve zřizovací listině, ve statutu, ve stanovách nebo v jiném dokladu (např. živnostenském listu, výpisu z obchodního rejstříku apod.), kterým jim byla tato činnost povolena úřady ČR.

Ocelové (kovové) konstrukce vyráběné podle této normy (ČSN 73 2601) se zařazují podle funkce konstrukce, výrobních, montážních a provozních podmínek, tj. dle požadavků na přesnost a kvalitu technologie výroby a montáže do výrobních skupin A, B, C.

Výrobní skupina A: Nosné ocelové (kovové) konstrukce, jejichž výsledný tvar a funkce vyžadují zvýšenou jakost výroby a přesnost ve smontovaném stavu. Jsou to mostní ocelové konstrukce, prostorově složité konstrukce stavební a technologické, velkostroje, zakladače, jeřáby a jeřábové dráhy, anténní a televizní věže a stožáry, nosné konstrukce pro radioteleskopy, radary, vědecké apod. účely, nosné konstrukce pro technologická zařízení, vodohospodářské stavby, konstrukce pro osobní lanové dráhy, nosné konstrukce kotlů pro bloky 200 MW a výše, ocelové konstrukce pásových a shazovacích vozů, dopravníkových mostů a další nosné konstrukce strojní, stavební, energetické.

Výrobní skupina B: Nosné ocelové (kovové) konstrukce nezařazené do skupiny A. Jsou to : průmyslové, občanské, zemědělské a bytové stavby, technologické nosné konstrukce pro vysoké pece, kotle, těžní, vrtné a chladicí věže, výtlačné stroje koksáren, aglomerační pásy, plynojemy a samostatné konstrukce šachet výtahů, rozvodny a stožáry vedení elektrického napětí, osvětlovací a signální věže nebo stožáry do výšky 25 m, ostatní vodohospodářské stavby, jeřáby a jeřábové dráhy zdvihových tříd „a“ a „b“, ocelové konstrukce transportních zařízení další konstrukce strojní, stavební, energetické.

Výrobní skupina C: Podružné a doplňkové konstrukce pro ocelové (kovové) konstrukce výrobních skupin A a B. Jsou to: obslužné lávky, schodiště, zábradlí, světlíky a další doplňkové konstrukce skupiny A a B.

Podle normy ČSN EN 1090-2 se ocelové (kovové) konstrukce zařazují do tříd EXC1, EXC2, EXC3, EXC4 dle složitosti a náročnosti výrobku, event. předpokládaného zatížení konstrukce. **Výrobce musí mít požadovanou kvalifikaci** pro provádění, **tj. odpovídající průkaz způsobilosti výrobce.**

Z důvodů spolehlivosti staveb má každý výrobce ocelových (kovových) konstrukcí prokázat, že je schopen vyrábět výrobky vyhovující platným výrobním a souvisejícím normám a směrnicím pro výrobu ocelových konstrukcí. Pokud firma vyrábí výrobky bez „Osvědčení způsobilosti“, předpokládá se, že její výrobky nemusí být v souladu s technickými normami pro navrhování i výrobu ocelových konstrukcí a tudíž, že neuvádí

na trh bezpečné výrobky. Zahraniční dodavatelé ocelových konstrukcí do ČR jsou rovněž povinni prokazovat svoji způsobilost pro výrobu ocelových konstrukcí podle norem ČSN, ČSN EN, ČSN EN ISO.

Stupně způsobilosti k výrobě:

1. Velký průkaz způsobilosti - výrobce má pro výrobu ocelových (kovových) konstrukcí vypracovaný a zavedený systém řízení jakosti dle ČSN EN ISO 9001 včetně ČSN EN ISO 3834-1 až 6. Technické vybavení závodu umožňuje zabezpečení požadované jakosti výrobků, výrobce prokáže, že výrobu zajišťuje a kontroluje personál vyškolený (osvědčený - certifikovaný) v souladu s technickými normami a interními předpisy řízení jakosti. Velký průkaz způsobilosti je udělován firmám, které vyrábí výrobky, které přesahují svými parametry rámec oprávnění - „Malého průkazu způsobilosti“ a nepřesahují rámec „Rozšířeného velkého průkazu způsobilosti“.

2. Malý průkaz způsobilosti - pro výrobu ocelových (kovových) konstrukcí s omezenými technickými parametry. Podmínky pro jeho udělení jsou příslušně redukovány, provozní vybavení může být přiměřeně omezeno. Výpočtová hodnota rovnoměrného statického zatížení je nejvýše $5,0 \text{ kN.m}^{-2}$, konstrukce přenáší převážně statická zatížení, pevnostní třída oceli pro nosné prvky je max. $R_e = 360 \text{ MPa}$, tloušťka nosného průřezu materiálu je max. 16 mm, tloušťka patníků a čelních desek max. 30 mm, rozpětí nosníků max. 16 m, výška stožárů a sloupků max. 16 m, délka schodiště max. 5 m.

3. Rozšířený Velký průkaz způsobilosti - pro výrobu ocelových (kovových) konstrukcí, které svými parametry přesahují rozsah platnosti ČSN 73 1401 nebo ČSN 73 2601. Firma potom prokazuje svoji způsobilost na základě kontroly splnění požadavků dalších příslušných technických norem a speciálních předpisů. Tento průkaz způsobilosti se požaduje zejména pro výrobní činnosti a speciální typy nosných ocelových konstrukcí, tj. konstrukce silničních a železničních mostů, jeřábů a jeřábových drah, velkostrojů a rýpadel, konstrukce pro extrémní pracovní prostředí, konstrukce o vysoké pevnosti s mezí kluzu nad $R_e = 400 \text{ MPa}$, konstrukce z patinujících ocelí, konstrukce z tenkostěnných profilů a prvků tvarovaných za studena, konstrukce z trubek a konstrukce s třecími spoji se šrouby vysoké pevnosti i konstrukce s nýtovými spoji apod.

Platnost průkazu způsobilosti se vystavuje na 3 roky, u nových organizací se zavádí zkušební doba 1 rok. Na základě ročního opětovného prověření se může doba platnosti prodloužit na průkazu. Pokud se zjistí závažné závady na dodávaných výrobcích, může být firma znovu přezkoušena a platnost průkazu ev. zrušena.

Způsobilost personálu pro svařování:

Výroba musí prokázat odbornou způsobilost personálu pro přípravu, řízení, provádění dozoru a kontrolu svařování. Tj. svářeči a obsluha svářečských zařízení musí mít osvědčení způsobilosti dle ČSN, ČSN EN, ČSN EN ISO, profesně způsobilí pracovníci dozoru - svářečský inženýr, technolog a specialista, ev. svářečský kontrolor s osvědčením způsobilosti i kompetencemi k rozhodování, pracovníci pro NDT kontrolu vyškolení dle ČSN, ČSN EN, ČSN EN ISO norem vlastníci osvědčení odborné způsobilosti aj.

Zásady navrhování konstrukcí:

Konstrukce má být navržena a provedena:

- s přijatelně malou pravděpodobností poruchy a se stálou schopností k užívání k požadovanému účelu po celou předpokládanou dobu životnosti
- s příslušnou spolehlivostí odolávat všem zatížením, jejichž výskyt lze během provádění a užívání očekávat
- s případně omezeným rozsahem nehodového poškození
- s hospodárností provedení
- s přiměřenou trvanlivostí ve vztahu k udržovacím nákladům

Možnost poškození konstrukce může být omezena těmito způsoby:

- odstraněním nebo omezením zdrojů rizik
- použitím konstrukce méně citlivé na rizika
- použitím takového typu konstrukce, která se nezhroutí při poškození nebo odstranění některého prvku při nehodě
- zajištění spolupůsobení jednotlivých částí konstrukce

Splněním požadavků na správný návrh a provedení i omezení možnosti poškození se zajistí bezpečnost konstrukce:

- volbou vhodných materiálů
- vhodným návrhem a konstrukčními úpravami
- kontrolou kvality projektu, výroby, výstavby a údržby

Mezní stavy únosnosti konstrukce zvažující se při návrhu:

- porušení stability polohy
- překročení pevnosti nebo nadměrná plastická deformace
- ztráta stability tvaru konstrukce nebo její části
- únavový lom
- křehký lom
- plastické poškození při proměnném zatížení

Mezní stavy použitelnosti konstrukce zvažující se při návrhu:

- nadměrné průhyby konstrukce (jejich prvků)
- nepříjemná dynamická odezva (např. kmitání apod.) z důvodu malé tuhosti konstrukce (jejího prvku)

Žádný z mezních stavů nesmí být překročen.

Je nutné uvažovat všechny možné návrhové situace a zatěžovací případy (situace při užívání, montáži, opravách i nehodách).

Výpočetní modely mají zahrnout všechny důležité faktory, včetně odhadu skutečného chování konstrukce, úrovně výroby a spolehlivosti vstupních dat.

Podle potřeby je vhodné doplnit výpočet nebo jej nahradit experimentem, tj. provedením náhradní zatěžovací zkoušky jako zkoušky prototypové.

Pro zajištění odpovídající životnosti, spolehlivosti a bezpečnosti konstrukce výrobku se musí uvažovat tyto související činitele:

- účel konstrukce při provozu
- požadavky na správnou funkci konstrukce
- očekávané provozní podmínky a prostředí
- vlastnosti použitých materiálů
- tvar konstrukčních prvků a konstrukční detaily
- úroveň provádění (kvality výroby, montáže), kontroly a údržby
- navržená ochranná opatření proti poruše a havárii
- očekávaná doba životnosti konstrukce (za standardní se považuje 80 let)

Zatížení kovových konstrukcí teplotami:

- Konstrukce, které nejsou mimořádně citlivé na zatížení teplotami, se teplotní zatížení (klimatické, provozní) stanoví z normových hodnot, tj. porovnání výchozích teplot, jejich odchylek a teplotních rozdílů jednotlivých částí konstrukce.
- Zatížení klimatickými teplotami se neuvažuje, pokud je konstrukce členěna na dilatační úseky menší než stanovené mezní rozměry v technické normě (výrobkové).
- Ocelové kovové konstrukce v horkých provozech mají být chráněny tak, aby teplota konstrukce nepřekročila 100°C. Jinak se konstrukce posuzuje jako namáhaná za vysokých teplot s ohledem na změny mechanických vlastností a na namáhání způsobené provozními teplotami.
- Návrh konstrukce na účinky požáru se provede dle ČSN EN 1993-1-2, této normy se přiměřeně používá i pro návrh konstrukce provozované v horkém provozu s teplotou nad 100°C.

Materiály pro ocelové (kovové) konstrukce výrobků:

- používají se materiály, jejichž mechanické vlastnosti i chemické složení jsou stanoveny v technických výrobních normách – technických dodacích předpisech (TDP) a rozměrových normách
- oceli s tažností „A“ menší než 15% nejsou pro svařované konstrukce vhodné
- materiály pro konstrukce musí být v souladu s výrobními normami konstrukcí (pro provádění a navrhování), musí být schváleny zákazníkem, projektantem a odpovědným úřadem (dražním, leteckým, inspekce práce, jaderné bezpečnosti práce, ministerstvem dopravy aj.)
- materiály musí splňovat požadavky na pevnost, př. S235, S275, S355, ... a stupně jakosti provedení ocelí, př. J0, J2, K2, ...
- materiály musí splňovat další požadavky na jakost oceli (svařitelnost, tvažitelnost, houževnatost při nízkých teplotách aj.), které se vyjadřují volitelnými požadavky v objednávce k výrobcu podle TDP, např. ČSN EN 10 025 + A1 aj.
- materiály pro konstrukce pro vnější prostředí jsou tzv. patinující oceli bez ochranných protikorozních nátěrů, např. ocel S355J2, S355K2 aj., zde je nutné dodržet zvláštní podmínky a předepsat příslušná opatření pro výrobu, montáž a údržbu.

Technické normy:

- 1) **ČSN EN 1090-2** – Provádění ocelových konstrukcí. Část 2: Doplnující pravidla pro tenkostěnné za studena tvarované prvky a plošné průřezy.
- 2) **ČSN EN 1090-3** – Provádění ocelových konstrukcí. Část 3: Doplnující pravidla pro oceli vysoké pevnosti.
- 3) **ČSN EN 1090-4** – Provádění ocelových konstrukcí. Část 4: Doplnující pravidla pro konstrukce z dutých průřezů.
- 4) **ČSN EN 1090-5** – provádění ocelových konstrukcí. Část 5: Doplnující pravidla pro mosty.
- 5) **ČSN EN 1090-6** – Provádění ocelových konstrukcí. Část 6: Doplnující pravidla pro korozivzdorné oceli.
- 6) **ČSN EN 1993-1-1** – Navrhování ocelových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- 7) **ČSN EN 1991-2** – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 2: Zatížení mostů dopravou.
- 8) **ČSN EN 1993-1-2** – Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-2: Obecná pravidla. Navrhování konstrukcí na účinky požáru.
- 9) **ČSN EN 1993-1-3** – Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-3: Obecná pravidla. Doplnující pravidla pro tenkostěnné za studena tvarované prvky a plošné profily.
- 10) **ČSN EN 1993-1-4** – Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-4: Obecná pravidla. Doplnující pravidla pro korozivzdorné oceli.
- 11) **ČSN EN 1993-1-5** – Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-5: Obecná pravidla. Doplnující pravidla pro rovinné deskostěnové konstrukce bez příčného zatížení.
- 12) **ČSN EN 1993-1-6** – Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-6: Obecná pravidla. Doplnující pravidla pro skořepinové konstrukce.
- 13) **ČSN EN 1993-1-7** – Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-7: Obecná pravidla. Doplnující pravidla pro příčně zatížené rovinné prvky deskostěnových konstrukcí.
- 14) **ČSN EN 1993-2** – Navrhování ocelových konstrukcí. Část 2: Ocelové mosty.
- 15) **ČSN EN 1993-3-1** Navrhování ocelových konstrukcí. Část 3-1: Věže, stožáry a komíny. Věže a stožáry.
- 16) **ČSN EN 1993-3-2** Navrhování ocelových konstrukcí. Část 3-2: Věže, stožáry a komíny. Komíny.
- 17) **ČSN EN 1993-4-1** – Navrhování ocelových konstrukcí. Část 4-1: Zásobníky, nádrže a potrubí. Zásobníky.
- 18) **ČSN EN 1993-4-2** – Navrhování ocelových konstrukcí. Část 4-2: Zásobníky, nádrže a potrubí. Nádrže.
- 19) **ČSN EN 1993-4-3** – Navrhování ocelových konstrukcí. Část 4-3: Zásobníky, nádrže a potrubí. Potrubí.
- 20) **ČSN EN 1993-5** – Navrhování ocelových konstrukcí. Část 5: Ocelové piloty a štítové stěny.
- 21) **ČSN EN 1993-6** – Navrhování ocelových konstrukcí. Část 6: Jeřábové dráhy.
- 22) **ČSN ISO 13 822** – Zásady navrhování konstrukcí.
- 23) **ČSN 73 2602** – Zhotovování tenkostěnných ocelových konstrukcí.
- 24) **ČSN 73 2603** – Provádění ocelových mostních konstrukcí.
- 25) **ČSN 73 2611** – Úchytky rozměrů a tvarů ocelových konstrukcí.
- 26) **ČSN 73 2601** – Provádění ocelových konstrukcí.
- 27) **ČSN 73 1401** – Navrhování ocelových konstrukcí.
- 28) **ČSN 73 1403** – Navrhování trubek v ocelových konstrukcích.

- 29) ČSN 73 1404 – Navrhování ocelových konstrukcí vodohospodářských staveb.
- 30) ČSN 73 1408 – Navrhování ocelových konstrukcí průmyslových mostů.
- 31) ČSN 73 1430 – Navrhování ocelových konstrukcí stožárů.
- 32) ČSN 73 1500 – Ocelové konstrukce. Základní ustanovení pro výpočet.
- 33) ČSN 73 6205 – Navrhování ocelových mostů.
- 34) ČSN EN 40-2 – Osvětlovací stožáry. Část 2: Obecné požadavky a rozměry.
- 35) ČSN EN 40-5 – Osvětlovací stožáry. Část 5: Požadavky na ocelové osvětlovací stožáry.
- 36) ČSN EN 1443 – Komíny. Všeobecné požadavky.
- 37) ČSN EN 1859 – Kovové komíny. Zkušební metody.
- 38) ČSN EN 13 084-1 – Volně stojící průmyslové komíny. Část 1: Všeobecné požadavky.
- 39) ČSN EN 1856- 1 – Komíny. Požadavky na kovové komíny. Část 1: systémové komíny.
- 40) ČSN EN 12 391-1 – Komíny. Provádění kovových komínů. Část 1: Komíny pro otevřené spotřebiče paliv.
- 41) DIN 18 800 – Provádění kovových konstrukcí.
- 42) ČSN EN ISO 3834-1 až 6 – Požadavky na jakost při svařování – Tavné svařování kovových materiálů.
- 43) ČSN EN ISO 14 731 – Svářečský dozor. Úkoly a odpovědnosti.
- 44) ČSN EN 287 – Svařování. Zkoušky svářečů. Tavné svařování. Část 1 : Ocelí.
- 45) ČSN EN ISO 9606-část 2, 3, 4 a 5 – Zkoušky svářečů – Tavné svařování hliníku a jeho slitin (část 2), mědi a slitin mědi (část 3), niklu a slitin niklu (část 4), titanu a slitin titanu, zirkonu a slitin zirkonu (část 5).
- 46) ČSN EN 1418 – Svářečský personál – Zkoušky svářečských operátorů pro tavné svařování a seřizovačů odporového svařování pro plně mechanizované a automatické svařování kovových materiálů.
- 47) TNI CEN ISO/TR 15 608 (ČSN 05 0323) – Svařování – Směrnice pro rozdělení materiálů do skupin pro účely svařování.
- 48) ČSN EN 12 062 – Nedestruktivní zkoušení svarů – Obecná pravidla pro kovové materiály.
- 49) ČSN EN 473 – Nedestruktivní zkoušení – Kvalifikace a certifikace pracovníků nedestruktivního zkoušení – Všeobecné zásady.
- 50) ČSN EN 13 018 – Nedestruktivní zkoušení – Vizuální kontrola – Všeobecné zásady.
- 51) ČSN EN 970 – Nedestruktivní zkoušení svarů – Vizuální kontrola.
- 52) ČSN EN 15 607 – Stanovení a kvalifikace postupů svařování kovových materiálů – Všeobecná pravidla.
- 53) ČSN EN 15 609-1 až 5 – Stanovení a kvalifikace postupů svařování kovových materiálů. Stanovení postupů svařování.
- 54) ČSN EN ISO 15 614-1 až 13 – Stanovení a kvalifikace postupů svařování kovových materiálů. Zkouška postupů svařování.
- 55) ČSN EN 1011 – část 1 až 8 – Svařování. Doporučení pro svařování kovových materiálů.
- 56) ČSN EN ISO 13 920 – Svařování – Základní tolerance pro svařované konstrukce – Velikost délek a úhlů – Tvar a poloha.
- 57) ČSN EN ISO 5817 – Svařování – Svarové spoje oceli, niklu, titanu a jejich slitin zhotovené tavným svařováním (mimo elektronového a laserového svařování) – Určování stupňů jakosti.

- 58) **ČSN EN ISO 10 042** – Svarové spoje hliníku a jeho svařitelných slitin zhotovené obloukovým svařováním – Směrnice pro určování stupňů jakosti.
- 59) **ČSN EN 10 204** – Kovové výrobky – Druhy dokumentů kontroly.
- 60) **ČSN ISO 2768-1 a 2** – Všeobecné tolerance. Nepředepsané mezní úchytky délkových a úhlových rozměrů. Nepředepsané geometrické tolerance.
- 61) **ČSN EN ISO 17 660-1 a 2** – Svařování betonářské oceli. Svarové spoje nosné a nenosné.
- 62) **ČSN EN 15 085-1 až 5** – Železniční aplikace. Svařování kolejových vozidel a jejich částí. Část 1 až 5.
- 63) **ČSN EN ISO 4063** – Svařování a příbuzné procesy. Přehled metod a jejich číslování.
- 64) **ČSN EN ISO 9692-1 až 4** – Svařování a příbuzné procesy. Doporučení pro přípravu svarových spojů (Část 1 až 4).



Kontakt

Ing. Dr. Vladimír Kudělka, TDS Brno – SMS, s.r.o., www.tdsbrnosms.cz

MĚŘENÍ DEFORMACÍ OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ STŘECHY STADIONU SLAVIE V EDENU A RADAROVÉ VĚŽE V PRAZE RUZYNI

DEFORMATION MONITORING OF TWO STEEL CONSTRUCTIONS - ROOF OF SLAVIA STADIUM AND RADAR TOWER AT THE PRAGUE AIRPORT

**Jiří Litoš, Petr Konvalinka,
Pavel Heinrich, Radek Litoš**

ČVUT v Praze Fakulta stavební – Experimentální centrum

Anotace:

Fotbalový stadion Slavie Praha v Edenu i radarová věž na letišti v Praze Ruzyni jsou nové konstrukce. U střešní konstrukce tribuny stadionu došlo ke změně projektové dokumentace, a proto bylo nutno ověřit skutečnou tuhost ocelové konstrukce ve vodorovném směru. Zatěžovací zkouška byla opakovaně prováděna ve třech zatěžovacích stupních a výsledkem měření bylo sledování výchylek jednotlivých konstrukčních prvků ocelové konstrukce. U radarové věže podle návrhu známého architekta Vlado Miluniče bylo nutné ověřit její tuhost v kroucení a náklon od klimatického zatížení větrem před uvedením konstrukce do provozu. Monitorování ocelové konstrukce bylo prováděno ve dvou etapách a to před a po uložení kupolového pláště vlastního radaru. Měřením byla zjištěna závislost rychlosti a směru větru na deformaci radarové věže.

Annotation:

The football stadium of Slavia Prague as well as the radar scanner tower at the Prague Airport are new structures. Project documentation of the stadium roof construction was changed, so it was necessary to verify the rigidity of the steel structure in the horizontal direction. The stress test was repeatedly conducted in 3 different stress levels and the result was monitoring the deflection of the individual structural elements of the steel construction. On the radar tower, by well known architect Vlado Milunič, it was necessary to verify the rigidity in the torsion and tilting from wind load before the structure could be approved as safe. The steel monitoring was done in two parts – first before and second after placement of the dome's casing of the radar itself. By monitoring it was possible to determine how the speed and direction of the wind affect the deformation on the radar tower.

Klíčová slova: Dynamické a statické zatěžování, zatížení větrem, deformace

Keywords: Dynamic and static load, wind load, deformation

1. Úvod

Experimentální centrum (EC) stavební fakulty ČVUT v Praze je akreditovaným pracovištěm v oblasti zkušebnictví stavebních konstrukcí a materiálů a které dále zajišťuje experimentální práce vyplývající z potřeb výuky, grantové a vedlejší hospodářské činnosti. Veškerý rozsah zkušebních prací je prováděn jak ve specializovaných laboratořích pracoviště, tak i v podmínkách in-situ. Díky technologické vybavenosti a odbornému zajištění pracoviště je možné provádět širokou škálu zkoušek – i velkorozměrových – dle konkrétního zadání, a to na vzorcích dodaných, odebraných ze stavby, vyrobených nebo montovaných v laboratořích EC. Během zkoušek je za použití snímačů možné průběžně zaznamenávat na ústředny požadované síly, průhyby, deformace, napětí, posuny a jiné změny zkoušených prvků měnící se vlivem jejich zatěžování.

V poslední době byla provedena mimo jiné také měření ocelových konstrukcí na stadionu Slavie Praha v Edenu a radarové věže na pražském Ruzyňském letišti. Základním cílem zatěžovací zkoušky nově postaveného fotbalového stadionu Slavie Praha bylo zjištění skutečné tuhosti ocelové konstrukce střechy nad tribunami a to ve vodorovném směru. Výsledkem zatěžovací zkoušky nově postavené věže radaru v Praze Ruzyni bylo zjištění vlivu klimatického zatížení od větru (statické a dynamické) na pootočení plošiny radaru před jejím uvedením do provozu.

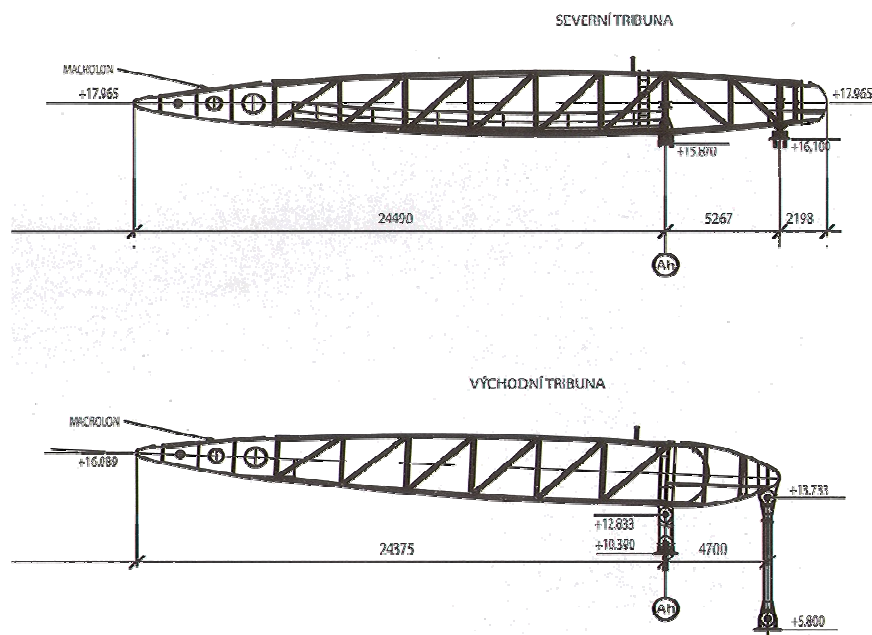
2. Měření deformací ocelové konstrukce střechy stadionu Slavie

2.1. Popis zkoušené konstrukce střechy stadionu

Při hledání vhodného konstrukčního systému pro střešní konstrukci stadionu byly původně navrhovány a posuzovány tři varianty. Jako nejvhodnější byla zvolena alternativa prostorově spolupůsobící konstrukce, tuhá v rovině střechy i tuhá na kroucení, podepřená na vnější hraně buď přímo nebo pomocí ocelových stojek na železobetonové konstrukci tribun a stabilizovaná táhly zakotvenými do železobetonové přístavby nebo přímo do pilot vně spodních staveb. Vazníky jsou prosté nosníky proměnného rozpětí s převislým koncem o vyložení 24,5 m (obr. 1).

Nosná konstrukce střechy byla navržena z ocelových prvků a tvoří jeden velký celek bez dilatací. Tímto je dosaženo potřebné prostorové spolupůsobení excentricky podepřené konstrukce. Zastřešení tedy tvoří uzavřený prstenec po celém obvodu stadionu, a to v celé půdorysné ploše tribun.

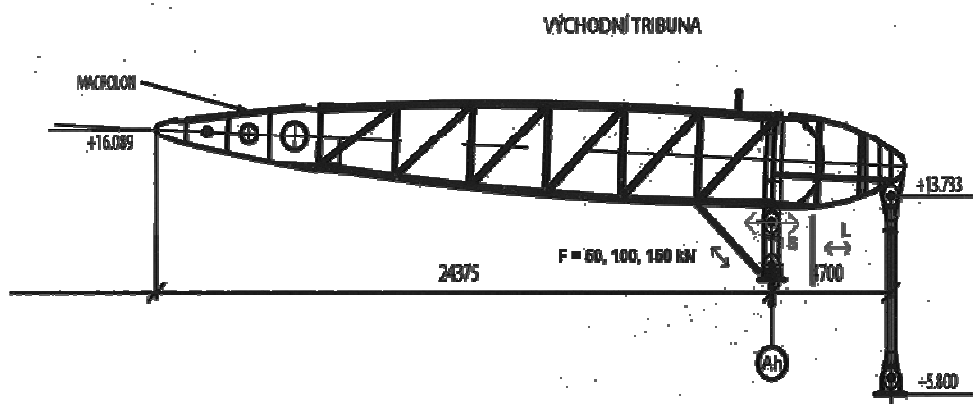
Důvodem zkoušky bylo zjištění deformací střešní konstrukce vyvozené proudícím vzduchem. Především ve východní části tribuny může nastat situace, že rychlost proudu vzduchu mezi tribunou a spodní plochou střechy bude výrazně vyšší než při horním povrchu střechy. Střecha tak bude přitěžována zvýšeným sáním při dolním povrchu. Rozhodující pro stabilitu celé konstrukce je vodorovná tuhost prstence. Během výstavby došlo ke změně projektu a podhledový trapézový plech byl nahrazen dřevěnými prkny a bylo obtížné stanovit horizontální tuhost výpočtem. Skutečná tuhost tak byla zjištěna zatěžovací zkouškou.



Obr. 1.: Charakteristické řezy konstrukcí střechy

2.2. Zadání zkoušky

Požadavkem zatěžovací zkoušky bylo zjištění relativního posunu horních čepů stojek vůči spodním čepům - vyklonění stojek (obr. 2 – označeno S) a absolutního posunu dolních čepů stojek – odtažení konstrukce tribuny – vůči sousedním dilatačním polím tribuny (obr. 2 – označeno L). Vodorovné zatížení v oblasti dvou středních vazníků východní tribuny mělo být 2 x 100 kN ve třech postupných krocích. Po konzultaci se zadavatelem zkoušky bylo dohodnuto, že vodorovné zatížení bude do konstrukce vneseno pomocí vložené šikmé vzpěry, ve které bude vyvozen tlak postupně 50, 100 a 150 kN.



Obr. 2.: Schéma zatěžovací zkoušky

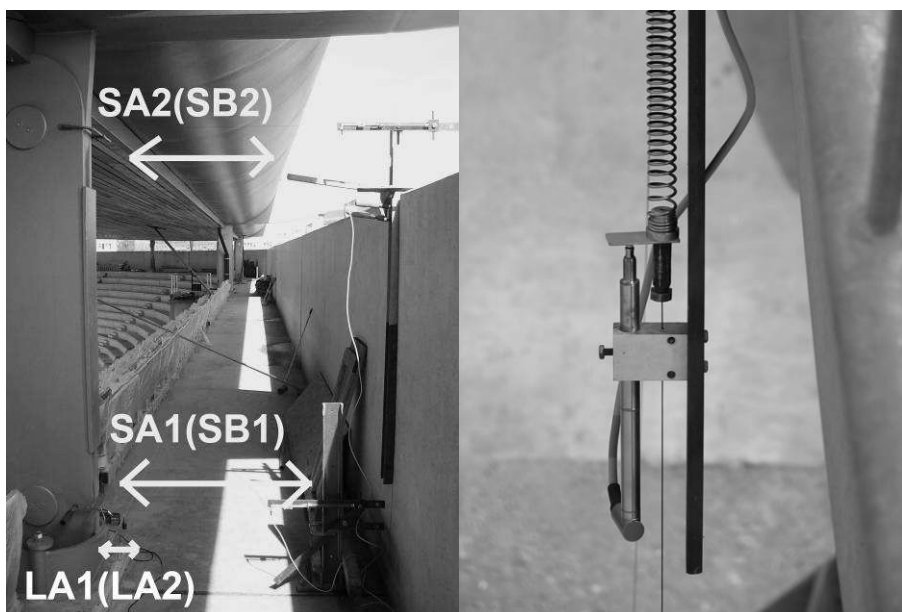
2.3. Sestavení měřicího systému

K monitorování relativního posunu horního vůči spodnímu čepu stojek A a B (obr. 3) byly použity indukční snímače dráhy firmy Hottinger Baldwin Messtechnik WA/20. Při měření bylo jádro snímače spojeno s měřeným bodem pomocí ocelové struny. Soustava struna – snímač - předpínací pružina byla na jednom konci ukotvena v měřeném bodě na nosné konstrukci čepu stojky, na druhém konci byla tato soustava upevněna na konstrukci okolní stěny (obr. 4). K získání požadované hodnoty byly měřeny posuny obou čepů stojek ke zmíněné stěně, ze kterých byl následně proveden rozdíl.

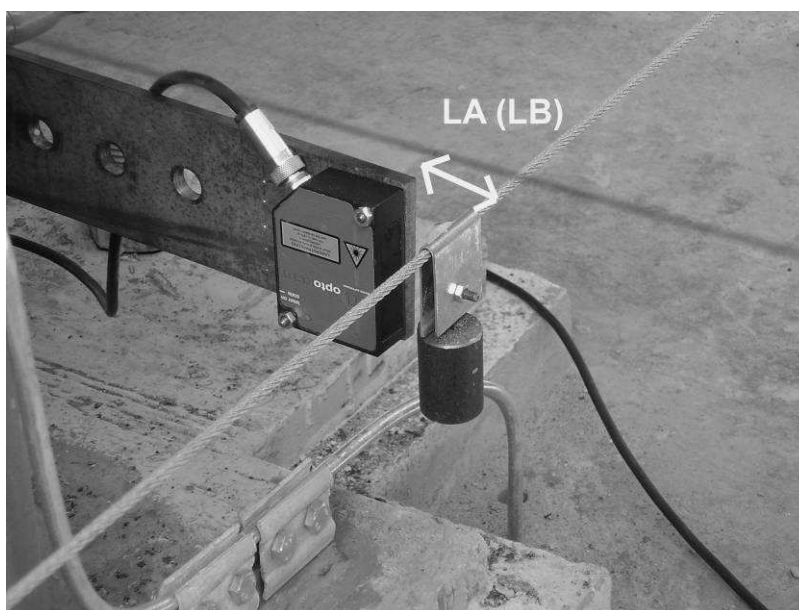
Absolutní posun dolních čepů stojek A a B byl měřen bezkontaktní metodou pomocí laserových snímačů dráhy optoNCDT ILD1400-5 sledujících vzdálenost měřených bodů od lanka nataženého mezi stojkami sousedních dilatačních polí tribuny (obr. 5). Na takto nataženém lanku byly zavěšeny odrazné destičky pro odraz signálu laserových snímačů.



Obr. 3.: Měřené stojky

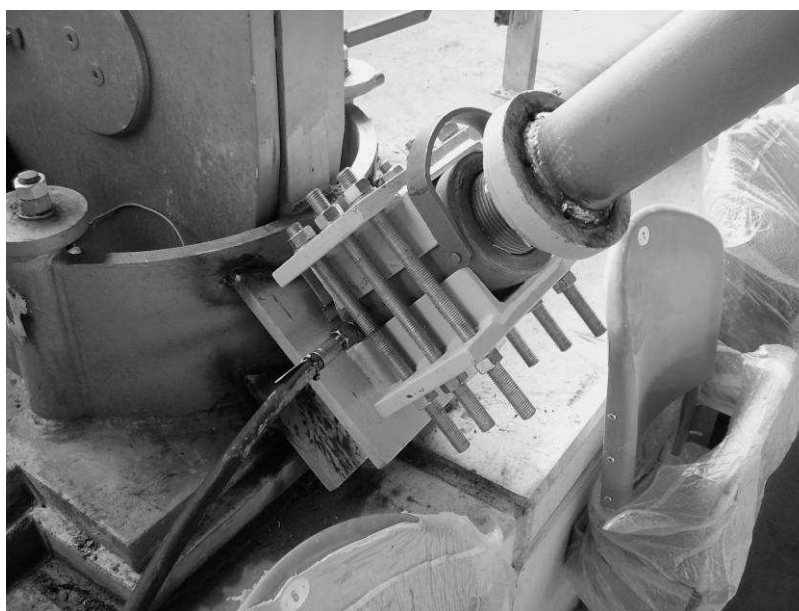


Obr. 4.: Měření relativního posunu horního čepu stojky (snímač – struna – pružina)



Obr. 5.: Měření absolutního posunu celé stojky vůči sousednímu dilatačnímu poli tribuny

Střecha byla zatížena dvojicí vodorovných sil. Síly působily současně při dolním pase středních vazníků, kam byly vnášeny prostřednictvím šikmých vzpěr. Síly byly vyvozovány dvojicí hydraulických válců, které byly pomocí přírub, speciálně vyrobených pro tento konkrétní případ zkoušky, vloženy do těchto šikmých vzpěr. Zatěžovací válce byly napojeny na hydraulické pumpy s odečítáním hodnot z manometrů (obr. 6).



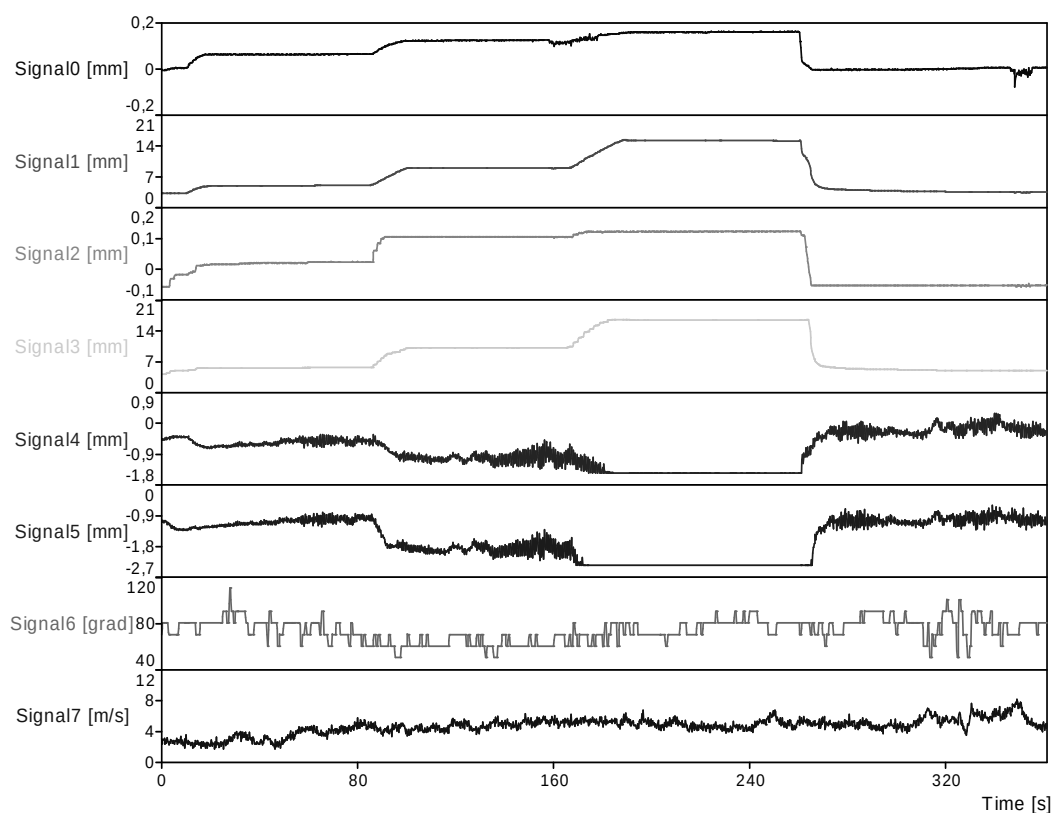
Obr. 6.: Hydraulický zatěžovací válec vsazený do šikmé vzpěry

Oba hydraulické válce bylo nutné předem nakalibrovat v laboratoři, aby byl zjištěn přepočít tlaku oleje v soustavě, který ukazovaly manometry na výslednou sílu válce v kN.

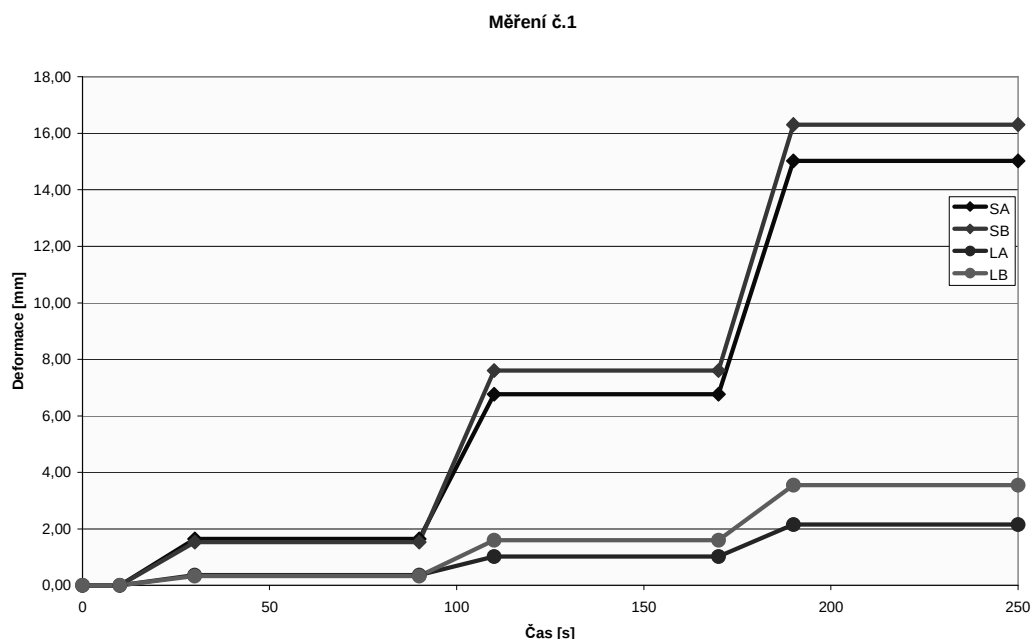
Požadavkem zadavatele zkoušky byl také fakt, že celá zkouška bude provedena za bezvětří, aby do konstrukce nebyly vnášeny přidané síly. Rychlost větru byla proto monitorována anemometrem ANA 954 umístěným nad střechou tribuny. Celé měření bylo ještě doplněno monitorováním průběhu teploty prostředí pomocí platinových teploměrů Pt 100 typ A. Všechna snímaná data byla napojena na ústřednu Dewetron DEWE5000. Tato ústředna je určena k měření statického a dynamického chování sledovaných objektů. Pro každý snímač je vkládána jeho konstanta K, takže měřené hodnoty jsou pak přímo uváděny ve fyzikálních jednotkách sledovaných veličin.

2.4. Průběh zkoušky

Zatěžování probíhalo postupně ve třech krocích dle rozlišení stupnice manometru na hydraulickém systému pumpa-manometr-hydraulický válec v hodnotách 35, 70 a 105 Atm což odpovídalo skutečnému tlaku v šikmých vzpěrách v hodnotám 54, 111 a 168 kN (požadavek byl 50 kN, 100 kN a 152 kN). Při každém zatěžovacím stupni byla síla vnášena do konstrukce po dobu 60 s. Po odlehčení konstrukce byla změřena trvalá deformace zatěžované konstrukce. Stejný postup zatěžování byl opakován celkem třikrát. Před prvním zatěžovacím cyklem byly všechny snímače vytárovány na nulovou hodnotu. Po odlehčení konstrukce, tak bylo možné rovnou odečíst trvalé deformace. Jednotlivé záznamy mají podobu uvedenou na obrázku 7 a 8, kdy byly v daném úseku zaznamenávány paralelně hodnoty ze všech měřících snímačů.



Obr. 7.: Neupravené hodnoty naměřené ze všech snímačů během zatěžovacího cyklu



Obr. 8.: Průběhy deformací zatěžovacího cyklu

2.5. Vyhodnocení zkoušky

Začátkem roku 2008 proběhla zatěžovací zkouška ocelové konstrukce střechy východní tribuny stadionu Slavie Praha, jejíž účelem bylo zjištění skutečné tuhosti střechy. Zkouška proběhla ve třech zatěžovacích cyklech, kdy bylo do konstrukce přes šikmou vzpěru vnášeno zatížení. Při maximálním zatížení vykazovaly deformace cca polovičních hodnot, než byla maximální výchylka stanovená porovnávacím výpočtem, který vycházel z horizontální tuhosti prstence střechy potřebné pro bezpečné zajištění stability konstrukce namáhané nejnepríznivější kombinací zatížení.

3. Měření deformací ocelové konstrukce radarové věže

3.1. Popis zkoušené konstrukce radarové věže

Nově postavená radarová věž na letišti v Praze Ruzyni podle návrhu architekta V. Miluniče je konstruována jako lehká příhradová konstrukce vetknutá do základu. Centrální příhradový dřík je trojúhelníkového průřezu, kolem kterého stoupá schodiště až ke kruhové plošině v úrovni 14,98 m. Na této plošině je umístěna místnost obsluhy radaru a na ní je pak uložena konstrukce radomu. Vně místnosti je kolem plošiny umístěn ochoz pokrytý roštem. Centrální dřík radaru je doplněn ve třech svislých rovinách příhradovými vzpěrami. Během stavby radarové věže se ukázalo, že tuhost konstrukce v kroucení není dostatečná a od klimatického zatížení větrem docházelo k pootáčení celé věže kolem svislé osy doprovázené náklonem kruhové plošiny od vodorovné roviny. Z tohoto důvodu byla celá konstrukce doplněna ocelovými výztuhami ve tvaru písmene X ze všech tří stran trojboké konstrukce (obr. 9).

3.2. Zadání zkoušky

Požadavkem zatěžovací zkoušky bylo zjištění pootočení horní kruhové plošiny radarové věže kolem svislé osy od klimatického zatížení větrem a současně zjištění jejího náklonu ve vodorovné rovině. Zkouška byla rozdělena do dvou etap. První měření bylo provedeno ještě před osazením skořepinové kopule vlastního skenovacího zařízení a druhá etapa měření byla provedena po dokončení celé stavby (obr. 9). Požadavek zadavatele byl zjištění deformací až do rychlosti větru 140 km/h.



Obr. 9.: Nová věž radaru před a po dokončení s osazenými výztuhami ve tvaru X

3.3. Sestavení měřicího systému

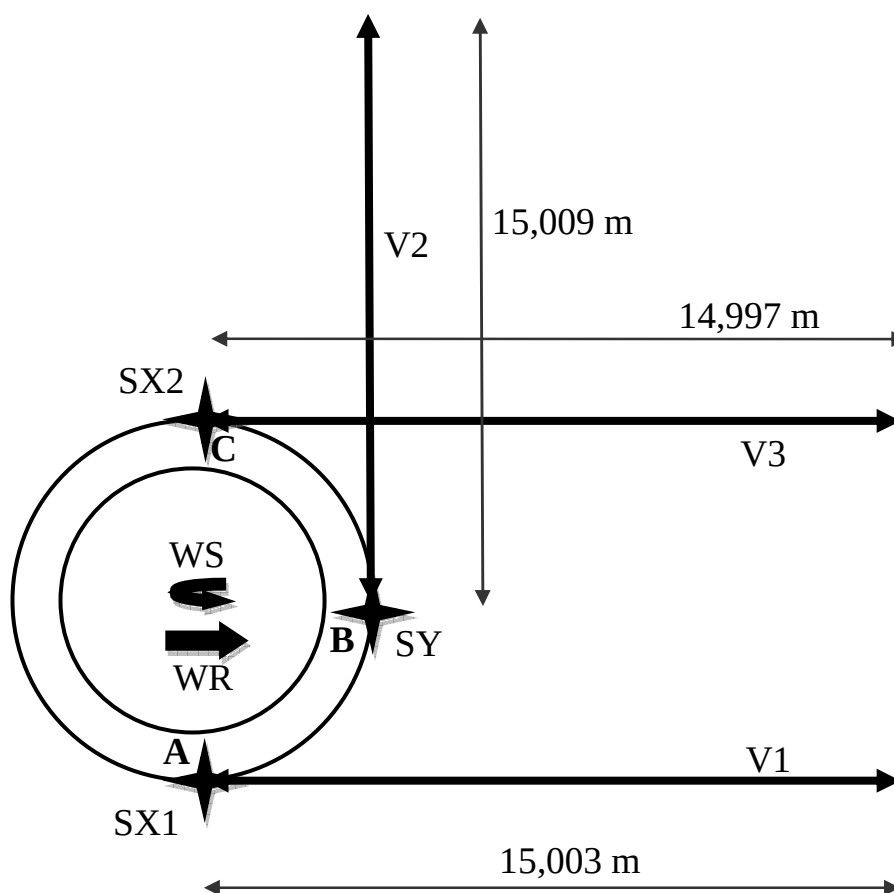
Ke zjištění pootočení radarové plošiny bylo využito šikmých záměr (pod úhlem 45°) a stejného měřicího systému snímač – struna – předpínací pružina jako v předchozím případě. I zde byly použity indukční snímače dráhy firmy Hottinger Baldwin Messtechnik WA/20. Jediný rozdíl v osazení byl ten, že snímač byl v tomto případě umístěn na konstrukci věže a pevný vztažný bod byl vytvořen v okolním terénu (obr. 10). K získání požadované hodnoty pootočení bylo využito jednoduchého matematického přepočtu z šikmé na vodorovnou záměru. Pomocí stejného měřicího systému byly měřeny i svislé záměry ke zjištění náklonu radarové plošiny. Měřené body byly zvoleny ve třech místech po obvodě ochozu věže radaru, pomyslně rozděleného na čtvrtkruhy. Šikmé záměry byly orientovány k ochozu jako tečny, pro nejlépe možné zachycení torzního pohybu ochozu resp. celé věže radaru (obr. 11 a 12).

Snímač rychlosti a směru větru (anemometr) byl umístěn nad konstrukcí budovy přilehlé k věži radaru, v dostatečné vzdálenosti od samotné věže, kde tento snímač nebyl „stíněn“ žádnou jinou konstrukcí. Nulový azimut směru větru byl orientován na sever.

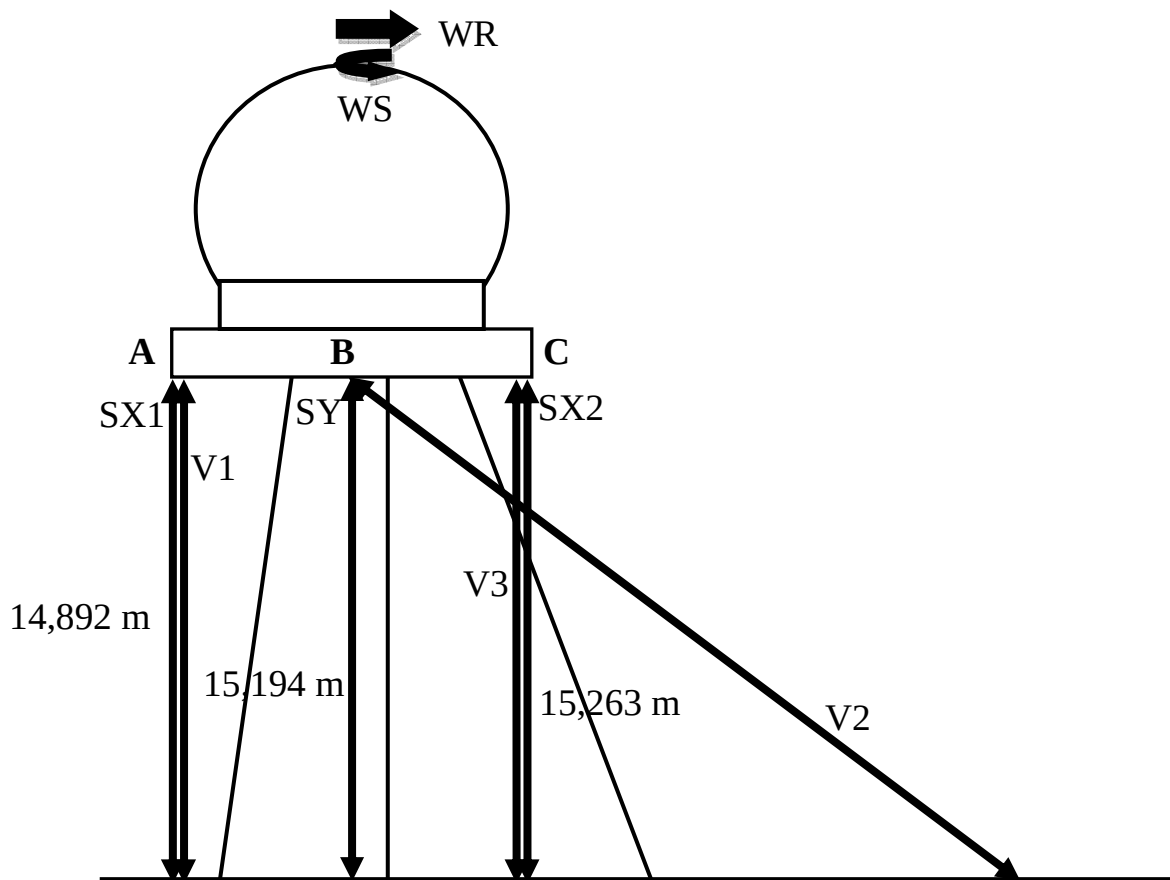
Součástí měření byl i záznam teploty jak konstrukce, tak i teploty okolního vzduchu ve stínu. Na konstrukci byly umístěné dva teploměry na ochozu a to jeden na jižní straně konstrukce a jeden na severní straně konstrukce.



Obr. 10.: Uchycení snímačů na konstrukci věže radaru



Obr. 11.: Půdorysné rozmístění měřených bodů



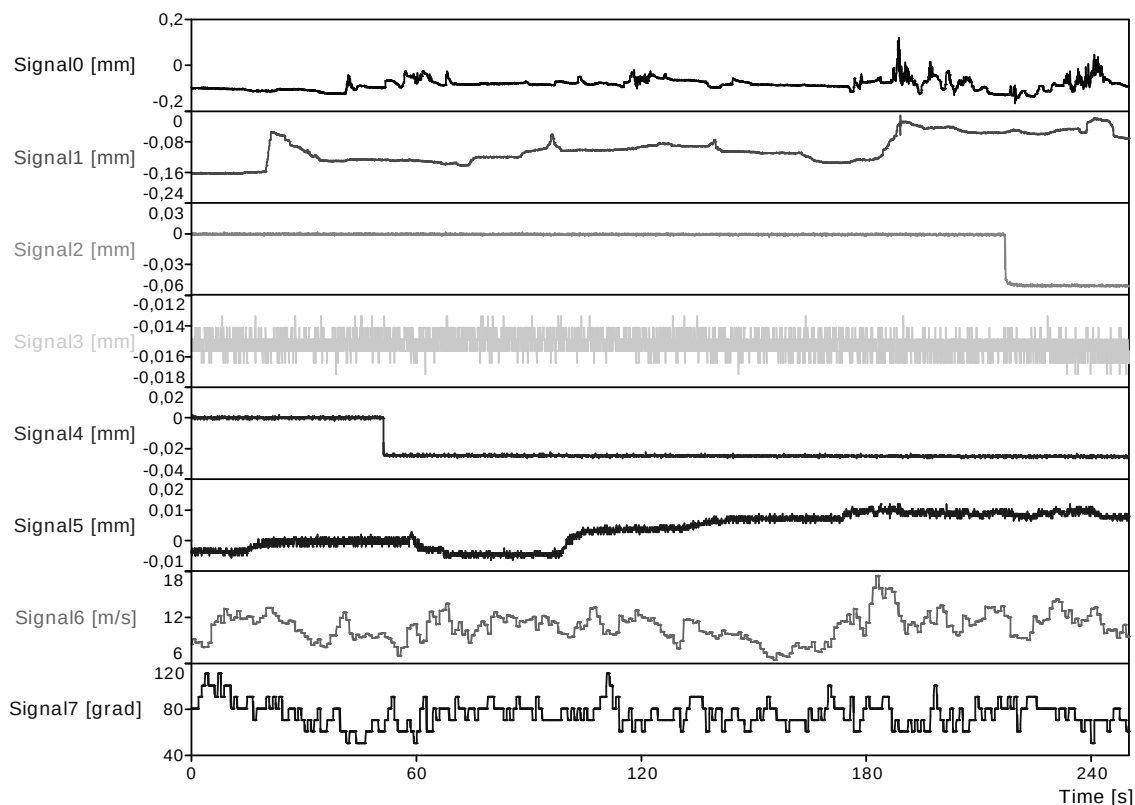
Obr. 12.: Rozmístění měřících bodů v pohledu

3.4. Průběh zkoušky

Během všech měřících dnů na věži radaru bylo provedeno 500 záznamů vždy v délce 300 sekund s frekvencí záznamu 100 Hz. Všechny záznamy byly uloženy a archivovány. Rychlost větru se v měřených dnech pohybovala v rozmezí 0 – 17,4 m/s (0 – 63 km/h). Jednotlivé záznamy mají podobu uvedenou na obrázku 13, kdy byly v daném úseku zaznamenávány paralelně hodnoty ze všech měřících snímačů.

Na obrázku 13 je záznam, kdy byla zaznamenána největší rychlost větru ze všech měřících dnů. Během tohoto záznamu v délce 300 s (5 min) se rychlost větru pohybovala v rozmezí 6,4 – 17,4 m/s což odpovídá rychlostem větru 23,0 – 62,6 km/h.

Jednoznačnou závislost jednotlivých posunů na rychlosti větru nebylo možné provést. Důvod proč tuto závislost nelze provést je ten, že směr větru není konstantní. Při stejné rychlosti větru, ale s různým azimutem dochází k rozdílným posunům. To je zřejmě způsobené rozdílnou plochou jednotlivých součástí konstrukce věže radaru v daném směru, která je větrem zatěžována.



Obr. 13.: Hodnoty měřeného úseku s největší zaznamenanou rychlostí větru

3.5. Vyhodnocení zkoušky

Při měření věže radaru byla zaznamenána nejvyšší rychlost větru 17,4 m/s (62,6 km/h). V měřeném úseku, kdy byla tato maximální rychlost naměřena, došlo i k maximálnímu posunu bodu po obvodě ochozu (po kruhovém oblouku). Z dodaných podkladů bylo dáno maximální možné pootočení věže radaru kolem svislé osy o 0,08°. Naměřená hodnota dosahovala cca 0,006 povolené hodnoty při rychlosti větru 62,6 km/h a dá se předpokládat, že mezní hodnoty nebude dosaženo ani při rychlosti větru 140 km/h.

Stejně jako pootočení byl v dodaných podkladech dán maximální náklon plošiny věže radaru, a to 0,16°. I v tomto případě byla maximální naměřená výchylka cca 0,02 povolené hodnoty a dá se i v tomto případě předpokládat, že mezní hodnota nebude dosažena ani v případě extrémní rychlosti větru 140 km/h.

4. Závěr

Experimentální centrum stavební fakulty ČVUT v Praze provedlo zatěžovací zkoušky ocelových konstrukcí na stadionu Slavie Praha v Edenu a radarové věže na pražském Ruzyňském letišti. Zkoušky prokázaly spolehlivost a bezpečnou stabilitu obou nově postavených staveb. Naměřené deformace mnohdy i několikanásobně splňovaly požadavky dané statickým výpočtem či dané bezpečným a spolehlivým provozem instalovaných zařízení.

Literatura

- [1] LITOŠ, J.: Protokol č. 181136 Zatěžovací zkouška střechy – fotbalový stadion Slavii Praha z 24. 4. 2008, ČVUT v Praze, Fakulta stavební – Experimentální centrum, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, 15s.
- [2] LITOŠ, J.: Protokol č. 181003 Zatěžovací zkouška věže radaru – letiště Ruzyň, Praha 6 ze 7. 1. 2008, ČVUT v Praze, Fakulta stavební – Experimentální centrum, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, 14s.

Kontakt

Ing. Jiří Litoš, Ph.D., tel: 00420 224 355 429, e-mail: litos@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, ČVUT v Praze – fakulta stavební, Thákurova 7, 166 29 Praha 6.

Prof. Ing. Petr Konvalinka, CSc., tel: 00420 224 354 499, e-mail: petr.konvalinka@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, ČVUT v Praze – fakulta stavební, Thákurova 7, 166 29 Praha 6.

Bc. Pavel Heinrich, tel: 00420 224 354 351, e-mail: pavel.heinrich@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, ČVUT v Praze – fakulta stavební, Thákurova 7, 166 29 Praha 6.

Radek Litoš, tel: 00420 224 354 351, e-mail: radek.litos@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, ČVUT v Praze – fakulta stavební, Thákurova 7, 166 29 Praha 6.

III.

ZKOUŠENÍ V GEOTECHNICE



NEDOSTATKY A CHYBY GEOTECHNICKÉHO PRŮZKUMU

THE INADEQUACIES AND ERRORS OF GEOTECHNICAL INVESTIGATION

Vladislav Horák

Ústav geotechniky FAST VUT v Brně

Anotace:

Článek se zabývá základními nedostatky a chybami vznikajícími při realizaci geotechnického průzkumu určeného především pro potřeby návrhu a realizace základů staveb. Uvádí základní rozdělení nedostatků a chyb vznikajících při geotechnickém průzkumu – od neprovedení průzkumu přes malý či neúplný rozsah průzkumu, nevhodné umístění sond a jejich nedostatečnou hloubku či nevhodný způsob hloubení, nesprávné vyhodnocení průzkumu, špatnou spolupráci projektanta a geotechnika, nesprávné provedení zkoušek až po podcenění vlivu podzemní vody.

Annotation:

The paper is focused on essential problems of site investigation and potential failures caused by incorrectly completed investigation of foundation ground preceding a construction. The paper systematically explains usual errors of ground investigation. It deals mostly with insufficient range of investigation activities, depth of survey working, methods of sampling and workflow of soil/rock/water samples, testing of samples, communication between the designer and geotechnical engineering or geologist and ground water effect on foundation ground properties and behaviour. Usual survey errors are documented on structure failures resulting from incorrectly completed investigation.

Klíčová slova: Geotechnický průzkum, chyba, nedostatek, sonda, geologie

Keywords: Geotechnical investigation, geotechnical survey, inadequacy, error, boring, geology

1. Úvod

Chyby a nedostatky geotechnického průzkumu jsou „klasickým“ tématem geotechniky. Je nutné se jich vždy vyvarovat. Stojí totiž **na začátku** řetězce: **záměr-průzkum-návrh-realizace-používání**. Má-li stavební konstrukce vyhovět svou funkcí řadu let (u inženýrské konstrukce až 100 let!), je nutné, aby byl průzkum realizován bez nedostatků a chyb.

Podle Plcha [1] je jen u základových konstrukcí nekvalitní průzkum příčinou značného množství poruch (viz Tab.1).

Tabulka 1: Příčiny poruch základových konstrukcí [1]

Příčiny poruch základové konstrukce (v etapě):	Typ základu	
	Plošný	Hlubinný
Průzkum	10 ÷ 25 %	5 ÷ 10 %
Návrh	40 ÷ 50 %	25 ÷ 35 %
Výroba	10 ÷ 20 %	50 ÷ 70 %
Ostatní vlivy	20 ÷ 25 %	2 ÷ 5 %

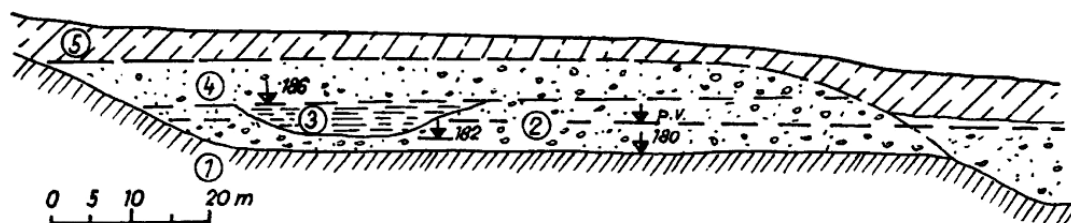
2. Rozdělení chyb a nedostatků geotechnického průzkumu

2.1. Neprovedení průzkumu vůbec

Je typické především pro starší objekty – tzn. postavené přibližně před 2. světovou válkou a dříve. Tehdy bylo obvykle považováno za postačující jen vizuální posouzení základové půdy v otevřené stavební jámě. Pokud byla na základě zkušenosti základová půda uznána za vyhovující, nebyl obvykle zájem zjišťovat její složení a stav ve větší hloubce. V současnosti jsou takové případy jen minimální (i když po r. 1989 mírně vzrostly). Pokud nastanou, tak převážně u drobnějších obytných nebo občanských staveb, jejichž investoři se snaží za každou cenu ušetřit.

2.2. Malý rozsah průzkumných prací

Je dnes již typičtější. Vede často k nesprávné představě o skladbě a vlastnostech podloží (obr. 1). Jestliže náklady na stavebně-geologický průzkum by měly ideálně činit pro běžný stavební objekt (bytová či občanská stavba) cca 0,6 % a pro náročné inženýrské dílo (VD, JE, podzemní stavba, dálnice nebo rychlá železnice) až cca 2 % z celkového objemu investice, tak ve skutečnosti je tento rozsah naplněn jen málokdy. Snahou investorů je náklady minimalizovat, často právě především za cenu redukce provedených průzkumných prací. Zvláštní kapitolou je průzkum pro 3. geotechnickou kategorii. Rozsah takového průzkumu je omezován resp. toto ustanovení ČSN 73 1001/1988 resp. ČSN EN 1997-1/2006 a ČSN EN 1997-2/2007 bývá dosti často obcházeno. Častým důvodem malého rozsahu průzkumu bývá i nedostatek času pro podrobný či doplňkový průzkum. I proto ČSN EN 1997-1/2006 (73 1000) vyžaduje stanovení GT kategorie co nejdříve, poněvadž **charakter a rozsah průzkumu odpovídá GT kategorii**.



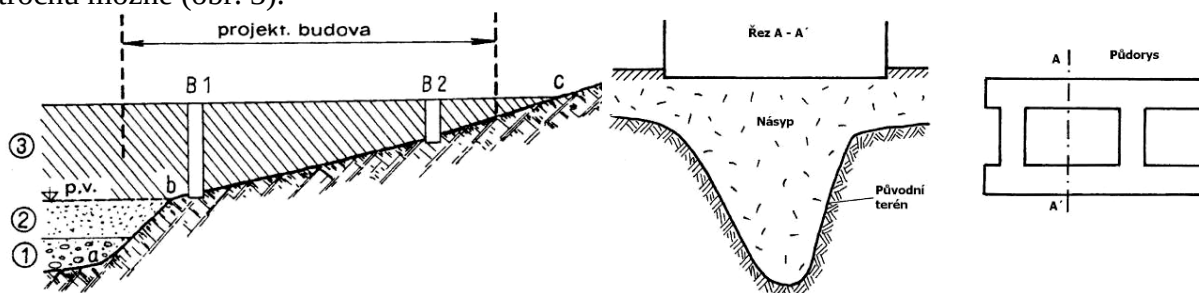
Obr. 14.: I staré písčité štěrky je třeba sondovat hustou sítí sond, je-li podezření, že se v nich vyskytují staré meandry (přehloubená koryta) vyplněné neúnosnými organickými náplavy.
1 – ordovické břidlice, 2 – štěrky, 3 – organické náplavy, 4 – písek se štěrkem, 5 – násyp
(podle Záruby a Mencla, 1974)

2.3. Neúplný (nedokončený) průzkum

Může způsobit škody takového rozsahu, jako by se průzkum neuskutečnil vůbec. Typické je to pro chvat při souběhu projektových prací a průzkumu, když projektant vychází pouze z odhadů. Průzkum je pak omezen pouze na základní zjištění, v lepším případě potvrzující některé odhadnuté předpoklady, v horším nebývá průzkum, dokončen vůbec. Lze sem přiřadit i průzkum postrádající některé základní údaje (např. nezjištění přítomnosti balvanů, silných kořenů či fosilních kmenů stromů ve fluviálních a glaciálních vrstvách, zanedbání pyrotechnického průzkumu, zanedbání radonové prospekce). Chybou může být i zahájení průzkumu v lokalitách s nejasnými vlastnickými vztahy; to často vede právě k jeho nedokončení.

2.4. Nevhodné umístění průzkumných sond

Může i v jednoduchých geologických podmínkách způsobit řadu problémů. Klasické doporučení říká hloubit průzkumné sondy nejen v prostoru staveniště, ale i v nejbližším okolí (vně) stavby. Ne vždy je to možné dodržet (zastavěné území, majetková držba sousedních pozemků, komunikační nepřístupnost). Mohou pak nastat problémy při neuvážené extrapolaci výsledků průzkumu na okrajové partie konstrukce nebo obvodové nosné prvky (obr. 2). Sem patří i případy, kdy staveniště souvislou sítí průzkumných sond prostě pokrýt nelze, např. pro nepřístupnost území nebo jeho částí; potom se často sonduje pouze tam, kde je to alespoň trochu možné (obr. 3).

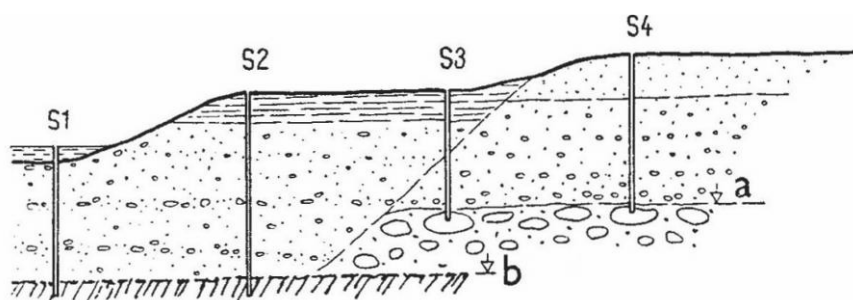


Obr. 15.: Nevhodné umístění sond uvnitř staveniště místo na jeho obvodu. V úseku a-b skalní podloží klesá příkřeji, než se podle sond B1 a B2 předpokládalo. 1 – štěrky, 2 – písky, 3 – násyp (Q. Záruba a V. Mencl, 1974)

Obr. 16.: Skutečná tloušťka stlačitelného násypu byla mnohem vyšší, než mohlo být ověřeno máločetným sondováním (M. Masarovičová a J. Jesenák, 1993)

2.5. Nedostatečná hloubka průzkumných sond (nedovrtání)

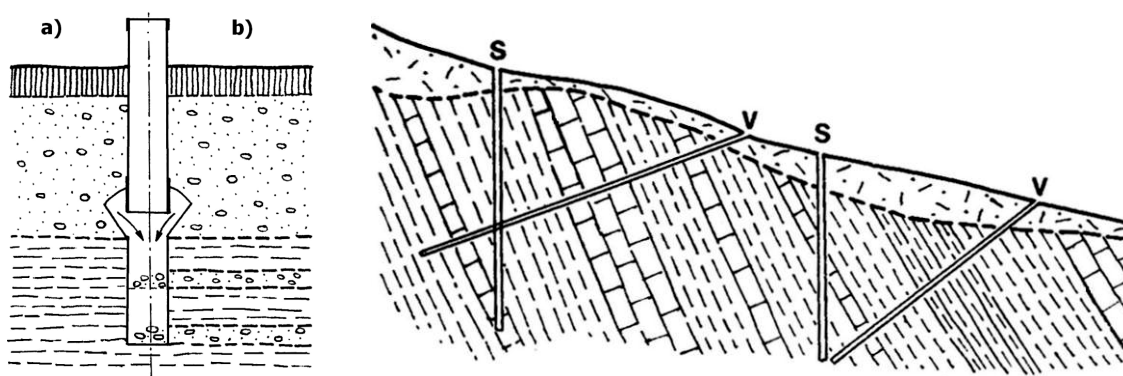
Často důsledek šetření, unáhleného ukončení vrtu nebo provozních potíží při vrtání. Ve spojení s nevhodnou interpretací může být velmi vážné. Sondy by měly být tak hluboké, aby bylo spolehlivě ověřeno geologické (skalní, poloskalní) podloží. Je-li podloží příliš hluboko, je nutné sondovat minimálně do hloubky deformační zóny pod základovou spárou objektu. Geolog proto musí mít již na počátku průzkumu přiměřené informace o navrhovaném objektu (rozměrech, hloubce založení, provozních požadavcích, zatížení). Často až na místě samém je nutné rozhodnout, zda je sonda dostatečně hluboká. V kopaných sondách je tato úloha jednoduchá – povrch podloží je zřejmý. Správné určení podloží z výnosu vrtů však vyžaduje zkušenost. Za dostatečně průkazný je považován průnik 0,5 ÷ 1 m do pevné podložní horniny (obr. 4).



Obr. 17.: Nesprávné určení povrchu skalního podloží vrtanými sondami. Sondy S3 a S4 byly předčasně ukončeny na balvanech. a – mylně předpokládané podloží, b – skutečné podloží (Q. Záruba a V. Mencl, 1974)

2.6. Pochybná technologie hloubení sond

Bývá zdrojem značných omylů. U vrtaných sond je nutné trvat na vhodných technologiích sondování. Nejvhodnější jsou kopné práce a jádrové vrtání (ve skalních a poloskalních horninách dvojitou resp. i trojitou jádrovnicí). Málo vhodné až nevhodné je nárazovotočivé vrtání či dokonce vrtání bezjádrové. Důležité je správné vystrojení sond, především pažení (obr. 5 a 6), vhodný výplach příp. vrtání nasucho. Nepříjemné může být zanedbání likvidace průzkumných děl (hutněným zásypem, tamponáží, cementací) či zanedbání nebezpečí zaplynování výrony metanu. Žádoucí je u těchto prací **osobní přítomnost geologa**; při významných průzkumech má být zaveden odborný dozor. **Pro kvalitu sond má mimořádný význam přístup vrtníka** nebo předáka čety. Důležité je průběžné konzultování nasazené technologie sondování a porovnávání výsledků sondování s údaji v denním hlášení vrtníka a v „Technické zprávě o průzkumných pracech“. Při nedodržení dohodnutých postupů je nutné bez prodlení zjednat nápravu. **Technické práce průzkumu by měly být zadávány pouze spolehlivým a zkušeným firmám.**



Obr. 18.: Zkreslení profilu jako důsledek nezapažení celé vrstvy stěrků.

a) skutečný profil, b) nesprávný profil (Tkaný, 1966)

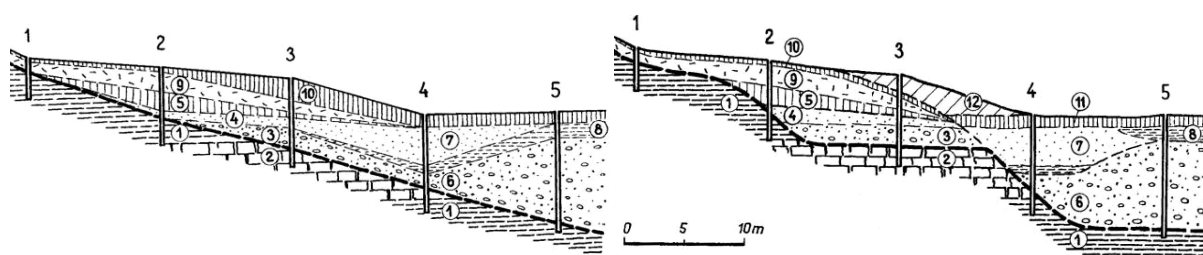
Obr. 19.: Při strmě uložených vrstvách jsou vhodnější šikmé jádrové vrty (V) než svislé (S), které mohou zastihnout jen malou část souvrství a jejichž výnos může být uložením souvrství negativně zkreslen (Záruba a Mencl, 1974)

2.7. Zanedbání průzkumu základů starých staveb a inženýrských sítí nebo jejich reliktů

Nastává obvykle v intravilánu, často v historické zástavbě. V kulturních vrstvách i v hlubším podzákladí lze očekávat řadu neznámých objektů různého stáří – archeologické nálezy až objekty novodobé (sklepy, stoky, chodby, zakryté potoky, studny, zbytky základů staveb, hřbitovy, smetiště, různé nefunkční i funkční inženýrské sítě). Ty mohou významně ovlivnit návrh a provádění základů nových objektů i ukládání inženýrských sítí. Závažné je to i při návrhu a realizaci podzemních staveb tunelářským způsobem či při mikrotunelování. Klasické sondování vrty nebo penetrací je jen záležitostí bodovou a nemusí překážky vůbec zachytit. Řešením je nasazení moderních geofyzikálních metod (gravimetrie, georadaru, termometrie) s veškerými problémy jejich složité interpretace. Průzkumné práce je současně nutné doplnit stavebně-historickým průzkumem území či objektu, včetně zkoumání stavebních materiálů a jejich zdrojů. **Nebezpečím pro průzkum mohou být v této souvislosti různé „senzibilové“.**

2.8. Nesprávné či nekomplexní vyhodnocení průzkumu

Sondovací práce je možné označit za úspěšně dokončené, až tehdy jsou-li zpracovány ve srozumitelné formě pro potřeby projektanta i realizátora stavby. Příklad, kdy byly terénní průzkumné práce (sondy, zkoušky) provedeny důkladně, ale GT posudek nezohlednil veškeré relevantní okolnosti nastává poměrně zřídka. Nastanou-li problémy, tak především nesprávnou konstrukcí IG profilů (obr. 7 a 8) a dále při přecenění některých dílčích výsledků a podcenění existujících rizik. Interpretace výsledků sondování musí vždy respektovat zákonitosti geologického a historického vývoje lokality s případným přiměřeným zjednodušením pro tvorbu geotechnického modelu prostředí. Je tedy nutné, **aby průzkum prováděly a vyhodnocovaly kvalifikované a zkušené osoby.** U mladších specialistů je významné jejich řízení, vedení a kontrola. Dost častým případem je nesprávná interpretace výsledků geofyzikálního průzkumu či jeho ovlivnění parazitními jevy.



Obr. 20.: Příklad nesprávného sestrojení geologického profilu ze sond (pouze podle zásad geometrie, se zanedbáním geneze). 1 – křídové slíny, 2 – pískovce, 3, 4 – písky a štěrky horní terasy, 5 – sprašové hlíny, 6 – písčité štěrky údolní terasy, 7 – písky, 8 – holocenní jílovité náplavy, 9 – svahová suť, 10 – recentní půdní profil, 11 – povodňové hlíny, 12 – hlinitá navážka

Obr. 21.: Správně sestrojený profil z týchž sond (Q. Záruba a V. Mencl, 1974)

2.9. Nesprávný odběr vzorků a nesprávná manipulace s nimi

Porušuje stav materiálu. Problematické je nasazení těžkých souprav, které mohou vyvozovat dynamické účinky v prostředí. Důležitá je technologie odběru vzorků zemin, hornin i vody. Odběr vzorků musí být šetrný (tenkostěnné odběrné přístroje). Dokumentační i zvláštní vzorky musí být řádně uloženy do normalizovaných vzorkovnic resp. do ochranných obalů. Manipulace se vzorky, jejich doprava a uložení musí probíhat maximálně šetrně (bez otřesů, vzorky nesmí zmrznout, vyschnout a mechanicky se porušit). Vzorky musí být řádně označeny (lokalita, sonda, hloubka, datum, počasí, teplota, vzorkař). Dělení dokumentačního jádrového vzorku je možné pouze po svolení geologa.

2.10. Nevhodná či nesprávná metodika polních a laboratorních zkoušek

Vlastnosti zemin a hornin je vhodné (ve 3. GT kategorii nutné) stanovit na základě přímého testování v laboratoři nebo v poli, ne jen na základě jejich makroskopického popisu. Zkoušky musí co nejvěrněji simulovat podmínky in situ (stav, zatížení, napjatost, rychlost přetváření). Často dochází k záměnám, omylům či zkreslení u mechanických (pevnostních) parametrů (pevnost totální zaměňována s efektivní, nedorozumění ohledně podmínek zatěžování vzorků při smykových zkouškách etc.). **Polní i laboratorní zkoušky by měly být zadávány pouze renomované, dobře vybavené laboratoři s kádrem zkušených pracovníků.**

2.11. Nedostatečná spolupráce projektanta a geotechnika

Nastává v praxi poměrně často. Vždy je důležité, aby projektant jasně formuloval **zadání průzkumu**, geolog musí toto zadání respektovat a hledat **řešení problému**. Projektant by měl vždy dát na doporučení autora GT průzkumu. Ignorování či nepochopení zadání průzkumu jako i podcenění či ignorování doporučení vyplývajících z výsledků průzkumu vede pouze k dalším problémům, poruchám a zbytečným vícenákladům, v horším případě k haváriím a škodám.

2.12. Podcenění účinků podzemní vody

Je specifickou a závažnou skupinou příčin problémů. Nezbytností je spolehlivé ověření přítomnosti p. v. včetně jejího kolísání a chemismu. Nelze ignorovat nebezpečí zvýšení hladiny p. v., především v inundačním území. S tím souvisí i předvídání změn vlastností ovlivněných zemin a hornin (testy ve stavu nasycení vodou). Závažné je podcenění agresivity p. v. na stavební materiály. V prostorech chemických provozů či při riziku kontaminace podloží je žádoucí ověřit reakci podložních zemin a hornin na příslušnou kontaminaci. Násypy, zásypy a obsypy jsou často ohrožovány dlouhodobými neznámými (chemickými) reakcemi, především po styku postižených materiálů s vodou.

3. Závěr

Naprosto zvýšenou pozornost průzkumu si vyžadují staveniště na (nestabilních) svazích, na navážkách, na objemově nestálých zeminách, na poddolovaném území, v inundačním území, na ekologicky znečištěných lokalitách či v seismicky aktivním území!

Poděkování

Článek vznikl díky finanční podpoře výzkumného záměru MSM0021630519 Progresivní trvanlivé nosné stavební konstrukce.

Literatura

- [1] CHLOST, J.: Rekonstrukce základů budov. Praha, VÚPS. 1987.
- [2] ZÁRUBA, Q.; MENCL, V.: Inženýrská geologie. Praha, Academia, 1974 (respektive další edice).
- [3] TKANÝ, Z.: Technika průzkumných prací. Brno, ES VUT. 1966.
- [4] TURČEK, P.: Geotechnické problémy při zakládání staveb. Bratislava, Vydavateľstvo Jaga. 1996. ISBN 80-967095-8-5.
- [5] HORÁK, V.; POSPÍŠIL, P.: Chyby a nedostatky stavebně-geologického průzkumu. In *Zpevňování, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí 2006*. Ostrava, VŠB-TU. 2006. ISBN 80-248-1047-6.
- [6] ČSN EN 1997-1/2006 – Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla.
- [7] ČSN EN 1997-2/2007 – Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy.

Kontakt

Doc. Ing. Vladislav Horák, CSc. tel: 00420 541 147 239, e-mail: horak.vl@fce.vutbr.cz, Ústav geotechniky, FAST VUT v Brně, Veverí 95, 602 00 Brno.

URČOVANIE MODULU PRUŽNOSTI JEMNOZRNÝCH ZEMÍN STUPŇOVITÝM ZAŤAŽENÍM V OEDOMETRI

THE DETERMINATION OF FINE-GRAINED SOIL ELASTIC MODULUS BY INCREMENTAL OEDOMETER TEST

Giang Nguyen

Department of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering,
University of Žilina

Annotation:

The paper deals with determination of soil elastic modulus by cyclic loading and unloading soils in oedometer. The kaolin from ceramic factory Tułowice, Poland (classified by USCS as CI), the clay from Niepołomice, Poland (classified by USCS as CE) have been used for the tests. The kaolin and clay have been loaded and unloaded in oedometer of diameter 65 mm and height 20 mm. Oedometer modulus for same loading and unloading interval being practically equal and their average is accepted as elastic modulus for mentioned interval. It is emphasised that the values of elastic modulus obtained from oedometer tests should be applied only for practical tasks, where the soils loading and unloading conditions are similar as in the tests.

Key words: elastic modulus, oedometer, loading, unloading, kaolin, clay.

1. Introduction

In many tasks of geotechnical practice we need to know the values of soil elastic modulus (another term for it is modulus of elasticity, Young's modulus and it signed generally by E). The necessary of knowing elastic modulus increases with more often use of software packages in geotechnical engineering. The values of the elastic modulus may be obtained from field tests, laboratory tests or also by empirical correlations.

In some tasks from geotechnical practise, where the load area on soil is large (e. g. soils of pavement sub-layers, soils under large size spread foundation) or even load area is not large but soil thickness is small in comparison with it, horizontal deformation of soil is not allowed. The soils of pavement sub-layers, soils under foundation of storage tanks or stores etc. are exposed also by loading, unloading and loading, unloading again (cyclic loading). In such cases, cyclic loading of soil in oedometer can well characterize the real situation. In the following, determination of soil elastic modulus by cyclic loading and unloading soils in oedometer will be introduced.

2. Principle of elastic modulus determination by oedometer test

As we know, an elastic modulus is defined as the ratio of stress (force per unit area) to corresponding strain (deformation) in a material under tension or compression. It is defined as the slope of its stress-strain curve:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (1)$$

Where:

E : elastic modulus [kPa]

$\Delta\sigma$: the change of stress [kPa]

$\Delta\varepsilon$: the change of strain [%] or [-], in this paper [%]

In the Fig. 1 we can see the diagram of oedometer test, where the specimen of soil is incrementally loaded and unloaded.

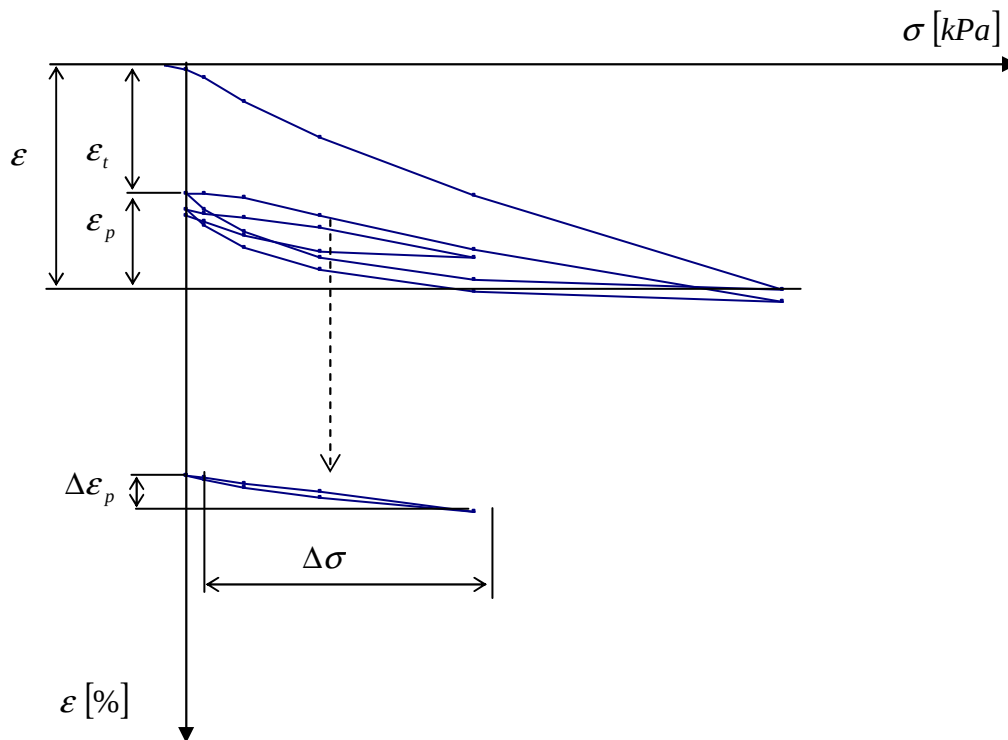


Fig. 1 The determination of elastic modulus by oedometer test [8]

As we can see, for certain cycle, the total linear deformation ε is composed from permanent part (ε_t) and elastic part (ε_p). In the case the specimen is repeatedly loaded and then unloaded, the parts of loading curves and unloading curves could be more closer and closer (see low part of Fig. 1). After certain number of cycles, the deformation can be considered practically as only elastic. At this stage the elastic modulus can be calculated using also Eq. (1), where $\Delta\varepsilon$ will have the value of $\Delta\varepsilon_p$. The value of $\Delta\sigma$ should be chosen taking into account the real change of stress in concrete geotechnical task (e. g. maximum and minimum loading of tank by its filling and emptying, cyclically loading by transport etc.).

We would like to notice, that in the Fig. 1, every value of linear deformation at axis for ε should be calculated in accordance with Slovak Technical Standard STN 72 1027 [6]. It means:

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta h_i}{h_{or}} \quad (2)$$

Where:

Δh_i : the deformation of specimen after loading stage i [mm]

h_{or} : the original height of specimen [mm]

By STN 72 1027, the oedometer modulus for stress interval σ_{i-1}, σ_i is calculated from deformations $s_{i-1,c}, s_{ic}$ at the end of correspondent loading (unloading) stages by formulae:

$$E_u \text{ or } E_f = \frac{h_{or}(\sigma_i - \sigma_{i-1})}{s_{ic} - s_{i-1,c}} = \frac{\sigma_i - \sigma_{i-1}}{\frac{s_{ic} - s_{i-1,c}}{h_{or}}} = \frac{\sigma_i - \sigma_{i-1}}{\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (3)$$

Where:

E_f : the oedometer modulus of overflowed soil specimen [kPa]

E_u : the oedometer modulus of unflowed soil specimen [kPa]

For reconsolidated testing specimen the original specimen height h_{or} replaced by the specimen height after reconsolidation h_r .

Comparing Eq. (1) and Eq. (3) we can see, that physically meanings for elastic modulus E and oedometer modulus E_f and E_u in two formulae are the same. Difference is that when testing to obtain elastic modulus E , lateral expansion is allowed, when testing to obtain oedometer modulus, lateral expansion is constrained. It means that the value of elastic modulus obtained from oedometer tests should be used only for the case, where the load area on soil is large (e. g. soils of pavement sub-layers, soils under foundation of storage tanks or stores) or even load area is not large but soil thickness is small in comparison with it, horizontal deformation of soil is not allowed (see previous chapter).

Calculation of linear deformation ε by Eq. (2) and then using it to calculate oedometer modulus as STN 72 1027 prescribes does not take into account the fact, that soil specimen is consolidated after every loading, so the height of the specimen after every loading should be used as initial height for next loading (this fact is respected by ETC5-D1.97 [1] and PN-88/B-04481 [5], more about this matter is introduced in [2]). In this paper, we will

calculate oedometer modulus by Eq. (3), it means by STN 72 1027, so the physically meanings will be held.

3. Examples

The mentioned procedure was applied to obtain the values of elastic modulus of two kinds of soils. The first soil is kaolin from ceramic factory Tułowice, Poland (classified by USCS as CI, $w = 25.37\%$, $w_L = 39.72\%$, $w_p = 21.15\%$). Kaolin shear strength parameters are $\phi' = 25.80^\circ$, $c' = 5.56$ kPa (obtained by direct shear tests).

The second soil is clay from Niepołomice, Poland (classified by USCS as CE, $w = 61.02\%$, $w_L = 127.90\%$, $w_p = 45.02\%$). Clay shear strength parameters are $\phi' = 17.10^\circ$, $c' = 22.95$ kPa (obtained by direct shear tests).

The kaolin was tested in oedometer by such way that the specimen of kaolin of diameter 65 mm and height 20 mm has been put into oedometer and incremental loaded and unloaded. The time between every loading (unloading) stage was 24h. After certain loading and unloading histories, cycles of loading and unloading have been carried out with the same values of loading and unloading pressures. The values of kaolin specimen deformation under loading and unloading and the values of oedometer modulus for intervals of loading and unloading are in the Table 1 (shortened) and Fig. 2.

The oedometer tests of clay from Niepołomice (CE) have been carried out by similar way. Values of clay modulus for loading and unloading intervals are showed in Table 2. Graphical presentations can be seen in Fig. 3. The values of loading and unloading modulus are closed (small oscillation can be caused by sensitivity of the value of ε on the value of modulus).

It is obviously, that loading and unloading oedometer modulus of clay (CE) and kaolin (CI) are practically constant in last cycles. As we can see, the difference between loading and unloading oedometer modulus at the end of the test for clay (CE) is 0.01 MPa. Kaolin (CI) has relatively big difference between loading and unloading oedometer modulus even at the end of test (2.07 MPa).

The elastic modulus of soils are presented in Table 3. The values of elastic modulus have been calculated as the average value of oedometer modulus for loading and unloading.

4. Conclusions

Values of elastic modulus of soils can be obtained also by cyclic incremental oedometer test. The results of tests show reasonable values of elastic modulus. However, the using of results of such tests should reflect the real case of soil loading and unloading in geotechnical practice.

Concerning using software package in geotechnical engineering, as it is well known, the accuracy at which reality is approximated depends highly on the expertise of the user regarding the modelling of the problem, the understanding of the soil models and the

limitations, the selection of model parameters, and the ability to judge the reliability of the computational results.

Tab. 1 Oedometer test of kaolin (CI) from Tułowice, Poland

Loading	Readings of gauge Nr. 1	Readings of gauge Nr. 2	Average readings	ε	E_{oed} after cycles	Loading (unloading) interval
(kPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(%)	(MPa)	(kPa)
.....						
12.5	4.960	5.285	5.1225	25.61	8.14	12.5-100
100	5.179	5.496	5.3375	26.69	16.60	100-200
200	5.303	5.613	5.4580	27.29	26.58	200-400
400	5.459	5.758	5.6085	28.04	228.57	400-200
200	5.441	5.741	5.5910	27.96	24.54	200-100
100	5.358	5.661	5.5095	27.55	4.90	100-12.5
12.5	5.000	5.304	5.1520	25.76	8.05	12.5-100
100	5.22	5.519	5.3695	26.85	16.95	100-200
200	5.341	5.634	5.4875	27.44	27.78	200-400
400	5.492	5.771	5.6315	28.16	258.06	400-200
200	5.476	5.756	5.6160	28.08	23.81	200-100
100	5.390	5.674	5.5320	27.66	4.96	100-12.5
12.5	5.048	5.310	5.1790	25.90	15.63	12.5-400
400	5.566	5.784	5.6750	28.38	15.02	400-12.5
12.5	5.011	5.307	5.1590	25.80	14.05	12.5-400
400	5.623	5.798	5.7105	28.55	17.11	400-12.5
12.5	5.161	5.354	5.2575	26.29	16.33	12.5-400
400	5.653	5.811	5.7320	28.66	18.41	400-12.5
12.5	5.237	5.385	5.3110	26.56	16.61	12.5-400
400	5.732	5.823	5.7775	28.89	18.41	400-12.5
12.5	5.314	5.399	5.3565	26.78	16.26	12.5-400
400	5.819	5.847	5.8330	29.17	18.15	400-12.5
12.5	5.390	5.422	5.4060	27.03	16.47	12.5-400
400	5.895	5.858	5.8765	29.38	18.13	400-12.5
12.5	5.464	5.434	5.4490	27.25	16.33	12.5-400
400	5.982	5.865	5.9235	29.62	18.45	400-12.5
12.5	5.552	5.455	5.5035	27.52	16.45	12.5-400
400	6.069	5.880	5.9745	29.87	18.52	400-12.5
12.5	5.642	5.470	5.5560	27.78		

Tab. 2 Oedometer test of clay (CE) from Niepołomice, Poland

Loading	Readings of gauge Nr. 1	Readings of gauge Nr. 2	Average readings	ε	E_{oed}	Loading (unloading) interval
(kPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(%)	(MPa)	(kPa)
12.5	0.033	0.071	0.0520	0.26	1.99	12.5-25
25	0.155	0.200	0.1775	0.89	1.59	25-50
50	0.461	0.524	0.4925	2.46	2.17	50-100
100	0.937	0.968	0.9525	4.76	2.76	100-200
200	1.580	1.776	1.6780	8.39	3.84	200-400
400	2.621	2.821	2.7210	13.61	35.56	400-200
200	2.499	2.718	2.6085	13.04	8.18	200-100
100	2.249	2.479	2.3640	11.82	3.62	100-50
50	1.965	2.210	2.0875	10.44	2.07	50-25
25	1.723	1.969	1.8460	9.23	1.20	25-12.5
12.5	1.516	1.759	1.6375	8.19	41.67	12.5-25
25	1.521	1.766	1.6435	8.22	8.13	25-50
50	1.585	1.825	1.7050	8.53	4.76	50-100
100	1.800	2.030	1.9150	9.58	5.46	100-200
200	2.170	2.392	2.2810	11.41	7.09	200-400
400	2.740	2.950	2.8450	14.23	41.03	400-200
200	2.640	2.855	2.7475	13.74	8.51	200-100
100	2.398	2.627	2.5125	12.56	3.98	100-50
50	2.141	2.381	2.2610	11.31	2.14	50-25
25	1.900	2.154	2.0270	10.14	1.37	25-12.5
12.5	1.720	1.968	1.8440	9.22	6.14	12.5-200
200	2.348	2.562	2.4550	12.28	6.00	200-12.5
12.5	1.711	1.948	1.8295	9.15	6.11	12.5-200
200	2.342	2.545	2.4435	12.22	6.11	200-12.5
12.5	1.720	1.940	1.8300	9.15	6.46	12.5-200
200	2.320	2.501	2.4105	12.05	6.28	200-12.5
12.5	1.712	1.915	1.8135	9.07	6.23	12.5-200
200	2.330	2.500	2.4150	12.08	6.52	200-12.5
12.5	1.740	1.939	1.8395	9.20	6.43	12.5-200
200	2.337	2.508	2.4225	12.11	6.48	200-12.5
12.5	1.748	1.940	1.8440	9.22	6.44	12.5-200
200	2.343	2.510	2.4265	12.13	6.53	200-12.5
12.5	1.759	1.946	1.8525	9.26	6.52	12.5-200
200	2.345	2.511	2.4280	12.14	6.53	200-12.5
12.5	1.761	1.947	1.854	9.27		

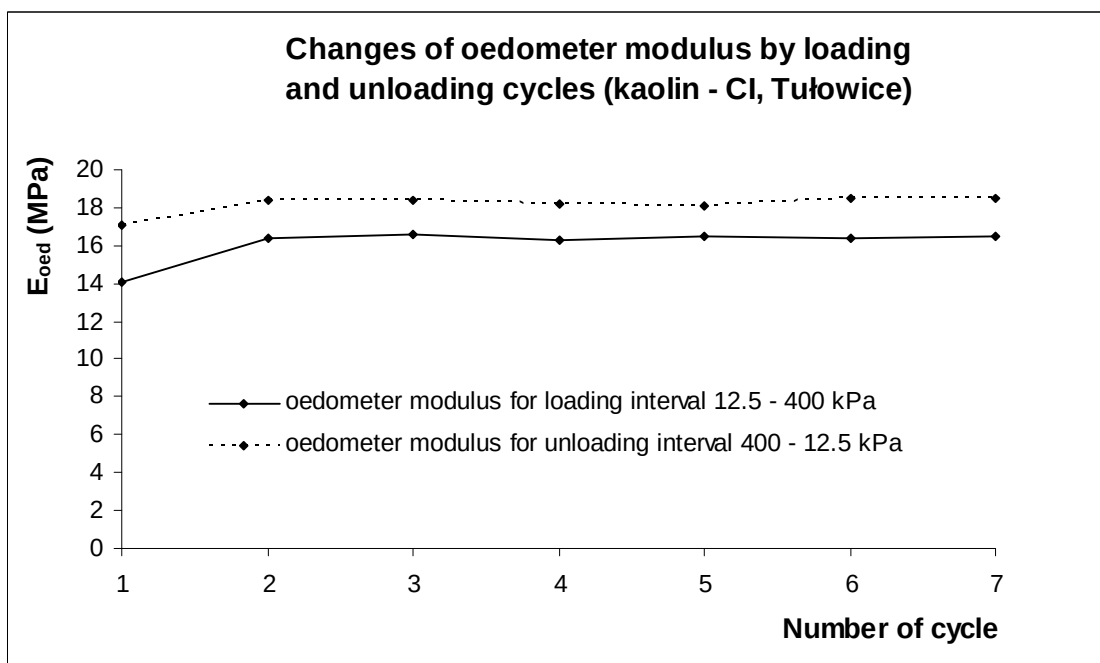


Fig. 2 Changes of oedometer modulus by loading and unloading cycles (kaolin - CI, Tułowice, Poland)

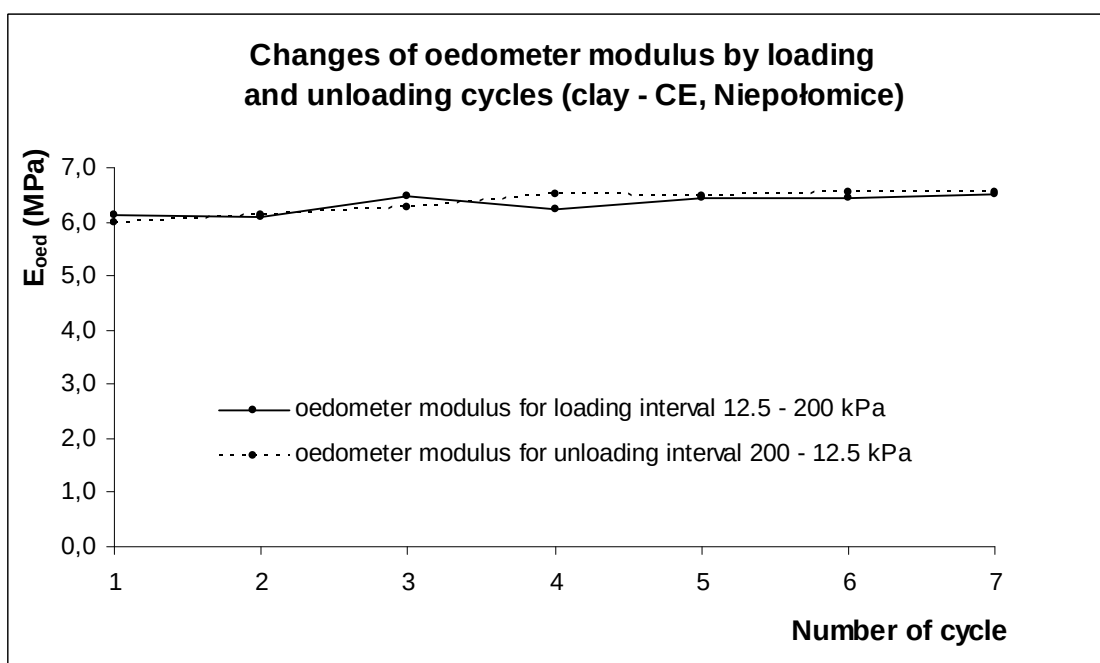


Fig. 3 Changes of oedometer modulus by loading and unloading cycles (clay - CE, Niepołomice, Poland)

Tab. 3 The values of soils elastic modulus obtained from oedometer test

Soils	Loading and unloading intervals (kPa)	E_{oed} (MPa) after 7 cycles	E (MPa)
Kaolin - CI (Tułowice, Poland)	12.5 - 400	16.45	17.5
	400 – 12.5	18.52	
Clay - CE (Niepołomice, Poland)	12.5 - 200	6.52	6.5
	200 – 12.5	6.53	

Acknowledgements

The author would like to thank for the support of the European Community; the Marie Curie Host Fellowship for the Transfer of Knowledge (project REPROCITY, contract Nr. MTKD-CT-2004-509775). The help and support of my colleagues from Department of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology in Gliwice during my study stay at Department are gratefully acknowledged.

References

- [1] ATKINSON, J. H.; CLAYTON, C. R. I.; HEAD, K. R.; ANAGNOSTOPOULOS, A.G.; BONNECHÈRE, F.: *Incremental loading oedometer test*, Document ETC5-D1.97.
- [2] BZÓWKA, J.; NGUYEN, G.: The differences in determination of soils deformation characteristics between European document, Polish and Slovak standards. In *Proc. XIV Krajową Konferencję Mechaniki Gruntów i Inżynierii Geotechnicznej i III Ogólnopolską Konferencję Młodych Geotechników "Problemy geotechniczne posadowień na gruntech słabych"*. p 45-57. Białystok-Augustów, 2006.
- [3] Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers: *Settlement Analysis, EM 1110-1-1904. Engineering and Design*. Washington, 1990.
- [4] ISSMFE: *Lexicon in 8 languages*. Fifth Edition. The Bryant Press Limited. Toronto, Ontario, 1981.
- [5] PN-88/B-04481: *Building soils – Laboratory tests (in Polish)*. Alfa. Warsaw, 1988.
- [6] STN 72 1027: *Laboratory determination of soils compresibility in oedometer (in Slovak)*. ÚNM. Prague, 1984.
- [7] STN 73 1001: *Foundation of structures. Subsoil under shallow foundations (in Slovak)*. ÚNM. Prague, 1987.
- [8] TURČEK, P.; HULLA, J.: *Foundation of structures (in Slovak)*. Jaga Group. Bratislava, 2004.

Kontakt

Ing. Giang Nguyen, PhD., Department of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering,
University of Žilina, Komenského 52, 010 26 Žilina, Slovakia

POUŽITIE GEOMREŽOVINY NA ZVYŠOVANIE ÚNOSNOSTI PLÁŇ ŽELEZNIČNÉHO SPODKU

USE OF GEO-GRID TO INCREASE LOAD-BEARING CAPACITY OF RAILWAY SUBBASE

Katrína Zgútová, Viliam Híreš

Žilinská univerzita v Žiline,
Katedra technológie a manažmentu stavieb

Anotace:

V predloženom príspevku autorov je popísaný postup pri zabezpečovaní požadovaných parametrov kvality podkladných vrstiev podvalového podložia na akcii „ŽSR, Modernizácia trate Žilina – Krásno nad Kysucou“. Po zriadení podkladnej vrstvy hodnoty modulov pretvorenia určené zaťažovacími skúškami na pláni železničného spodku zrealizovanej zo štrkodrvy boli na mnohých miestach nevyhovujúce. Na základe požiadania stavebného dozora a konzultácii s projektantom bol vo vybraných úsekoch zmenený materiál podkladnej vrstvy a vystužený vrstvou geomrežoviny. Ako a či toto riešenie malo vplyv na kvalitu zriadovanej podkladnej vrstvy a k akým záverom autori príspevku prišli je zhrnuté v nasledujúcom príspevku.

Annotation:

This article describes the method to provide for the required quality parameters and for the construction of subbase layers of railway subbase on the Project “Slovak Railways, Modernisation of track Žilina – Krásno nad Kysucou“. Following to the building of crushed gravel subbase layer the values of deformation modules found by load tests on the railway subbase were insufficient in several places. As requested by the Engineer and following to the consultation with the designer the subbase layer material was exchanged in specific locations and reinforced by a layer of geo-grid. The article summarizes the impact of this solution on the quality of the established subbase layer and the conclusions of the authors.

Klíčová slova: pláň železničného spodku, modul pretvorenia

Keywords: railway subbase, deformation modul

1. Úvod

Účelom stavby ŽSR „Žilina – Krásno nad Kysucou“ je modernizácia existujúcej dvojkol'ajnej železničnej trate, ako súčasti európskeho železničného koridoru č. VI, európskej magistraly E 40 a C-E uskutočňovanej v rámci dohôd AGC a AGTC. Ide najmä

o modernizáciu zabezpečovacieho a oznamovacieho zariadenia, modernizáciu železničnej trate, trakčného vedenia a elektrických inštalácií, výstavbu nástupíšť, výstavbu a rekonštrukciu železničných mostov, priepustov, podchodov ako i ďalšiu modernizáciu, s cieľom zvýšiť spoľahlivosť a bezpečnosť železničnej infraštruktúry, skrátiť cestovné časy, zvýšiť rýchlosť a úroveň pohodlia jazdy.

Celková dĺžka trate je takmer 19 km, ktorá je rozdelená na 5 úsekov. Predpokladaná cena stavebných prác je 154,5 mil. eur. Spôsob financovania je zabezpečený z Kohézneho fondu Európskej únie a štátneho rozpočtu v rámci operačného programu Doprava v programovom období 2007 až 2013. Čas výstavby je naplánovaný na dobu troch rokov s termínom ukončenia prác 06/2011. Stavebné práce realizuje združenie „Žilina – Krásno“ zastúpené spoločnosťou Doprastav, a.s.

V nasledujúcej časti príspevku je popísaný postup kontroly kvality stavebných prác týkajúcich sa konštrukcie železničného spodku v ktorom sa v súčasnosti veľmi často používajú geosyntetiká na zvyšovanie únosnosti. Opodstatnenosť tohto technického riešenia a spôsob kontroly kvality na stavbe takto realizovanej konštrukčnej vrstvy je témou príspevku.

2. Problém s únosnosťou podvalového podložia

Vzhľadom na požiadavku objednávateľa ktorá je definovaná v predpise železníc ŽSR Ž11 je potrebné zabezpečiť na úrovni telesa pláne železničného spodku únosnosť s určujúcim parametrom modulu deformácie $E_o \geq 50 \text{ MPa}$. Počas realizácie podkladnej vrstvy zo štrkodrviny hodnoty modulov deformácie určené zaťažovacími skúškami na zrealizovanej pláni železničného spodku boli na mnohých miestach nevyhovujúce. Na základe požiadania stavebného dozora a po konzultácii s projektantom bol vo vybraných úsekoch materiál podkladnej vrstvy vystužený geomrežovinou.

3. Navrhované riešenie

Zhotoviteľ navrhol dve alternatívy konštrukcie podvalového podložia ktoré sa líšia iba použitým typom geomreže (tab.1) samozrejme od dvoch rôznych výrobcov. Pre nestrannosť a objektívnosť budeme použité geomreže v celom príspevku označovať iba ako geomreža č. 1 a geomreža č. 2.

Tabuľka 1: Technické parametre použitých geomreží

Technické charakteristiky	Geomerža č. 1	Geomreža č. 2
Otvor oka	40x27 mm	39x39 mm
Plošná hmotnosť	370 g/m ²	300 g/m ²
Ťahová pevnosť	30 kN/m	30 kN/m

Navrhnuté alternatívy boli pred začatím prác zhotoviteľom overované formou zhutňovacieho pokus v zmysle STN 73 6133 na dvoch pokusných poliach situovaných v koľaji č. 2 medzi profilmi č. 298 až 300 a v profile 290. Cieľom bolo overiť použitie týchto dvoch typov geomreží a rozhodnúť ktorý typ je výhodnejší nielen z technického, ale aj ekonomického hľadiska.

Navrhnutá konštrukcia na pokusných poliach bola nasledovná:

Pokusné pole č. 1:

Štrkodrvina fr. 0/63, hr. 30 cm
Geomreža č. 1
Štrkodrvina fr. 0/63, hr. 20 cm
Geomreža č. 1
Separačná geotextília
Zhutnené podložie

Pokusné pole č. 2:

Štrkodrvina fr. 0/63, hr. 30 cm
Geomreža č. 2
Štrkodrvina fr. 0/63, hr. 20 cm
Geomreža č. 2
Separačná geotextília
Zhutnené podložie

4. Použité metódy kontroly miery zhutnenia

Vzhľadom na presné stanovenie okrajových podmienok pri zhutňovacom pokuse bolo potrebné určiť vlastnosti nielen použitej štrkodrviny 0/63, ale aj materiálu zeminy nachádzajúcej sa v podloží. Z výsledkov laboratórnych skúšok vyplýva nasledovné:

- **zemina v podloží zemného telesa železničného spodku:** je tvorená jemnozrnnými zeminami typu F4/CS s optimálnou objemovou hmotnosťou $\rho_{d,PS}=1736 \text{ kg.m}^{-3}$ a $w_{opt}=20,4\%$. Z čiar zrnitosti vyplýva, že sa jedná o materiál namrzavý až nebezpečne namrzavý. Väčšinou sa odporúča tento materiál odstrániť z podložia resp. jeho úprava nepriaznivých vlastností prímесou vzdušného vápna (CaO).
- **štrkodrvina fr. 0/63 z lomu Snežnica:** možno ju charakterizovať ako G1/GW. Podľa medzných čiar pre konštrukciu podkladných vrstiev podvalového podložia (PVPP) v zmysle TNŽ 72 1514 obsahuje menší podiel časti piesčitej a štrkovitej zložky. Konkrétne fr. 0,125 – 11 mm. Aj napriek tomu množstvo odplaviteľných častí je v zmysle TNŽ vyhovujúce, ako aj číslo nerovnozrnnosti. Laboratórnymi skúškami v zmysle STN 72 1018 bola určená minimálna a maximálna objemová hmotnosť $\rho_{d,min}=1434 \text{ kg.m}^{-3}$ a $\rho_{d,max}=2056 \text{ kg.m}^{-3}$. Pre potreby kontroly miery zhutnenia sypaniny v zemnom telese železničného spodku sa určili nasledovné min. hodnoty ρ_d :
 - pre $I_D \geq 0,75$ (zemné teleso žel.spodku) $\rho_d \geq 1852 \text{ kg.m}^{-3}$,
 - pre $I_D \geq 0,80$ (plán teleso žel.spodku) $\rho_d \geq 1927 \text{ kg.m}^{-3}$.

Na pokusných poliach boli použité nasledovné metódy kontroly miery zhutnenia:

- meranie radiačným hutnomerom TROXLER,
- statická zaťažovacia skúška tuhou doskou,
- dynamická zaťažovacia skúška metódou tlmeného rázu.

5. Namerané výsledky

5.1 Radiačný hutnomer TROXLER

Merania radiačným hutnomerom TROXLER v úrovni pláne železničného spodku sa vykonali v jednej úrovni v troch smeroch. Výsledky sú uvedené v (tab.2 a 3), ako priemerná suchá objemová hmotnosť. Na základe výsledkov môžeme konštatovať, že priemerná suchá objemová hmotnosť má s počtom pojazdov rastúcu tendenciu. Kritérium uľahnutosti I_D bolo splnené na oboch pokusných poliach pri použití oboch typov geomreží.

Tabuľka 2: Namerané hodnoty priemernej suchej objemovej hmotnosti ŠD 0/63 radiačným hutnomerom na pokusnom poli č.1.

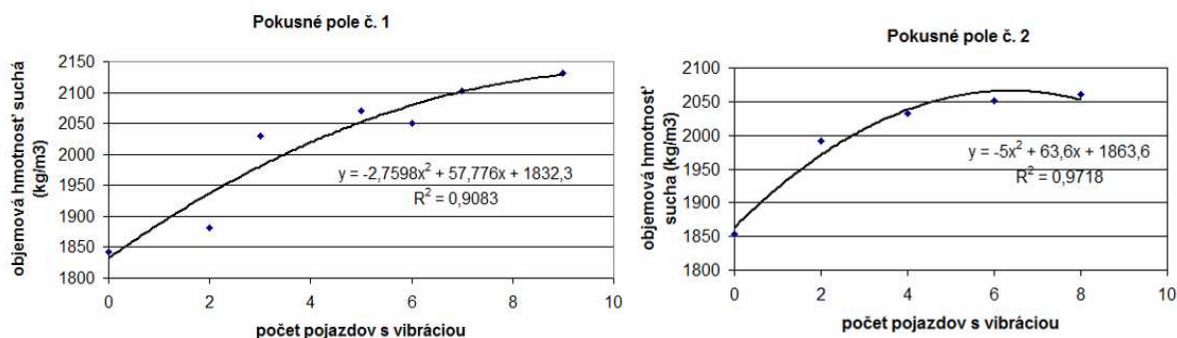
Pokusné pole č. 1: použitá geomreža č. 1						
Počet pojazdov valca	Bez zhut.	2 x vibr.	2 x vib. + 1 hladko	3 x vib. + 1 hladko	5 x vib. + 1 hladko	6 x vib. + 1 hladko
priem. $\rho_{d,max}$ (kg.m⁻³)	1843	1882	2044	2030	2071	2051

Tabuľka 2: pokračovanie

Pokusné pole č. 1 - pokračovanie		
Počet pojazdov valca	7 x vib. + 1 hladko	9 x vib. + 1 hladko
priem. $\rho_{d,max}$ (kg.m⁻³)	2103	2132

Tabuľka 3: Namerané hodnoty priemernej suchej objemovej hmotnosti ŠD 0/63 radiačným hutnomerom na pokusnom poli č.2.

Pokusné pole č. 2: použitá geomreža č. 2						
Počet pojazdov valca	Bez zhut.	1x hladko	2 x vib. + 1 hladko	4 x vib. + 1 hladko	6 x vib. + 1 hladko	8 x vib. + 1 hladko
priem. $\rho_{d,max}$ (kg.m⁻³)	1854	1983	1992	2032	2052	2060



Obr.1: Závislosť počtu pojazdov a suchej objemovej hmotnosti ŠD 0/63 na pokusnom poli č. 1 a 2

5.2 Statická zaťažovacia skúška

Statická zaťažovacia skúška bola realizovaná tuhou kruhovou doskou s priemerom 300mm. Moduly deformácie E_o jednotlivých konštrukcií boli určené zo zaťaženia medzi 0 – 200 kPa z druhého zaťažovacieho cyklu. Namerané výsledky sú uvedené v (tab.4).

Zistené moduly ani v jednom zo zhotovených pokusných polí (ani na jednom type geomreže) nezodpovedali kritériu v zmysle predpisov a noriem ŽSR.

Tabuľka č. 4: Namerané hodnoty modulov deformácie na pokusnom poli č. 1 a 2 s použitím geosyntetiky

Konštrukcia:	Pokusné pole č.1	Pokusné pole č. 2	Požiadavka ŽSR:
Zemná pláň F4/CS	$E_o = 7,5 \text{ MPa}$	$E_o = 8,3 \text{ MPa}$	$E_o = \text{min. } 30 \text{ MPa}$
Pláň železničného spodku ŠD 0/63	$E_o = 32,7 \text{ MPa}$	$E_o = 13,5 \text{ MPa}$	$E_o = \text{min. } 50 \text{ MPa}$
	$E_o = 35,4 \text{ MPa}$	$E_o = 11,7 \text{ MPa}$	
		$E_o = 11,0 \text{ MPa}$	

Ako vidieť namerané hodnoty modulov na zhotovených pokusných poliach ani pri jednom type geosyntetiky nezodpovedajú kritériám v zmysle predpisov a noriem ŽSR.

5.3 Dynamická zaťažovacia skúška

Dynamická zaťažovacia skúška bolo realizovaná metódou tlmeného rázu skúšobným zariadením LDD 100. Vo vzťahu k realizovaným statickým zaťažovacím skúškam nebola preukázaná dostatočná citlivosť danej metódy a aj interpretácia zistených výsledkov nie je jednoznačná. Pre účely stanovenia únosnosti vrstiev telesa železničného spodku, ako aj jeho pláne táto metóda nemá výpovednú hodnotu a preto výsledky z týchto meraní ani v príspevku nepublikujeme.

6. Súhrnne zhodnotenie

Na zhotovených pokusných poliach v profiloch 298 až 300 a 290 v ktorých bolo úlohou overiť vhodnosť použitej geomreže od dvoch rôznych výrobcov môžeme konštatovať nasledujúce závery:

- Dosiahnutá hodnota uľahlnutosti I_D štrkodrviny 0/63 bola vyhovujúca v oboch návrhoch. To nasvedčuje tomu, že konštrukčná vrstva štrkodrviny bola dostatočne zhutnená. Táto nepriama metóda kontroly zhutnenia nám však nepovie nič o tom, či uvedená vrstva je aj dostatočne únosná. Dôvodom je to, že hodnotí kvalitu realizovanej konštrukčnej vrstvy na základe objemovej hmotnosti.
- Aj napriek tomu, že predchádzajúca metóda hodnotí konštrukčnú vrstvu za vyhovujúcu rozhodujúca je z pohľadu zaťaženia jej únosnosť. Výsledky statickej zaťažovacej skúšky poukázali na to, že pri nízkej únosnosti zemnej pláne ($E_0 < 10$ MPa) neumožní použitie navrhovaných typov geomreže (čo sa týka typu alebo ich počtu v súvrství) pri celkovej hrúbke podkladnej vrstvy podvalového podlažia 50 cm dosiahnutie požadovaného parametra únosnosti vyjadreného modulom $E_0 = 50$ MPa v úrovni pláne železničného spodku v zmysle predpisov ŽSR.
- Za úvahu preto stojí, aby pri kontrole miery zhutnenia zemnej pláne boli dosahované požadované hodnoty $E_0 \geq 30$ MPa a až potom sa pristupovalo k samotnému zhotovovaniu podkladnej vrstvy podvalového podlažia. Pre tento účel je nevyhnutné, aby jemnozrnné zeminy v úrovni zemnej pláne boli buď zlepšené alebo nahradené vhodnou vrstvou sypaniny. Vhodný spôsob sa ukazuje zlepšenie zemín na mieste vápnom alebo iným typom spojiva.
- Navrhované riešenie použitia geomreže na zvýšenie únosnosti nasledujúcej vrstvy sa v tomto prípade ukázalo, ako nevyhovujúce. Výsledky modulov na úrovni pláne železničného spodku z tab. 4 poukazujú aj na to, že veľký vplyv na samotnú únosnosť bude mať aj veľkosť otvorov ôk geomreže. Dôležité je ako sa kamenivo medzi sebou vyklinuje a začne spolupôsobiť s navrhnutou geomrežou.

7. Námety na diskusiu

Ako vidieť navrhované riešenie použitia geomreže na neúnosnom podlaží neprinieslo požadovaný efekt. Otázkou do diskusie môže byť „čo s takouto vrstvou následne?“ Bol

navrhnutý spôsob skúšania podľa STN 72 1006 metódou statickej zaťažovacej skúšky správny?

Nebude navrhovaná geomreža aktivovaná až po vybudovaní nasledujúcich konštrukčných vrstiev?

Odpovede na tieto otázky je preto potrebné hľadať spoločne u všetkých zainteresovaných na výstavbe uvedenej konštrukčnej vrstve (projektanta, zhotoviteľa aj investora).

8. Záver

Ako z hore uvedeného príspevku vidieť, je potrebné veľmi citlivo pristupovať ku jednotlivým návrhom, ktorými chceme ovplyvniť kvalitu budovaného konštrukčného systému. Samotné použitie geosyntetiky nemôžeme považovať za „všeliak“. Vo veľkej miere môže vylepšovať vlastnosti budovanej konštrukčnej vrstvy, naopak však môže byť pri nevhodnom návrhu iba ďalšou položkou ktorá predražuje cenu stavebného diela.

Literatura

- [1] Technická správa zo zhutňovacieho pokusu fr. CONTROL – VHS-SK, s.r.o., r. 2009,
- [2] TNŽ 72 1514: Technické a ekologické podmienky na dodávanie materiálu do konštrukcie koľajového lôžka a podkladných vrstiev podvalového podložia, máj 2000,
- [3] STN 73 6133: Stavba ciest, teleso pozemných komunikácií,
- [4] ŽSR: Všeobecné technické požiadavky kvality stavieb,
- [5] www.zsr.sk
- [6] ČOREJ, Ján a kol.: Mechanika vozoviek. Navrhovanie vozoviek a spevnených plôch. 2. prepracované vydanie Žilina: EDIS – vydavateľstvo ŽU 2006, 363 s. ISBN 80-8070-571-2.

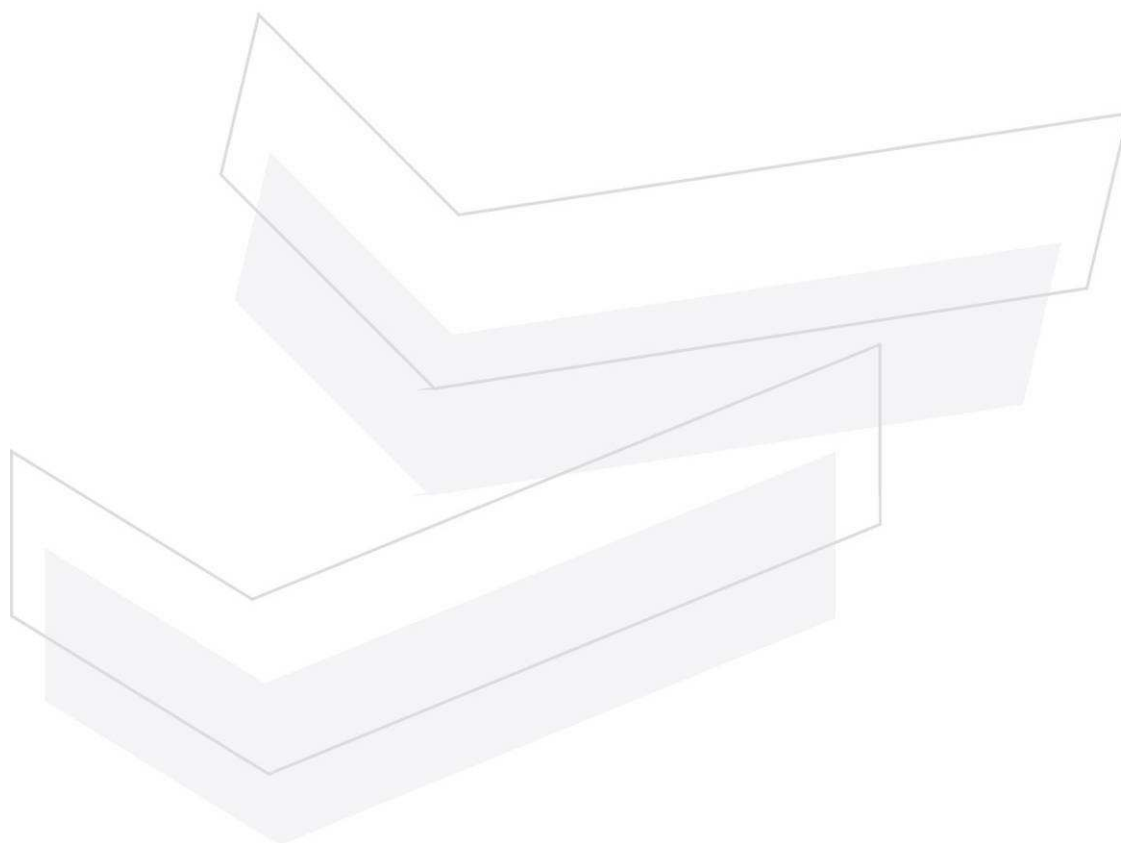
Kontakt

Dr. Ing. Katrína Zgútová, tel: 00421 41 513 5858, e-mail: zgutova@fstav.uniza.sk,
Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Komenského 52, 010 26 Žilina,

Ing. Viliam Híreš, PhD., tel: 00421 41 513 5858, e-mail: hires@fstav.uniza.sk, Žilinská
univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Komenského 52, 010 26 Žilina.

IV.

ZKOUŠENÍ DALŠÍCH STAVEBNÍCH HMOT, DÍLCŮ A KONSTRUKCÍ



IDENTIFIKACE HISTORICKÝCH MATERIÁLŮ ZKOUŠENÍM MALÝCH VZORKŮ

IDENTIFICATION OF HISTORIC MATERIALS INCLUDING SMALL SAMPLES INVESTIGATION

Zuzana Slížková, Miloš Drdáký, Dita Frankeová

Ústav teoretické a aplikované mechaniky
Akademie věd České Republiky, v. v. i.

Anotace:

Příspěvek se zabývá velmi častou úlohou z oblasti památkové péče, která spočívá v určování charakteristických vlastností historických materiálů. Pro mechanické zkoušky historických materiálů je často podstatným omezením velmi malé množství materiálu, proto jsou pro tento účel používány nestandardní velikosti vzorků a speciální metodika. V závěru je podtržena výzva k tvorbě databáze vlastností historických stavebních materiálů, která by byla využitelná pro rozvoj materiálového inženýrství v památkové péči, při návrhu kompatibilních materiálů pro restaurování a pro vývoj vhodných konzervačních technologií.

Annotation:

Paper reviews methods for determination of characteristics of historic materials which represents a very frequent task in conservation practice. They involve testing of mechanical characteristics typically limited by very small volumes of materials available and, therefore, a special methodology and non-standard test specimens have been used. In conclusion there is underlined a need for a constant endeavour of creating a specialised database of historic materials exploitable for research and development of conservation technologies and designing of compatible materials for restoration practice.

Klíčová slova: historické materiály, analýzy, mechanické vlastnosti, malé vzorky

Keywords: historic materials, analysis, mechanical properties, small sample

1. Úvod

Zkoušení a analýzy stavebních materiálů jsou častou úlohou nejen v moderním stavebnictví, ale i v oblasti péče o památky a historické stavební objekty. Nejrozličnější vlastnosti historických materiálů (technické, historické, estetické) jsou zájmem a důležitým informačním zdrojem pro řadu oborů a profesí působících ve sféře ochrany kulturního dědictví. Materiály dochované na historických stavbách jsou zkoumány z různých hledisek a pro různé účely.

Nejčastějším důvodem pro rozbor historického materiálu je připravovaná oprava objektu. Materiály a technologie, které mají být použity pro restaurování nebo konzervaci památky, jsou konfrontovány se zjištěnými vlastnostmi dochovaného materiálu. Zásadou památkové péče pro opravy historických stavebních objektů je úprava původní konstrukce takovým způsobem, aby výsledné estetické působení i technické charakteristiky materiálu v konstrukci byly co nejbližší původnímu nebo dochovanému řešení. V některých případech se stává, že původní řešení je zatíženo chybou (konstrukční nebo chybou ve volbě stavebního materiálu), která zkracuje životnost památky. Zde je třeba při opravě zvážit hodnotu původnosti vedle ostatních hodnot opravovaného objektu.

Dalšími běžnými důvody pro zkoušení a analýzy historických stavebních materiálů jsou účely diagnostické a dokumentační. Dokumentace vzhledu a vlastností dochovaného historického materiálu je základní úlohou v oblasti péče o kulturní dědictví. Diagnostika materiálu se zaměřuje na jeho aktuální stav, na defekty, příčiny a mechanismy poškození zkoumaného materiálu.

Rozsah zkoušení historických materiálů je různý: od rutinních jednoduchých zkoušek několika málo vybraných vlastností po komplexní rozbor materiálu včetně specifických (nestandardních) zkoušek a náročných analýz. Vedle personálního a přístrojového vybavení je nutnou podmínkou efektivního zkoušení co nejpřesnější formulace problému a cíle zkoušek a volba optimální metody zkoušení pro daný účel. Analýza stavebních kompozitních materiálů, zejména jedná-li se o chemické a mineralogické složení, vyžaduje často kombinaci více analytických metod.

Výzkum vlastností historických materiálů je součástí výzkumného záměru Ústavu teoretické a aplikované mechaniky AV ČR, v. v. i. Původně byla pozornost zaměřena zejména na historické krovy a konstrukční dřevo, poslední léta se věnujeme i analýzám historických malt a studiu konzervačních možností hodnotných historických omítek pomocí jejich impregnace moderními zpevňovacími prostředky.

2. Zkoušení historických malt a omítek

Praxí požadovanou analýzou malty nebo omítky je většinou míněno určení chemického a mineralogického složení malty, určení poměru plniva a pojiva, zrnitostní rozbor a určení otevřené pórovitosti materiálu. Základními a nejčastěji používanými metodami je mikroskopické vyšetření, silikátová analýza, granulometrická analýza a měření nasákavosti. Instrumentální metody jako energiově-disperzní spektrometrie (EDS), termogravimetrie a diferenciální skenování kalorimetrie (TG/DSC), rentgenová difrakční analýza (XRD), rentgenová fluorescenční analýza (XRF), rtuťová porozimetrie, infračervená a Ramanova spektrometrie, nukleární magnetická resonance (NMR) umožňují další detailnější studium a upřesnění sporných bodů analýzy. Zobrazovací techniky (např. rentgenová tomografie) slouží k porovnání různých stavů materiálu, např. před a po konzervaci impregnačním prostředkem. Instrumentální metody chemické a fázové analýzy vyžadují specifické přístrojové vybavení, zkušeného analytika a většinou i databázi výsledků naměřených na materiálech o známém složení. Málokteré pracoviště je vybaveno všemi dostupnými přístroji, a proto se specializuje pouze na některé metody analýzy.

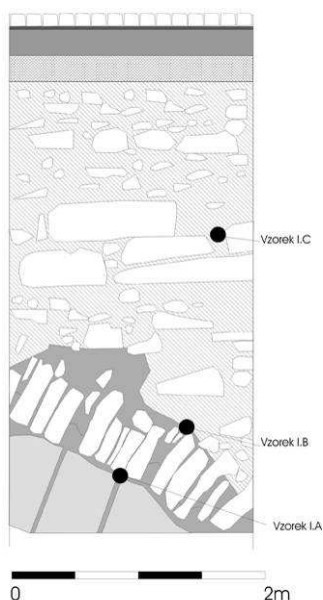
Cílem výzkumných prací prováděných na pracovišti UTAM AV ČR, v. v. i. je zjištění komplexních informací o historických maltách, poznání předností, limitů a vypovídací schopnosti jednotlivých analytických metod, popis vzájemných vztahů mezi jednotlivými vlastnostmi a vytvoření databáze charakteristik zjištěných na vzorcích historických malt

a omítek v České republice. Vedle uvedených chemických a mineralogických rozborů jsou prováděny i fyzikální, zejména mechanické zkoušky historických malt.

2.1. Metody a přístroje používané v UTAM AV ČR

Makroskopický popis a informace o místě odběru vzorku

Odběr vzorku musí být řádně dokumentován. Vedle zakreslení míst odběru vzorků do dokumentačních materiálů je nutné zaznamenat kdy, co, odkud a proč bylo odebráno. Makroskopický popis vzorku udává informace o formě, barvě, velikosti, struktuře celého kompozitu i jednotlivých složek na základě orientačního optického průzkumu s využitím jednoduchých pomůcek, v terénu i v laboratoři. Příkladem grafické a fotografické dokumentace jsou obr. 1 a 2.



Obr. 1.: Sonda č. 1 v konstrukci Karlova mostu.
Na nákresu jsou vyznačena místa odběru vzorků IA, IB a IC

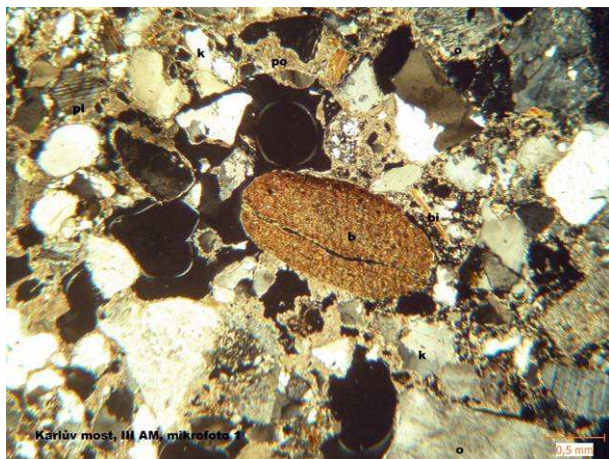


Obr. 2.: Struktura vzorku malty IC z výplňového zdiva mostu v sondě č. 1.
Dobře patrné jsou hrudky vápna, barva a tvar zrn písku a jemnozrnná struktura

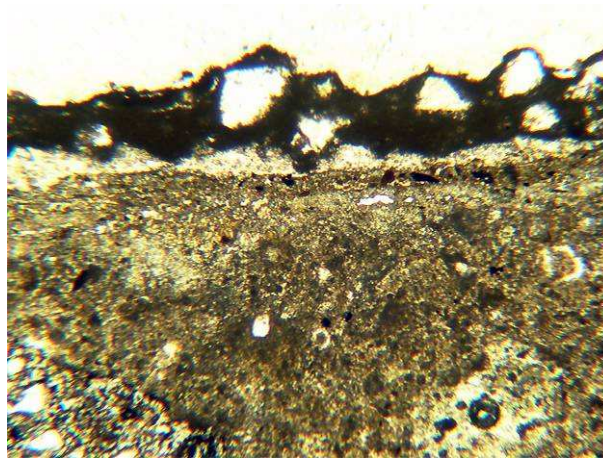
Optická mikroskopie

Pro vyšetření malty pod optickým mikroskopem se používá výbrus materiálu (tenká, na povrchu vybroušená vrstva materiálu o tloušťce cca 20 μm zalitá v pryskyřici, přilepená na tenké podložní sklíčko). Povrch zkoumaného výbrusu je pouze několik cm^2 , proto je v případě nehomogenní nebo hrubozrnné malty lépe připravit ze zkoumaného vzorku více výbrusů. Jsou-li výbrusy dále zkoumány EDS analyzátozem nebo jinou analytickou jednotkou spojenou s elektronovým mikroskopem, měl by být jejich povrch nejen vybroušený, ale i jemně leštěný.

Výbrusy jsou v UTAM AV ČR, v. v. i. zkoumány v procházejícím i v dopadajícím světle pod polarizačním mikroskopem Zeiss NU 2. Vyšetřením výbrusu pod optickým mikroskopem získáváme zejména informace o plnivu malty (mineralogické složení zrn písku, tvar a velikost zrn, přítomnost reakčních lemů na okraji některých zrn) a příměsích (zrna cihly, sláma, zvířecí srst, dřevěné piliny, dřevěné uhlí a podobně). Pojivo malty je většinou natolik jemnozrnné, že zvětšení optickým mikroskopem není dostatečné pro mineralogické určení. Zaznamenává se barva, zrnitost, pórovitost a optické vlastnosti (izotropní nebo anizotropní charakter) pojiva. Určení těchto vlastností někdy pomůže k hrubému odhadu složení pojiva, ale mnohem jistější je využít k identifikaci pojiva jiné metody (silikátovou analýzu, termické analýzy, spektrometrické metody). Nalezneme-li ve zkoumaném výbrusu vápenné malty větší zrno vápence, který nebyl kompletně vypálen a přes prodělaný výpal a hašení si uchoval známky původní struktury, slouží vyšetření tohoto zrna jako cenná informace o kvalitě použitého vápence pro výpal vápna. Obdobným zdrojem informace o čistotě použitého vápna jsou vápenné hrudky až hroudy, které zůstaly nerozmíchané v maltové směsi. Kromě mikroskopického vyšetření podrobujeme vápenné hrudky dalším analytickým metodám, pokud se podaří je z malty vyseparovat.



Obr. 3.: Mikrosnímek výbrusu vápenné malty z Karlova mostu pod optickým mikroskopem, v procházejícím polarizovaném světle, nikoly zkřížené: ve středu snímku se nachází zrno brázděnec, dále se vyskytují křemen, ortoklas, plagioklas, biotit. Jemnozrnné pojivo má světle hnědou barvu.



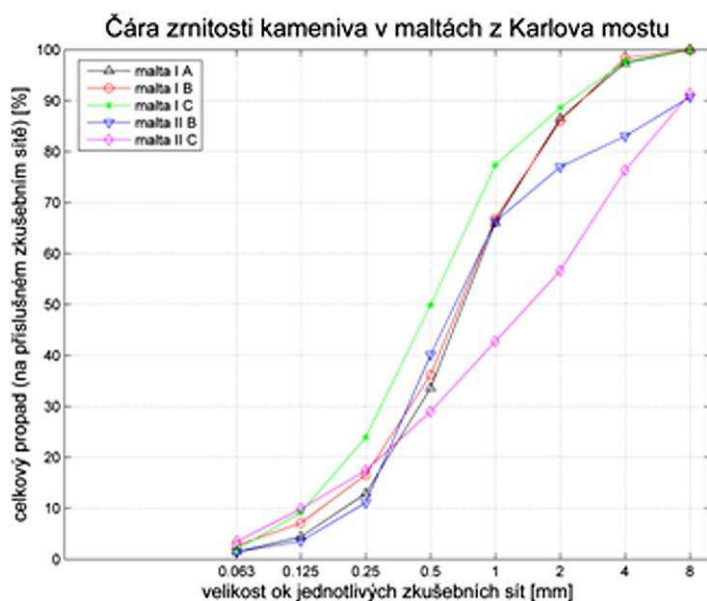
Obr. 4.: Vyšetření malty v rovině kolmé na povrch vzorku (v příčném řezu). Tato orientace umožňuje průzkum materiálu v jednotlivých vrstvách rovnoběžných s povrchem. Na snímku jsou patrné tři vrstvy: spodní (vápenná malta), střední (sádra) a povrchová vrstva (vápenný nátěr).

Granulometrie s využitím obrazové analýzy

Výbrusy jsou vyšetřovány pod polarizačním mikroskopem Zeiss NU 2, který je spojen s fotoaparátem Olympus 5060 a systémem pro zpracování obrazu QuickPHOTO Industrial 2.3 od fy Promicra. Tímto způsobem se určuje velikost menších zrn v maltě (pod 1 mm), zatímco granulometrie hrubších zrn je určována z makrofotografie. Obě analýzy lze využít pro určení poměru plniva a pojiva v maltě, ale je nutno si uvědomit, že se jedná o poměr plochy plniva a pojiva, který je většinou jiný než poměr hmotnostních či objemových dílů pojiva a plniva stanovený silikátovou analýzou.

Granulometrie s využitím sítové analýzy

Sítová analýza se používá pro rozbor malt se zrny plniva většími než 50 μm , což je většina analyzovaných malt. Výstupem sítové analýzy je granulometrická křivka: semilogaritmický graf zobrazený v kumulativní formě (viz obr. 5). Dostatečná reprezentativnost výsledku je podmíněna dostatečným množstvím vzorku, který je podroben sítové analýze: pro rozbor hrubozrnnějších malt je třeba přesítovat přibližně 100 g malty, u jemnozrnnějších malt postačí kolem 50 g. Před proséváním se malta rozloží zředěnou kyselinou chlorovodíkovou, čímž se oddělí jednotlivá zrna malty od sebe, vzniklá suspenze se přefiltruje, promyje vodou a filtrací oddělená část se po vysušení prosévá přes normovou sadu sít. V některých maltách může být plnivo tvořeno vápencem. Na území ČR jsou historické malty plněné vápencem spíše výjimkou, na druhou stranu příměs vápencové drti nebo moučky není neobvyklá. Takovou maltu není možné rozpouštět kyselinou chlorovodíkovou, protože bychom rozpustili nejen pojivo, ale i část plniva. V tom případě se složky malty snažíme rozdělit jinak: mechanicky (jemným podrcením) nebo použitím jiné chemikálie. První informaci o chemickém a mineralogickém složení malty nejlépe podá vyšetření výbrusu malty pod mikroskopem nebo alespoň mikrochemické zkoušky na řezu nebo nábrusu malty (např. reakce složek malty s HCl). Informace o zrnitosti plniva v maltě patří mezi základní charakteristiky malty a je využívána zejména pro výběr vhodného kameniva do nových maltových směsí pro opravu nebo náhradu starých malt.



Obr. 5: Výsledky granulometrické analýzy malt z Karlova mostu prosévací zkouškou

Silikátová analýza

V návaznosti na granulometrickou analýzu prosévací zkouškou provádíme klasickou silikátovou analýzu na mokré cestě. Výsledkem této chemické analýzy je v ideálním případě rozdělení vzorku malty na nerozpustné plnivo (křemenný písek) a rozpustné pojivo (např. vápno). Rozpustná složka (pojivo) se analyzuje dále podrobněji, takže můžeme identifikovat prvkové složení pojiva. Tímto způsobem dokážeme popsat chemickou kvalitu použitého vápna nebo jiného pojiva (např. s vysokým obsahem vápníku - čistě vápenné, s příměsí

hořčíku – dolomitické, s příměsí hydraulických oxidů - hydraulické). Na základě stanoveného poměru oxidu vápenatého a oxidů křemičitého, hlinitého a železitého je možné určit portlandský cement nebo jiná pojiva o známém složení. Hůře se identifikují malty, kde pojivo je tvořeno směsí vápna s jinou neznámou složkou, což je u historických malt velmi časté. Jsme sice schopni určit složení výsledné směsi, ale mnohem náročnější je odhalit jakým konkrétním způsobem tato směs vznikla. Určení výchozích surovin a pravděpodobného poměru jejich mísení ztěžuje fakt, že většinou neznáme složení výchozích materiálů. Detektivní pátrání po technologii přípravy malty je pak třeba podložit skládáním dílčích informací z jednotlivých analýz. Záchytným bodem je opět mikroskopické vyšetření výbrusu, kde je možné pátrat po relikttech výchozích surovin v maltě a zejména mikrochemické vyšetření analyzátozem spojeným s elektronovým mikroskopem. Dalším problémem pro silikátovou analýzu je případ malty, kde plnivo není pouze křemité, ale obsahuje vedle křemene i jiné minerály, které jsou v kyselině chlorovodíkové rozpustné. Rozpustná složka pak není tvořena pouze pojivem malty, ale i částí kameniva. Správné interpretaci výsledků silikátové analýzy v tomto případě pomůže znalost mineralogického a petrografického složení malty. Tyto informace získáme z mikroskopického vyšetření výbrusu a z rentgenové difrakční analýzy (XRD). Výsledkem silikátové analýzy je obsah nerozpustné složky (křemenného písku), obsah oxidů prvků stanovených v rozpustné složce malty a ztráta žíháním na 1000 °C. Jednotlivé složky jsou uvedeny v hmotnostních procentech (viz tabulka 1). Ztráta žíháním je úbytek hmoty vzorku po jeho zahřátí na 1000 °C. Ohřevem vzorku může dojít k odpaření vody chemicky vázané v hydratovaných složkách, uvolnění oxidu uhličitého z rozloženého uhličitanu vápenatého, případně hořečnatého a spálení organických složek. Ztráta žíháním vyjadřuje celkový úbytek malty po ohřevu a vyjadřuje se v hmotnostních %. Rozlišení různých dějů s kvantifikací uvolněných složek v určitém teplotním intervalu je možné teprve s využitím termických analýz (TG, DSC).

Označení vzorku	nerozp. podíl v HCl % hm.	rozp. SiO ₂ % hm.	Fe ₂ O ₃ % hm.	Al ₂ O ₃ % hm.	CaO % hm.	MgO % hm.	ztr. žíh. 1000 °C % hm
IC/3	70,06	3,33	1,75	1,51	10,4	1,5	8,72
IC/4	70,76	2,71	1,44	1,35	10,6	1,6	8,19
průměr	70,41	3,02	1,60	1,43	10,50	1,55	8,46

Tabulka 1.: Výsledky silikátové analýzy malty IC z Karlova mostu

Termická analýza

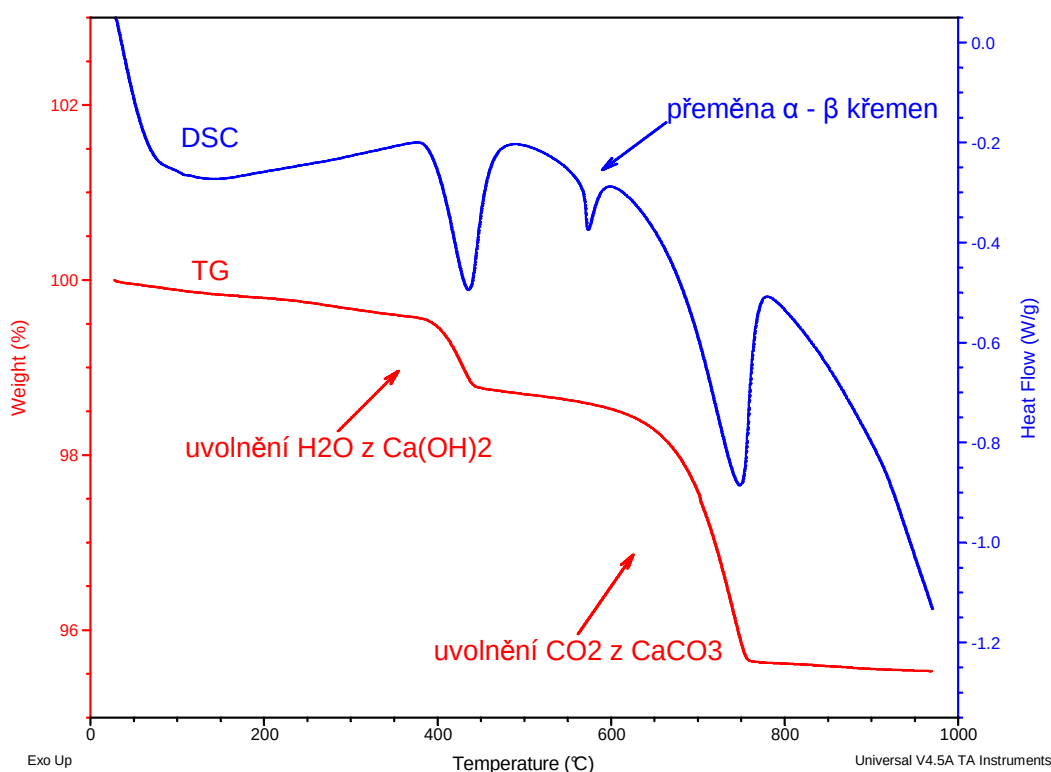
Termická analýza se provádí na našem pracovišti na simultánním přístroji SDT Q600, od TA Instruments, což je zařízení schopné provádět zároveň jak termogravimetrickou analýzu (TG), tak diferenciální skenovací kalorimetrii (DSC).

Termogravimetrická analýza (TG) podává informace o hmotnostních úbytcích během ohřevu malty. Výsledkem analýzy je TG křivka, ze které lze odečíst, při jaké teplotě došlo k úbytku hmoty a jaké množství látky se uvolnilo. Podle teploty rozkladu se určuje kvalita rozložené látky (např. v intervalu teplot 700-900 °C se rozkládá uhličitan vápenatý a úbytek hmoty v tomto rozmezí teplot odpovídá uvolněnému oxidu uhličitému). Na základě

změřeného hmotnostního úbytku malty při určité teplotě lze odvodit množství příslušné složky v maltě.

Principem **diferenciální skenovací kalorimetrie (DSC)** je měření tepelných změn při zahřívání vzorku. Výskyt extrémů na změřené DSC křivce odpovídá exo- nebo endotermním procesům probíhajícím v měřeném vzorku během ohřevu při určitých teplotách. Na základě změřeného množství pohlcené nebo uvolněné tepelné energie, které je úměrné ploše píku na křivce, odvozujeme množství odpovídající složky ve vzorku.

Grafický výstup z termické analýzy vápenné malty, ve které je část vápenného pojiva dosud v nezkarbonatovaném stavu, t.j. ve formě $\text{Ca}(\text{OH})_2$, je uveden na obr. 6. Na dolní TG křivce můžeme pozorovat dva děje, spojené s úbytkem hmotnosti vzorku. První děj, v teplotním intervalu 375-475 °C, odpovídá uvolnění molekuly vody z $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (přechod hydroxidu vápenatého na oxid vápenatý), druhým dějem, který probíhá v rozmezí teplot 600 až 780 °C, je rozklad CaCO_3 spojený s uvolněním CO_2 . Na horní DSC křivce odečítáme množství uvolněného nebo spotřebovaného tepla při zahřívání vzorku. Kromě dvou již zmíněných dějů zde můžeme identifikovat další děj, který nesouvisí s hmotnostní změnou vzorku. Jedná se o změnu modifikace křemene ($\alpha \rightarrow \beta$) při 573 °C, která je provázána spotřebou tepelné energie.



Obr. 6 : TG a DSC křivky vápenné malty.

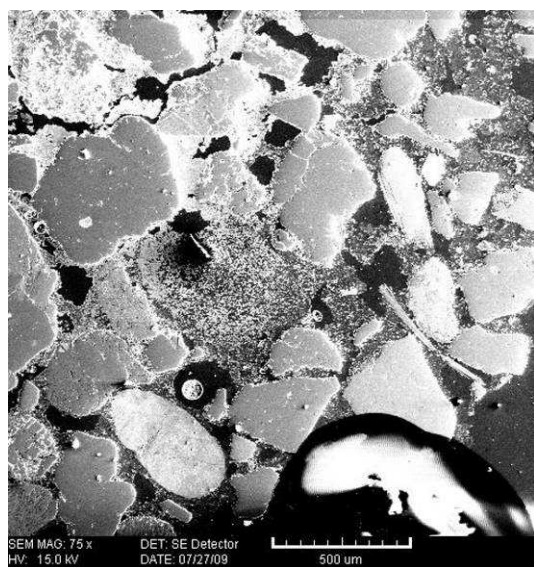
Malta obsahuje 3,7 % hmotnostních vápna ve formě hydroxidu vápenatého a 6,6 % hmotnostních uhličitanu vápenatého (CaCO_3)

Kvalitu pojiva odvozujeme z průběhu TG křivky podle metodiky publikované A. Moropoulou a kol. [1, 2]. Celkový hmotnostní úbytek vzorku během ohřevu je rozdělen do dílčích úbytků odpovídajících uvolnění fyzikálně vázané vody (teploty do 200 °C),

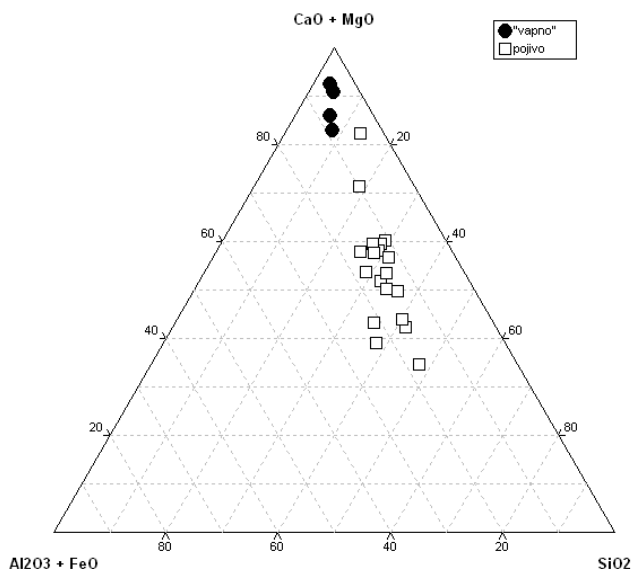
chemicky vázané vody (200-600 °C) a CO₂ při rozkladu uhličitánů (teploty nad 600 °C). Míra hydraulicity pojiva je vyjádřena poměrem CO₂/H₂O (množství uvolněného oxidu uhličitého /množství chemicky vázané vody). S klesající hodnotou poměru CO₂/H₂O roste hydraulický charakter omítky.

Mikrochemická analýza s využitím EDS analyzátoru

Vedle optické mikroskopie využíváme pro identifikaci historických malt i skenovací (rastrovací) elektronovou mikroskopii (SEM), která umožňuje pozorovat strukturu malty při větším zvětšení. Na našem pracovišti používáme elektronový mikroskop SEM VEGA od firmy TESCAN ve spojení s energiově disperzním spektrometrem EDS QUANTAX 400 od Bruker Axs. Mikroanalytická EDS jednotka provede prvkovou analýzu na malé či větší ploše vymezené na zvětšeném obraze. Podstatou prvkové analýzy je měření rentgenových spekter atomů, vybuzených dopadem elektronového paprsku na povrch vzorku malty. SEM-EDS analýzu využíváme zejména pro určení chemického složení zajímavých detailů v maltě (např. vápenných hrudek) a pro prvkovou analýzu pojiva (jemnozrnné hmoty mezi zrny kameniva). Při analýze barevné vrstvy na omítce nebo jiném podkladu je metoda SEM-EDS dobře využitelná k identifikaci pigmentů. Výsledky kvantitativní prvkové analýzy jednotlivých částí vzorku v % hmotnostních se uvádějí numericky v tabulce nebo graficky (viz obr. 8).



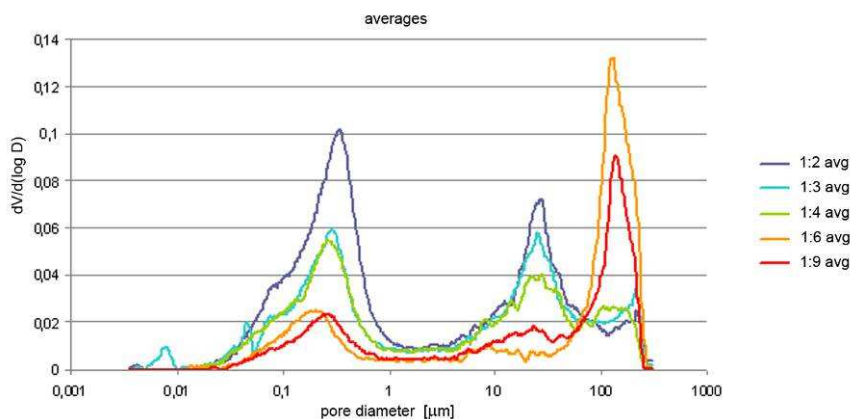
Obr. 7.: Snímek z elektronového mikroskopu dokumentuje strukturu vápenné malty: zrna kameniva a pojivo (na snímku uprostřed). Využitím EDS analýzy lze upřesnit složení kameniva, ale zejména určit prvkové složení pojiva.



Obr. 8 : Grafické zobrazení výsledků EDS analýz vápenné malty. Kroužkem jsou značeny výsledky jednotlivých analýz vápenných hrudek v maltě (čisté vápno s minimální příměsí hydraulických oxidů). Čtvercem je značeno zjištěné chemické složení v maltě převažujícího směsného vápenného pojiva.

Otevřená pórovitost a distribuce velikosti pórů rtuťovou porozimetrií

Množství a velikost pórů v maltě jsou fyzikální charakteristiky, které jsou dalším vodítkem pro identifikaci malty. Hodnotu otevřené pórovitosti, objemové hmotnosti a distribuci velikosti pórů zjišťujeme pomocí rtuťového porozimetru značky Quantachrome, model Poremaster PM-60-13, na základě měření objemu rtuti vsáklé do vysušeného vzorku při tlacích 0,0005–413 MPa. Při známých obvyklých hodnotách otevřené pórovitosti referenčních historických malt můžeme zařadit zkoumaný vzorek mezi malty s pojivem čistě vápenným, s hydraulickým pojivem, s portlandským cementem atd. Na základě známé velikosti pórů v maltě odvozujeme například, jak rychle proniká do malty voda nebo konzervační kapalně prostředky.

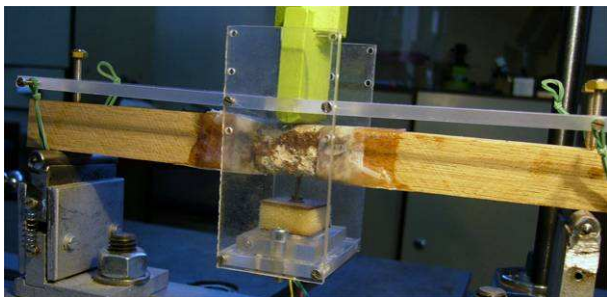


Obr. 9.: Distribuce velikosti pórů ve vápenných maltách s různým poměrem pojiva a plniva.

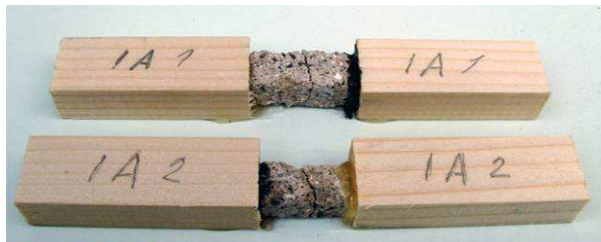
Mechanické zkoušky

Zjištění pevnosti historických materiálů je limitováno problémem, že většinou není možné odebrat z památkově chráněného objektu takový objem vzorku, jaký je požadován platnými zkušebními normami, a pro zkoušení malých vzorků neexistuje spolehlivá metodika. Problém získání potřebného množství vzorku z památkových objektů pro pevnostní zkoušky je těžko překonatelný, proto byla v ÚTAM AV ČR vyvinutá a ověřená nestandardní metodika zkoušení mechanických charakteristik historických malt a kamene [3].

Pevnost v tahu za ohybu se zjišťuje na kompozitních trámečcích namáhaných tříbodovým ohybem. Střední část trámečku tvoří krátký profil zkoušeného materiálu a krajní části jsou provedeny ze dřeva. Vyrobené tzv. protézované zkušební těleso poskytuje možnost měřit ohybovou pevnost velmi malých vzorků historických materiálů za předpokladu kvalitního slepení všech částí do jednoho celku. Zjištěnou pevnost není třeba korigovat a její hodnoty jsou ekvivalentní hodnotám, zjištěným na standardních vzorcích z jednoho materiálu. Z měření průhybu lze vyhodnotit i modul pružnosti. Průběh zkoušky ilustrují obrázky 10 a 11.



Obr.10.: Ohybová zkouška (3 bodový ohyb) na protézovaném zkušebním tělese



Obr. 11.: Detail zkušebního tělesa pro ohybovou zkoušku

Zkoušení **pevnosti v tlaku** na nestandardních tělesech je komplikovanější, neboť jak velikost hrany zkušební krychle či kvádrů tak jejich štíhlost v kombinaci s třením mezi zkušebním tělesem a tlačnými deskami zkušebního stroje výrazně ovlivňují naměřené výsledky. Experimentálně zjištěné hodnoty je třeba přepočítat na hodnoty ekvivalentní pevnostem ze standardních testů, zejména pro možnost vzájemného porovnávání mechanických vlastností [4,5]. Pro hubené vápenné malty se používá vzorec $f_c = f_e / (h/a)^{1,9114}$, kde f_c značí vypočtenou tlakovou pevnost ekvivalentní hodnotám, zjištěným standardní zkouškou, f_e značí experimentálně zjištěnou tlakovou pevnost na nestandardních vzorcích, h výšku zkušebního tělesa, a a menší stranu zkušebního tělesa. Jako příklad uvádíme zjištěné pevnosti vzorků malt z Karlova mostu, které jsou uvedeny v Tabulce č. 2.



Obr. 12: Vzorek historické malty před tlakovou zkouškou. Protilehlé plochy zkušebního tělesa musí být rovnoběžné, proto byla spodní strana malty vyrovnána nanesením tmelu.

Tabulka 2.: Pevnosti v tlaku malt z Karlova mostu v Praze

Vzorek a číslo	Šířka [mm]	Hloubka [mm]	Výška [mm]	Pevnost [MPa] (ekvivalentní)
Malty				
IA	25,4	25,8	17,0	5,239
IB	39,0	28,0	10,8	2,862
IC2	39,1	24,2	14,9	10,290
IC3	39,0	29,6	14,9	7,539
IC průměrná pevnost				8,915
IIB	14,5	15,4	15,4	1,639
IIC	35,0	37,0	20,4	4,489

3. Závěr

Pro analýzu historických malt neexistuje platná norma. Přesto se analýze historických malt včetně tvorby speciálních metodik zkoušení věnuje celá řada výzkumných pracovišť. Technický výbor č. 167 mezinárodní organizace RILEM publikoval v roce 2005 metodiku pro mineralogicko-petrografický a chemický rozbor historických malt [7], která je zpracována s ohledem na vysokou variabilitu složení historických malt.

Technologie přípravy malty a zejména suroviny pro přípravu malt byly v různých lokalitách a kulturách různé. Na kvalitu vápna v maltě má vedle kvality vápence podstatný vliv i způsob jeho výpalu, způsob hašení vápna, způsob zrání hašeného vápna i čerstvé maltové směsi před jejím zpracováním. Širokou škálou materiálů často používaných v historických maltách jsou tzv. pucolány, přírodní nebo i technogenní materiály s vysokým obsahem hydraulických oxidů, které po smíchání s vápnem vytvářejí vodě odolné složky a dodávají maltě větší trvanlivost v prostředí více zatíženém vodou. Tyto materiály se liší v různých oblastech podle místní surovinové nabídky. Obdobně variabilní je složení kameniva. Zatímco na našem území je typickým plnivem v historických maltách křemenný písek s příměsí živců a slíd, v oblasti Středozemního moře se často vyskytují ve funkci plniva vápence a jiné minerály či horniny. Velkou roli v kvalitě vyzrálé malty hrají nejen suroviny, ale i technologie zpracování malty, vlhčení podkladu, množství záměsové vody, utažení povrchu a klimatické podmínky prostředí. Je tedy zřejmé, že na základě zjištěných vlastností historické malty je někdy snazší, jindy obtížnější odvozovat přesně z čeho a jakým způsobem byla malta připravena a jak aplikována. Interpretace zjištěných vlastností historických malt je snazší, má-li laboratoř k dispozici srovnávací atlas nebo databázi vlastností většího vzorku různých typů historických materiálů, se kterými je možno naměřená data konfrontovat. Úspěšnost každé laboratoře, která provádí zkoušení a zejména interpretaci vlastností historických materiálů závisí nejen na vybavenosti pracoviště a teoretických znalostech, ale stejnou měrou na praktických zkušenostech a vlastnictví dat naměřených na reprezentativních vzorcích různých typů malt.

Přestože zmíněná regionální i historická variabilita složení historických malt komplikuje vytvoření jednoduché typologie, existence široké a živé databáze by byla v každém případě významným nástrojem při analýze a interpretaci výsledků přírodovědných zkoušek.

Poděkování

Teoretická část presentovaných výsledků byla získána za finančního přispění grantových projektů GAČR 103/09/2067 a GAČR 103/07/1467 a výzkumného záměru VZ AV0Z20710524.

Literatura

- [1] MOROUPPOULOU.A., BAKOLAS, A., BISBIKOU, K.: *Characterization of ancient, Byzantine and later historic mortars by thermal and X-ray diffraction techniques*. Termochimica Acta 269/270 (1995) pp. 779-795.
- [2] MOROUPPOULOU.A., BAKOLAS, A., ANAGNOSTOPOULOU, E.: *Composite materials in ancient structures*, Cement&Concrete Composites 27 (2005) pp. 295-300.
- [3] DRDÁCKÝ, M. F.: *Testing of historic mortars on non-standard small size specimens*. In *In-situ evaluation & non-destructive testing of historic wood and masonry structures* (L. Binda, M. Drdáký, B. Kasal – eds.), ISBN 978-80-86246-36-9, ÚTAM AV ČR, Praha, 2007, pp.130-139.
- [4] DRDÁCKÝ, M., SLÍŽKOVÁ, Z.: Mechanical characteristics of historical mortars from tests on small-sample non-standard specimens, *Material Science and Applied Chemistry (Materiālzinātne un lietišķā ķīmija)*, Sēria 1, Sējums 17, pp. 21-29, ISSN 1407, Rīga, 2008.
- [5] DRDÁCKÝ, M., MAŠÍN, D., MEKONONE, D.M., SLÍŽKOVÁ, Z. – *Compression tests on non-standard historic mortar specimens*. In Proceedings HMC 08 (Historic Mortars Conference), Lisabon, 24.-26. září 2008, 10 str.
- [6] VANĚČEK, I., BLÁHA, J.: Rozbory omítek. *Stavba* 2/97, str. 53-58, pokračování *Stavba* 3/97, str. 54-55.
- [7] MIDDENDORF, B., HUGHES, J.J., CALLEBAUT, K., BARONIO, G., PAPAYIANI, I.: RILEM TC 167-COM: Characterisation of Old Mortars with Respect to their Repair. *Materials and Structures* 38 (October 2005) 761-780.

VLIV OKRAJOVÝCH PODMÍNEK NA PŘESNOST STANOVEDNÍ SOUČiniteLE DIFÚZNÍHO ODPORU U VÁPENNÝCH A VÁPENOCEMENTOVÝCH MALT

THE INFLUENCE OF INCOMING PARAMETERS ON ACCURACY OF DETERMINATION WATER VAPOUR RESISTANCE FACTOR OF LIME AND LIME CEMENT MORTARS

Lukáš Balík, Jiří Kolísko

České vysoké učení technické v Praze Kloknerův ústav

Anotace:

Článek se zabývá problematikou stanovení součinitele difúze vodní páry u materiálů s poměrně nízkou hodnotou μ do 20. Pozornost je věnována vlivu jednotlivých okrajových podmínek během měření na vypočítanou hodnotu μ , tedy na přesnost měření. Cílem článku je poukázat na faktory, které výrazně ovlivňují stanovenou hodnotu μ a způsob, jakým lze nepřesnost měření maximálně eliminovat.

Annotation:

The article deals with question of determination of water resistance vapour factor of high permeable building materials ($\mu \leq 20$). Lime mortal and mortal modified with stearate were tested. The attention is paid to influence of end conditions on final μ value. The aim of article is to refer to factors, which markedly influence test results (calculated μ value). The article also searches the way of minimization measurement errors.

Klíčová slova: hustota difúzního toku, propustnost vodní páry, faktor difúzního odporu, ekvivalentní difúzní tloušťka

Keywords: density of water vapour flow rate, water vapour permeance, water vapour resistance factor, water vapour diffusion-equivalent air layer thickness

1. Úvod

Nedílnou součástí správného návrhu sanace historických objektu z hlediska vlhkosti jsou jak opatření přímá (tj. radikální zásah do konstrukčního systému objektu, obnovení či vytvoření hydroizolační bariéry, snížení hydrostatického tlaku působící vody atd.), tak opatření doplňující, která mohou značně ovlivnit funkčnost a životnost výše zmíněných

přímých opatření. Dalším požadavkem na opatření doplňující je umožnění a maximálního urychlení samovolného uvedení konstrukčních částí objektu do původního “suchého” stavu.

Jedním z těchto opatření je materiálový návrh a doporučená aplikace omítek. Použité omítky by měly v maximální míře splnit následující technické požadavky:

- umožnit “vydýchávání” vodních par z konstrukce minimálně po dobu jejího vysychání,

- zabránit přímému vnikání (průsaku) vody do konstrukce po dobu své životnosti,
- zajistit dostatečnou a dlouhodobou ochranu zdiva vůči působení vnějšího klimatu,
- zajistit dostatečnou adhezi k podkladu a vzhledovou celistvost (bez trhlin a výdutí),
- zajistit přijatelný estetický vzhled (tj. požadovanou barevnou homogenitu bez přítomnosti solí, plísní, řas a vlhkostních map.).

Výše zmíněné (mnohdy téměř protichůdné) požadavky poukazují na složitost dané problematiky. Pozornost pracovníků KÚ v Praze je v současné době věnována zejména prvním dvěma bodům a jsou hledány materiálové kombinace, které umožní maximální zvýšení hydrofobity omítek při zachování jejich difúzních vlastností.

2. Cíle testů

V průběhu roku 2009 byla provedena a dále probíhá série měření a stanovení faktoru difúzního odporu u vzorků různých typů malt a to jak vápenných tak vápenocementových, které jsou nebo nejsou vnitřně hydrofobizovány. Testy proběhly na vzorcích vápenných, vápenocementových malt. Některé z nich byly modifikovány hydrofobizační přísadou na bázi stearanů. Pro účely testů byly připraveny série vzorků, které byly testovány až cca 6 měsíců po výrobě, aby byla ponecháno možnost k jejich vyvrácení. Cílem testů bylo zhodnocení vlivu modifikace malt vnitřní hydrofobizací na difúzní vlastnosti malt. Při zpracovávání této úlohy však vyplynula i řada otázek spojená se samotným způsobem měření a stanovení difúzních parametrů malt jako je:

- stanovení vhodných “předpokládaných” vstupních okrajových podmínek (nutná doba měření, vhodné intervaly časového snímání změn hmotností, zajištění maximální stability teploty a relativní vlhkosti),

- posouzení vlivu normových požadavků na reálnost a přesnost vyhodnocení součinitele difúzního odporu,

- stanovení vlivu odečtu hodnot závislosti časového průchodu vodní páry vzorkem na konečný výpočet součinitele difúzního odporu μ .

Těmito otázkami se zabývá následující článek a na praktickém měření ilustrujeme naše zkušenosti s experimentálním stanovováním vlastností malt.

3. Technologický postup zkoušek

3.1. Předpisy platných norem a směrnic

Testy byly prováděny v souladu s metodikou ČSN 73 2580, ČSN 72 7030, ČSN EN ISO 12572 a WTA 2-6-99/D metodou mokré misky (WetCup). Dané normy resp. směrnice specifikují:

- zkušební zařízení,
- zkušební vzorky,
- zkušební podmínky tj. teplotu prostředí a relativní vlhkosti suchého a vlhkého stavu s příslušnými tolerancemi,
- zkušební postup,
- výpočet a vyjádření výsledků,
- přesnost měření.

Z následující tabulky 2 je patrné, že předepsané okrajové podmínky dosud platnými normami či směrnicí WTA se liší a umožňují různý přístup k testům.

Tabulka 1.: Přehled doporučených okrajových podmínek normami ČSN a směrnicí WTA

Podmínky	Tolerance					Vzdálenost mezi nasyceným roztokem a zkušebním vzorkem	Norma, směrnice
	Teplota	Relativní vlhkost					
		Suchý stav		Vlhký stav			
		Určená hodnota	Tolerance	Určená hodnota	Tolerance		
°C - %RH	°C	%	%	%	%	mm	
23 - 0/50	23 ± 0,5	0	3	50	±3	15±5	ČSN EN ISO 12572
23 - 0/85	23 ± 0,5	0	3	85	±3		
23 - 50/93	23 ± 0,5	50	±3	93	±3		
38 - 0/93	38 ± 0,5	0	3	93	±3		
25 - 0/86	25 ± 0,5	0		86	± 2	10	ČSN 73 2580
23 - 0/50	23 ± 0,5	0	3	50	±3	35	WTA 2-6-99/D
23 - 0/85	23 ± 0,5	0	3	85	±3		
23 - 50/93	23 ± 0,5	50	±3	93	±3		
38 - 0/93	38 ± 0,5	0	3	93	±3		

Jedním z nejdůležitějších momentů prováděných testů a následného vyhodnocení je správné provádění vážení a vhodné zakončení testů.

ČSN EN ISO 12572 předepisuje, aby vážení probíhalo do doby, kdy se získá pro každý vzorek pět po sobě jdoucích stejných změn hmotnosti za interval vážení lišících se o ± 5% průměrné hodnoty hmotnosti každého vzorku a až do doby, kdy změny hmotnosti miskové sestavy nepřesáhnou 100 násobek opakovatelnosti vážení.

ČSN 73 2580 předepisuje, že v měření se má pokračovat do doby, kdy je přímkový průběh závislosti úbytku hmotnosti soustavy potvrzen alespoň 4 naměřenými hodnotami.

Otázka časového intervalu vážení je v ČSN EN ISO 12572 řešena v Příloze H. Interval lze odvodit na základě znalosti požadované přesnosti výsledku, opakovatelné chyby vážení použitých vah, geometrických rozměrů zkoušeného vzorku, rozdílu tlaků vodní páry a předpokládaného součinitele difúzního odporu..

Otázka časového intervalu vážení je v ČSN 73 2580 řešena v odstavci 12, který říká, že po 24 hodinách po uložení soustavy do klimatizační skříně se vzorek zváží a podle hmotnostního přírůstku se stanoví další intervaly vážení.

3.2. Technologický postup provedených testů

Každá zkušební sestava byla tvořena vzorkem těsně uzavírajícím prostor zkušební misky s vodným nasyceným roztokem. Sestava byla umístěna do zkušební skleněné uzavřené komory s řízenou relativní vlhkostí vzduchu. Teplota místnosti tj. i komory byla řízena vnitřní klimatizací laboratoře. Pravidelným vážením sestavy byl stanovován průstup vodní páry

v ustáleném stavu. Odečet hmotností byl zrealizován automatickým ukládáním dat do paměti připojeného počítače k vahám. V uzavřené komoře probíhalo měření souběžně na třech sestavách a během měření nedocházelo k otevírání komory (tj. dočasné změně relativní vlhkosti). Pohyb vzduchu nad vzorky byl zajištěn ventilátorkem umístěným uvnitř komory. Měřicí komora vč. připojení k PC je patrná z obrázku 1. Přehled provedených testů a popis vzorků je patrný z tab. 2. a dosažené okrajové podmínky z tab. 3. Zkoušky proběhly v souladu se směrnici WTA 2-6-99/D (viz tmavší řádek v tab. 1). Interval pro ukládání dat byl zvolen po 1 hod.



Obr. 1.: Měřicí komora s vloženou sadou tří vzorků, váhícím zařízením a propojením s PC. Vnitřní parametry komory (teplota, relativní vlhkost, barometrický tlak) jsou snímány uvnitř umístěným dataloggerem propojeným s PC.

Tabulka 2.: Přehled a popis testovaných kotoučů

Označení testovaného vzorku	Stáří vzorku po výrobě	Hmotnost testovaného vzorku	Hmotnost soustavy před vložením do komory	Tloušťka testovaného vzorku	Průměr	Objemová hmotnost	Plocha vystavená difúznímu toku	Použité vysoušedlo	Použitý zvlhčovač
		g	g	mm	mm	kg/m ³	m ²		
MV1-0	6 měsíců	338	1046,54	22,43	103,20	1803	0,006359	silikagel (SiO ₂)	dihydrogenfosforečn an amonný NH ₄ H ₂ PO ₄
MV1-STE 0,5%	6 měsíců	305,28	1208,08	20,93	104,00	1718			
MV1-STE 1%	6 měsíců	287,62	1218,49	20,25	104,48	1658			
MV1-STE 1,5%	6 měsíců	266,52	1340,06	20,35	104,10	1540			

Tabulka 3.: Přehled a popis testovaných kotoučů

Označení testovaného vzorku	Rozsah měřených tlaků hPa	Průměrná teplota prostředí °C	Průměrná relativní vlhkost vlhkého prostředí % rel.	Průměrná relativní vlhkost suchého prostředí % rel.
MV1-0	978,2 až 985,2	23,4	88	2,8
MV1-STE 0,5%	978,2 až 985,2	23,4	88	2,8
MV1-STE 1%	986,6 až 994,3	23,5	87,5	1,3
MV1-STE 1,5%	978,2 až 985,2	22,67	86,4	3,28

Na základě změn hmotností v závislosti na čase byl zakreslen graf závislosti úbytku hmotnosti miskových soustav na čase.

3.3. Výpočet a vyjádření výsledků

Postup výpočtu byl proveden dle normového předpisu a vzorců 1 až 7.

Rychlost změny hmotnosti :

$$\Delta m_{12} = \frac{m_2 - m_1}{t_2 - t_1} \quad (5)$$

kde: Δm_{12} : Změna hmotnosti za dobu pro jednotlivé stanovení [kg/s]

m_1 : Hmotnost zkušební sestavy v čase t_1 [kg]

m_2 : Hmotnost zkušební sestavy v čase t_2 [kg]

t_1 a t_2 : Časy po sobě jdoucích vážení

Hustota difuzního toku :

$$g = \frac{G}{A} \quad (6)$$

kde: g : Hustota difuzního toku vodní páry [kg/m²*s]

G : Směrnice závislosti (1) [kg/s]

A : vystavěná (měrná) plocha [m²]

Propustnost vodní páry :

$$W = \frac{G}{A * \Delta p_v} \quad (7)$$

kde: W : Propustnost vodní páry [kg/ (m²*s*Pa)]

Δp_v : Rozdíl tlaku vodní páry na obou stranách zkuš. vzorku [Pa]

$$Z = \frac{1}{W}$$

Difuzní odpor :

(8)

kde: Z : Difuzní odpor zohledňující částečný tlak vodní páry [$\text{m}^2 \cdot \text{s} \cdot \text{Pa} / \text{kg}$]

$$\delta = W \cdot d$$

Součinitel difuzní vodivosti :

(9)

kde: δ : Součinitel difuzní vodivosti [$\text{kg} / \text{m} \cdot \text{s} \cdot \text{Pa}$]

d : Průměrná tloušťka difuzního vzorku [m]

$$\mu = \frac{\delta_a}{\delta}$$

Faktor difuzního odporu :

(10)

kde: μ : Faktor difuzního odporu [-]

δ_a : Součinitel difuze vodní pár u atmosférického tlaku [$\text{kg} / \text{m} \cdot \text{s} \cdot \text{Pa}$]

$$s_d = \mu \cdot d$$

Ekvivalentní difuzní tloušťka:

(11)

kde: s_d : Tloušťka ekvivalentní vzduchové vrstvy [m]

Hodnoty vypočtených součinitelů difúzního odporu na základě provedení pilotního testu jsou patrné z následující tabulky 4.

Tabulka 4.: Vyhodnocení pilotního testu provedeného na vápenné maltě modifikované stearanem

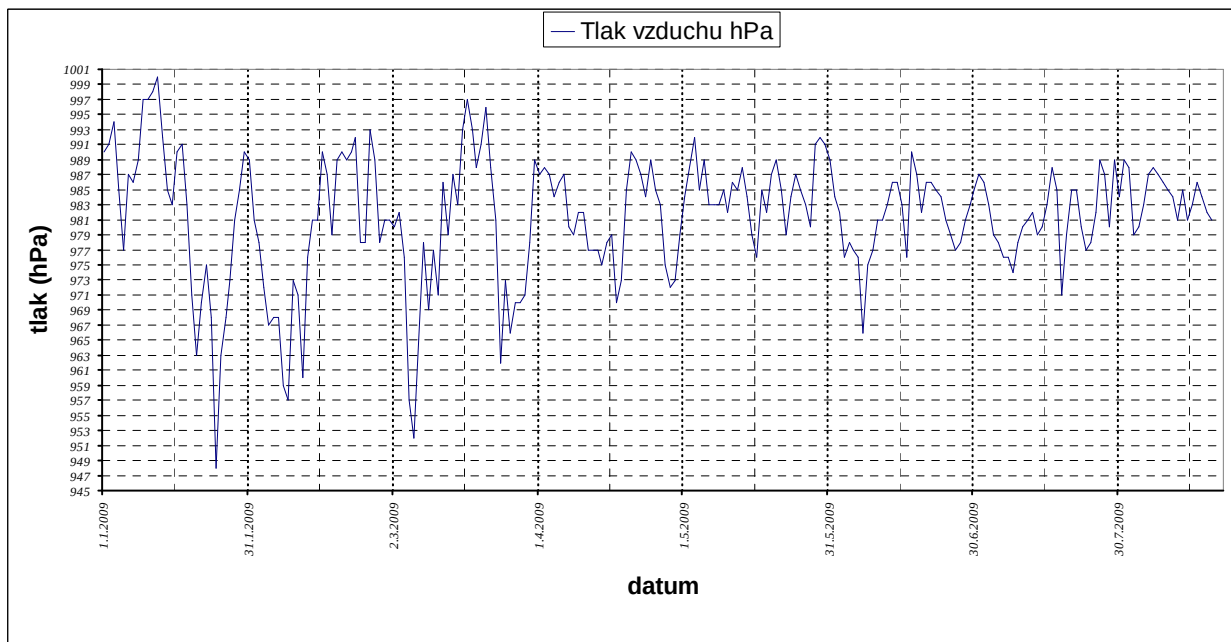
Označení testovaného vzorku	Oscilace směrnice v období měření $\cdot 10^{-8}$	Oscilace hodnot odpovídajících faktorů difúzního odporu -	Max. chybná odchylka od stanovené hodnoty %	Směrnice stanovená po vytvoření rovnovážného stavu $\cdot 10^{-8}$	Vypočtený faktor dif.odporu -
MV1-0	1,43 až 1,76	6,96 až 8,98	19	1,48	8,6
MV1-STE 0,5%	1,47 až 1,98	6,46 až 9,26	26	1,5	8,7
MV1-STE 1%	1,77 až 1,96	7,13 až 8,08	10	1,7	7,3
MV1-STE 1,5%	0,97 až 1,33	8,41 až 12,88	37	1,3	9,4

4. Stanovení vhodných vstupních podmínek a očekávaných hodnot pro vápenné a modifikované malty

Na základě dosud provedených měření, dosažených výsledků a vyhodnocených parametrů byly definovány podmínky a zásady pro provádění testů a vyhodnocování součinitele difúzního odporu u vápenných a modifikovaných malt. Zásady lze shrnout do následujících bodů:

- U vápenných vnitřně hydrofobizovaných i nehydrofobizovaných malt lze očekávat hodnoty součinitele difúzního odporu v rozmezí 6 až 12 čemuž odpovídají směrnice závislosti změny hmotnosti soustav v čase v řádech $0,5$ až 2×10^{-8} .
- Pro dosažení rovnovážného stavu je vhodné počítat s obdobím hodin až dnů.
- Pro vápenné vnitřně hydrofobizované i nehydrofobizované malty doporučujeme při uspořádání dle kap. 3.2. minimální období testů 3 týdny s intervalem ukládání dat hmotností 24 hod.
- Testy by měli být prováděny v období s minimálními změnami barometrického tlaku. Podle průběhu tlakové křivky viz graf 1 v období 1.1. až 18.8. 2009 (s minimem 945 hPa a maximem 1000 hPa) se jeví pro testy vhodnější jarní a letní období ve srovnání s obdobím zimním.

Graf 1: Průběh tlaků na území Prahy v období 1.1. až 18.8. 2009



- Testy by měli být vzhledem k tlakovým změnám prováděny v nejkratším možném období. Následující tabulka 5 poukazuje na maximální změny barometrického tlaku ve stanovených časových periodách, které nastaly v období od 1.1. do 18.8. 2009.

Tabulka 5.: Maximální absolutní změny barometrického tlaku

Perioda	Změna tlaku hPa
1 hodina	3,5
12 hodin	14,8
24 hodin	18,7
336 hodin (14 dnů)	45

- Lze doporučit provádění testů v prostoru s řízeným mikroklimatem s minimálními změnami či zásahy (nejlépe uzavřený prostor po celou dobu testů).
- Během testů lze doporučit kontinuální snímání všech parametrů (tj. parametry suchého prostředí (teplota, vlhkost), parametry vlhkého prostředí – referenčně a také barometrický tlak v komoře).

5. Posouzení vlivu normových požadavků a vnesených chyb měření na přesnost vyhodnocení součinitele difúzního odporu

Přesnost a věrohodnost dosažených výsledků je ovlivněna:

- nepřesností stanovení jednotlivých veličin,
- nepřesností měření,
- změnami působení okolního prostředí (teplota, relativní vlhkost, barometrický tlak),
- ostatními vlivy (technologie výroby vzorku, doba dosažení rovnovážného stavu atd.),
- chybou při odečtu a začlenění získaných dat do výpočtu.

Mezi hlavní parametry, které ovlivňují výsledné výpočty patří:

- stanovení vystavené plochy a tloušťky zkušební vzorku,
- stanovení tloušťky vzduchové vrstvy mezi vzorkem a hladinou solného roztoku,
- nastavení a udržení teploty prostředí v okolí misky a v misce samotné,
- barometrický tlak a jeho změny v průběhu zkoušek,
- hodnoty relativních vlhkostí vzduchu v okolí misky a v misce samotné,
- výběr hodnot a odečet směrnice změny hmotnosti soustav zkušebních vzorků.

V rámci výpočtů provedených u testů byl vyhodnocen vliv normově povolených nepřesností měření na výsledné stanovení součinitele difúzního odporu. Dopad normově přípustných tolerancí a reálných přesností měření na výslednou vypočtenou hodnotu faktoru difúzního odporu μ je patrný z následující tabulky 6:

Tabulka 6.: Vliv povolené normové nepřesnosti na hodnotu součinitele difúzního odporu

Parametr	Měrná jednotka	Maximální povolená nepřesnost měření dle ČSN 727030 %	Vliv povolené nepřesnosti na výslednou hodnotu μ %
Relativní vlhkost vlhkého prostředí	%rel.	2	2,4
Množství páry prošlé vzorkem	kg	1,5	1,8
Tloušťka vzorku	mm	1,5	1,5
Teplota vzduchu	°C	0,5	0,8
Relativní vlhkost suchého prostředí	%rel.	2	0,1
Časové údobí, za které bylo určeno množství vodní páry	s	0,05	0,1
Plocha vzorku	mm ²	0,01	0,02

Na základě reálně provedených měření a vyhodnocení vlivů, které mohou ovlivnit výsledek výpočtu μ byla vytvořena tabulka 7, která orientačně ilustruje váhu parametru a jeho vliv na chybu stanovení μ vlivem nestabilních okrajových podmínek měření. Spíše než % hodnoty vnesené chyby je v tabulce poukázáno na váhu jednotlivých vlivů (v sestupném pořadí), které ovlivňují výsledné hodnoty.

Tabulka 7.: Váha jednotlivých parametrů při vnášení chyby do konečného výpočtu μ

Parametr	Měrná jednotka	Možné vnesení chyby %
Směrnice křivky úbytku hmotnosti	kg/s	29
Teplota vzduchu	°C	24
Plocha vzorku	mm ²	15
Relativní vlhkost vlhkého prostředí	%rel.	13
Tloušťka vzduchové vrstvy mezi vzorkem a hladinou solného roztoku	mm	10
Tloušťka vzorku	mm	9
Barometrický tlak vzduchu	hPa	5
Relativní vlhkost suchého prostředí	%rel.	3

Z tabulky 7 je patrné, že zcela zásadní vliv na výpočet hodnoty μ má způsob odečtení dat z grafu změny hmotnosti soustavy v čase a stanovení směrnice příslušné křivky. Z provedených měření je patrné, že přes dodržení normového postupu konsolidace a následného uložení vzorků do komory dochází v období do dosažení rovnovážného stavu ke změnám hmotnosti soustavy, které nejsou ovlivněny pouze ustálením podmínek v materiálu vzorku, ale značný vliv mají také jiné procesy (např. vysychání těsnících tmelů, úprava teploty a vlhkosti prostředí komory atd.). Z naměřených hodnot je patrné, že počáteční hodnoty směrnice se mohou ke nejbližšímu výsledku blížit oboustranně. Na druhé straně dlouhodobé ponechání vzorku v komoře může způsobit zhoršení difúzních vlastností vzorku vlivem krystalizace solí v jeho pórové struktuře, což je určitý nedostatek metody WET CUP. Jistý nedostatek v současném normovém předpisu lze shledat v nedostatečné definici přímkového průběhu změn hmotnosti soustavy. Podle doposud získaných zkušeností, ke konstantnímu úbytku hmotnosti (z podstaty vzorku) v čase nikdy nedochází a vždy

se jedná o pouhé přiblížení k přímkovému průběhu. Jistým řešením byla definice možné chyby (např. max. směrodatné odchylky) s logickým vyloučením monotónnosti odchylek.

6. Závěr

V průběhu roku 2009 byla provedena a dále probíhá série měření a stanovení faktoru difúzního odporu u vzorků různých typů malt a to jak vápenných tak vápenocementových, které jsou nebo nejsou vnitřně hydrofobizovány. Cílem testů bylo primárně zhodnocení vlivu modifikace malt vnitřní hydrofobizací na difúzní vlastnosti malt. Při zpracovávání této úlohy však vyplynula i řada otázek spojená se samotným způsobem měření a stanovení difúzních parametrů malt jako jsou:

- stanovení vhodných “předpokládaných” vstupních okrajových podmínek (nutná doba měření, vhodné intervaly časového snímání změn hmotností, zajištění maximální stability teploty a relativní vlhkosti),
- posouzení vlivu normových požadavků na reálnost a přesnost vyhodnocení součinitele difúzního odporu,
- stanovení vlivu odečtu hodnot závislosti časového průchodu vodní páry vzorkem na konečný výpočet součinitele difúzního odporu μ .

Těmito otázkami, které v řadě případů nemají odpovědi v normových předpisech, se zabývá následující článek. Na praktickém měření ilustrujeme naše zkušenosti s experimentálním stanovováním vlastností malt. U testovaných vápenných malt vnitřní hydrofobizace vedla k velmi mírnému zvýšení součinitele difúzního odporu a jeho hodnota ležela v očekávaném rozmezí hodnot difúzního odporu v rozmezí 6 až 12

Na základě dosud provedených měření, dosažených výsledků a vyhodnocených parametrů byly odvozeny detailnější podmínky a zásady pro provádění a vyhodnocování součinitele difúzního odporu u malt, které lze shrnout v následujících bodech.

- Pro dosažení rovnovážného stavu je nezbytné počítat s obdobím několika dnů.
- Pro vápenné a vápenocementové malty doporučujeme při uspořádání dle kap. 3.2. minimální období testů 3 týdny s pravidelným intervalem odečtu a ukládání dat hmotností. Max. interval mezi odečty lze doporučit 24 hod.
- Testy by měly být prováděny v období s minimálními změnami barometrického tlaku.
- Testy by měly být vzhledem k tlakovým změnám prováděny v nejkratším možném období
- Z předchozích bodů plyne, že ideální je provádění testů v prostoru s řízeným mikroklimatem s minimálními změnami či zásahy (nejlépe uzavřený prostor po celou dobu testů).
- Během testů doporučujeme kontinuální snímání všech parametrů (tj. parametry suchého prostředí (teplota, vlhkost), parametry vlhkého prostředí – referenčně a také barometrický tlak v komoře).

Jistý nedostatek v současném normovém předpisu postupu při testech lze shledat v nedostatečné definici přímkového průběhu změn hmotnosti soustavy. Podle doposud získaných zkušeností, ke konstantnímu úbytku hmotnosti (již z podstaty vzorku) v čase nikdy nedochází a vždy se jedná o pouhé přiblížení k přímkovému průběhu. Jistým řešením by byla definice možné chyby (např. max. směrodatné odchylky) s logickým vyloučením monotónnosti odchylek.

Poděkování

Tento článek vznikl za podpory grantového projektu GA ČR 103/08/1452.

Literatura

- [1] ČSN 72 7030 : 1974. Stanovení součinitele difúze vodní páry stavebních materiálů. Všeobecná část.
- [2] ČSN EN ISO 12572 : 2002. Tepelně vlhkostní chování stavebních materiálů a výrobků - Stanovení prostupu vodní páry.
- [3] ČSN 73 2580 : 1982. Zkouška prostupu vodních par povrchovou úpravou stavebních konstrukcí.
- [4] WTA – směrnice 2-7-01/D. Vápenné omítky v památkové péči. 1. vydání. Vědeckotechnická společnost pro sanace staveb a péči o památky – WTA CZ, 2007. 20 s. ISBN 978-80-02-01986-2.
- [5] WTA – směrnice 2-9-04/D. Sanační omítkové systémy. 1. vydání. Vědeckotechnická společnost pro sanace staveb a péči o památky – WTA CZ, 2008. 20 s. ISBN 978-80-02-02103-2.

Kontakt

Doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D., tel: 00420 224353537, e-mail: kolisko@klok.cvut.cz,
Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6

Ing. Lukáš Balík, Ph.D., tel: 00420 224353509, e-mail: balik@klok.cvut.cz, Kloknerův
ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6

METODY TESTOVÁNÍ HYDROIZOLAČNÍCH NÁTĚRŮ A STĚREK NA BÁZI SEKUNDÁRNÍ KRYSTALIZACE CEMENTU

METHODS OF TESTING HYDROINSULATION COATINGS AND SCREEDS BASED ON SECONDARY CRYSTALLIZATION OF CEMENT

**Pavel Dohnálek^a, Rostislav Drochytka^b,
Štěpán Bohuš^b, Zdeněk Vávra^a**

^a Betosan s.r.o., ^b ÚTHD FAST VUT Brno

Anotace:

Přednáška představuje vývoj hydroizolačních krystalizačních nátěrů a stěrky prováděný ve spolupráci Betosan s.r.o. a Fakulty Stavební VUT Brno v rámci projektu FT-TA4/013 spolufinancovaného Ministerstvem Průmyslu a Obchodu ČR. Tyto inovativní nátěrové materiály jsou vyvíjeny na bázi sekundární krystalizace cementu za současného použití odpadních surovin, jako jsou vysokopecní struska a elektrárenský popílek, se zaměřením na těsnost vůči různým agresivním kapalinám. Článek se především zaměřuje na popis nestandardní experimentální metody používané v rámci tohoto projektu, konkrétně na měření pomocí speciálně zkonstruované aparatury pro zkoušky těsnosti povrchových úprav vůči agresivním kapalinám.

Annotation:

Article presents development of hydroinsulation crystallization coatings and screedings done in cooperation of Betosan s.r.o. and College of Civil Engineering of VUT Brno within project FT-TA4/013 cofinanced by Ministry of Industry and Commerce of Czech Republic. These innovative materials are being developed on the basis of secondary crystallization of cement and simultaneous use of waste materials, such as blast-furnace slag and fly-ash, with focus on impermeability against different aggressive liquids. Article focuses on description of non-standard experimental method used within this project, concretely testing using newly developed apparatus for testing of impermeability of surface finishes against aggressive liquids.

Klíčová slova: sekundární krystalizace, beton, nátěry, stěrky, zkoušení

Keywords: secondary crystallization, concrete, coatings, screedings, testing

1. Úvod

Článek představuje vývoj hydroizolačních krystalizačních nátěrů a stěrek prováděný ve spolupráci Betosan s.r.o. a Fakulty Stavební VUT Brno v rámci projektu FT-TA4/013 spolufinancovaného Ministerstvem Průmyslu a Obchodu ČR. Tyto inovativní nátěrové materiály jsou vyvíjeny na bázi sekundární krystalizace cementu za současného použití odpadních surovin, jako jsou vysokopecní struska a elektrárenský popílek, se zaměřením na těsnost vůči různým agresivním kapalinám. Článek se především zaměřuje na popis nestandardní experimentální metody používané v rámci tohoto projektu, konkrétně na měření pomocí speciálně zkonstruované aparatury pro zkoušky těsnosti povrchových úprav vůči agresivním kapalinám.

Nových poznatků, v oblasti použití sekundární krystalizace betonu bylo v uplynulých 5 letech relativně málo. Při tom se i v ČR a SR začala v širším měřítku prosazovat technologie bílých van, bylo a je potřeba řešit ochranu objektů v zemědělství (hnojiva, silážní šťávy), v mnohem širším měřítku se v rámci vstupu do Evropské Unie uplatňují zvýšené nároky na ochranu spodních vod (úložiště odpadů, manipulační plochy v třídárnách druhotného odpadu aj.).

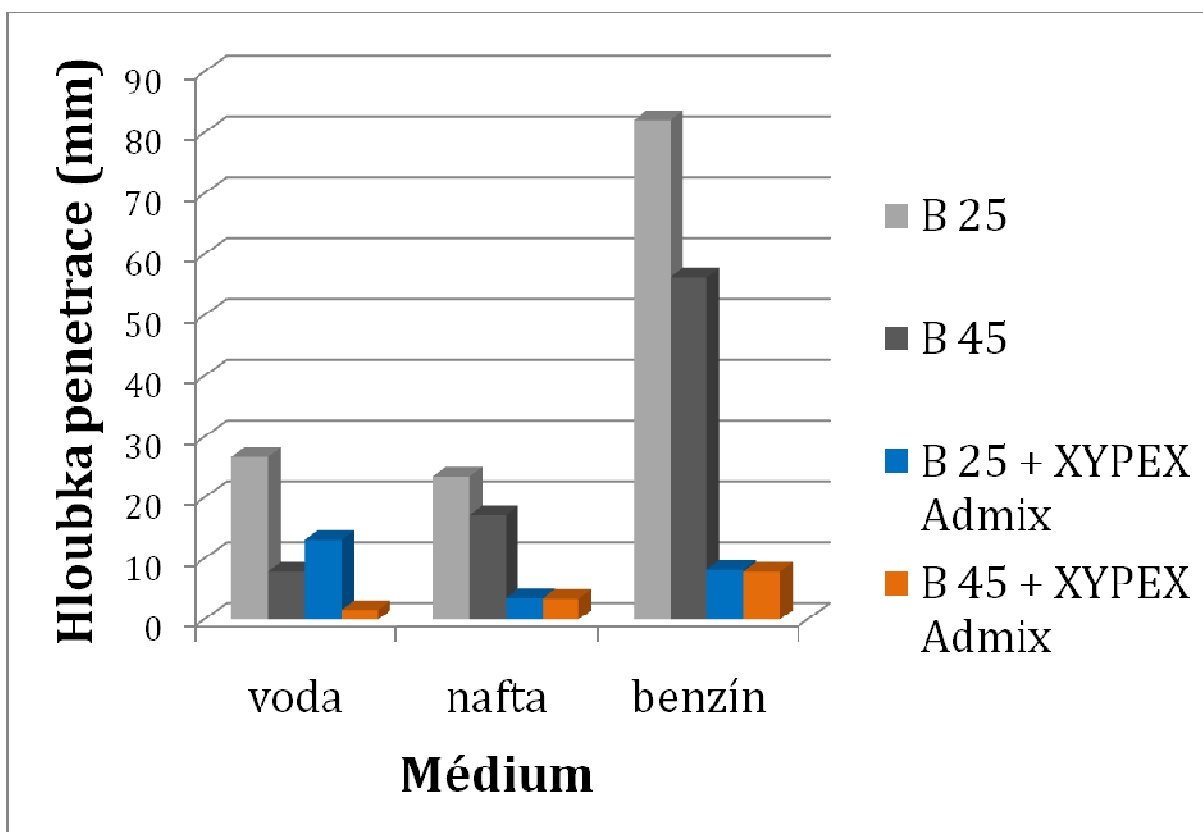
V tomto ohledu jsme uvítali možnost spolupráce ze strany Vysokého Učení Technického Brno, Fakulty Stavební, jmenovitě Prof. Drochytky vedoucího Ústavu Technologie Hmot a Dílců. Víceletý, částečně ze strany státu dotovaný, výzkumný projekt, si předsevzal hledat další, nová využití sekundární krystalizace betonu. Cílem výzkumného projektu je formulace polymercementových nátěrů a stěrek se zvýšenou plynotěsností například vůči vzdušnému CO_2 a radonu za využití sekundární krystalizace betonu. Dále ověření jejich chemické odolnosti a nepropustnosti pro různé ekologicky nebezpečné látky.

Výzkumný projekt byl rozvržen do čtyř let a řešení projektu začalo v roce 2007, proto jsou v současné době k dispozici pouze dílčí výsledky. Jednou z dílčích etap výzkumného projektu byla konstrukce a praktické ověření aparatury pro ověřování nepropustnosti betonů či malt s nanesenými krystalizačními nátěry a stěrkami vůči rozmanitým vodným, roztokům či nevodným kapalinám.

Proč právě tato aparatura a tato atypická metodika? Bylo mnohokrát v minulosti ověřeno, že sekundární krystalizace betonu má schopnost účinně omezovat transport vody betonem. Nicméně bylo současně mnohokrát řečeno, že pro detailnější studium účinné dávky, ověření charakteru vlhkostního uložení zkušebních těles, apod. se klasické zkoušky vodotěsnosti ukázaly jako velmi omezeně použitelné. Dopady na změny vnitřní struktury, rychlost utěšňování zkušebních těles, účinné množství přísady ve vztahu k obsahu cementu a další technologicky významné parametry se klasickou zkouškou vodotěsnosti dle ČSN EN 12 390-8 nedají identifikovat.

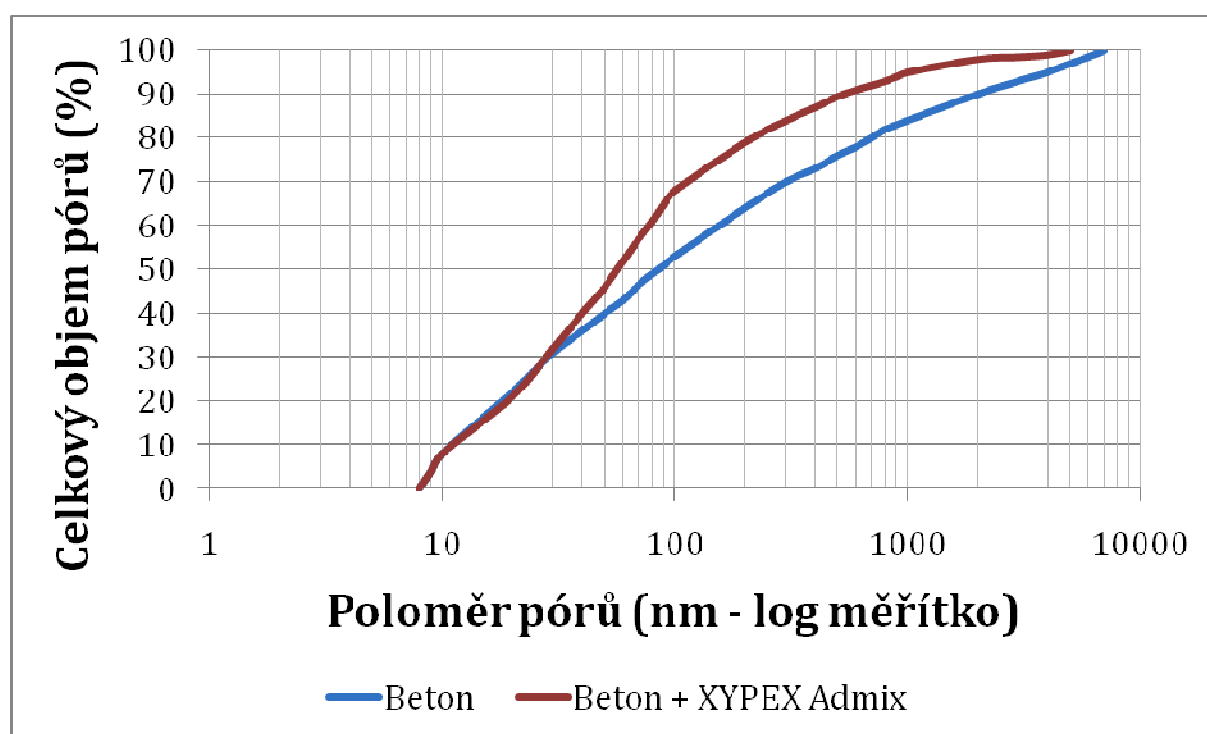
Jako výrazně citlivější, se v minulosti ukázala být zkouška propustnosti zkušebních těles vůči nevodným kapalinám. Z řady testovaných médií se zejména jako velmi citlivá kapalina ukázal být automobilový bezolovnatý benzin typu NATURAL. Zkoušky, které byly ovšem primárně orientovány na praktické ověření účinnosti utěšňování betonu havarijních jímek ve stáčírnách PHM, ukázaly velmi přesvědčivě výrazné dopady těsnící přísady sekundární krystalizace betonu na transportní parametry ošetřených betonů. Zatímco neošetřené vzorky betonu třídy B 20 ve stáří 28 dnů byly bezolovnatým benzinem

NATURAL penetrovány při tloušťce vzorků 20 mm po 290 až 320 minutách, identické vzorky betonu s přísadou XYPEX Admix a následně ošetřované vodou po dobu 21 dnů při zatížení vodním sloupcem o přetlaku 14 kPa byly schopny zadržovat benzin NATURAL po dobu delší než 14 dnů, tj. po dobu delší než 21 000 minut (Obr. 1).

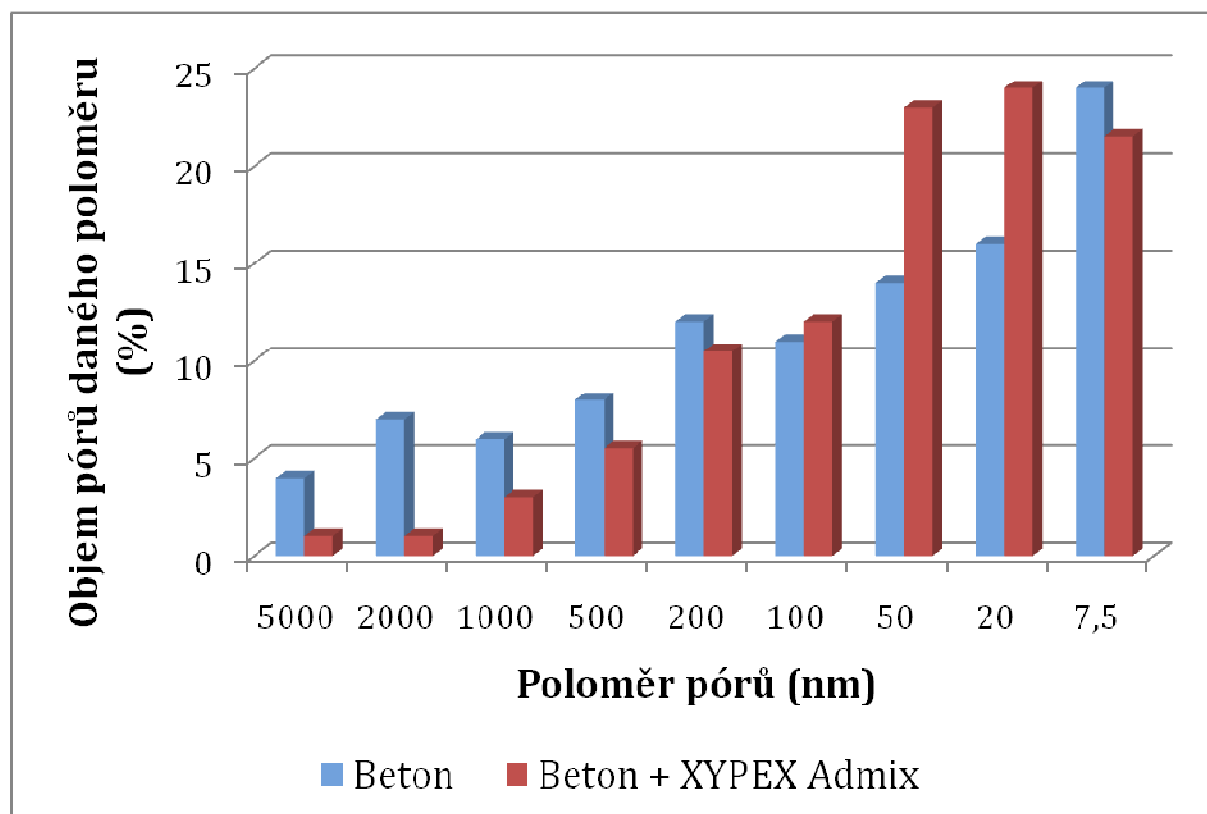


Obr. 1.: Penetrace vody, nafty a benzínu do betonu bez a s přísadou XYPEX Admix

Na zkoumaných vzorcích byla následně provedena porozimetrická analýza s cílem ověřit dopady prostředků sekundární krystalizace na mikrostrukturu betonu. Výsledky jsou uvedeny v Obr. 2 a 3.



Obr. 2.: Integrální rozdělení pórů. Vzorky s a bez nátěru XYPEX® Admix



Obr. 3.: Histogram objemu pórů v rozmezí daných poloměrů – s a bez nátěru XYPEX® Admix

Porozimetrická analýza ukázala, že aplikace prostředku sekundární krystalizace XYPEX® Concentrate vedla u zkoumaného betonu v oblasti velikosti pórů 7 500 až 7,5 nm k poklesu celkové pórovitosti ze 41,6 mm³/g na 25,2 mm³/g. Z hlediska transportu vody i jiných kapalin je však významnější, že došlo k výrazné změně v distribuci velikosti pórů v oblasti pod 100 nm. Póry této velikosti jsou obecně považovány za hranici, kdy u pórů o menším průměru již nemůže k transportu vody docházet. V tomto ohledu lze z provedené analýzy vyčíslit, že u vzorků ošetřených prostředkem sekundární krystalizace betonu činí objem pórů větších než 100 nm 5,29 mm³/g, zatímco v neošetřeném betonu činí podíl pórů této velikosti 19,97 mm³/g. V důsledku aplikace sekundární krystalizace a růstu krystalických novotvarů tedy došlo k poklesu objemu kapilárních pórů, tedy pórů penetrovatelných vodou, o 73%. Tento dramatický pokles v objemu transportních cest velmi dobře koreluje se zjištěnou schopností bránit v transportu snadno pronikajícím nízkomolekulárním nepolárním kapalinám, jako je automobilový benzin. U rozvětvených a výšemolekulárních organických kapalin, jako je transformátorový olej či motorová nafta, nedošlo k průniku těchto médií u zkušebních těles ani po několikaměsíční expozici (přesahující u transformátorového oleje 12 měsíců).

Dopady na mikrostrukturu betonu lze pravděpodobně nejlépe ilustrovat na výsledcích měření koeficientu filtrace. Tato měření, která byla prováděna v letech 1999 až 2001 primárně zaměřena na stanovení optimální dávky přísady XYPEX® ADMIX do čerstvé betonové směsi, což je jedna z možností aplikace prostředků sekundární krystalizace. Měření byla prováděna na konstrukčním betonu třídy B 20 bez přísad a s dávkou krystalizační přísady na úrovni 1, 2 a 2,5% vztaženo na obsah cementu v daném betonu. Koeficient filtrace byl zkoušen metodou G dle ČSN 71 1020 „Laboratorní stanovení propustnosti zemin“. Měření vyžaduje, aby proměřovaný vzorek byl zcela vyplněn (nasyčen) vodou. Vzorky byly syceny tzv. zpětným tlakem 300 kPa. Sycení vzorku obsahujícího 2% krystalizační přísady bylo ukončeno po 30 dnech a teprve po té bylo možno stanovit koeficient filtrace. Vzhledem k tomu, že u vzorku obsahujícího 2,5% přísady se nepodařilo při tomto tlaku vzorek nasytit (nebylo možno vytěsnit vzduch z pórového systému), byl zpětný tlak sycení zvýšen na 400 kPa a sycení bylo prodlouženo o dalších 44 dnů. S ohledem na to, že ani po této době se nepodařilo vzorek vodou nasytit, bylo stanovení koeficientu filtrace u tohoto vzorku ukončeno. Výsledky jsou shrnuty do tabulky 1.

Tabulka 1: Hodnoty koeficientu filtrace u konstrukčního betonu v závislosti na dávce přísady krystalizační přísady

obsah přísady XYPEX®	konstantní hydraulický spád	koeficient filtrace k_1 (ms ⁻¹)
0%	34	$0,68 \cdot 10^{-9}$
1%	33	$7,6 \cdot 10^{-11}$
2%	63	$2,5 \cdot 10^{-11}$
2,5%	-	neměřitelné $< 1,0 \cdot 10^{-13}$

Tato stanovení přesvědčivě ukázala, že působení prostředků sekundární krystalizace díky postupnému uzavírání transportních cest, může omezit transport vody betonem až na neměřitelnou úroveň. Zeminy či materiály s koeficientem filtrace na úrovni $1 \cdot 10^{-11}$ ms⁻¹ jsou klasifikovány jako nepropustné pro vodu.

Je ovšem nutno připustit, že stanovení koeficientu filtrace, stejně jako porozimetrická analýza jsou instrumentálně mimořádně náročné laboratorní postupy. Naproti tomu je stanovení propustnosti pro vodné či nevodné kapaliny výrazně jednodušším postupem. Navíc umožňuje naprosto reálné ověření odolnosti povrchové úpravy či přísady krystalizačního nátěru nebo stěrky vůči rozmanitým konkrétním agresivním kapalinám.

2. Vývoj a konstrukce přetlakové aparatury pro testování odolnosti vůči agresivním kapalinám

V roce 2008 byla prováděna příprava na etapu 4 – Hodnocení vlastností navrženého krystalizačního systému z hlediska zvýšení korozní odolnosti železobetonu, konkrétně na podetapu 4. a) – Zhodnocení vlivu navržených hmot na zvýšení bariérových schopností betonu vůči průniku agresivních látek. V rámci této přípravy byla ve spolupráci Synpo a.s. s Betosan s.r.o. zkonstruována aparatura pro přetlakové testování bariérových vlastností nově navržených nátěrů a stěrek vůči průniku různých agresivních médií. V případě této aparatury se specificky jednalo o bariérové vlastnosti vůči různým agresivním kapalinám. V rámci tohoto projektu bylo uvažováno s následujícími typy agresivních kapalin: benzín, motorová nafta, motorový olej, brzdová kapalina, aceton a další organická ředidla, silážní šťávy a další. Jak je z předchozího výčtu patrné, jedná se buď o látky vysoce hořlavé, žíravé či tikavé nebo alespoň silně zapáchající. Současně většina uživatelů bariérových nátěrů má požadavek na odolání minimálnímu přetlaku alespoň 500 mm, někdy však i více. Z toho vyplývá, že zkušební plocha nátěru či stěrky musí být zatěžována sloupcem minimální výšky 500 mm a tím pádem i příslušného minimálního objemu dané kapaliny. Z toho vyplývá nebezpečnost (hořlaviny, žíraviny) nebo nepříjemnost (zápach) provozování podobných zkoušek.

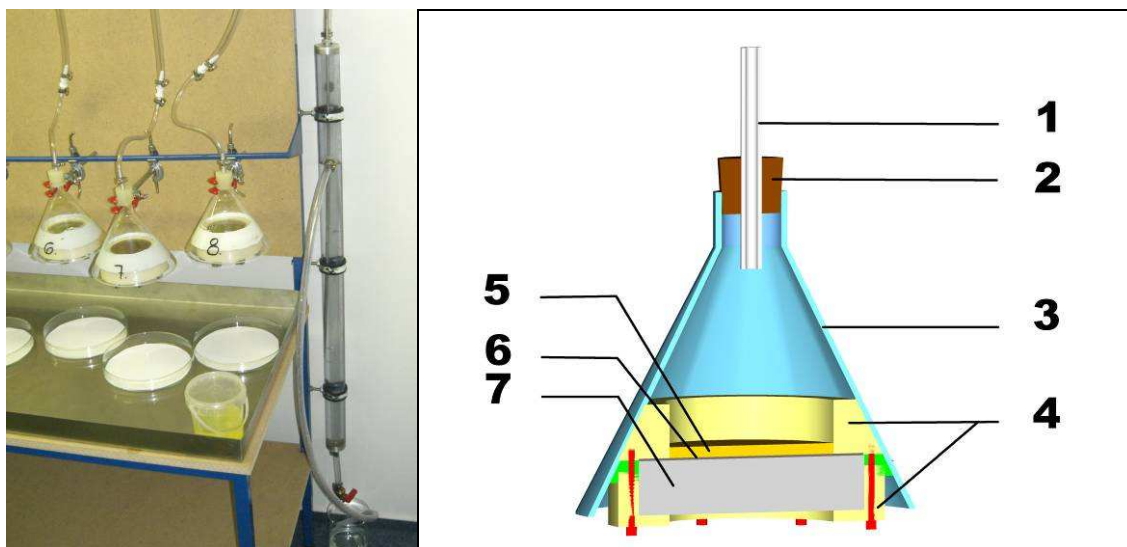
Proto jsme v rámci tohoto projektu přikročili ke konstrukci přetlakové aparatury pro zkoušky navržených nátěrů a stěrek, která by umožnila testování za použití minimálního množství dané agresivní kapaliny. Ve spolupráci techniků Synpo a.s. a Betosan s.r.o. byla postupně zkonstruována přetlaková aparatura vyobrazená na níže uvedených fotografiích.

Jedná se o principiálně jednoduchou aparaturu (Obr. 4), která používá stlačený vzduch v tomto případě dodávaný z tlakové lahve (alternativně z kompresoru) k vytvoření potřebného přetlaku na malou vrstvu agresivní kapaliny na testovaném vzorku. Regulace úrovně přetlaku je prováděna pomocí nastavitelného vodního sloupce (Obr. 5) v rozmezí 500 až 1000 mm a je jednotná pro všech osm testovacích míst aparatury. Testovaný vzorek nátěru či stěrky je vždy nanesen na standardní velmi porézní betonový vzorek průměru 100 mm a tloušťky 20 mm. Tento je poté upevněn se zkoušenou povrchovou na horním líci do rozebíratelné objímky z vysoce chemicky odolného plastu a dotěsněn gumovými o-kroužky. Tato objímka je chemicky odolným tmelem pevně přitmelena k obrácené násypce z laboratorního skla, která slouží jako testovací komora (Obr. 6). Přívod stlačeného vzduchu k vytvoření přetlaku z tlakové lahve přes regulační ventil je realizován systémem ventilů a plastových hadiček napojených na jednotlivá testovací místa a jemnou regulaci pomocí nastavitelného vodního sloupce.

V průběhu roku 2008 byla výše popsaná aparatura sestavena a odzkoušena a nainstalována do laboratoře Betosan s.r.o., kde byly provedeny první praktické zkoušky, záměny komponentů a doladění, takže je aparatura v současné době připravená k testování vzorků nově navržených nátěrů a stěrek v rámci etapy 4 tohoto projektu.



Obr. 4.: Přetlaková testovací aparatura – celkový pohled



Obr. 5 a 6.: Vodní sloupec pro regulaci přetlaku na testovací místa, detail testovacího místa s přívodem vzduchu (1), zátkou (2), laboratorní násypkou (3), vlepenou objímkou (4), testovací kapalinou (5) na testovaném nátěru (6) naneseném na podkladní betonové těleso (7)

3. Aparatura pro zkoušení prostupu plynů povrchovými úpravami

Další součástí výzkumného projektu je testování navržených stěrek a nátěrů na prostup plynů. Konkrétně zejména vzduchu a tím pádem i vzdušného CO_2 , dále pak především radonu pro případnou certifikaci výsledných materiálů jako protiradonová bariéra. Na testování prostupu vzduchu navrženými nátěry a stěrkami byla zkonstruována jednoduchá zkušební aparatura (Obr. 7 a 8) umožňující uchycení betonových vzorků s danou povrchovou úpravou. Na povrch testovaného povrchu působí přetlak daného plynu, v tomto případě vzduchu na úrovni 5 kPa. Po stabilizaci počátečního přetlaku je uzavřen přívod plynu z tlakové láhve a je aktivován digitální dataloger měřící postupný pokles tlaku v testovací komoře, který je daný pouze prostupem plynu testovanou povrchovou úpravou. Digitální záznam je poté analyzován v počítači, kde je zejména sledována směrnice přímký proložené grafem z testovaných dat.



Obr. 7 a 8.: Aparatura pro zkoušení prostupu plynů povrchovými úpravami

4. Závěr

V průběhu roku 2009 jsou obě výše popsané aparatury využívány k testování v rámci projektu navržených polymercementových nátěrů a stěrek s krystalizační přísadou. V první fázi se jedná o testování délky odolání prostupu následujících agresivních kapalin při přetlaku 500 mm vodního sloupce:

- Benzín typu natural
- Motorová nafta
- Motorový olej
- Brzdová kapalina
- Aceton
- Silážní šťávy
- a další

Záměrem použití aparatury je měřit časový úsek od začátku testu po případnou penetraci dané agresivní kapaliny testovanou povrchovou úpravou.

V druhé fázi bude využita aparatura pro testování prostupu plynů. Testovacím médiem bude stlačený vzduch s počátečním přetlakem 5 kPa a výsledkem bude hodnota směrnice přímky proložené grafem zaznamenaných dat. Tato zkouška bude následně doplněna zkouškou na prostup koncentrovaného CO₂ a normovanou zkouškou na prostup radonu.

Výše uvedené výsledky budou vyhodnoceny dohromady s výsledky ostatních nezávislých testů navržených nátěrů a stěrek a na tomto základě bude rozhodnuto o jejich další úpravě a optimalizaci.

Poděkování

Tento projekt je spolufinancován Ministerstvem Průmyslu a Obchodu ČR.

Kontakt

Ing. Pavel Dohnálek MSCE, tel: 00420 241 431 215, e-mail: dohnalek.p@betosan.cz, Betosan s.r.o., Na Dolinách 23, 147 00 Praha 4.

Prof. Ing. Rostislav Drochytka CSc., tel: 00420 541 147 500, e-mail: drochytka.r@fce.vutbr.cz, Ústav technologie hmot a dílců, FAST VÚT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Štěpán Bohuš, tel: 00420 541 147 500, e-mail: bohus.s@fce.vutbr.cz, Ústav technologie hmot a dílců, FAST VÚT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Zdeněk Vávra, tel: 00420 241 431 215, e-mail: vavra.z@betosan.cz, Betosan s.r.o., Na Dolinách 23, 147 00 Praha 4.

FRAKTALITA LOMOVÝCH POVRCHŮ HYDRATOVANÉ CEMENTOVÉ PASTY

FRACTALITY OF FRACTURE SURFACES OF HYDRATED CEMENT PASTE

Tomáš Ficker

Ústav fyziky, Fakulta stavební VUT v Brně

Anotace:

Studie lomových povrchů hydratované pasty portlandského cementu prokázala úzkou souvislost mezi povrchovým fraktálním vrásněním a mechanickou pevností v tlaku tohoto materiálu

Annotation:

The study of fracture surfaces of hydrated cement paste of Portland cement showed a close connection between surface fractal corrugation and compressive strength of this material.

Klíčová slova: Lomové povrchy, pórovité materiály, pevnost v tlaku, fraktální dimenze.

Keywords: Fracture surfaces, porous materials, compressive strength, fractal dimension.

1. Úvod

Publikace Mandelbrota a jeho spolupracovníků [1] zahájila permanentní zájem mnoha dalších autorů [2 - 5] o souvislost mezi mechanickými veličinami materiálů a fraktálními vlastnostmi jejich lomových povrchů. Zvláštní pozornost je v tomto ohledu věnována cementovým materiálům [6 - 8].

V tomto příspěvku bude diskutován nedávno prezentovaný model [9 - 10], který podává teoretické zdůvodnění uvedené souvislosti a na experimentálním příkladu dokládá funkčnost odvozené závislosti. Studovaná závislost by mohla mít praktický význam pro určování pevnosti v tlaku z fraktální dimenze lomových povrchů.

2. Závislost mezi pevností v tlaku a fraktalitou lomového povrchu

2.1. Fraktální pórovitost

Řada pórovitých materiálů je složena ze zrn mikroskopické velikosti l . Zrna jsou často v objemu materiálu uspořádána fraktálně, tzn., že jejich počet N je závislý na délkových škálách L a l , mezi kterými provádíme měření

$$N(l) = \left(\frac{L}{l}\right)^D, \quad l < L, \quad (1)$$

kde D je tzv. fraktální dimenze.

Za předpokladu, že velikost zrna určuje nejmenší škálu, tj. $v = \text{const} \cdot l^3$, a největší škála je dána velikostí zkoumaného vzorku, tj. $V = \text{const} \cdot L^3$, budeme moci pórovitost P vyjádřit následovně

$$P = \frac{V - N \cdot v}{V} = 1 - N \frac{v}{V} = 1 - N \left(\frac{l}{L}\right)^3 = 1 - \left(\frac{L}{l}\right)^D \left(\frac{l}{L}\right)^3 = 1 - \left(\frac{l}{L}\right)^{3-D}. \quad (2)$$

Vzorek ovšem nemusí být složen pouze z jedné fáze ($i=1, 2, \dots, n$) a fraktálně uspořádaná zrna jednotlivých fází mohou vytvářet shluky (klastry) L_i , které nedorůstají velikosti vlastního vzorku Λ . V tomto obecném případě můžeme pórovitost (2) zobecnit takto

$$P = 1 - \sum_{i=1}^n \xi_i \left(\frac{L_i}{L}\right)^{3-D_i}, \quad \xi_i = m_i L^3 / \Lambda^3, \quad (3)$$

kde m_i je počet fraktálních klastrů i -té fáze s fraktální dimenzí D_i .

2.2. Fraktální pevnost v tlaku

V technické literatuře lze nalézt řadu vztahů [11 – 12] pro vyjádření pevnosti v tlaku σ v závislosti na pórovitosti. Mezi nimi se Balshinův vztah [11], tj. $\sigma = \sigma_o^* (1 - P)^k$, jeví jako základní, a proto byl použit a dále zobecněn [10] do následující podoby

$$\sigma = \sigma_o^* \left(1 - \frac{P}{P_{cr}}\right)^k + s_o = \sigma_o (1 - P - b)^k + s_o, \quad (4)$$

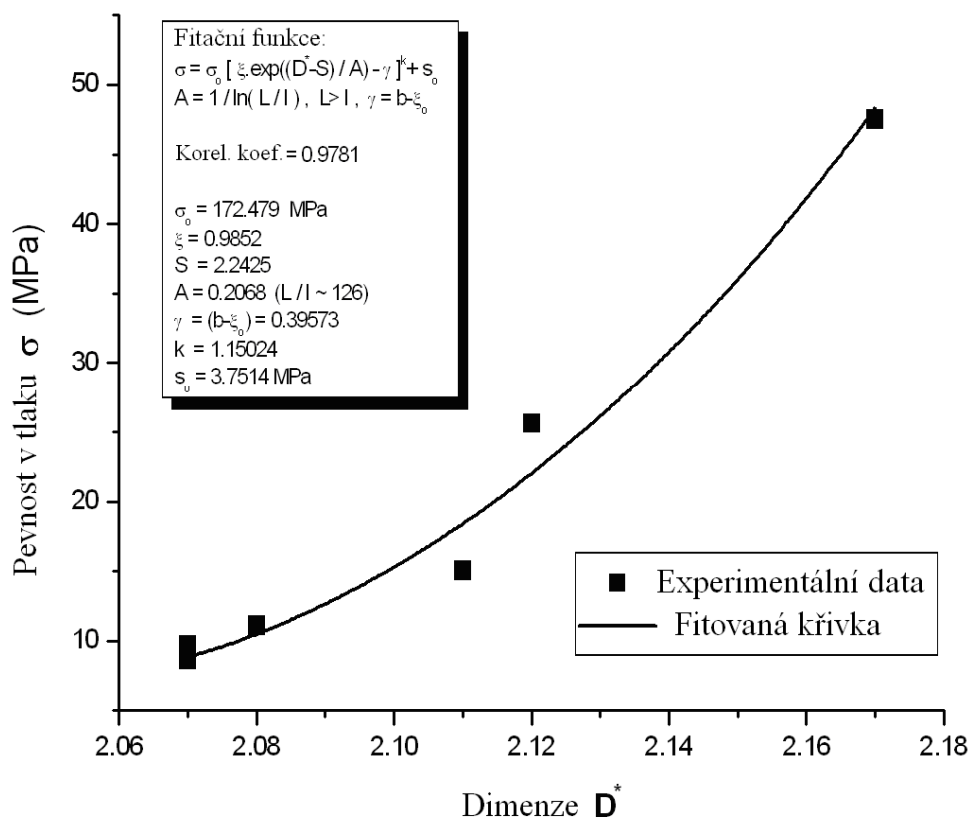
$$0 \leq b = 1 - P_{cr} \leq 1, \quad 0 \leq \sigma_o^* \leq \sigma_o = \frac{\sigma_o^*}{P_{cr}^k},$$

kde s_o je zbytková pevnost způsobená především přítomností nestlačitelné pórové kapaliny (v našem případě vodního roztoku).

Vztahy (3) a (4) umožňují vyjádřit pevnost v tlaku pomocí fraktální pórovitosti, tj. jako funkci fraktálních dimenzí D_i jednotlivých *objemových* fází a jejich délkových škál

$$\sigma = \sigma_o \left[\sum_{i=1}^n \xi_i \left(\frac{L_i}{L}\right)^{3-D_i} - b \right]^k + s_o. \quad (6)$$

Abychom mohli vyjádřit závislost pevnosti v tlaku na fraktální dimenzi lomového povrchu, je třeba nalézt pomocný vztah, a to mezi *objemovou* fraktální dimenzí fáze D_i a jejím *povrchovým* obrazem D_i^* (tj. dimenzí lomového povrchu dané fáze).



Obr. 2.: Závislost pevnosti v tlaku na fraktální dimenzi lomového povrchu hydratované pasty Portlandského cementu

2.3. Dimenze fraktálních povrchů

Provedeme-li lom fraktální struktury, pak se její fraktální dimenze na lomovém povrchu sníží ve srovnání s hodnotou dimenze její objemové struktury $D_i^* < D_i$. To plyne již z topologického principu snižování dimenzí následkem zmenšení prostorové rozměrnosti (viz např. dimenze objemových těles, plošných útvarů a bodových objektů). Otázkou nyní je, o kolik se její hodnota sníží. Odpověď ihned obdržíme, pokud budeme předpokládat, že lomový povrch má svoji vlastní dimenzi $S < 3$ a teprve na tomto obecném lomovém povrchu se projektují *povrchové obrazy* jednotlivých objemových fází. V takovém případě je rozdíl mezi oběma typy dimenzí dán hodnotou tzv. ko-dimenze lomového povrchu $(3 - S)$ [13]

$$D_i = \max\{0, D_i^* + (3 - S)\} , \quad D_i^* \leq S < 3 . \quad (7)$$

Z rovnic (7) a (6) lze pak snadno vyvodit vztah, ve kterém figurují již jen povrchové dimenze D_i^* lomových povrchů jednotlivých fází

$$\sigma = \sigma_o \left[\sum_{i=0}^n \xi_i \left(\frac{l_i}{L_i} \right)^{S-D_i^*} - b \right]^k + s_o \quad . \quad (8)$$

Tato funkce je ovšem multiparametrická ($\sigma_o, \{\xi_i\}_{i=1}^n, \{l_i\}_{i=1}^n, \{L_i\}_{i=1}^n, S, \{D_i^*\}_{i=1}^n, b, k, s_o$), což činí její fitaci na experimentální data velmi obtížnou. Většinou však materiály obsahují jednu fraktální fázi ($i=1, D_1^* = D^*$) a jednu kompaktní nefraktální fázi ($i=0, D_o = 3$), takže dojde ke zjednodušení sumy (8)

$$\sigma = \sigma_o \left[\xi_1 \left(\frac{l_1}{L_1} \right)^{S-D^*} + (\xi_o - b) \right]^k + s_o = \sigma_o \left[\xi_1 \exp((S - D_1^*)/A) - \gamma \right]^k + s_o \quad , \quad (9)$$

$$A = \frac{1}{\ln(L_1/l_1)} \quad , \quad \gamma = (b - \xi_o) \quad .$$

2.4. Experimentální ověření

Hydratovaná cementová pasta portlandského cementu se z velké části skládá z pojivového kalcium-silikátního gelu (C-S-H gelu), o kterém je známo, že má fraktální strukturu ($i=1$). Ostatní hydratační produkty můžeme zařadit do nefraktálního zbytku ($i=0$). Na tuto látku je tedy přímo aplikovatelný vztah (9).

Bylo použito 72 vzorků hydratované pasty Portlandského cementu (2cm x 2cm x 10cm) s odstupňovanými vodními součiniteli (hmotnostními poměry voda:cement - 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.4). Po 28 dnech hydratace byly vystaveny tříbodovým destruktivním testům v tahu za ohybu a takto byly získány lomové povrchy. Byla použita 3-D digitální rekonstrukce lomových povrchů pomocí konfokálního mikroskopu. Série horizontálních optických řezů (vrstevnic) byla dále analyzována metodou „box-counting“ [9 - 10] za účelem získání hodnot D^* pro dané povrchy. Druhá polovina lomených vzorků byla upravena do krychliček o hraně 2cm a podstoupila destruktivní testy pevnosti v tlaku na mechanických lisech s cílem získat hodnoty pevnosti v tlaku σ u všech připravených vzorků.

Tímto způsobem byly získány hodnoty σ a D^* pro všechny skupiny vzorků a na závěr mohl být vynesena graf $\sigma(D^*)$ z naměřených hodnot (obr. 1). Numerickou fitací odvozeného vztahu (9) na tyto hodnoty byla získána křivka, která velmi dobře sleduje experimentální data (obr. 1), což dokládá dobrou funkčnost odvozeného vztahu (9). Tím se i potvrzuje domněnka, že lomové povrchy jsou nositeli informace o pevnosti v tlaku fraktálních pórovitých materiálů.

3. Závěr

Studie lomových povrchů hydratované cementové pasty Portlandského cementu ukázala na možnost usuzovat z topografie lomových povrchů na pevnost v tlaku pórovitého materiálu s vnitřní fraktální strukturou. K definitivním závěrům je však třeba provést řadu dalších ověření a analýz.

Poděkování

Práce byla podpořena grantem ME 09046 v rámci programu Kontakt MŠMT ČR.

Literatura

- [1] MANDELBROT, B. B.; PASSOJA, D. E.; PANLLAY, A. J.: *Nature* **308**, 721 (1984).
- [2] BALANKIN, A. S.; et al., *Phys. Rev. E* **72**, 065101R (2005).
- [3] MARCONI, V. I.; JAGA, E. A.: *Phys. Rev. E* **71**, 036110 (2005).
- [4] BOHN, S.; et al.: *Phys. Rev. E* **71**, 046214 (2005).
- [5] BOUCHBINDER, E.; KESSLER, D.; PROCACCIA I.: *Phys. Rev. E* **70**, 0461107 (2004).
- [6] YAN, A.; WU, K. R.; ZHANG, D.; YAO, W.: *Cem. Concr. Res.* **25**, 153 (2003).
- [7] WANG, Y.; DIAMOND, S.: *Cem. Concr. Res.* **31**, 1385 (2001).
- [8] PROKOPSKI, G.; LANGIER, B.: *Cem. Concr. Res.* **30**, 1427 (2000).
- [9] FICKER, T.: *Europhys. Lett.* **80**, 16002-p1 (2007).
- [10] FICKER, T.: *Theoret. Appl. Fract. Mech.* **50**, 167 (2008).
- [11] BALSHIN, M.Y.: *Dokl. Akad. Nauk SSSR* **67**, 831 (1949) (in Russian).
- [12] NARAYANAN, N.; RAMAMURTHY, K.: *Cem. Concr. Res.* **22**, 321 (2000).
- [13] FALCONER, K. J. , Professor of Mathematics, University of St. Andrews, Scotland - *private communication*.

Kontakt

Prof. RNDr. Tomáš Ficker, DrSc., tel: 00420 541 147 661, e-mail: ficker.t@fce.vutbr.cz, Ústav fyziky, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

STUDIUM VLASTNOSTÍ KALCIUM SILIKÁTOVÝCH IZOLAČNÍCH DESEK PRO VNITŘNÍ ZATEPLENÍ

STUDY OF PROPERTIES OF CALCIUM SILICATE PLATES FOR INTERNAL INSULATION SYSTEMS

Rudolf Hela, Jiří Zach, Jitka Hroudová

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

Při zateplování historických budov a při sanaci tepelně vlhkostních problémů se často setkáváme s případy, kdy není možné aplikovat na postiženou konstrukci vnější kontaktní zateplovací systém a je nutné zvážit použití vnitřního zateplovacího systému. Provádění zateplení konstrukce ze strany interiéru je poměrně složité, neboť dochází ke snížení povrchové teploty původní zateplované konstrukce na straně interiéru a k posunutí kondenzační oblasti směrem k interiéru. Problém kondenzace vodní páry v konstrukci po provedení vnitřního zateplení lze řešit obecně dvěma způsoby. Buď je možné aplikovat izolační materiály s vysokou hodnotou faktoru difúzního odporu, případně paropropustné izolační materiály s přídatnou parotěsnou vrstvou, anebo lze provádět vnitřní zateplení z tzv. hydrofilních kapilárně aktivních izolačních materiálů, které zkondenzovanou vlhkost v konstrukci odvádí k vnitřnímu povrchu a umožňují její zpětné odpaření.

Příspěvek se věnuje možnostem využití hydrofilních tepelně izolačních materiálů na bázi kalcium-silikátových desek pro potřeby vnitřního zateplení a dále komplexnímu studiu jejich tepelně vlhkostních vlastností a chování po zabudování do konstrukce.

Annotation:

In building praxis we is very often impossible to use external thermal insulating system for successful sanitation of thermal technical and moistures problems of building construction. In these cases is necessary to use internal insulation systems. But real application of internal insulation systems is relatively difficult. After application of additional thermal insulation temperature between construction and insulation go down. Problem of water vapor condensation is possible eliminate by two different methods. First possibility is application of vapor proof layer at internal surface of construction. The second way is utilization of hydrophilic insulation materials (materials with high capillary activity), witch can transport condensed moisture back to the surface (internal) of construction.

This outcome describe possibilities of utilization of hydrophilic thermal insulation materials based on calcium-silicate plates for internal thermal insulation systems and study of their thermal moistures behavior after build-in to the structure.

Klíčová slova: Kalcium silikátové izolace, zateplování konstrukcí, tepelná vodivost, izolační materiály

Keywords: Calcium-silicate insulation, insulation of constructions, thermal conductivity, insulation materials

1. Úvod

V dnešních dobách, kdy klademe na stavební konstrukce stále vyšší a vyšší nároky, je zvýšená vlhkost ve stavební konstrukci ve většině případů velmi nežádoucím jevem. Vlhkost pronikající do stavebních materiálů má negativní vliv nejenom na jejich životnost, ale zásadně i ovlivňuje jejich vlastnosti (tepelně-izolační, mechanické atd.). Dále vlivem vlhkosti dochází ke tvorbě estetických poruch ve formě vlhkostních map na stěnách nebo výkvětů. Nejhorším následkem zvýšené vlhkosti bývá tvorba hub a plísní, které jsou z hygienického hlediska naprosto nepřijatelné.

V případech historických objektů a také poměrně často v případech novostaveb dochází vlivem nedostatečných tepelně izolačních vlastností u některých detailů konstrukce (tepelné mosty) k nadměrné kondenzaci vzdušné vlhkosti vně konstrukce nebo na jejím povrchu, následkem čehož dochází ke tvorbě tepelně vlhkostních poruch v podobě vlhkostních map a výskytu plísní. Tyto problémy jsou velice často, především v případech historických staveb, spojeny se změnou režimu užívání vnitřních prostor a ke změně jejich přirozeného větrání, především vlivem instalace nových výplní otvorů s nižší hodnotou přirozené spárové průvzdušnosti. Ke vzniku problémů dochází také vlivem stále rostoucích nákladů na energie spojené s vytápěním, kdy uživatelé stavebních konstrukcí omezují intenzitu výměny vzduchu ve vnitřních prostorech a tím dochází k negativnímu nárůstu vnitřní relativní vlhkosti, která se v dnešní době často pohybuje v běžných obytných prostorech v rozmezí 50 – 60 % (v zimním období). I když se relativní vlhkost ve vnitřních obytných prostorech považuje do hodnoty 60 % za normální, dochází velice často při překročení úrovně 50 % k prvním výskytům tepelně vlhkostních projevů v oblastech stavební konstrukce, kde se vyskytují tepelné mosty (kouty místností, detaily nad úrovní podlahy, ostění oken, ...). Proto je často nezbytné pro bezproblémové fungování konstrukce provést sanaci stavební konstrukce v místě výskytu tepelných mostů a zlepšit tak (alespoň lokálně) její tepelně izolační vlastnosti, případně provést taková opatření, aby v inkriminovaných detailech stavební konstrukce bylo zamezeno vzniku negativních tepelně vlhkostních projevů. V případech, kdy není možné nebo účelné provedení vnějšího zateplení stavební konstrukce je nutné přistoupit k použití vnitřních zateplovacích systémů, které je možné aplikovat buď celoplošně, nebo jen v oblasti detailů s nedostatečnými tepelně izolačními vlastnostmi.

2. Vnitřní zateplovací systémy

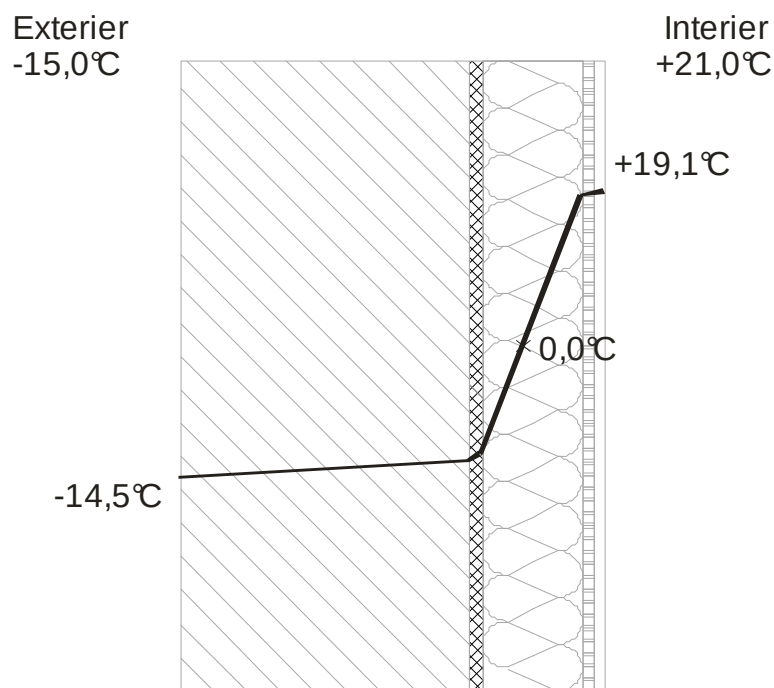
Jak již bylo výše popsáno, setkáváme se v praxi velice často, především při zateplování historických objektů, s případy, kdy není možné použít k zateplení vnější zateplovací systém, až už kontaktní nebo bezkontaktní. Jedná se o případy, kdy je fasáda objektu památkově chráněna, nebo kdy je její členitost natolik složitá, že by nebylo možné vnější zateplovací systém úspěšně aplikovat. Samostatnou kapitolu dále tvoří novostavby objektů, u kterých vlivem chybného návrhu nebo chybného provádění došlo k výskytu tepelných mostů a následných tepelně vlhkostních problémů. V takovýchto případech se většinou jedná o lokální problémy, které není možné řešit, i s přihlédnutím k finanční stránce věci, celoplošným zateplením z vnější strany (v některých případech by ani při aplikaci vnějšího zateplovacího systému nedošlo k účinnému odstranění tepelného mostu – např. v případech

nedostatečného tepelného přerušení vetknutých balkónových desek, atd.). Ve všech těchto případech je nutné zvážit možnosti aplikace vnitřních zateplovacích a sanačních systémů.

Vnitřní zateplovací systémy lze rozdělit na:

- kontaktní,
- zateplovací systémy se samostatnou nosnou konstrukcí.

Do nedávné doby byly oba typy vnitřních zateplovacích systémů řešeny, jako paronepropustné, aby při difúzi vodní páry konstrukcí nedocházelo k její nadměrné kondenzaci. Základním problémem při aplikaci vnitřních zateplovacích systémů je skutečnost, že vlivem přídavné tepelné izolace z vnitřní strany konstrukce dochází ke snížení teploty v konstrukci stávající (zateplované), viz. obr. 1.



Obr. 1.: Vyobrazení teplotního průběhu v modelové konstrukci zateplené vnitřním kontaktním zateplovacím systémem v zimním období

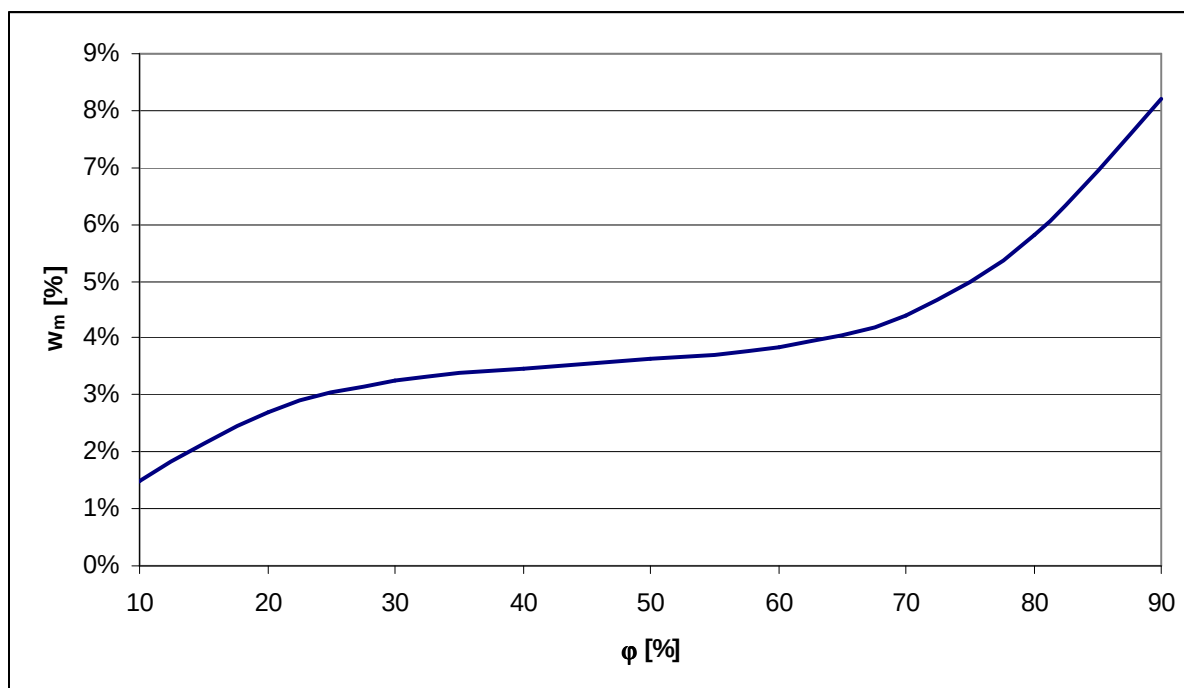
Při aplikaci vnitřního zateplovacího systému je nutné také systémově řešit napojení zateplovacího systému na okolní části stavební konstrukce, neboť změnou průběhu teplotního pole v zateplované konstrukci dochází často ke snížení povrchové teploty v místě přechodu zateplené a nezateplené konstrukce.

Dalším problémem, který do nedávné doby bránil úspěšnému rozšiřování vnitřních zateplovacích systémů v ČR, byla častá technologická nekázeň při aplikaci, která vedla často ke snížení difúzního odporu přídavné vrstvy zateplovacího systému (buď spárami na styku desek EPS – v případě kontaktních zateplovacích systémů, nebo chybně provedenou parotěsnou vrstvou – v případě zateplovacích systémů se samostatnou nosnou konstrukcí) a k následné nadměrné kondenzaci vlhkosti vně zateplovacího systému nebo na jeho styku se zateplovanou konstrukcí.

V současné době se v ČR postupně začaly objevovat nové druhy vnitřních kontaktních zateplovacích systémů, které jsou tvořeny hydrofilním tepelně izolačním materiálem, který je paropropustný a je schopen absorbovat do své pórové struktury zkondenzovanou vlhkost a následně zajistit její zpětný odpar do interiéru na vnitřním povrchu. Nejčastěji se jedná o kalcium silikátové desky zpevněné celulóзовými vlákny nebo o minerální vlny s hydrofilní úpravou. Tyto materiály jsou na povrch stávající konstrukce aplikovány celoplošným lepením pomocí speciálních lepidel s vyšší hodnotou faktoru difúzního odporu, která fungují jako parobrzda a regulují množství vodní páry difundující skrze zateplenou konstrukci.

3. Studium vlastností kalcium silikátových izolačních desek pro vnitřní zateplení

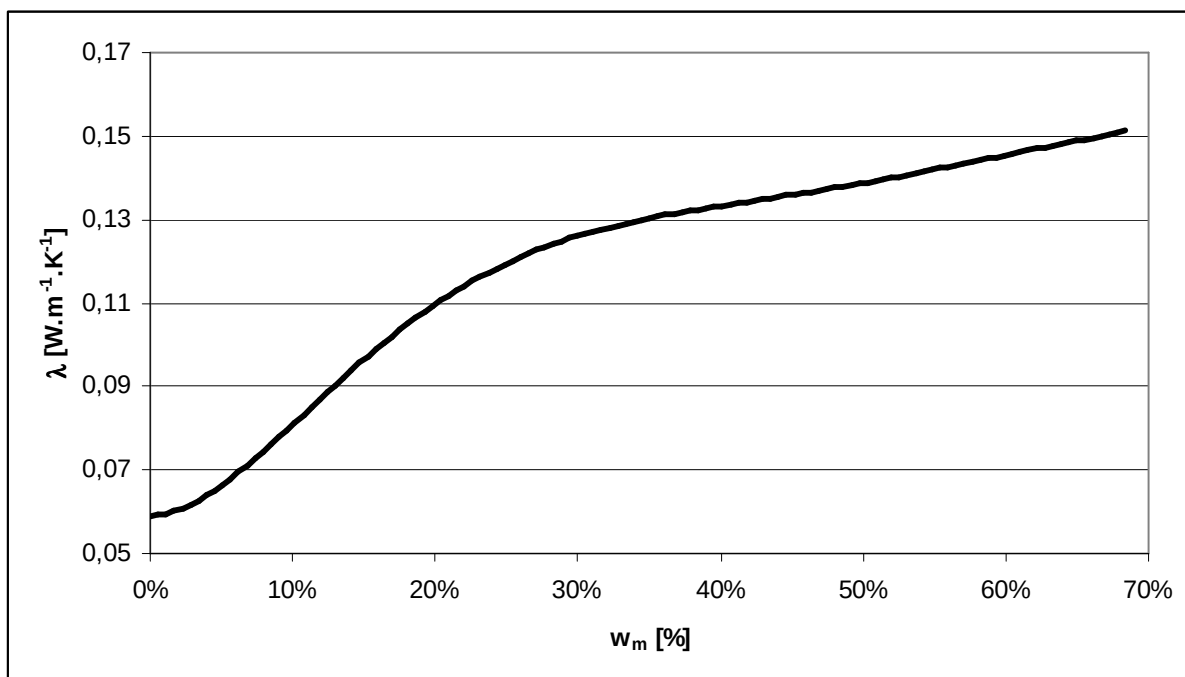
Na VUT v Brně bylo provedeno studium tepelně vlhkostního chování kalcium silikátových desek určených pro systémy vnitřního zateplení. Bylo provedeno stanovení jejich tepelně izolačních vlastností ve vysušeném stavu, stanovení sorpčních vlastností a následné stanovení tepelně izolačních vlastností v závislosti na vlhkostním obsahu. Stanovení součinitele tepelné vodivosti bylo provedeno při střední teplotě $+10^{\circ}\text{C}$ a teplotním spádu 10K. Na sérii pěti zkušebních vzorků, které byly vysušeny při teplotě 105°C do konstantní hmotnosti, byla zjištěna průměrná hodnota součinitele tepelné vodivosti $0,06 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$. Následně bylo u zkušebních vzorků provedeno stanovení sorpční izotermy při teplotě $+23^{\circ}\text{C}$. Výsledky měření jsou uvedeny na obr. č. 2.



Obr. 2.: Grafické znázornění průběhu sorpční izotermy u vzorků kalcium silikátové izolace při teplotě $+23^{\circ}\text{C}$ (závislost vlhkosti materiálu na relativní vlhkosti prostředí)

Z grafu je patrné, že přirozená sorpční vlhkost, kterou obsahují kalcium silikátové izolace po zabudování, je relativně nízká a pohybuje se v rozmezí 3 – 4 %. K rapidnímu zvýšení vlhkostní citlivosti dochází až v oblasti velmi vysoké relativní vlhkosti nad hranicí 80%. Z uvedených hodnot je tedy patrné, že daný materiál přijímá do své struktury kapalnou vlhkost, kterou je poté schopen velice účinně odpařit zpět do vnitřního prostředí.

Následně bylo provedeno stanovení součinitele tepelné vodivosti v závislosti na vlhkosti materiálu. Výsledky měření jsou uvedeny níže v grafu na obr. č. 3.

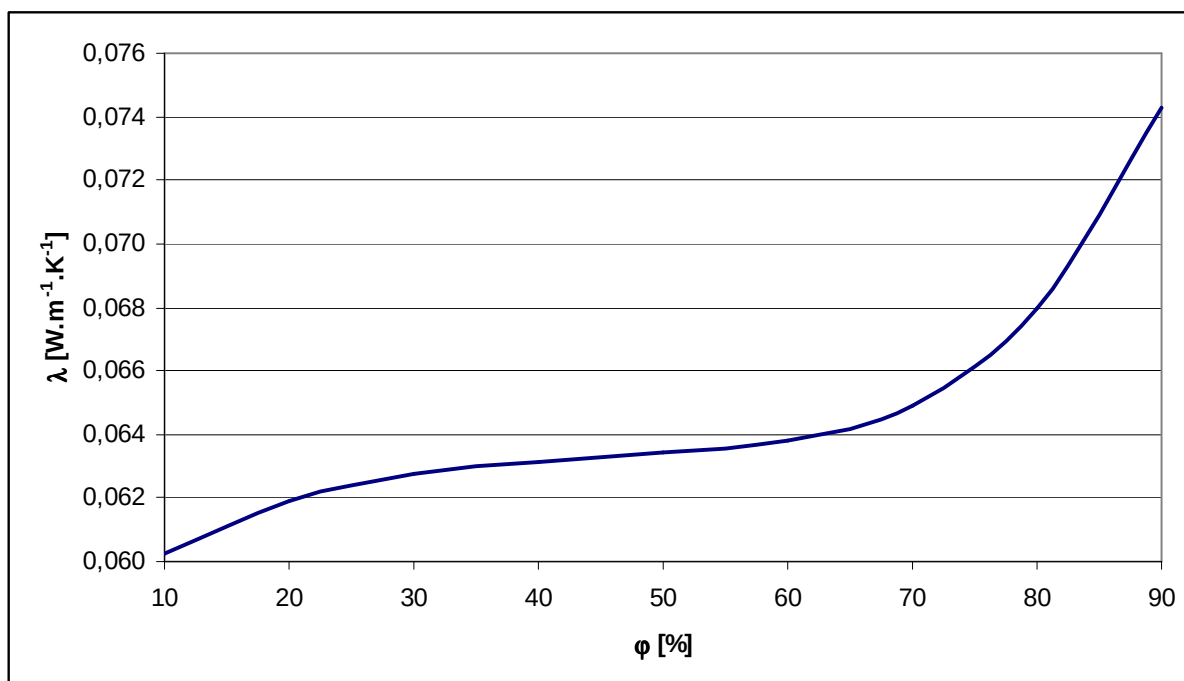


Obr. 3.: Grafická závislost součinitele tepelné vodivosti na vlhkosti materiálu

Jak je z grafu patrné, dochází vlivem zvyšování vlhkosti izolantu ke zvyšování jeho hodnoty součinitele tepelné vodivosti. Do hodnoty 25% vlhkosti je tento nárůst strmější a dále se pak intenzita nárůstu hodnoty součinitele tepelné vodivosti v závislosti na teplotě začíná snižovat. Pokud aproximujeme naměřenou závislost součinitele tepelné vodivosti na vlhkosti (v oblasti nízkého vlhkostního obsahu – do 10 %) funkcí, obdržíme následující závislost:

$$\lambda_w = -2,31151 w_m^3 + 1,61248 w_m^2 + 0,07194 w_m + \lambda_s \quad (1)$$

Kde: λ_w – součinitel tepelné vodivosti vlhkého materiálu [W.m⁻¹.K⁻¹], λ_s – součinitel tepelné vodivosti suchého materiálu [W.m⁻¹.K⁻¹], w_m – vlhkost materiálu [-].



Obr. 4.: Grafická závislost součinitele tepelné vodivosti na relativní vlhkosti prostředí, v němž je materiál exponován

Pokud dále přepočítáme zjištěné hodnoty sorpčních vlhkostí výše uvedenou funkční závislostí, obdržíme závislost součinitele tepelné vodivosti kalcium silikátového izolantu na relativní vlhkosti prostředí, v němž je exponován (viz. obr. č. 4).

4. Závěr

Kalcium silikátové izolace představují jeden z nových směrů v oblasti vnitřního zateplování. Jak již bylo výše uvedeno, jejich hlavní přínos spočívá ve vysoké aktivitě vnitřního pórového systému, který je schopen absorbovat vlhkost, která v konstrukci může zkondenzovat, přetransportovat ji svým kapilárním systémem směrem k vnitřnímu povrchu konstrukce a následně zajistit její bezproblémový odpar bez negativního vzniku vlhkostních problémů v podobě vlhkostních map a výskytu plísní.

Na základě provedených laboratorních měření bylo ověřeno, že přirozená sorpční vlhkost, kterou obsahují kalcium silikátové izolace po zabudování je relativně nízká a pohybuje se v rozmezí 3–4 %. Při studiu závislosti součinitele tepelné vodivosti kalcium silikátových izolací na vlhkosti byly zkušební vzorky vystaveny účinku kapalně vlhkosti, přičemž bylo zjištěno, že struktura tohoto materiálu je schopna absorbovat velmi vysoké procento vlhkosti. Při měření bylo do struktury materiálu vneseno až 68 % vlhkosti, přičemž nebylo dosaženo úplného nasycení pórové struktury. Z naměřených hodnot tepelných vodivostí byla následně sestavena funkční závislost, pomocí níž byla výpočtově stanovena závislost součinitele tepelné vodivosti na relativní vlhkosti prostředí v němž je materiál exponován. Z této závislosti, uvedené na obr. č. 4, je patrné, že v oblasti běžné relativní

vlhkosti 30–60 % vykazuje materiál hodnotu součinitele tepelné vodivosti v rozmezí 0,063 – 0,064 W.m⁻¹.K⁻¹. Při 80% relativní vlhkosti dosahuje hodnota součinitele tepelné vodivosti 0,068 W.m⁻¹.K⁻¹.

Poděkování

Tento příspěvek byl vypracován s podporou výzkumného záměru MSM 0021630511 a projektu MPO FR – TI1/253

Kontakt

Doc. Ing. Rudolf Hela, CSc., tel: 00420 541 147 508 e-mail: hela.r@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veverí 95, 602 00 Brno.

Ing. Jiří Zach, Ph.D., tel: 00420 541 147 516, e-mail: zach.j@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veverí 95, 602 00 Brno.

Ing. Bc. Jitka Hroudová, tel: 00420 541 147 469, e-mail: hroudova.j@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veverí 95, 602 00 Brno.

VYBRANÉ VÝSLEDKY EXPERIMENTÁLNEHO VÝSKUMU REALIZOVANÉHO NA ÚSTARCHU SAV V BRATISLAVE

SELECTED RESULTS OF THE EXPERIMENTAL RESEARCH PERFORMED AT THE ICASA SAS IN BRATISLAVA

Martin Križma, Terezia Nürnbergerová

Institute of Construction and Architecture,
Slovak Academy of Sciences

Anotace:

Prezentácia vybraných výsledkov experimentálno – teoretického výskumu, ktoré boli dosiahnuté na ÚSTARCHU SAV za obdobie ostatných troch rokov. Pozornosť sa sústreďuje na výsledky materiálového výskumu a tiež na problematiku návrhu a verifikácie konštrukčných stavebných prvkov, ktoré boli dosiahnuté na oddelení konštrukcií. V príspevku sú uvedené tri problematiky – realizácia biomasy v stavebných kompozitoch, vplyv reologických vlastností na návrh stropných konštrukcií zhotovených z cementových kompozitov s obsahom plastovej drviny, optimalizácia návrhu voľných ocelových zámkov prefabrikovaných diaľničných betónových zvodidiel

Annotation:

Selected results of the experimental – theoretical research achieved at the ICASA SAS during recent three years are presented. There are mainly material research and problems of the design and verification of the structural building elements carried out at the department of structures. In the paper three issues are mentioned – the application of biomass in the building composites, the effect of rheological properties on the design of the ceiling structures made of cement composites containing plastic crushed material, the optimization of the design of the free steel locks of the precast motorway concrete crash barriers.

Klíčová slova: *Stavebné kompozity s obsahom biomasy, cementové kompozity s obsahom PC plastovej drviny, ocelové zámkové diaľničných zvodidiel.*

Keywords: *Building composites containing biomass, cement composites containing plastic crushed material (PC), steel locks of the motorway crash barriers.*

1. Introduction

Since the year 2007 the extent theoretical – experimental research has been carried out at the Institute of Construction and Architecture SAS in Bratislava in cooperation with the

company Eko Watt Láb, l.t.d. The research has been focused on the complex evaluation of the building composites containing biomass [1] and was co financed by the EU project of the programme INTERREG IIIA AT-SK – “Utilisation of Biomass for Building Purposes”. Moreover, the basic mechanical characteristics of the heat transfer – thermal conductivity were studied of those building composites in which the organic aggregates comprise of the salvage wood chips, alternatively reed, straw or sawdust. The attention was paid mainly to the cement composites with the content of the wood chips. The test results proved the feasibility of the application of the referred composites in the building practice. At present, the research is in progress, which is focused mainly on the low energy objects of the middle and higher category of usage. In the project, the emphasis is put on the financially and time undemanding realization. The mentioned problems are included in the project of the international cooperation INTERREG AT – SK – 2007-2013 with the title “Holz Schäbe”.

Second problems included into this contribution are the utilisation of the plastic crushed material of the PC (personal computers) components in the cement composites. The plastic crushed material CPA (PC aggregates), at the rational design, substitutes the standard aggregates – the river or the crushed aggregates.

The research was induced by the experimental study for the Slovak Agency for Environment in Banská Bystrica, the results are given in works [2] and [3]. The said research was focused mainly on the mechanical and physical properties of the composites of CPA of the PC and TV screens. During this investigation the short-term as well as long-term experiments were performed. At the same time also the bond between the composites and the reinforcing rods was checked. In the year 2006, in the frame of the VEGA grant project “Mechanical and physical properties of cement composites containing organic aggregates (project number 2/6107/26-28)“, the research was extended on the experiments of the composites CPA applying plastic aggregates on the basis of the printed circuits. The works [4], [5], [6], are focused on the mechanical properties of the composites with the content of PA. The work [7] deals with the interaction between PA and the cement matrix. At present, the tests of the floor slabs for the undemanding building structures are in progress, the current results have been published in [7].

The importance of the mentioned problems is emphasised also by the “Proposal of the Amendment of Act nr. 223/2001 on wastes”, as well as by the acceptance of the regulation EP and CE nr. 2002/96 ES from 27.1.2003 on the wastes of the electric and electronic devices as amended in the regulation 2003/108/ES from 8.12.2003 and the regulation 2002/95/ES from 27.1.2003 on the limitation of the usage of some jeopardous substances in the electric and electronic devices. It should be noticed, that since the 1.1.2005 none electronic waste is allowed to be stored on the waste dump, because the storage liquidate the input energy of the original products. The incineration is inadmissible and therefore inapplicable process of the electronic scrapes disposal, mainly for the reasons of the content of the heavy metals and plastics.

The rational recycling – the research results indicate a perspective of the utilisation of the primal materials in the new substitute products. The actual research of the composites with the content of the plastic crushed material is sponsored by the EU project “Development of cement composites of electric and electronic plastic waste for application in the building industry”, the principal coordinator being Norway (ref. n.: SK0081).

In the last part of the paper the interesting prototypal and specification experiments of the steel locks of the symmetrical reinforced concrete precast motorway crash barriers are presented. The structural height of the crash barriers is 1100 mm; the modified type “New Jersey” has been in question. Questions of the optimisation of the bearing capacity and

deformational characteristics represent the third stage of the cooperation between Doprastav, s. c. Bratislava and the Institute of Construction and Architecture SAS in Bratislava. The technical regulations, in addition to the requirements on the crash barriers and their tests, specify also the values of the minimal tensile force at failure F_{lim} . In the year 2000 the experimental method was proposed which simulated the real action in the axial tension in the locks of real crash barriers, the crash barriers 810 mm high were concerned. As it turned out, the tests have been time consuming and financially demanding and require heightened technological discipline. On that account, the tests of steel locks on the real concrete barriers have been substituted by the separate tests of the steel locks [8], the locks of the crash barriers 1200 mm high were concerned. The results made verification base for the specification tests.

In the decision of the Doprastav, s. c. there was endeavour to optimise the use of the material of the lock individual components with regard to the individual levels of containment according to STN EN 1317-1 and STN EN 1317-2. At the same time it is assumed that shortening of the lock length will partially contribute to the resistance of the dominant material of the lock against weather and other aggressive effects. The complete results are given e.g. in work [9].

2. Description of the experiments

2.1. Mechanical characteristics of the building composites containing biomass

The natural vegetal organic materials which are components of the building composites may be divided into two basic groups on the basis of their origin.

- vegetal on the base of wood (in this case wood chips, saw dust),
- vegetal on the base of stems (reed, straw).

Besides these primal input quantities also adhesives has been varied. The prescription of the mixtures is intellectual property of the company Eko Watt Láb, l. t. d.; for this reason, the ratios of the predominant components of the mixtures are not given. The additional optimization of the technology design was executed at the ICASA SAS [1]. The overall summary and the introductory description of the test mixtures are as follows.

Mixture A1: The building composite with the content of wood chips, composition – wood chips of the salvage/waste pine-wood from the locality Záhorie; adhesive – cement PC Holcim CEM I 42,4 R, EN 197 – 1, CaCl_2 – (calcium chloride – dihydrate); sodium-silica glass, water. The treatment is assumed by vibration.

Mixture A2: Corresponds to the mixture A1, the amount of cement is 1.2 multiple in comparison with the mixture A1.

Mixture B1: The building composite with the content of wood chips, composition – wood chips of the pine-wood from the locality Záhorie; adhesive – MgO (magnesium oxide – caustic magnesite), MgCl_2 (magnesium chloride – hexahydrate), water. $\text{MgO} + \text{MgCl}_2$ – produce two-component adhesive. Assumed treatment by vibration.

Mixture B2: The building composite with the content of wood chips, composition – wood chips of the pine-wood from the locality Záhorie; adhesive – MgO (magnesium oxide – caustic magnesite), MgSO_4 (magnesium sulphate), water. $\text{MgO} + \text{MgSO}_4$ – produce two-component adhesive. Assumed treatment by vibration.

Mixture C: The building composite with the content of reed, composition – mineralised reed from the locality Záhorie; adhesive – MgO (magnesium oxide – caustic magnesite), MgCl_2

(magnesium chloride – hexahydrate), water. $\text{MgO} + \text{MgCl}_2$ – produce two-component adhesive. Assumed treatment by vibration.

Mixture D: The building composite with the content of straw, composition – mineralised straw from the locality Záhorie; adhesive – MgO (magnesium oxide), MgCl_2 (magnesium chloride), water. $\text{MgO} + \text{MgCl}_2$ – produce two-component adhesive. Assumed treatment by vibration.

Mixture E The building composite with the content of wood sawdust, composition – mineralised wood sawdust from the locality Záhorie; adhesive – MgO (magnesium oxide – caustic magnesite), MgCl_2 (magnesium chloride – hexahydrate), water. $\text{MgO} + \text{MgCl}_2$ – produce two-component adhesive. Assumed treatment by vibration.

To build in the bio-composites rationally into the objects of the small and middle building industry in form of shaped bricks or ceiling blocks, it is necessary, in addition to the building-physical characteristics to know also their real working characteristics. As it was already mentioned mainly mechanical properties of the composites will be dealt with. Current partial results pointed out at the suitability of the utilisation of wood chips in connection with cement – the mixtures A(i). It is generally known that primarily two technological questions are to be solved for the rational utilisation of the biomass in the building composites:

- the tannic acid and polysaccharides contained in wood chips degrade the process of cement setting. On that account the coniferous wood is more suitable for the use – it contains less tannic acid as hardwood (the ash tree and the beech are essentially non-applicable as the raw material),
- the wood chips cause considerable negative deformations ε_{sh} due to shrinkage – (2 – 5 % and more).

In order to optimise / minimise the referred technological problems the calcium chloride in the form of salt brine and sodium silica glass were applied as additives for the mixtures A(i). The listed additives were not used for other mixtures. The mixtures with the two-component adhesive – ($\text{MgO} + \text{MgCl}_2$) show higher absorptivity in comparison with the adhesive ($\text{MgO} + \text{MgSO}_4$). In the mixtures A to E no plasticizer was applied. i. e. the mixtures have not the nature of the self-compacting composites.

In Fig. 1 the average results of the measurements of the shrinkage induced deformations ε_{sh} are plotted. On the present, tests under long-term load at the levels $\gamma = 0.3$ and 0.5 are in progress. The measurements of the deformations and weight during the studied period draw the attention to the two facts. The deformations up the time $t < 10$ days after casting are tensile ones – sorptive properties of wood chips and the retardation of the setting process. The approximate values of the compressive deformations are considerable, at the time of $t \approx 70$ days the deformations are $\varepsilon_{sh} > 5$ ‰. This actuality may influence the secondary crack patterns at the application of shaped bricks in the vertical structures. The loss of weight at the corresponding time may reach up to 20 % compared to the initial weight. This phenomenon may positively affect the dead load of the structure at the application of the ceiling blocks. The average working characteristics of the building composites with the content of biomass are given in Table 1. The age of composites at the time of tests was 28 – 32 days. Considering the length of fibres (15 – 20 mm) the test specimens were designed as prisms with dimensions of 150x150x600 mm. The tests in compression and in bending were executed on six specimens independently. In both cases tests were performed in the stress controlled loading, the force F being the control value. All tests were made continuously on the servo-hydraulic machine SCHENCK. The measured values were registered every second. During the tests in compression the longitudinal and transverse deformation were measured by means of tensometers. The four points static scheme was chosen for the bending tests, the theoretical

span has been $l_t = 450$ mm. The deflections in the middle of the span and close to the supports were registered. The deformations on the bottom edge were measured by means of the inductive strain gauge. Tests were in compliance with the regulation STN ISO 6784 or STN EN 12390-5. The resultant relationships are plotted in Fig. 2. The relations between strain ε_{sh} and stress σ are continuous with the descending branch similar to that of the cement composites with the dispersed reinforcement (the bridging effect).

The results point at the very good characteristics of the composite C with the content of reed. However, it is necessary to note that the scatter of results is relevant (the segregation of the adhesive along the depth of the specimen in consequence of vibration). For the further employment of this composite it will be necessary to modify the treatment technology – e. g. ramming or its combination with vibration. The mixtures A1, A2 are also satisfactory, the mixture A1 being more suitable from the viewpoint of economy.

Table 1: Average values of the bulk density ρ_c at the time of test, the prism strength f_{cp} , the static modulus of elasticity E_c and the flexural strength $f_{ct,f}$.

Designation of mixture	ρ_c (kg.m-3)	f_{cp} (MPa)	E_c (GPa)	$f_{ct,f}$ (MPa)
A1	780	1,655	0,903	0,705
A2	910	2,345	1,240	1,279
B1	630	1,107	0,621	0,927
B2	710	1,322	0,634	0,802
C	530	2,172	2,393	2,223
D	600	1,257	1,548	1,092
E	720	0,753	0,478	0,296

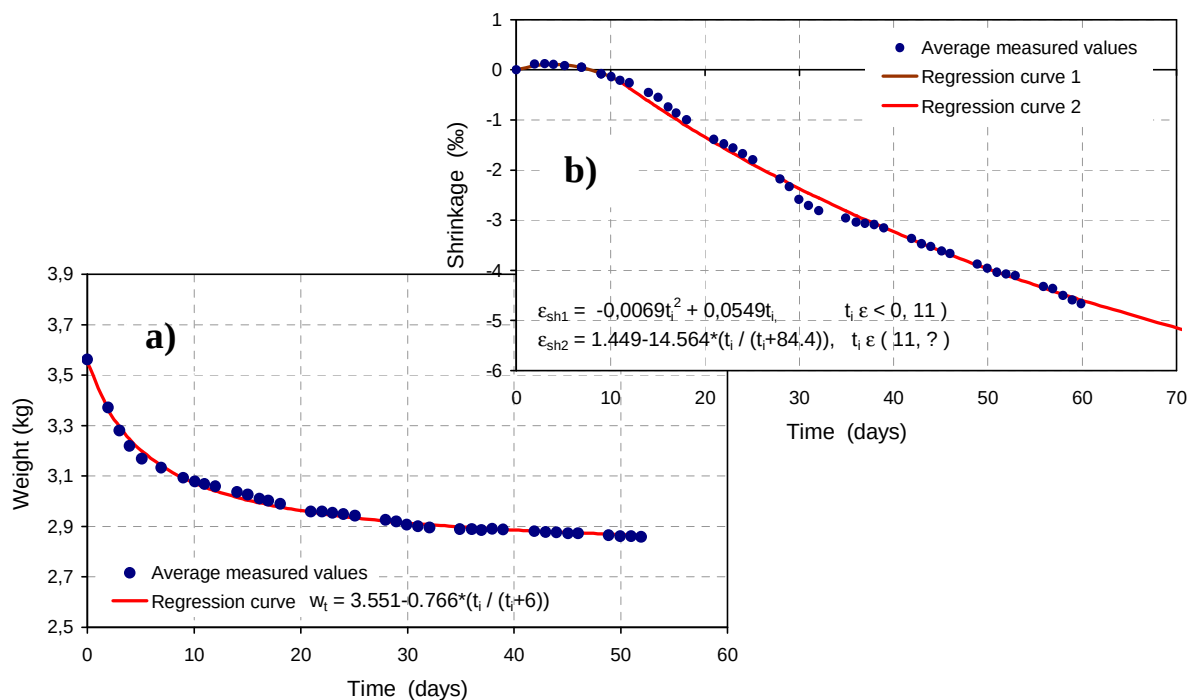


Fig. 1: Results of measurements during shrinkage of the composite A1 – a) average loss of weight, b) average deformation

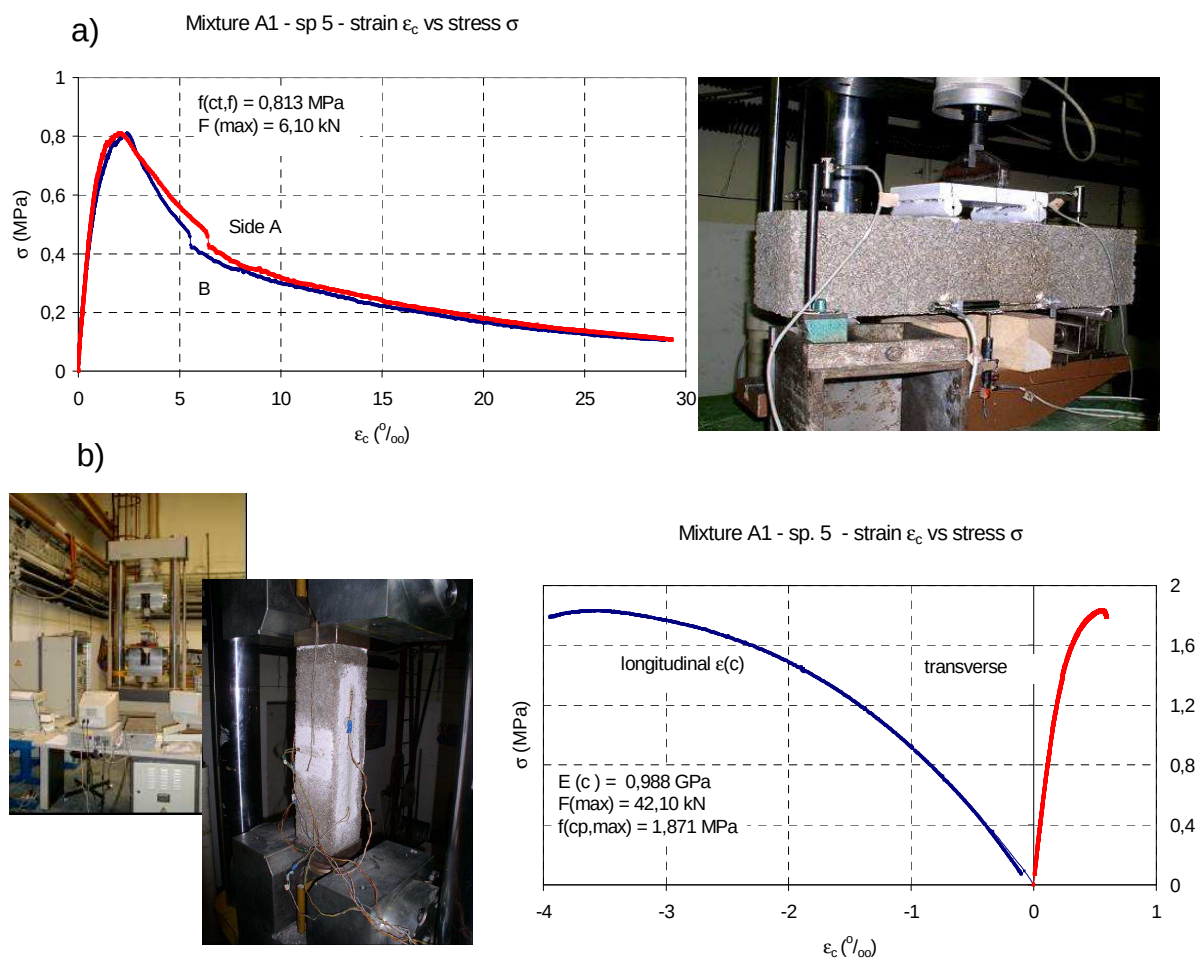


Fig.2 : Tests of the working characteristics, a) flexural strength – stress-strain curve, testing device, b) compressive strength – testing device, stress-strain curve

2.2. Working characteristics including rheological properties of the cement composites with the content of plastic crushed material

In years 2004 – 2007 seven mixtures of CPA composites with the content of the crushed material of PC and TV screens were designed at the ICASA (the mixtures labelled from A to G) as well as four mixtures with the content of the crushed material of the printed circuits (labelled

H(i), $i = 1 - 4$). The type of plastic in CPA, the advantages/disadvantages of the resultant mixtures are given in works [2], [3]. This paper deals with the mixtures F, G, and H3.

The mixtures with the aggregates of the PC cases and TV screens:

- The mixtures F, G – for the sake of the simplification of the technological requirements the river gravel fraction up to 1 mm was substituted by the pit-run gravel fraction from the locality Lozorno (the sieve analysis confirmed 97 % presence of the fraction up to 1 mm). The cement CEM II/B-M (S-V) 32.5 N was used for the mixture F. For the mixture G it was the cement CEM I 42.5 R. The ratio (PA + sand)/cement was (3.75 : 1), the lower fractions up to the diameter 2 mm were substituted by the gravel fractions from the gravel pit Košarisko, i. e. Danube gravel, where the fraction

PA 4/8 was used as the filler. The super-plasticizer Stachema NN was employed, the water/cement ration was $w/c = 0.53$. The mixture was treated by punching.

The mixture with the aggregates of the printed circuits of PC and TV screens:

- fraction 1/8 mm – plastic, the fraction 8/16 mm – 30 % plastic, 4/8 mm – 70 % pit-run gravel from the Danube locality, water/cement ration $w/c = 0.35$, cement CEM II/B-M (S-V) 32.5 N, plasticizer Stachema NN in the ration 1:7 % to cement weight. The mixture was The mixture H3 – the fraction 0/1 mm – 100 % pit sand from the locality Lozorno, the treated by punching.

Table 2: Average values of the bulk density ρ_c , the cube strength f_{cc} , the prism strength f_{cp} , the static modulus of elasticity E_c , the flexural strength $f_{ct,f}$ and tensile strength f_{ct} .

Designation of mixture	ρ_c (kg.m-3)	f_{cc} (MPa)	f_{cp} (MPa)	E_c (GPa)	$f_{ct,f}$ (MPa)	f_{ct} (MPa)
A	1044	5.32	3.71	2.23	1.23	0.78
B	1055	6.53	5.59	2.85	1.13	0.74
C	1523	10.31	9.67	6.07	1.57	1.02
D	1615	15.44	14.76	9.88	2.51	1.63
E	1250	7.42	7.20	3.25	1.72	1.12
F	1689	22.18	20.09	11.65	3.50	2.28
G	1792	29.19	24.10	12.32	3.44	2.24
H3	1863	15.90	11.90	12.83	3.89	2.53

The average working characteristics of the composites labelled A to G and H(i) are given in Table 2. The stress-strain curves for the prisms in compression and bending were determined under quasi strain controlled loading.

Resulting working characteristics of the referred composites indicate that the mixtures B – E, H1, H2 may be applied as thermo-insulating, or infilling building material, especially for the reconstruction. The mixtures F, G, H3 may be applied as a structural material for undemanding structures in the small/middle building industry. On the basis of these results the bond tests as well as long term tests were performed for the mixtures F, G, and H3. The results are presented e. g. in work [6].

These results (by the year 2007) point out following facts – required heightened technological discipline at manufacturing, rheological deformation in compression are significantly higher than the deformations of the standard concretes, reduced bond between concrete and the reinforcing bars.

On the basis of these results the attention has been paid to the questions of free and restricted shrinkage of the composites with the content of PA in comparison with the standard reference concrete. Creep in compression at the loading levels $\gamma = 0.55$ and 0.7 has been also studied.

The results of the mixtures H3 and of the standard concrete will be presented. The ratio of the individual fraction for both mixtures was determined by the volume in the compacted state. The average compressive strengths of the reference concrete were – $f_{cc} = 54.84$ MPa, $f_{cp} = 44.35$ MPa, the modulus of elasticity $E_c = 40.674$ GPa. Tests with the restricted shrinkage mean tests of the asymmetrically reinforced specimens – in this case the prisms with the dimensions 150x150x660 mm were used that were reinforced by the deformed bar 10V 10 mm. The height of the prisms and the reinforcement cover $a_t = 35$ mm corresponded to the geometric characteristics of the designed floor slabs. The results of these

tests (bond, creep and shrinkage) served for the modification of the floor slabs design; see the work [7].

In Fig. 3 the results of free shrinkage are plotted, in Fig. 3b there are curvatures calculated from the shrinkage induced strain of the specimen with the asymmetric reinforcement. The values for the conventional concrete stabilise after approximately 10 days and confirm known information about negligible effect of shrinkage on the total deflections. The results of the composite with PA show the significant influence of the shrinkage on the total deflections. This statement is confirmed also by the results of the asymmetrically reinforced slab [7], where the deflection due to shrinkage (in combination with creep) achieves approximately 40 % of the ultimate deflections. The results indicate that in this case the test elements should be designed as symmetrically reinforced or a substitute structural design should be found so that the elements meet the requirements of the ultimate deformations. The requirements of the ultimate limit state are consequential but not paramount.

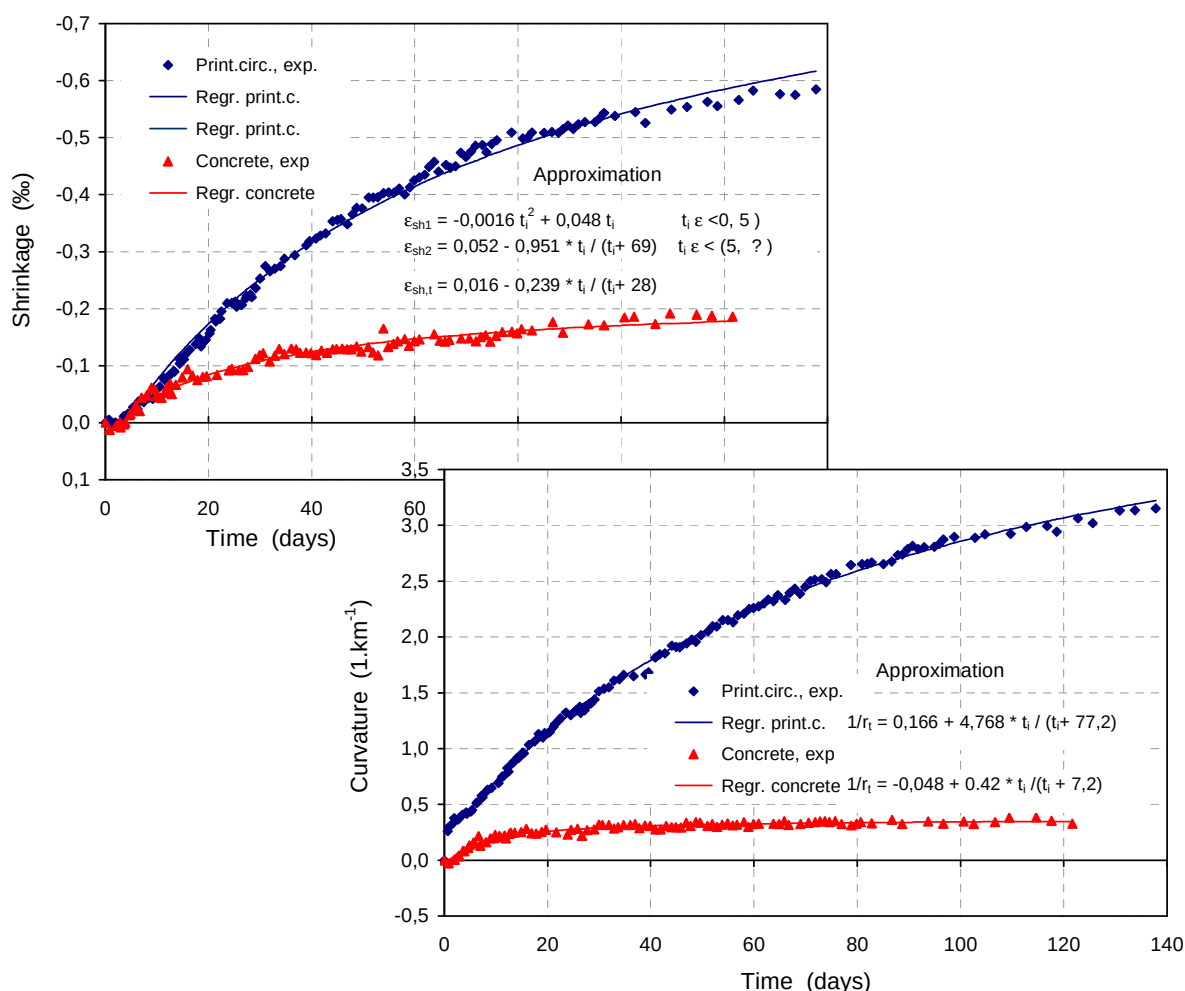


Fig. 3: Shrinkage of the composites CPA a) comparison of the results of free shrinkage for the mixtures H3/reference mixture, b) comparison of the curvatures due to shrinkage for the mixtures H3/reference mixture

The influence of the time factor was investigated on the prisms made of CPA composites under long-term load with the loading level $\gamma = 0.7$. The prisms were put into special loading frames connected with hydraulic jacks. The jacks were fitted with the arresting sockets on the ground of the fixation of the loading force F – Fig. 4. The prisms of the composite F were subjected to the long-term load by the force $F_{lt} = 150$ kN. The application of the arresting sockets is effective – the losses of the scanned force F during the long-term loading are up to 3% of the nominal values. It is important to notice that the effect of the time factor was verified under active action of load. The time course of the deformations of the mixture F with the plastic aggregate of PC and TV screens is plotted in Fig. 4b. The comparison of the deformations due to creep of the mixture H3 (printed circuits) and the reference conventional concrete is shown in Fig. 5. The experimental values are completed with the substitute theoretical relations

The measured values confirm that the composites CPA have relevantly higher creep induced deformations as the conventional composites – cca 1,5 multiple. In both cases the influence of the loading level on the deformations is significant. These facts should be taken into consideration by designing even simple structural elements.

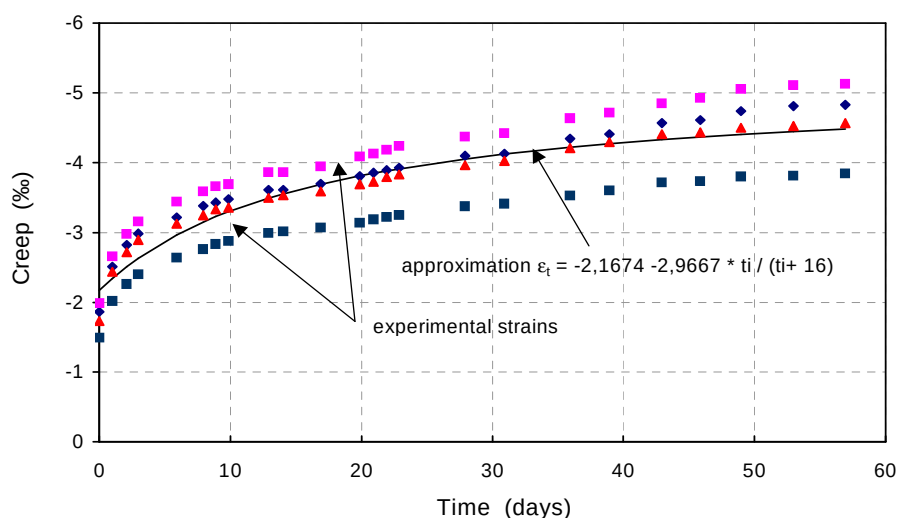


Fig. 4: The influence of the time factor on the deformations – a) test elements, b) the mixture F – time course of the deformations

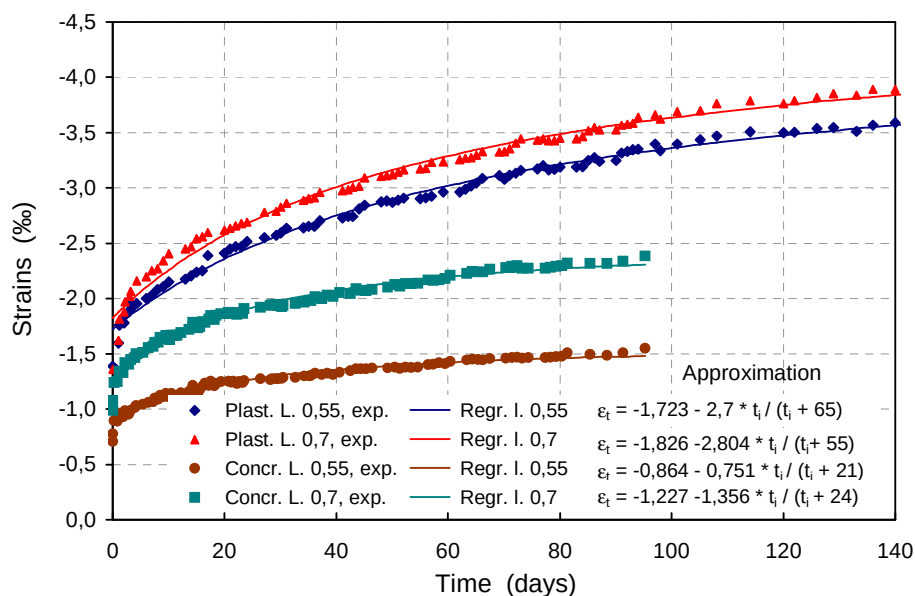


Fig. 5: The influence of the time factor on the deformations – comparison of the mixture H3 and the reference concrete

2.3. Design optimisation of the free steel locks of the motorway concrete crash barriers

The theoretic – experimental programme was divided into two stages. The first stage consisted of the prototype tests of the seven types of steel locks for the groups H2, H3, H4a. According to the containment level of the normal tensile forces the locks were primary divided into three classes in compliance with TP 1/2005 „Crash barriers on the ground roads“.

The corresponding force for the class H2 was $F_{lim} = 390,2$ kN,

The corresponding force for the class H3 was $F_{lim} = 711,4$ kN,

The corresponding force for the class H4a was $F_{lim} = 734,2$ kN.

The investor aimed to cover the classes H3 and H4a with one lock type of the definitive conception.

Compared with the tests of the year 2003 the different type of the closure was employed. The length of the closures, the structural configuration of the stiffening plates, the type of the welds and joints were varied. Two steel locks were selected from these tests.

- the steel lock 600 mm high for the required carrying capacity above $F_{lim} = 390,2$ kN, the group H2,
- the steel lock 800 mm high for the required carrying capacity above $F_{lim} = 734,2$ kN, the group H4a.

The steel lock of the crash barriers consists of two closures stiffened with the metal plates 8 mm thick. The joint between the closure is created by the rolled profile I 80 according to STN 42 550. The closures that are placed in the faces of the locks consisted of two closed steel profiles 70x70x8 mm. The closures have milled vertical slot of the nominal width $t_h = 12$ mm (the offset in the lower part is 20 mm). The basic difference in comparison with the locks executed in the years 2000-2003 is the employment of the new closures produced of the closed profiles and the joints. The previous locks have used the additionally welded closure

of the two profiles U50 and rolled profile I 100 have been employed as the joint. The difference in the design of the lock components and in the test layout is shown in Fig. 6. The following relations were registered during the test:

- Path of the hydraulic jack of the loading machine vs. loading force,
- deformation of the lock (including the deformation of the reinforcing bars) vs. loading force,
- deformation of the lock (two closures + the joint) vs. loading force.

In addition to the deformations of the locks also the total opening of the slots of both closures were observed.

Prototype (proofing) tests were the background for the specification tests. In this stage of the design the structural details of the locks were gradually specified on the basis of test results and static calculations were refined. The test was performed under stress controlled loading, the force F has been the control value. The step-by-step increasing load was executed by means of the servo-hydraulic machine f. SCHENCK with the loading capacity of $F_c = 1600$ kN.

Contrary to the prototype tests, the specification tests were performed under quasi strain controlled loading – the constant increment of the loading cylinder path being the control value. The loading rate was $\nu = 0.01$ mm.s⁻¹. The overall longitudinal opening of the lock was registered every second by means of four resistance gauges with the sensibility of 0.025 mm. The gauges were placed 150 mm from the closure's edge, measuring bases were glued on the outer sides of the lower parts of the closures. Mechanical readings of the opening were performed by means of the mechanical gauges. The referred values created the basis for the determination of the required stress-strain curves. The visual direct check – particularly to avoid gross error was done implicitly. The arrangement of the measuring devices is shown in Fig. 7. The resulting load-deformation curves for both containment levels are plotted in Fig. 8.

Table 3: Normative carrying capacities F_{lim} and real carrying capacities $F_{u,d}$

Labelling of the locks	Normative capacity F_{lim}	Real capacity $F_{u,d}$	Average reliabil. coefficient $\gamma_m = F_{u,d}/F_{lim}$
	(kN)	(kN)	(-)
Zv6/7/8-800-80	734,2	955,7	1,30
Zv9/10-600-80*	390,2	589,7	1,51
Zv11/12/13-600-80	390,2	659,5	1,69

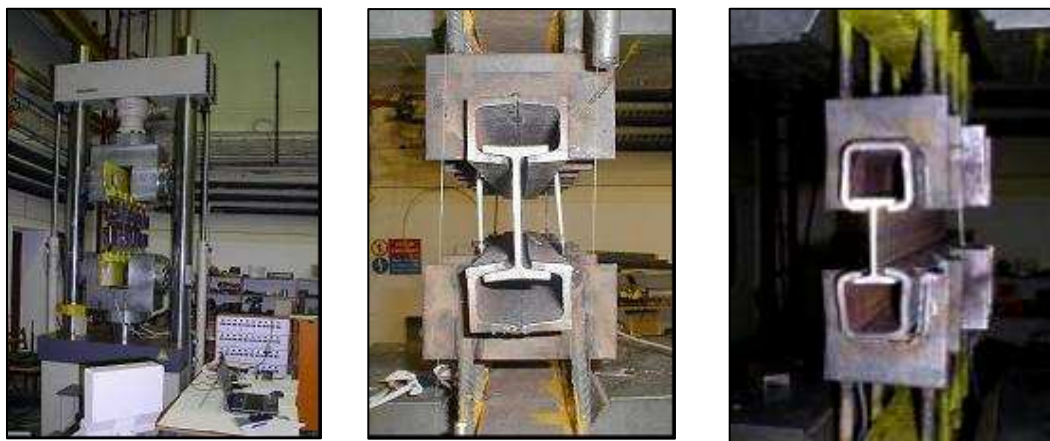


Fig. 6. Test set up, details of applied closeded 2003/2009

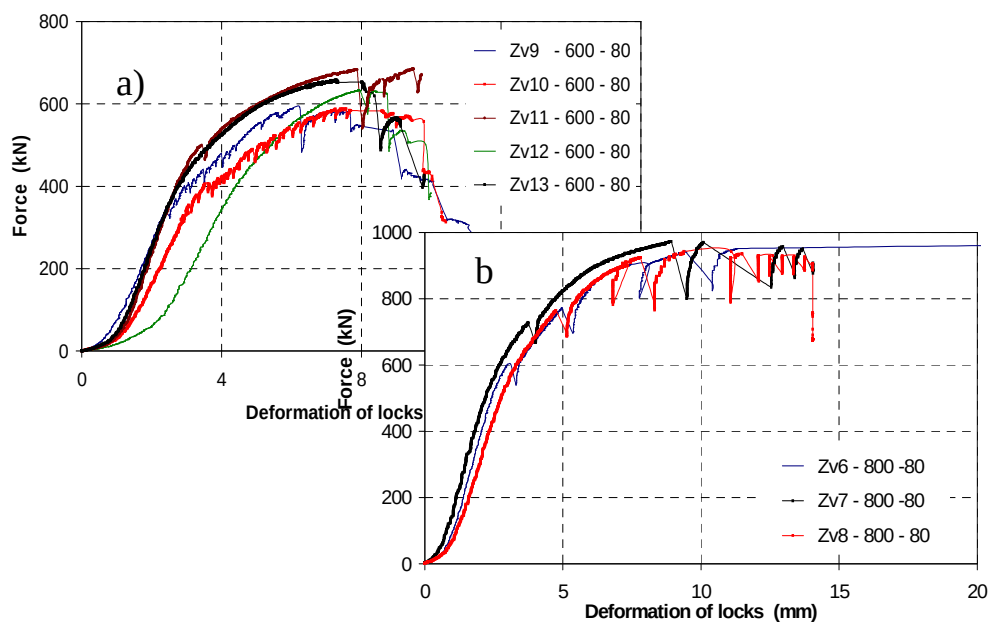


Fig.7. Tested locks of the classes H2 and H4a, the measuring devices
Fig. 8. Load – deformation curves for design types of the locks – a) the class H2, b) the classes H3 and H4a

3. Conclusions

The partial conclusions of the presented three topics are unequivocal. The experimental examination of the behaviour of the building structures is not only a relevant source of knowledge. The experimental results provide the important input values for the calibration of the substitutive theoretical models and verify their outputs [10].

On the basis of the present stage of the research it is possible to state that the mixtures A1, A2 are optimal for the purposes mentioned at the introduction – undemanding production of the shaped bricks and ceiling blocks. In the combination A1 (A2) / load-bearing framework it is a very advantageous building material for building of the low-energy objects. Following problems are open and important:

to check the effect of the carbon dioxide on the mixtures A1 and A2, particularly on the characteristics in compression, modulus of elasticity and the mode of failure,

to investigate the deformations under long-term load – at the service load levels.

The results of the short-term tests of the composites with the content of the plastic crushed material indicate that the mixtures B to E may be employed as thermo-insulating or soundproofing material. The mixtures F, G, and H3 are comparable, according to STN 73 1201/1993, with the corresponding mixtures for the undemanding structural elements.

In all cases it is necessary to deal with the question of bond between the composite and the reinforcing bars. For all mixtures is required to prove the behaviour of the composites containing plastic crushed material under long-term load. The referenced values according to the valid normative regulation are only informative.

The applied test method of the steel locks of the motorway precast crash barriers gives reliable results at the considerable financial and time saving. The results provide relevant basis for the real impact tests.

Acknowledgement

The research work presented in this paper has been supported by the Slovak Grant Agency VEGA (Grant No 2/0088/09).

References

- [1] MATIAŠOVSKÝ, P., KRIŽMA, M., BÁGEL, Ľ., KORONTHÁLYOVÁ, O.: New building materials based on biomass. In: *Expert's report for the company max 15, l.t.d., ÚSTARCH SAV Bratislava*, May 2007.
- [2] KRIŽMA, M., MATIAŠOVSKÝ, P., BÁGEL, Ľ., BEBEJ, J., BOLEK, P.: A few Comments to the Exploitation of the Working Characteristics of Personal Computers. In: *Proc. of the VI. Conference „Static-structural and building-physical problems of the building structures”*, Vysoké Tatry – Tatranská Lomnica, 24. – 26. 11. 2004, p. 181-188, SvF TU Košice, ISBN 80-232-0230-8.
- [3] KRIŽMA, M., BÁGEL, Ľ., NÜRNBERGEROVÁ, T.: Working Characteristics of Cement Composites Containing Plastic Crushed Materials. In: *Proceedings of the 4th Slovak/Czech Symposium on „Theoretical and Experimental Research in Structural Engineering”*, 14 – 15, June 2006, ÚSTARCH SAV Bratislava, Slovakia, pp. 245 – 255, ISBN 80-969521-0-2, EAN 9788096952106, ICA SAS Bratislava, 2006 (CD).

- [4] BÁGEL, L., MATIAŠOVSKÝ, P.: Use of crushed plastics from WEEE as lightweight concrete aggregate, In: *12th Conference Engineering of environment protection*, Častá - Papiernička, June 28 - 30, 2006, pp.19-25 (ISBN 80-227-2436-X)
- [5] KRIŽMA, M., NURNBERGEROVÁ, T.: To Utilisation of Cement Composites with the Content of Plastic Crushed Material in Building Production. In: *Proceedings of 5 – Conference „Special concretes“*, SEKURKON Praha, Czech Republic, October 2007, pp. 148 – 155, ISBN: 978-80-86604-32-9.
- [6] KRIŽMA, M., BÁGEL, L., NURNBERGEROVÁ, T.: Mechanical properties of concretes with plastic aggregates. In: *Building Research Journal*, Vol. 55, No. 1-2, 2007, pp. 47-57.
- [7] KRIŽMA, M., NURNBERGEROVÁ, T.: Deformational Properties of Cement Composites with Plastic Crushed Material. In: *Proceedings of the International Conference „70 Years of FCE STU“*, December 4 – 5, 2008 Bratislava, Slovakia. FCE STU, Section – Civil Structures and Architecture – Material Engineering, ISBN 978-80-227-2979-6, (CD)
- [8] KRIŽMA, M., NURNBERGEROVÁ, T. :Load bearing capacity and deformation characteristics of steel locks of motorway concrete safety barriers. In: *Inžinierske stavby*, Vol. 54, 2006, No. 2, pp. 4 – 9.
- [9] KRIŽMA, M., VISKUP, P., NURNBERGEROVÁ, T., PALUŠKA, J. : Design Optimisation of the Free Steel Locks of the Symmetrical Motorway Concrete Crash Barriers. In: *Proceedings of the 5th International Conference „C & CS“*, Žilina, Slovakia, October 15-16, 2009 (in print).
- [10] KRÁLIK, J., KRÁLIK, J., jr.: Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames and Infilled Masonry Walls Interaction Considering Ductility Effects. In: *Proceedings of the 4th International Conference „Dynamicky namáhané konstrukce“*. Brno Ponava, Hotel Avanti, 26-29 September, 2008, Czech Republic, pp. 85-91, Publisher Akademické nakladatelství CERM Brno, ISBN 978-80-7204-593-8.

Kontakt

Ing. Martin Križma, PhD., Ing. Terezia Nurnbergerová, PhD. - Institute of Construction and Architecture, Slovak Academy of Sciences, Dúbravská cesta 9, 842 20 Bratislava, Slovak Republic

ZMENY VLASTNOSTÍ MERANÝCH VZORIEK V ZÁVISLOSTI OD ČASU

CHANGES PROPERTY MEASURED MODELS IN DEPENDENCE FROM TIME

Ján Mandula, Peter Orolin

Ústav inžinierskeho staviteľstva, SvF TUKE

Anotace:

Čas má vplyv ako na samotné stavebné konštrukcie tak aj na vzorky materiálov, z ktorých sa samotné konštrukcie zhotovujú. V laboratórnych podmienkach nedokážeme úplne nahradiť reálne podmienky, v ktorých sa konštrukcia nachádza, ale snažíme sa k ním priblížiť. Ďalšou nevýhodou je, že často sa vzorky nestihnú vyskúšať v rovnakom čase, čo môže mať vplyv na presnosť výsledkov. V tejto práci sa budeme zaoberať zmenami vlastností asfaltových teliesok v čase, a to objemovým zmenám ako aj zmenám pevnostných charakteristík. Cieľom práce je poukázať na dôležitosť dodržiavania časových termínov pre jednotlivé laboratórne skúšky a zistiť aká chyba merania môže nastať v prípadoch časového posunu merania vzoriek. Ako východisková bude pre nás skúška v prostom tlaku. Pri skúške v prostom tlaku nám do výpočtu nepriamo vstupujú aj objemové zmeny teliesok z asfaltovej zmesi.

Annotation:

Time has influence how on single building construction knives too on samples material, from which oneself single construction manufacture. In laboratory proofless completely replace substantiality conditions, in which construction finds, but striven oneself by them bring near. The next disadvantage eatsthat the it will often samples fail try in right time, what is able to to affect precision results. In this work oneself we shall dealt changes property asphaltic corpuscle in time, capacity changes as well as changes strength weld characteristics. The idea this work eats mention importance abidance temporal terms for partial laboratory examination and knowledge what a error of measurement is able to come into being in exam temporal shift measuring model. How initial will be for us examination in basic pressure. Near examination in basic pressure us in calculation indirectly input too capacity changes corpuscle from asphalt mixture of.

Klíčová slova: pevnosť v prostom tlaku, R-materiál,

Keywords: examination in basic pressure, recycled material

1. Úvod

V dnešnej dobe v čase rozmachu stavebníctva je pri všetkých stavbách a stavebných materiáloch potrebné vykonávať mnohé skúšky. Či už priamo na mieste alebo v laboratóriách. A to skúšky kontrolné ale aj výskumné.

Skúškami ako takými zisťujeme aké vlastností materiál má alebo zisťujeme ako sa určité vlastnosti materiálu prejavia v konštrukcii.

Pri množstve skúšok, ktoré je pri stavbách alebo výskume potrebné vykonať dochádza k časovým oneskoreniam skúšok v dôsledku obmedzenej kapacity laboratórií. Je preto potrebné určiť ako časový posun skúšky ovplyvní výsledky skúšky na sledovanú vlastnosť. V tomto prípade to bola pevnosť v prostom tlaku merana na telieskach vyrobených z rovnakej zmesi R-materiálu odobratého v Geči.

2. Postup

2.1. Výroba teliesok a ich príprava

Materiál na výrobu teliesok bol odobraný z obalovne asfaltových zmesí v Geči, bola to predrvená odfrézovaná vrstva krytu vozovky. Odobralo sa asi 50 kg materiálu kvôli zachovaniu zrnitosti vzoriek.

V laboratóriu sa pripravili telieska ako na asfaltovú stabilizáciu podľa STN 73 6125. Na výrobu jedného telesa bolo potrebné množstvo cca 1800 g R-materiálu. Ten sa ohrial na 145°C a vo valčekoch priemeru 100 mm bol zhutnený tlakovou silou 300 kN po dobu 1 minúty. Následne sa teleso z valčeka vytlačilo a nechalo pri laboratórnej teplote vychladnúť. Takýchto telies sa vyrobilo rovnakým postupom 9 kusov.

Po vychladnutí sa odmerali priemer a výška telesa a odvážilo sa s presnosťou 0,1 g. Po odvážení sa prvé tri telesa ponorili na 5 hodín do vody a po piatich hodinách sa osušili, odvážili a urobila sa na nich skúška pevnosti v prostom tlaku.

Po týždni sa skúška urobila na ďalších troch telesách a po dvoch týždňoch na posledných troch telesách.

2.2. Skúška pevnosti v prostom tlaku

Po vychladnutí sa vzorky ponoria na 5 hodín do vody. Po 5 hodinách sa urobí skúška na pevnosť v prostom tlaku kde sa vychádza zo vzorca:

$$p = P/F \quad (1)$$

kde : p – pevnosť v tlaku v MPa

P – max. sila dosiahnutá na lise v N

F – tlačaná plocha v mm²

Výsledok je priemerná hodnota z troch meraní kde však žiadna nameraná hodnota sa nesmie líšiť o viac ako 15%. Pre pevnosť v prostom tlaku sa pri asfaltových materiáloch nezvykne robiť meranie po 7 a po 28 dňoch nakoľko sa nepočíta s nárastom pevnosti v čase.

3. Výsledky skúšok

3.1. Pevnosť v prostom tlaku na 1-dňovej vzorke

Po vyššie uvedených postupoch sa deň po vyrobení vzorka namočila na 5 hodín, potom sa handrou osušila a odvážila. Po odvážení sa na nej urobila skúška v prostom tlaku.

Na prvých troch telesách boli namerané tieto hodnoty:

- vzorka A1. – 8,20 MPa
- vzorka A2. – 8,11 MPa
- vzorka A3. – 8,79 MPa

Podrobné výsledky sú uvedené v tabuľke 1.

Tabuľka 1.: Výsledky merania na čerstvej vzorke

		vzorka A		
datum výroby	14.7.2009	1	2	3
hmotnosť navážky	g	1767,20	1800,70	1802,80
max. sila stlačenia	kN	320,00	340,00	320,00
čas stlačania	s	60,00	60,00	60,00
skúška v prostom tlaku	15.7.2009			
priemer vzorky D1	mm	100,40	100,20	100,30
priemer vzorky D2	mm	100,40	100,30	100,60
priemer vzorky D3	mm	100,60	100,30	100,40
priemer vzorky D	mm	100,47	100,27	100,43
styčná plocha	mm ²	7923,44	7891,92	7918,18
výška vzorky h1	mm	96,50	97,60	99,00
výška vzorky h2	mm	96,20	97,90	99,40
výška vzorky h3	mm	96,20	97,70	98,60
výška vzorky h	mm	96,30	97,73	99,00
objem V	mm ³	763027,04	771303,89	783899,89
max. sila pri stlačení vzorky	kN	65,00	64,00	69,60
pevnosť v prostom tlaku	MPa	8,20	8,11	8,79
priemerná pevnosť v tlaku	MPa	8,37		
hmotnosť suchej vzorky m1	g	1758,60	1794,40	1792,10
hmotnosť po 5hod vo vode m2	g	1785,70	1825,60	1832,80
merna hmotnosť suchej vzorky	g/cm ³	2,30	2,33	2,29

3.2. Pevnosť v prostom tlaku na týždňovej vzorke

Po týždni sa predošlý postup zopakoval na ďalších troch vzorkách a dosiahli sa takéto výsledky :

- vzorka B1. – 8,11 MPa
- vzorka B2. – 7,46 MPa
- vzorka B3. – 9,52 MPa

Podrobné výsledky sú v tabuľke 2.

Tabulka 2.: Výsledky merania na týždňovej vzorke

	vzorka B		
datum výroby	14.7.2009	1	2
hmotnosť navážky	g	1800,40	1802,10
max. sila stlačenia	kN	320,00	316,00
čas stlačania	s	60,00	60,00
skúška v prostom tlaku	15.7.2009		
priemer vzorky D1	mm	100,60	100,40
priemer vzorky D2	mm	100,40	100,40
priemer vzorky D3	mm	100,30	100,20
priemer vzorky D	mm	100,43	100,33
styčná plocha	mm ²	7918,18	7902,42
výška vzorky h1	mm	98,00	98,50
výška vzorky h2	mm	97,80	98,20
výška vzorky h3	mm	98,00	98,80
výška vzorky h	mm	97,93	98,50
objem V	mm ³	775453,83	778388,42
max. sila pri stlačení vzorky	kN		
pevnosť v prostom tlaku	MPa		
priemerna pevnosť v tlaku	MPa		
hmotnosť suchej vzorky m1	g	1792,30	1796,60
hmotnosť po 5hod vo vode m2	g		
merna hmotnosť suchej vzorky	g/cm ³		
skúška v prostom tlaku	22.7.2009		
priemer vzorky D1	mm	100,40	100,60
priemer vzorky D2	mm	100,40	100,30
priemer vzorky D3	mm	100,00	100,30
priemer vzorky D	mm	100,27	100,40
styčná plocha	mm ²	7891,92	7912,93
výška vzorky h1	mm	97,70	98,30
výška vzorky h2	mm	97,80	98,00
výška vzorky h3	mm	98,00	98,20
výška vzorky h	mm	97,83	98,17
objem V	mm ³	772093,08	776785,53
max. sila pri stlačení vzorky	kN	64,00	59,00
pevnosť v prostom tlaku	MPa	8,11	7,46
priemerna pevnosť v tlaku	MPa	8,36	
hmotnosť suchej vzorky m1	g	1793,90	1797,70
hmotnosť po 5hod vo vode m2	g	1829,00	1835,90
merna hmotnosť suchej vzorky	g/cm ³	2,32	2,31

3.3. Pevnosť v prostom tlaku na dvojtyždňovej vzorke

Po ďalšom týždni sa predošlý postup zopakoval na posledných troch vzorkách. Dosiahli sa takéto výsledky :

- vzorka C1. – 9,47 MPa
- vzorka C2. – 9,75 MPa
- vzorka C3. – 10,15 MPa

Podrobné výsledky sú v tabuľke 3.

Tabuľka 3.: Výsledky merania na dvojtyždňovej vzorke

	vzorka C		
datum výroby	14.7.2009	1	2
hmotnosť navážky	g	1800,50	1804,50
max. sila stlačenia	kN	320,00	318,00
čas stlačania	s	60,00	60,00
skúška v prostom tlaku	15.7.2009		
priemer vzorky D1	mm	100,20	100,30
priemer vzorky D2	mm	100,10	100,20
priemer vzorky D3	mm	100,20	100,30
priemer vzorky D	mm	100,17	100,27
styčná plocha	mm ²	7876,19	7891,92
výška vzorky h1	mm	97,20	97,80
výška vzorky h2	mm	97,50	97,90
výška vzorky h3	mm	97,50	97,90
výška vzorky h	mm	97,40	97,87
objem V	mm ³	767140,76	772356,15
max. sila pri stlačení vzorky	kN		
pevnosť v prostom tlaku	MPa		
priemerná pevnosť v tlaku	MPa		
hmotnosť suchej vzorky m1	g	1796,00	1799,60
hmotnosť po 5hod vo vode m2	g		
merna hmotnosť suchej vzorky	g/cm ³		
skúška v prostom tlaku	22.7.2009		
priemer vzorky D1	mm	100,20	100,40
priemer vzorky D2	mm	100,20	100,30
priemer vzorky D3	mm	100,10	100,20
priemer vzorky D	mm	100,17	100,30
styčná plocha	mm ²	7876,19	7897,17
výška vzorky h1	mm	97,10	97,80
výška vzorky h2	mm	97,60	97,80
výška vzorky h3	mm	97,30	97,90
výška vzorky h	mm	97,33	97,83
objem V	mm ³	766615,68	772606,53
max. sila pri stlačení vzorky	kN		

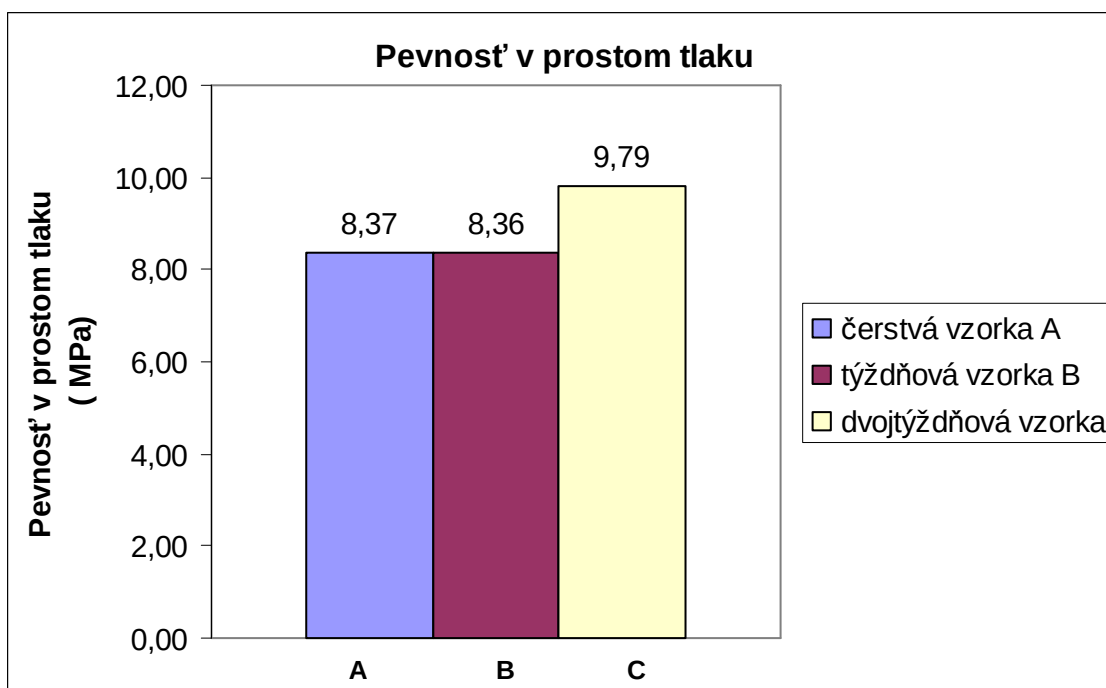
pevnost' v prostom tlaku	MPa			
priemerna pevnost' v tlaku	MPa			
hmotnosť suchej vzorky m1	g	1796,20	1800,50	1806,10
hmotnosť po 5hod vo vode m2	g			
merna hmotnosť suchej vzorky	g/cm ³			
skúška v prostom tlaku	29.7.2009			
priemer vzorky D1	mm	100,60	100,10	100,10
priemer vzorky D2	mm	100,40	100,60	100,30
priemer vzorky D3	mm	100,30	100,20	100,20
priemer vzorky D	mm	100,43	100,30	100,20
styčná plocha	mm ²	7918,18	7897,17	7881,43
výška vzorky h1	mm	97,30	97,80	97,80
výška vzorky h2	mm	97,30	97,50	97,50
výška vzorky h3	mm	97,50	97,90	97,70
výška vzorky h	mm	97,37	97,73	97,67
objem V	mm ³	770966,86	771816,81	769753,13
max. sila pri stlačení vzorky	kN	75,00	77,00	80,00
pevnost' v prostom tlaku	MPa	9,47	9,75	10,15
priemerna pevnost' v tlaku	MPa	9,79		
hmotnosť suchej vzorky m1	g	1796,10	1800,40	1806,00
hmotnosť po 5hod vo vode m2	g	1823,90	1832,60	1829,20
merná hmotnosť	g/cm ³	2,33	2,33	2,35

4. Analýza výsledkov

Pokusom sa zistilo, že časom sa vlastnosti vzoriek menia, ale nie však radikálne, ale postupne. Z výsledkov vieme vyčítať, že po týždni sa vlastnosti vzorky čo do priemeru veľmi nelíšili, ale rozptyl výsledkov na jednotlivých vzorkách bo väčší. No rozdiel priemeru a najvzdialenejšej hodnoty neprevýšil 15%, to znamená že výsledky sa dajú štatisticky spracovať.

Avšak rozdiel v priemernej pevnosti v prostom tlaku medzi dvojtýždňovou vzorkou a vzorkami predošlými je už podstatnejší a je to až 1,42 MPa čo je 16,9%. Pri dvojtýždňovej vzorke je rozptyl jednotlivých meraní vzoriek malý, ale celkové hodnoty sú o viac ako 1 MPa väčšie.

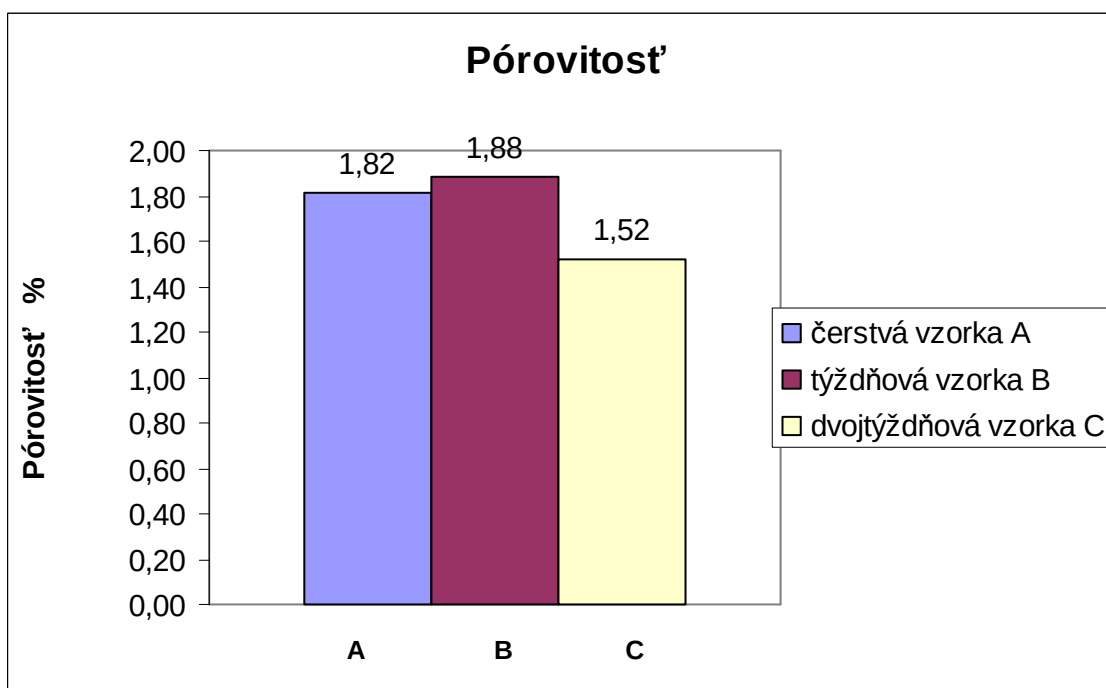
Prehľadne je to vidieť aj na obrázku 1.



Obr. 1.: Graf zmeny pevnosti v prostom tlaku

Jednoduchou skúškou porovnania suchej a 5 hodín nasiaknutej vzorky sme určili pórovitosť vzoriek, kde sa ukázalo, že najmenšiu pórovitosť má dvojtýždňová vzorka. Pravdepodobne u nej došlo k samovoľnému zhutneniu, keďže bola vystavená dlhšie teplote cca 25°C. Samovoľné zhutnenie má pravdepodobne aj vplyv na pevnosť vzorky, čo sa prejavilo v pevnosti v prostom tlaku.

Výsledky pórovitosti sú na obrázku 2.



Obr. 2.: Graf zmeny pórovitosti

5. Záver

Zmeny vlastností materiálov v čase sú samozrejme, je lae dôležité o aké materiály sa jedná a aké veľké zmeny nastanú. V prípade betónových zmesí sa s nárastom pevnosti počíta a je to tak aj stanovené normou.

Pre asfaltové zmesi, kde sa počíta s určitou pevnosťou je takýto roptyl výsledkov neprijateľný a zavádzajúci, pretože vlastnosti vozovky závisia práve od vlastností jej vrstiev. Pre projektantov je vhodné z hľadiska bezpečnosti počítať s nižšími hodnotami pevnosti, preto je potrebné robiť pevnostné skúšky na asfaltových zmesiach čo najrýchlejšie najneskôr do 7 dní.

Problém odkladania vzoriek je hlavne v menších a menej automatizovaných laboratóriách, preto je potrebný ich ďalší rozvoj a personálna podpora.

Poděkování

Príspevok vznikol v rámci riešenia grantového projektu VEGA 1/4203/07.

Literatúra

- [1] STN 73 6125.
- [2] ČOREJ JÁN,: Mechanika vozoviek, Žilina, 2001 ISBN 80-7100-862-1
- [3] STN 73 6160 Skúšanie cestných bitúmenových zmesí, 1986
- [4] KATALÓGOVÉ LISTY ASFALTOVÝCH ZMESÍ, Ministerstvo dopravy, pôšt a telekomunikácií SR, Sekcia cestnej dopravy a pozemných komunikácií, 2008

Kontakt

Doc.Ing. Ján Mandula, CSc., e-mail: jan.mandula@tuke.sk, Ústav inžinierskeho staviteľstva, SvF TUKE, Vyskoškolská 4, 042 00, Košice.

Ing. Peter Orolin, tel: 00421 55 602 4328, e-mail: peter.orolin@tuke.sk, orolin.peter@gmail.com, Ústav inžinierskeho staviteľstva, SvF TUKE, Vyskoškolská 4, 042 00, Košice.

ZMĚNY V PROKAZOVÁNÍ SHODY BETONOVÝCH STROPNÍCH VLOŽEK A BETONOVÝCH BEDNICÍCH TVÁRNIC

CHANGES IN ATTESTATION OF CONFORMITY OF CONCRETE BLOCKS FOR BEAM-AND-BLOCK FLOOR SYSTEMS AND CONCRETE SHUTTERING BLOCKS

Hana Nohelová

Technický a zkušební ústav stavební Praha, s.p., pobočka Brno

Anotace:

Byla vydána a v současné době je již platná ČSN EN 15435 Betonové prefabrikáty – Bednicí tvárnice z obvyčejného a lehkého betonu – Vlastnosti výrobku, a pro betonové stropní vložky probíhá schvalování ČSN EN 15037-2 Betonové prefabrikáty – Stropní systémy z trámů avložek – Část 2: Betonové stropní vložky (norma bude vydána ve 4.čtvrtletí t.r.). V obou uvedených nových ČSN EN jsou požadovány na tyto výrobky zkoušky ověřování vlastností, které dosud stávajícími normami nebyly podchyceny. Článek chce upozornit výrobce a zkušebníky na tyto změny.

Annotation:

ČSN EN 15435 “Precast concrete products – Normal weight and lightweight concrete shuttering blocks - Products properties and performance” has been issued and is already valid. The standard ČSN EN 15037-2 “Concrete for beam-and-block floor systems and concrete shuttering blocks” is currently being approved and will be issued in the 4 th quarter of this year. Both of the above mentioned ČSN EN standards introduce new requirement of verification of product properties that were not covered by current standards. The purpose of the article is to draw attention to these changes.

Klíčová slova: Betonové stropní vložky, bednicí tvárnice, návrhová pevnost žebra v tahu, pevnost bočnic v ohybu

Keywords: Concrete blocks, Concrete shuttering blocks, Design web tensile strength, Flexural strength of the shells

1. Betonové stropní vložky pro stropní systémy z trámů a vložek – ČSN EN 15037-2

1.1. Obecně – z hlediska hodnocení shody

Podle dosud platných předpisů pro stropní vložky (ČSN, Nařízení vlády 163/2002 Sb. ve znění NV 312/2005 Sb.) byly tyto výrobky posuzovány dle § 6 (zařazení 1-11, prefabrikované výrobky pro konstrukční použití), pro výrobky se zpracovalo STO s požadovanými vlastnostmi (např. Tvar, rozměry, mezní odchylky, Hmotnost nebo objemová hmotnost, Únosnost, Požární odolnost, Stanovení obsahu přírodních radionuklidů – hodnocení hmotnostní aktivity, hodnocení indexu hmotnostní aktivity).

Nová norma v Příloze ZA předepisuje systém prokazování shody 2+, z čehož vyplývají úkoly pro výrobce i notifikovanou osobu – tab. 1.

Tabulka 1.: Úkoly hodnocení shody betonových stropních vložek pro stropní systémy z trámů a vložek pod systémem 2+

Úkoly		Obsah úkolů	Příslušná ustanovení	
Úkoly pro výrobce		Počáteční zkoušky typu	Všechny charakteristiky uvedené v tabulce ZA.1	6.2
		Řízení výroby	Parametry všech charakteristik uvedených v tabulce ZA.1	6.3
		Další zkoušky vzorků odebraných v místě výroby	Všechny charakteristiky uvedené v tabulce ZA.1	6.2.3 z EN 13369:2004
Úkoly pro notifikovanou osobu	Certifikace řízení výroby na základě:	Počáteční inspekce v místě výroby a řízení výroby	Parametry všech odpovídajících charakteristik uvedených v tabulce ZA.1, zejména:	6.3
		Průběžný dohled, posuzování a schvalování řízení výroby	– rozměry a třída podle rozměrových tolerancí – mechanická odolnost.	6.3

To znamená, že výrobce musí mít ITT (zahrnující všechny vlastnosti dle tab. ZA1), další zkoušky vzorků odebraných v místě výroby a předepsané parametry řízení výroby. Notifikovaná osoba provede certifikaci systému řízení výroby u výrobce na základě počáteční inspekce v místě výroby a dále provádí průběžný dohled, posuzování a schvalování řízení výroby u výrobce (kontrola parametrů dle tab. ZA1 zejména rozměry a tolerance dle třídy a mechanická odolnost). V případě souladu s požadavky normy vydává NO Certifikát systému řízení výroby u výrobce, na jehož základě vydává výrobce ES certifikát shody a prohlášení o shodě se všemi náležitostmi dle ZA.2.2 a připojuje značku CE. Dále budeme uvádět požadavky EN

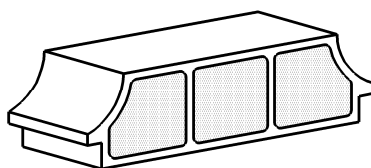
1.2. Rozdělení, definice používané v EN pro stropní vložky

Stropní vložky z hlediska statické funkce se dělí

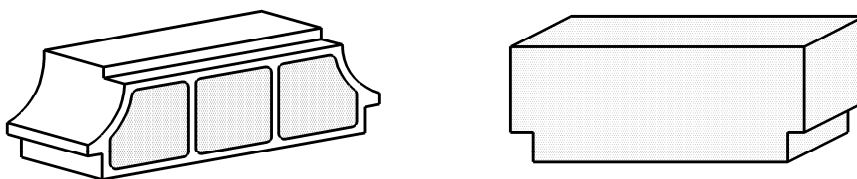
NR (non resisting block) – nespolutpůsobící vložka, nemá žádnou statickou funkci (tvoří většinou bednění při provádění stropu, mají vždy monolitickou nadbetonávku)

SR (semi resisting block) – částečně spolutpůsobící vložka, podílí se na přenášení zatížení do trámů (ve spojení s monolitickým betonem přispívá k únosnosti systému, horní příruba však sama nemůže fungovat jako tlačaná deska) – obr.1.

RR (resisting block) – plně spolutpůsobící vložka- příruba za určitých podmínek plní roli tlačané desky – obr.2.



Obr. 1.: Příklad částečně spolutpůsobících betonových vložek



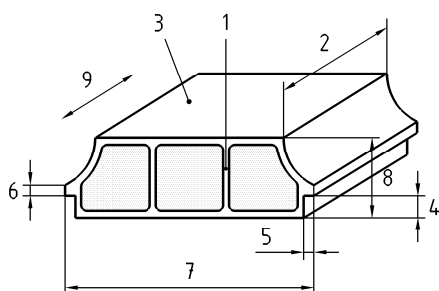
Obr. 2.: Příklad plně spolutpůsobících betonových vložek

Stropní vložky podle směru děrování:

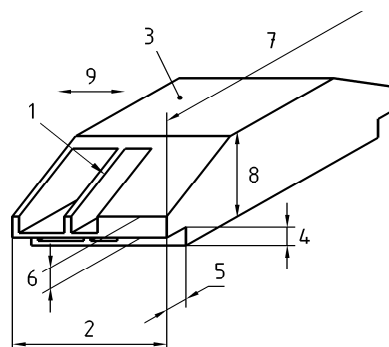
podélně děrované (longitudinal block) – děrování rovnoběžně s trámem nebo (obr. 3)

příčně děrované (transverse block) – děrování kolmé k trámům (obr.4), popř.

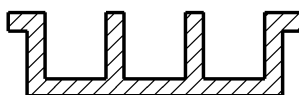
stropní vložky otevřené (open block) – bez horní příruby (obr.5)



Obr. 3.: Příklad podélně děrované vložky



Obr. 4.: Příklad příčně děrované vložky



Obr. 5.: Příklad otevřené vložky

1.3. Technické požadavky

a) Materiál – udává se minimální třída, objemová hmotnost (u lehkého betonu)

b) Rozměry, rozměrové tolerance – výrobce musí deklarovat toleranční třídy dle d, š, v stropních vložek (T1, T2), vyložení ozubu (N1, N2), tloušťku horní příruby (TF1, TF2), požadavky na ozub pro zálivku, popř. tloušťky vnitřních i obvodových žebek.

c) Mechanická odolnost – deklarace třídy R1 nebo R2.

Třída R1: musí se ověřit odolnost proti soustředěnému zatížení pro každý typ vložky (tab.2 udává min.hodnoty podle typu vložky) a charakteristická pevnost v tlaku podélném směru pro SR a RR vložky (při deklaraci nad 20 MPa vždy se zkouší)

Tabulka 2.: Typy betonových stropních vložek

Typ vložky	Minimální charakteristická odolnost proti soustředěnému zatížení (5% kvantil) v kN
nespolupůsobící (NR)	1,5
částečně spolupůsobící (SR)	2,0
plně spolupůsobící (RR)	2,5

Třída R2: musí se ověřit pevnost v ohybu (obr.7, zatížení přímkové – min. $P = 12 L$) a pevnost v tlaku v podélném směru pro vložky RR a SR (při deklaraci nad 16 MPa vždy se zkouší)

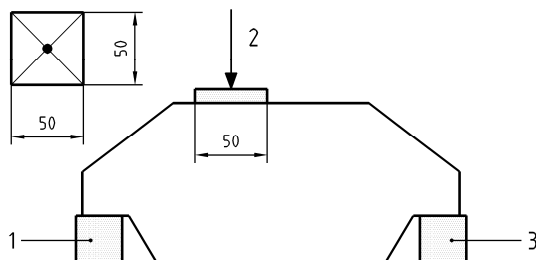
d) další vlastnosti – reakce na oheň, tepelné vlastnosti, objemová hmotnost, trvanlivost (musí být shodná s trvanlivostí trámů), popř.smrštění

1.4. Zkušební metody

a) Rozměry dle kap.5.1

b) Mechanická odolnost - odolnost proti soustředěnému namáhání – obr.6 (destička ze dřeva nebo oceli 50/50 v nejkritičtější poloze), kriteria shody jsou v tab.3 (udány hodnoty pro průměr a nejnižší hodnotu pevnosti)

Rozměry jsou uvedeny v milimetrech



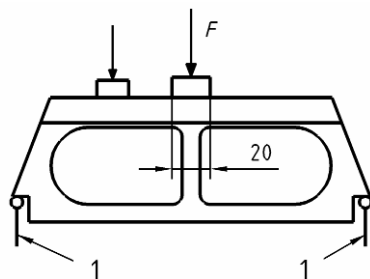
Legenda

- 1 pevně umístěná podpora
- 2 zatížení P
- 3 nastavitelná podpora

Obr. 6.: Zatěžovací zkouška betonových stropních vložek vystavených soustředěnému zatížení

c) pevnost v ohybu – obr.7 (F působící na 20 mm široký pásek rovnoběžně s podporami)

Rozměry jsou uvedeny v milimetrech

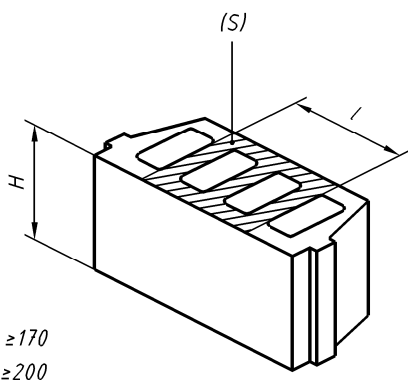


Legenda

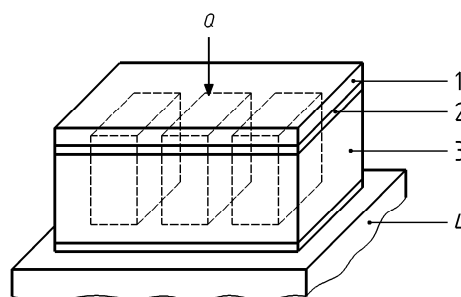
1 kloubová podpora

Obr. 7.: Uspořádání zkoušky ke stanovení lomového zatížení

d) zkouška vložek RR SR v tlaku v podélném směru (vložka nebo výřez) – obr. 8, 9, kritéria shody jsou v tab.3 (průměrná a minimální)



Obr. 8.: Zkouška plně a částečně spolupůsobících betonových stropních vložek na pevnost v tlaku v podélném směru



Obr. 9.: Zkouška pevnosti v tlaku v podélném směru – způsob vnesení zatížení

Tabulka 3.: Kritéria shody pro stanovení pevnosti betonových vložek v tlaku v podélném směru

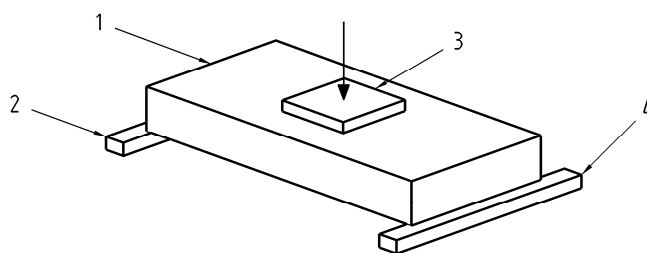
Výrobní stádium	Počet vložek „n“	Kritérium 1 $\bar{f}_{bn}$ (MPa)	Kritérium 2 f_{bi} (MPa)
Při zahájení výroby	3	$\geq f_{bk} + 4$	$\geq f_{bk} - 4$
Během výroby	≥ 15	$\geq f_{bk} + 1,48\sigma$	$\geq f_{bk} - 4$

kde

n je počet vzorků. Pevnost vzorku je průměr z výsledků dosažených u jednotlivých kusů v rámci vzorku;

$\overline{f_{bn}}$ průměrná pevnost všech vzorků v průběhu uvažovaného proměnného období;
 f_{bi} nejnižší pevnost ze všech vzorků, v MPa;
 σ směrodatná odchylka, stanovená nejméně ze 35 výsledků zkoušek, prováděných během období nejméně 3 měsíců přímo předcházejících období, ve kterém má být podloženo dosažení shody.

e) zkoušky pevnosti vložek RR a SR v příčném směru (vyvozuje se ohyb vzorku při tříbodovém zatížení bez kroucení, ocelová destička 100/100/25 mm, uložení 10 mm, zatížení 3,5 kN) – obr.10



Legenda

1 zkušební vzorek
 2 podpora

3 čtvercová ocelová destička
 4 pohyblivá podpora (aby se zabránilo zkroucení)

Obr. 10.: Princip zkoušky pevnosti v příčném směru

2. Bednicí tvárnice z obyčejného a lehkého betonu – ČSN EN 15435

2.1. Obecně – definice , určení a hodnocení shody

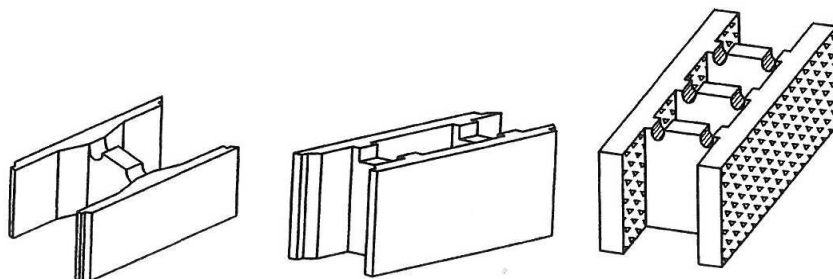
ČSN EN 15435 specifikuje vlastnosti a zkušební metody pro prefabrikované nenosné betonové dutinové bednicí tvárnice vyráběné s použitím obyčejného nebo lehkého kameniva nebo jejich kombinace. Tato norma navazuje na ČSN EN 771-3.

ČSN EN 15435 v příloze ZA.2 předepisuje pro nenosné betonové dutinové bednicí tvárnice systém prokazování shody 4. Výrobce je povinen v rámci hodnocení shody splnit požadavky uvedené v tab. 1, tj. požadavky na řízení výroby a požadavky na počáteční zkoušky typu, aby mohl vystavit prohlášení o shodě, které ho opravňuje k připojení označení CE k výrobkům.

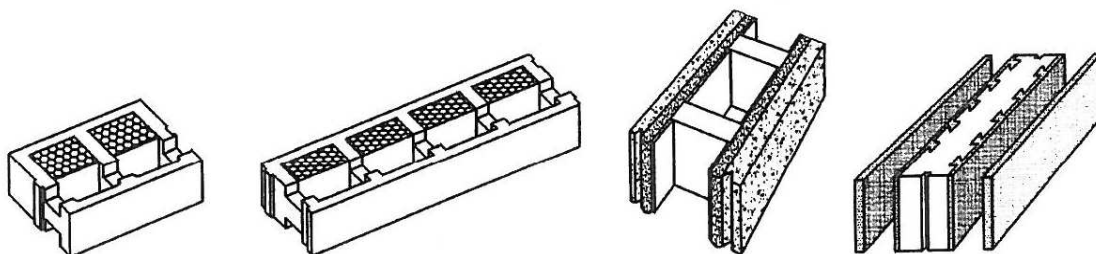
Tabulka 1.: Úkoly hodnocení shody bednicích tvárnic pod systémem 4

Úkoly		Obsah úkolů	Ustanovení normy
Úkoly pro výrobce	Řízení výroby	Parametry všech příslušných charakteristik uvedených v tabulce ZA.1	8.3
	Počáteční zkoušky typu provedené výrobcem	Všechny příslušné charakteristiky uvedené v tabulce ZA.1	8.2
	Počáteční zkoušky typu provedené notifikovanou osobou	Reakce na oheň	4.7

Bednicí tvárnice mohou mít vertikální nebo horizontální zámky (příklady – obr.1) a z výroby zabudovanou tepelnou izolaci (obr.2). Jsou určeny ke stavbě stěn a příček za předpokladu, že budou vyplněny betonovou nebo maltovou výplní, na které závisí jejich konstrukční vlastnosti, nejsou určeny k použití bez výplně.



Obr. 11.: Příklad bednicích tvárnic



Obr. 12.: Příklad bednicích tvárnic se zabudovanou tepelnou izolací

2.2. Technické požadavky

a) geometrické vlastnosti – deklarují se výrobní rozměry v mm (tolerance musí splňovat požadavky tab.2), plocha vybrání žebra, v případě deklarace rovinnost (vnějšího líce pohledových tvárnic, rovinnost úložné plochy, pravoúhlost, vzhled pohledových tvárnic)

Tabulka 2.: Dovolené odchylky v milimetrech

Délka (l)	Šířka (t _b)	Výška (h)	Rozměry dutin a vybrání žebra
+ 5	+ 5	+ 3	+ 10
- 5	- 5	- 5	- 4

b) objemová hmotnost ve vysušeném stavu bednicích tvárnic

c) vlhkostní přetvoření (v případě požadavku)

d) reakce na oheň (pro případy použití, kde se vyžadují požární požadavky)

e) propustnost vodní páry (tab.hodnoty dle EN 1745 nebo zkouškou zjištěná)

f) uvedené vlastnosti dle a) až e) jsou vyžadovány obdobně pro zdící prvky, k tomu mohou být požadovány i další vlastnosti, které požaduje ČSN EN 771-3 pro zdící prvky, např.akustické nebo tepelné požadavky, nasákavost vlivem kapilarity, trvanlivost.

g) tato norma předepisuje deklaraci dalších nových vlastností bednicích tvárnic stanovených zkouškou – jsou to pevnost žebor v tahu (v případě, že šířka žebra je menší než šířka bočnice/nebo výška žebra je menší než 80% výšky bednicí tvárnice, musí se zkoušet

nejmenší průřez žeber) a pevnost bočnic v ohybu (pro nejtenčí bočnici). Tyto vlastnosti se dříve vyžadovaly pouze v případě požadavku statiků (vlastnosti jsou velmi potřebné z hlediska navrhování konstrukčních částí z těchto prvků).

2.3. Zkušební metody

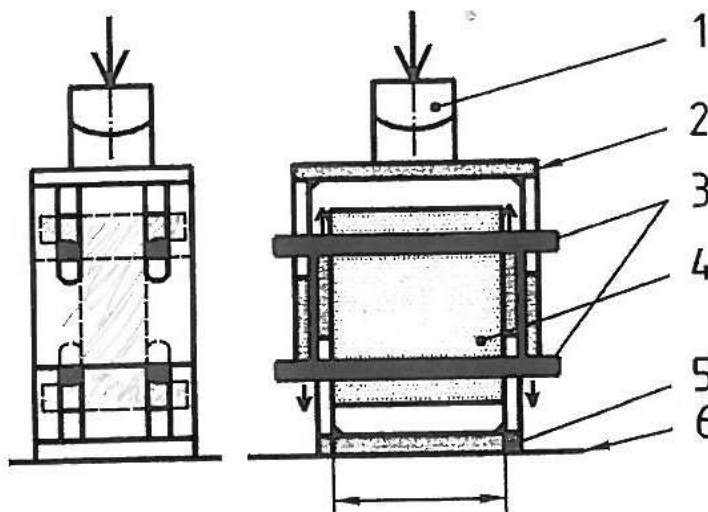
Ke stanovení vlastností, uvedených v části 2.2 a) až f) EN uvádí metody a způsoby ke zjištění požadovaných parametrů, popř. udává odkazy na zkušební normy pro zdicí prvky. V této části se zaměříme na nové vlastnosti, které je nyní dle EN 15435 nutno stanovit zkouškami, a to pevnost žeber v tahu a pevnost žeber v ohybu.

2.3.1 Pevnost žeber v tahu

Zkouškou se stanoví přímo pevnost v tahu ve zkušebním tahovém zařízení nebo v případě použití běžného zkušební lisu pro zkoušku tlakem se převede tlaková síla na tahovou sílu (za použití speciálního zařízení, které tento převod umožní).

Zkouška se provede dle přílohy A – obr.3 (při použití zkušebního stroje pro zkoušení tahem), popř. obr. 4 (při použití zkušebního stroje pro zkoušení tlakem).

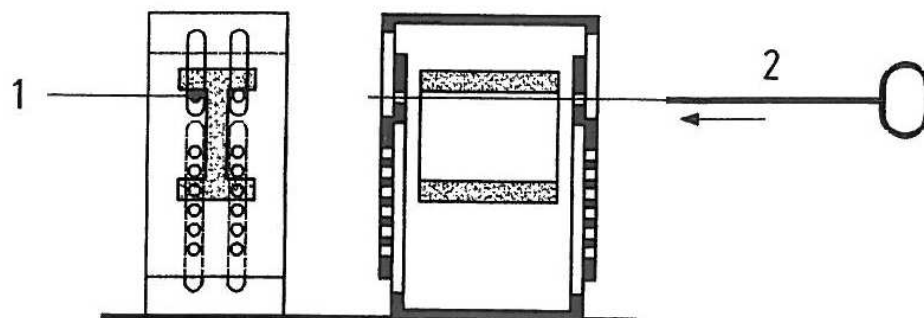
Zkouška se provede na 6 ks vyříznutých žeber z tvárnic (obr.5) – příruby přesahují žebro min. o 40 mm. Po vycentrování (nerovnosti vyrovnat podložkami) se provede zatěžovací zkouška při konstantní předepsané rychlosti zatěžování do porušení žebra. Stanoví se průměrná a minimální hodnota pevnosti žeber v tahu. Zjištěná pevnost se srovnává (musí být větší) s vypočtenou návrhovou pevností žebra v tahu .



Legenda

1 Závěs	4 Zkušební těleso (žebro)
2 Horní část rámu	5 Spodní část rámu
3 Tyče	6 Deska zkušebního lisu

Obr. 13.: Zkušební zařízení pro zkoušku pevnosti žebra v tahu

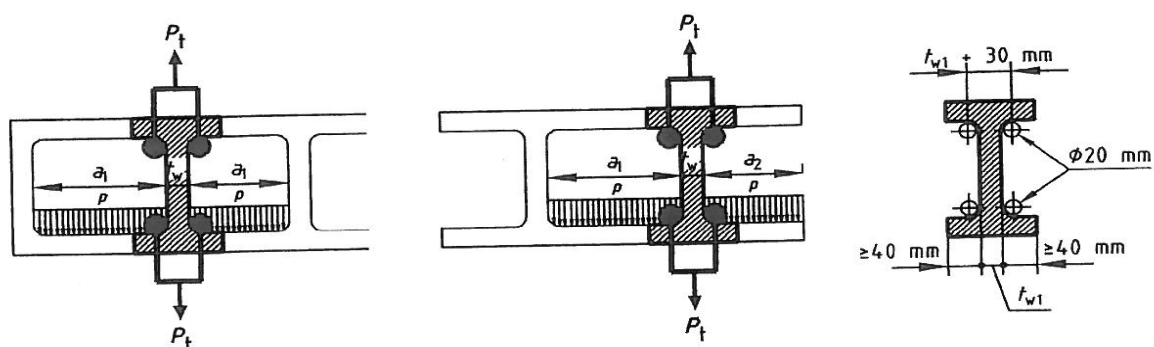


Legenda

1 Podpěrná tyč 1

2 Podpěrná tyč 2

Obr. 14.: Vložení dvou podpěrných tyčí pro podepření zkušebního tělesa



Legenda

a_1 Délka dutiny v mm

a_2 Délka konzolové části bočnice v mm

t_{w1} Tloušťka žebra v mm

t_b Šířka (tloušťka) prvku v mm

h Výška prvku v mm

h_w Výška ubraného žebra v mm

p Tlak betonu při zalévání v N/mm^2

P_t Tahová síla působící na žebro v N

Obr. 15.: Pevnost žebra v tahu

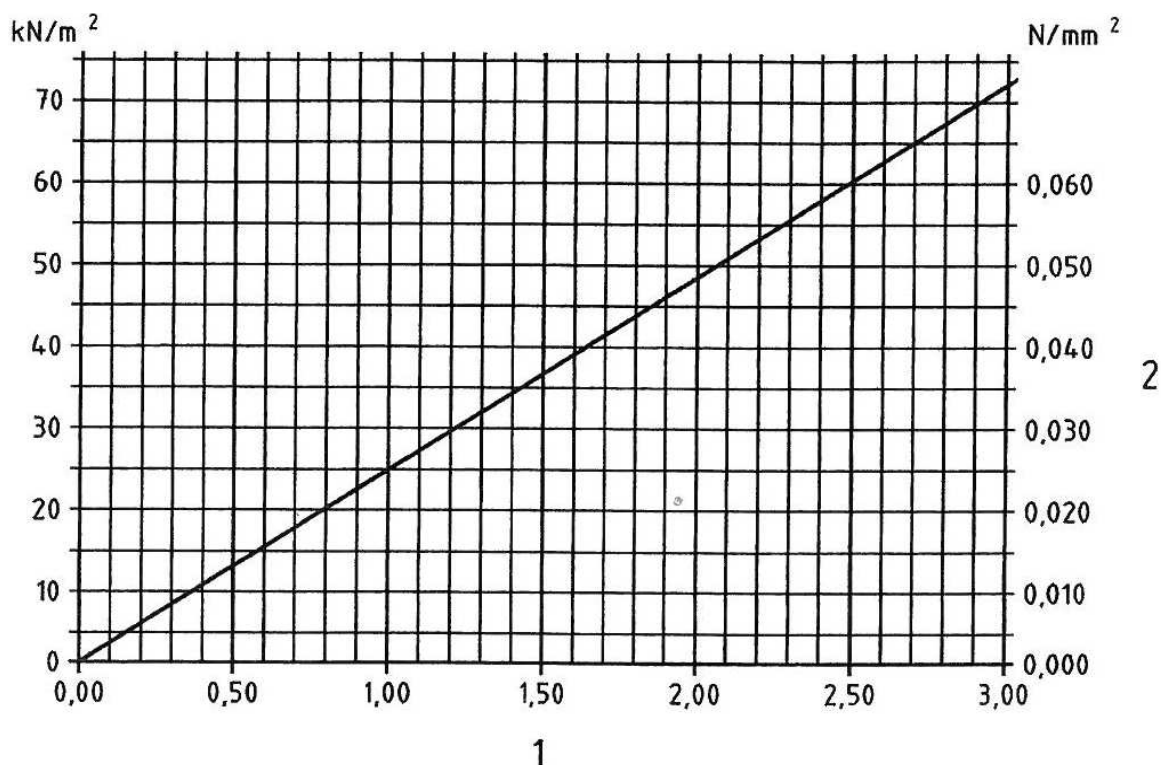
Návrhová pevnost žebra v tahu ($f_{t,min}$) v N/mm^2 se pro každé těleso vypočte dle vztahu (1) na základě maximálního tlaku betonové výplně při zalévání:

$$f_{t,min} = \frac{P_{t,min}}{S_1} \quad (1)$$

kde S_1 je průřezová plocha žebra = $(t_{w1} \times h_w)$ v mm^2

$P_{t,min}$ je minimální požadované zatížení při porušení žebra tahem v N

Poznámka: Pro určení tlaku betonové výplně v závislosti na výšce betonové výplně lze použít obr. 6 (příloha F ČSN EN 15435).

**Legenda**

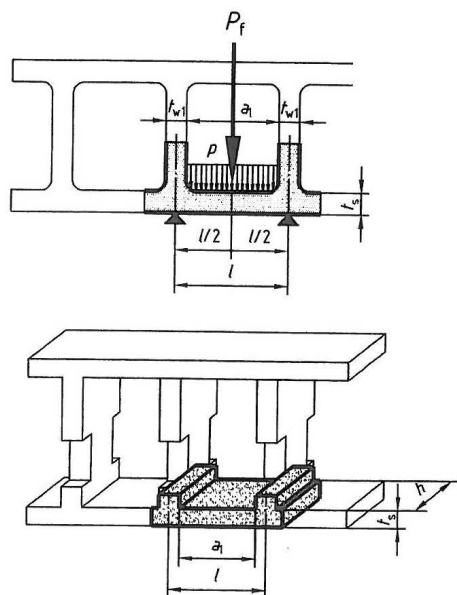
1 Výška betonové výplně (m)

2 Tlak betonu při zalévání

*Obr. 16.: Tlak samozhutitelného betonu při zalévání (24 kN/m³)***2.3.2 Pevnost bočnic v ohybu**

Zkouška se provádí na šesti zkušebních tělesech, zhotovených vyřezáním ze šesti bednicích tvárnic stejného typu a rozměru (délka tělesa odpovídá jedné dutině a tloušťkám dvou žeber) – obr. 7. Těleso se zatěžuje konstantní rychlostí – osamělým břemenem – silou umístěnou do středu vzorku (vzorek je uložen na podporách o vzdálenosti podpor rovné délce dutiny + šířka žebra). Stanoví se zatížení při porušení bočnic ohybem $P_{f,msd}$ v N pro šest kusů vzorků. Ze zjištěných hodnot $P_{f,msd}$ (v N) se vypočtou jednotlivé hodnoty pevnosti bočnice v ohybu $f_{f,msd}$ v N/mm² – vzorec (2).

$$f_{f,msd} = \frac{\frac{P_{f,msd} \times l}{4}}{\frac{t_s^2 \times h}{6}} = \frac{3 \times P_{f,msd} \times l}{2 \times t_s^2 \times h} \quad (2)$$



Legenda

P_f ohybové zatížení bočnice

l osová vzdálenost žeber

Obr. 17.: Zkoušení pevnosti bočnice v ohybu

Zkouškou stanovená pevnost bočnice ohybem musí být větší než vypočtená návrhová pevnost bočnice v ohybu $f_{f,min}$, stanovená na základě maximálního tlaku betonové výplně při zalévání (dle vzorců 3 a 4)

Návrhová pevnost bočnice $f_{f,min}$

– pro vetknutý konec bočnice

$$f_{f,min} = \frac{\frac{(\rho \times h) \times a_1^2}{24}}{t_s^2 \times h} = \frac{(\rho_{max} \times h) \times a_1^2}{4 \times t_s^2 \times h} = \frac{\rho_{max} \times a_1^2}{4 \times t_s^2} \quad (3)$$

– pro konzolovou část bočnice

$$f_{f,min} = \frac{\frac{(\rho_{max} \times h) \times a_2^2}{2}}{t_s^2 \times h} = \frac{3 \times \rho_{max} \times h \times a_2^2}{t_s^2 \times h} = \frac{3 \times \rho_{max} \times a_2^2}{t_s^2} \quad (4)$$

3. Závěr

Jak je z předchozího zřejmé, EN15435 a EN 15037-2, tj. normy pro betonové bednicí tvárnice a betonové stropní vložky, přinášejí řadu změn ve zkoušení a hodnocení těchto výrobků. Chtěli jsme upozornit výrobce i zkušebníky na tyto skutečnosti pro zajištění správného hodnocení těchto výrobků.

Literatura

- [1] ČSN EN 15037-2 Betonové prefabrikáty- Stropní systémy z trámů a vložek – Část 2: Betonové stropní vložky
- [2] ČSN EN 15435 Betonové prefabrikáty - Bednicí tvárnice z obvyčejného a lehkého betonu
- [3] ČSN EN 1745 Zdivo a výrobky pro zdivo – Metody stanovení návrhových tepelných hodnot
- [4] ČSN EN 12390-5 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 5: Pevnost v tlaku ohybem zkušebních těles
- [5] ČSN EN 771-3 Specifikace zdicích prvků – Část 3: Betonové tvárnice s hutným nebo pórovitým kamenivem
- [6] ČSN EN 13369 Společná ustanovení pro betonové prefabrikáty
- [7] ČSN EN 15037-1 Betonové prefabrikáty – Stropní systémy z trámů a vložek
- [8] ČSN EN 772-14 Zkušební metody pro zdící prvky – Část 14: Stanovení vlhkostních přetvoření betonových tvárnic a zdicích prvků z umělého kamene
- [9] ČSN EN 771-13 Zkušební metody pro zdící prvky – Část 13: Stanovení objemové hmotnosti materiálu zdicích prvků za sucha a objemové hmotnosti zdicích prvků za sucha (kromě prvků z přírodního kamene)

Kontakt

Ing. Hana Nohelová, tel. 543 420 832, email: nohelovah@tzus.cz, Technický a zkušební ústav stavební Praha, s.p., pobočka Brno, Hněvkovského 77, 617 00 Brno – Komárov

VYUŽITÍ EPOXIDOVÝCH DISPERZÍ PRO APLIKACI RECYKLOVANÝCH MATERIÁLŮ VE STAVEBNICTVÍ

THE USE OF EPOXIDE DISPERSIONS FOR APPLICATION OF RECYCLED MATERIALS IN BUILDING INDUSTRY

Ing. Michal Stehlík, Ph.D.

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební
Ústav stavebního zkušebnictví

Anotace:

Z hlediska úspory drahocenných přírodních surovin a současně z hlediska ekologické likvidace stávajících stavebních odpadů se jeví perspektivně nové použití (tzv. recyklace) již dosloužilých betonových konstrukcí ve formě recyklační drtě jakožto náhrady přírodního kameniva do betonu. Původní nadšení technologů stavebních hmot ohledně očekávaných vlastností betonů z recyklovaného betonu již částečně polevilo. Ukázalo se totiž, že betony z recyklovaného betonu velmi těžko dosahují vlastností původních betonů. Úprava povrchu betonového recyklátu penetrací disperzními epoxidy a eventuelní přídátek disperze do záměsové vody snad přispějí ke zlepšení fyzikálně mechanických vlastností betonů z recyklovaného betonu.

Annotation:

In view of saving the precious raw materials and also in view of ecological waste disposal, the re-use (the so-called recycling) of worn out concrete structures in the form of recycling rubble as a substitute for natural aggregate in concrete seems to be perspective. The original enthusiasm of building material engineers concerning the expected properties of concretes from the recycled concrete has partly calmed down already. Concretes from the recycled concrete turned out to hardly reach the properties of the original concretes. The surface treatment of concrete recycle by means of penetration with dispersive epoxides and potential addition of the dispersion into batching water might hopefully contribute to improving physical-mechanical properties of concretes made from recycled concrete.

Klíčová slova: Recyklace, betonový recyklát, bezrozpouštědlová epoxidová disperze, nasákavost, tlaková pevnost.

Keywords: Recycling, concrete recycle, solvent-free epoxide dispersion, absorption capacity, compression strength.

1. Úvod

Přes všechny obecně známé nevýhody a problémy s betonovým recyklátem nás nedostatek neobnovitelných přírodních zdrojů a cena energií nutí k hledání variant možného zlepšení kvalitativních vlastností betonu z betonového recyklátu. Jednou z možných cest může být využití moderních bezrozpouštědlových epoxidových disperzí. Tyto mohou vylepšit jednak adhesní vlastnosti cementového tmelu, spojujícího betonový recyklát, jednak, naneseny na suchý recyklát, mohou pozitivně ovlivnit jeho vysokou nasákavost.

2. Popis měření

Pro otestování možnosti vylepšení mechanických vlastností betonů z recyklovaného betonu byly zvoleny pokusně dva postupy:

- přírodní hrubé kamenivo do betonu bylo nahrazeno recyklovaným betonem povrchově upraveným epoxidovou disperzí. Účelem povrchové ochrany recyklátu bylo snížení jeho nasákavosti a následně zvýšení tlakové pevnosti betonu z recyklovaného betonu.
- do záměsové vody byla přidána vodou ředitelná epoxidová disperze v množství 3% hmotnosti cementu (dle [2]). Účelem adice disperze bylo zvýšení tlakové pevnosti betonu z recyklovaného betonu.

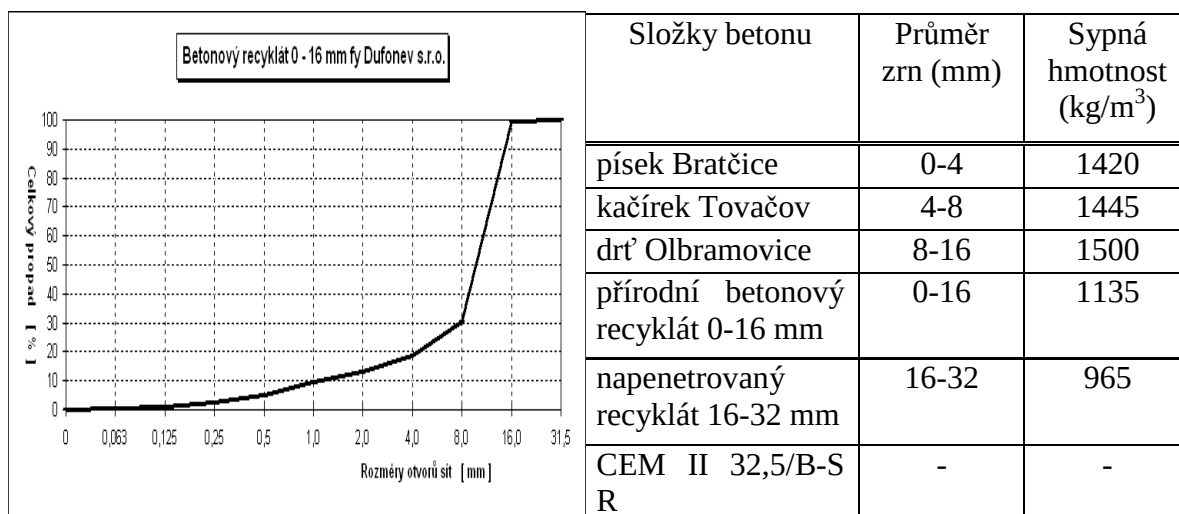
Změnu mechanických vlastností betonu upraveného výše popsány postupy bude reprezentovat krychelná pevnost v tlaku. Základní složky betonu čtyř sad krychlí o rozměru 150x150x150 mm obsahuje následující tabulka 1.

Tabulka 1.: Základní složení betonu čtyř sad zkušebních krychlí 150x150x150 mm

Rec.	Počet krychlí	Čistý betonový recyklát 0-16 mm	Penetrovaný betonový recyklát 16-32 mm	3% disperze do zám. vody	Přírodní hrubé kamenivo 8-16 mm	Přírodní kačírek 4-8 mm	Přírodní písek 0-4 mm	CEM II 32,5/ B-S R	Voda
R1	6	X				X	X	X	X
R2	6		X			X	X	X	X
R3	6	X		X		X	X	X	X
R4	6				X	X	X	X	X

3. Fyzikální vlastnosti surového betonového recyklátu a dalších složek testované betonové směsi

Pokusy s cílem zlepšit mechanické vlastnosti betonu z betonového recyklátu za pomoci adice bezrozpouštědlové vodou ředitelné epoxidové disperze nové generace byly prováděny s betonovým recyklátem frakce 0-16 mm, dodaným firmou Dufonev, s.r.o. Dle ČSN EN 206-1(Z3) „Beton – část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba, shoda“ se jedná o recyklované kamenivo typu 1 (drť nebo písek vyrobený drcením pouze betonu, tzv. betonová drť), které lze výhradně použít do betonu z recyklovaného kameniva. Nasákavost dodaného betonového recyklátu byla stanovena dle EN 1097-6 a odpovídá 10,5% hmotnostního podílu po 10-ti minutách. Přípustná normová hodnota nasákavosti betonového recyklátu typu 1 činí ale pouze 10% hmotnostního podílu po 10 minutách. Křivka zrnitosti na obrázku 1. prozrazuje cca 19% obsah frakce 0-4 mm, což vyhovuje podmínkám všeobecně použitelného betonu z betonového recyklátu dle [1].



Obr. 1.: Křivka zrnitosti přírodního recyklátu Tabulka 2.: Vlastnosti dalších složek betonu

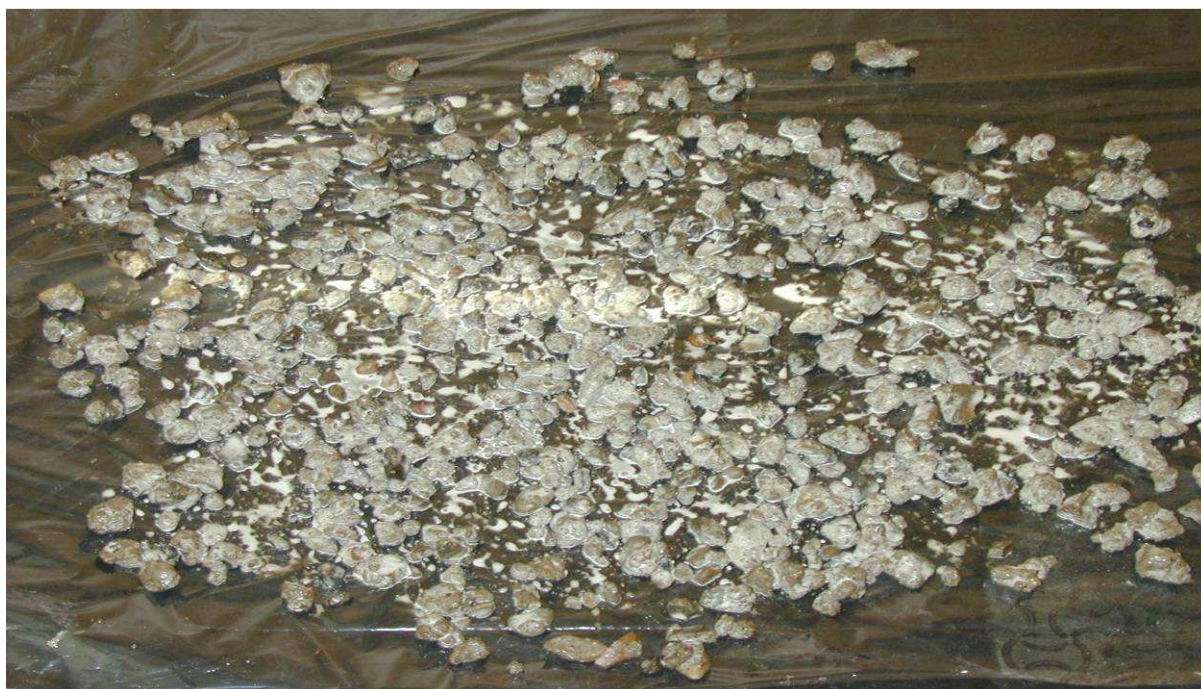
Mezerovitost směsi kameniva pro přípravu referenčního betonu bez recyklátu (receptura R4) činila 25%. Jednalo se o směs: 40% frakce 0-4 mm, 60% frakce 4-16 mm, z toho 20% frakce 4-8 mm a 80% frakce 8-16 mm.

4. Fyzikální vlastnosti betonového recyklátu povrchově upraveného disperzí

Za účelem penetrace vodou ředitelné epoxidové disperze (CHS Epoxy 160V55 + tvrdidlo Telalit 1261, poměr mísení 100:11,5) do povrchu recyklovaného betonu bylo nutno recyklát vysušit a po vychladnutí ponořit do vodou naředěné (disperze : voda = 2 : 1 objemově) disperze, předem promíchané s předepsanou dávkou tvrdidla. K odstranění přebytku kapalně disperze (včetně části vmíšených jemných částic) bylo použito normové síto o rozměru oka 0,5 mm. Disperzí obalený recyklovaný beton byl uložen na PE fólii (viz obr. 3.), kde proběhla penetrace a proschnutí a zatvrdnutí tenkého povrchového emulzního filmu. Po třech dnech bylo takto upravené kamenivo použito k přípravě jedné ze čtyř variant testovaných betonů z betonového recyklátu. Obr. 2. dokumentuje rozdíl v zrnitosti recyklátu, napenetrovaného epoxidovou disperzí, a surového betonového recyklátu, který obsahuje cca 19% jemné frakce 0-4 mm. V případě povrchově ošetřeného recyklátu disperzí je zřejmé, že kapalná disperze během mísení se surovým recyklátem pohltí většinu jemnozrnné frakce a po vzájemném slepení disperzí obalených zrn a zatvrdnutí dojde ke vzniku větších aglomerátů frakce 16-32 mm.



Obr. 2.: Disperzí napenetrovaný a následně aglomerovaný recyklát firmy „Dufonev“ frakce 16-32 mm (původně 0-16 mm) + surový betonový recyklát frakce 0-16 mm



Obr. 3.: Disperzí čerstvě napenetrovaný recyklát firmy „Dufonev“ frakce 16-32 mm (původně 0-16 mm) rozložený k zaschnutí a zatvrdnutí na PE fólii

5. Receptury betonových směsí z recyklovaného betonu a z přírodního kameniva

Celkem byly namíchány čtyři záměsi dle receptur R1 až R4, z každé pak bylo vyrobeno 6 krychlí o rozměrech 150x150x150 mm. Receptury byly navrženy na konzistenci S3 a pevnostní třídu C 16/20.

Tabulka 3.: Receptury betonových směsí I

Receptura R1 100% hrubého kameniva 8-16 mm nahrazeno přírodním recyklátem 0-16 mm		Receptura R2 100% hrubého kameniva 8-16 mm nahrazeno napenetrovaným recyklátem 16-32 mm	
CEM II 32,5/B-S R	300 kg/m ³	CEM II 32,5/B-S R	300 kg/m ³
0-4 Bratčice	760 kg/m ³	0-4 Bratčice	760 kg/m ³
4-8 Tovačov	228 kg/m ³	4-8 Tovačov	228 kg/m ³
0-16 betonový recyklát přírodní	690 kg/m ³	16-32 napenetrovaný betonový recyklát	690 kg/m ³
voda	197 kg/m ³	voda	197 kg/m ³

Tabulka 4.: Receptury betonových směsí II

Receptura R3 100% hrubého kameniva 8-16 mm nahrazeno přírodním recyklátem 0-16 mm, 3% adice epoxidové emulze do záměsové vody		Receptura R4 Referenční receptura, použito přírodní hrubé kamenivo Olbramovice frakce 8-16 mm	
CEM II 32,5/B-S R	300 kg/m ³	CEM II 32,5/B-S R	300 kg/m ³
0-4 Bratčice	760 kg/m ³	0-4 Bratčice	760 kg/m ³
4-8 Tovačov	228 kg/m ³	4-8 Tovačov	228 kg/m ³
0-16 betonový recyklát přírodní	690 kg/m ³	8-16 Olbramovice	912 kg/m ³
voda	197 kg/m ³	voda	165 kg/m ³

6. Výsledky měření

a) Vylepšení fyzikálních vlastností betonového recyklátu

Zde je třeba konstatovat, že mělká penetrace a tenký disperzní film, pokrývající povrch betonového recyklátu, výrazným způsobem snížily nasákavost stanovenou po 10 minutách, a sice z původní hodnoty 10,5 % na 6%. Posouzení vlivu povrchové disperzní ochrany betonového recyklátu na změnu výsledné tlakové pevnosti betonu je součástí b).

b) Vylepšení mechanických vlastností betonů z přírodních a upravených betonových recyklátů dle receptur R1, R2 a R3

Z mechanických a přetvárných vlastností byla primárně stanovena pevnost v tlaku. Zkoušky byly prováděny na krychlích o rozměrech 150x150x150 mm předem záměrně vyrobených z čerstvého betonu receptur dle kapitoly 2.3. U zkušebních krychlí byly testovány tlakové pevnosti po 7 a 28 dnech vlhkého uložení, viz tabulka 5.

Tabulka 5.: Výsledky pevností v tlaku

Označení receptury/krychle	x	y	S	m	F	fc	Ø fc
R1 – 100% recyklátu	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kg]	[kN]	[MPa]	[MPa]
7 denní pevnost							
R1-1	150,20	149,83	22505	7,260	201,0	8,9	
R1-2	149,35	149,65	22350	7,166	226,0	10,1	9,6
R1-3	150,02	148,87	22334	7,200	218,0	9,8	
28 denní pevnost							
R1-4	149,20	149,75	22343	7,298	358,0	16,0	
R1-5	149,15	149,85	22350	7,184	354,0	15,8	15,8
R1-6	150,05	149,72	22466	7,109	348,0	15,5	
R2 – 100% napenetrovaného recyklátu disperzí							
7 denní pevnost							
R2-1	149,20	149,80	22350	7,0496	213,0	9,5	
R2-2	150,15	150,20	22552	7,140	188,0	8,3	9,1
R2-3	149,73	149,23	22344	7,134	209,0	9,4	
28 denní pevnost							
R2-4	148,75	149,54	22244	7,176	361,0	16,2	
R2-5	149,35	149,72	22361	7,178	357,0	16,0	15,8
R2-6	148,85	149,22	22211	7,029	397,0	15,2	
R3 – 100% recyklátu + 3% disperze do zám. vody							
7 denní							
R3-1	149,17	148,93	22216	7,305	217,0	9,8	
R3-2	148,53	149,77	22245	7,250	220,0	9,9	9,8
R3-3	148,95	149,38	22250	7,318	213,0	9,6	
28 denní							
R3-4	149,82	149,75	22436	7,191	366,0	16,3	
R3-5	149,75	149,70	22418	7,216	347,0	15,5	15,9
R3-6	149,38	149,48	22330	7,206	358,0	16,0	
R4 – referenční záměs							
7 denní pevnost							
R4-1	149,15	149,23	22258	8,008	310,0	13,9	
R4-2	149,28	149,73	22352	8,022	298,0	13,3	13,3
R4-3	149,32	149,67	22349	8,043	282,0	12,6	
28 denní pevnost							
R4-5	149,20	149,85	22358	8,095	508,0	22,7	
R4-6	149,15	149,38	22280	8,124	555,0	24,9	24,4
R4-7	149,34	149,15	22274	8,133	571,0	25,6	

7. Závěr

Betonový recyklát lze přiřadit z hlediska trvale udržitelného rozvoje lidské společnosti k materiálům šetřícím energii, přírodní suroviny a omezujícím odpady. Jeho praktické použití převážně formou náhrady přírodního kameniva do betonu je však dosud spojeno s několika nevyřešenými problémy:

- 1) odpady z pozemních staveb jsou velmi heterogenní – nutnost třídění
- 2) úsporné demoliční metody poskytují směs materiálů nevhodných pro recyklaci
- 3) jakost recyklátu víceméně zaostává za přírodními materiály.

Výzkum byl zaměřen převážně na problém třetí, tj. na vylepšení jakosti betonového recyklátu, potažmo betonu připraveného z betonového recyklátu. Co se týká vlastního betonového recyklátu, bylo zjištěno následující:

- povrchová disperzí napenetrovaná vrstvička betonového recyklátu typu 1 sníží původní kritickou nasákavost prostého recyklátu z 10,5% na příznivou hodnotu 6%. Požadavek ČSN EN 206-1/Z3 na maximální nasákavost po 10 minutách činí 10%. K napenetrování recyklátu je použita moderní bezrozpouštědlová disperze CHS Epoxy 160V55 + tvrdidlo Telalit 1261.
- snížení nasákavosti betonového recyklátu typu 1 z 10,5% na 6% výrazně neovlivní výslednou pevnost betonu z daného betonového recyklátu.

Na základě porovnání pevností betonů s přírodním a disperzí upraveným betonovým recyklátem a pevností referenčního betonu s přírodním kamenivem možno přijmout tyto závěry:

- tlakové pevnosti betonů z betonového recyklátu a) přírodního, b) povrchově napenetrovaného disperzí a c) přírodního s 3% adicí disperze do záměsové vody, se shodně vyrovnaly a dosáhly hodnoty 15,8 MPa.
- tlakové pevnosti betonů z betonového recyklátu přírodního a všech variant úprav byly oproti pevnosti referenčního betonu z přírodního kameniva nižší o cca 1/3.
- nebyl prokázán pozitivní ani negativní vliv povrchového napenetrování betonového recyklátu typu 1 na výslednou tlakovou pevnost betonu z betonového recyklátu, stejně tak nebyl prokázán vliv 3% adice disperzní přísady do záměsové vody při přípravě betonu z přírodního recyklátu typu 1.

Bylo by vhodné pokračovat ve výzkumu zlepšení vlastností betonových recyklátů a následně betonů za pomoci bezrozpouštědlových vodou ředitelných epoxidových disperzí v daleko širším rozsahu prováděných fyzikálních a mechanických zkoušek. V úvahu by přicházelo posouzení trvanlivostních vlastností betonu z betonového recyklátu, tedy např. mrazuvzdornosti, nasákavosti, povrchové propustnosti pro plyny metodou Torrent, propustnosti pro vodu metodou GWT – German System, difuzních vlastností a podobně.

Poděkování

Tento příspěvek vznikl za podpory MPO č. FT-TA 3/056 „Vodou ředitelná epoxidová disperze nové generace“ a VVZ MSM 0021630511 „Progresivní stavební materiály s využitím druhotných surovin a jejich vliv na životnost konstrukcí“.

Literatura

- [1] PYTLÍK, P.: Recyklace betonu, sborník konference „Speciální betony“, Beroun, únor 2009
- [2] NOVÁK, J. a kol.: Vodou ředitelné epoxidové disperze nové generace, Zpráva o stavu řešení projektu FT-TA3/056, prosinec 2008
- [3] ČSN EN 12 620 Kamenivo do betonu, listopad 2008
- [4] ČSN EN 206-1 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba, shoda, září 2001

Kontakt

Ing. Michal Stehlík, Ph.D., tel: 541147820, e-mail: stehlik.m@fce.vutbr.cz, Ústav
stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

ZMENA PÓROVEJ ŠTRUKTÚRY TEHLIARSKÉHO ČREPU VYPÁLENÉHO PRI TEPLOTE 900 °C V PRIEBEHU ZMRAZOVACÍCH CYKLOV

CHANGE OF PORE STRUCTURE OF THE BRICK BODY WHICH WAS BURNING AT A TEMPERATURE OF 900 °C IN THE COURSE OF THE FROST- RESISTANCE TEST

Mikuláš Šveda, Radomír Sokolář, Lenka Nevřivová

Stavebná fakulta STU v Bratislave

Anotácia:

V príspevku sú uverejnené zaujímavé výsledky, ktoré zachycujú zmenu pórovej štruktúry v tehliarskom črepe v priebehu zmrazovacích cyklov. Výsledky poukazujú na skutočnosť, že v črepe, ktorý bol vypálený pri teplote 900 °C, nastáva v oblasti mikropórov pokles objemu pórov a naopak v oblasti makropórov nastáva ich nárast. Tieto poznatky by sa mohli využiť napr. pri predpovedaní životnosti pálenej krytiny.

Annotation:

There are published interesting results in the paper which capture the change of the pore structure in the brick body during the frost-resistance test. The results refer to the fact that in the brick body, which was fired at a temperature of 900 °C, occurs the decrease of pore volume in the area of micropores and on the contrary, their increase occurs in the area of macropores. These knowledge could be utilized e.g. for the prediction of durability of the roofing tile.

Kľúčové slová: Tehliarsky črep, pálená krytina, pórová štruktúra, zmrazovanie a rozmrazovanie,

Keywords: Brick body, roofing tile, pore structure, freezing and thawing

1. Úvod

Vysoká mrazuvzdornosť pálenej krytiny patrí ku znakom dobrej kvality tehliarskeho výrobku. Pod pojmom „mrazuvzdornosť pálenej krytiny“ rozumieme aj schopnosť pálenej krytiny odolávať za predpísaných podmienok stanovenému počtu cyklov zmrazovania a rozmrazovania bez následného vzniku porúch na črepe alebo glazúre.

Je všeobecne známe, že premena vody na ľad je sprevádzaná objemovým nárastom zhruba o 9 až 10 %. Vplyvom týchto objemových zmien ľadu v tehliarskom črepe sa zaoberali Seaverson a Brosnan [1]. Títo autori zistili, že ide o nevratný proces, ktorého

výsledkom je trvalá expanzia črepu po každom zmrazovacom cykle. Pri záporných teplotách sa voda vo forme ľadu v kapilárach a kapsách správa rôzne, a to v závislosti od ich veľkosti. Voda zamrzá najprv vo väčších a pri postupnom zvyšovaní zápornej teploty aj v tenších kapilárach a kapsách.

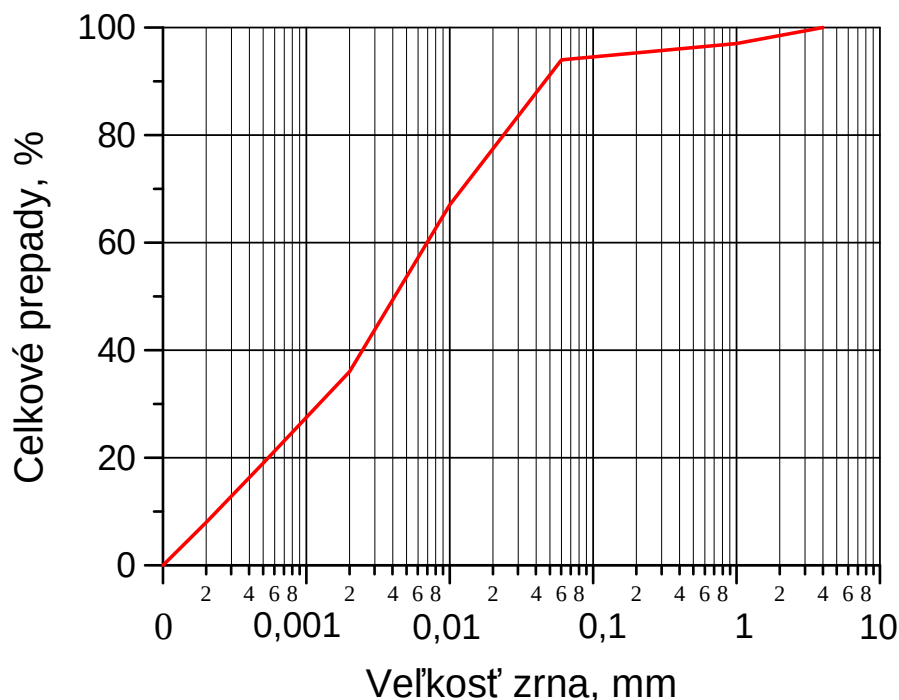
Vznikom ľadu narastajú v kapilárach značné tlaky, ktoré môžu mať podľa výpočtov pri teplote mínus 20 °C hodnotu až 200 MPa. Pretože tehliarsky črep má svoju charakteristickú pórovú štruktúru, zamrzanie vody neprebíha tak ako v uzavretej nádobe. Vznikajúce tlaky sú totiž eliminované vytláčaním ešte nezamrzutej vody do tenších kapilár a kaps.

Ďalšie dôležité poznatky o vplyve pórovej štruktúry tehliarskeho črepu na jeho mrazuvzdornosť uvádza Šveda v prácach [2 a 3]. Autor poukazuje na skutočnosť, že na dosiahnutie vysokej mrazuvzdornosti pálenej krytiny zohráva úlohu nielen objem pórov, ale predovšetkým medián polomeru pórov. Tento poznatok potvrdzujú aj dosiahnuté výsledky autorov Wardeha a Perrina v práci [4]

Zatiaľ je málo známa oblasť zmeny pórovej štruktúry počas zmrazovania a rozmrazovania. Prvé výsledky z tejto oblasti boli prezentované na 12-tej medzinárodnej vedeckej konferencii v Brne [5]. Je predpoklad, že objasnenie týchto zmien by mohlo mať význam napríklad pri predpovedaní zostávajúcej životnosti pálenej krytiny.

2. Vstupné suroviny

Ako vstupná surovina bola použitá tehliarska hlina z tehelne, ktorá sa nachádza na Slovensku. Táto je zastúpená kvartérnymi sedimentmi, ktoré sú reprezentované vrstvami ílových a ílovito-prachových zemín eolického pôvodu. Ich granulometrické zloženie je uvedené na obr. 1. Z mineralogického hľadiska ide o montmorilloniticko – illitickú a takmer bezkarbonátovú surovinu.



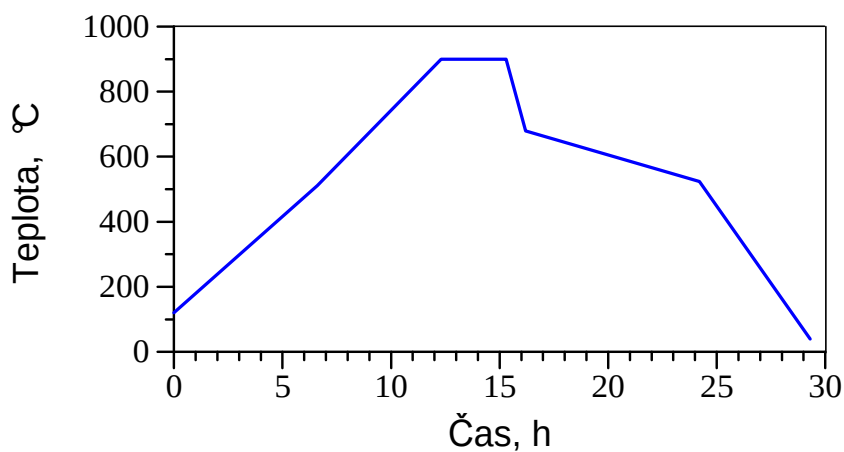
Obr. 1.: Čiara zrnitosti tehliarskej hliny

3. Skúšobné vzorky

Skúšobné vzorky boli pripravené rozrezaním vysuškov, ktoré boli prinesené z tehelne. Pre tieto merania bola použitá stredná časť. Vzorky boli následne vypálené v elektrickej laboratórnej peci pri teplote 900 °C, pozri obr. 2. Režim výpalu je zobrazený na obr. 3.



Obr. 2.: Skúšobné vzorky pred zmrazovacími cyklami



Obr. 3.: Režim výpalu

4. Stanovenie vybraných vlastností

4.1. Stanovenie objemu a mediánu polomeru pórov

Pórová štruktúra tehliarskeho črepu bola stanovená vysokotlakovým ortuťovým porozimetrom Thermo Finnigan Pascal 240 firmy Thermo Scientific na Ústave technológie stavebných hmôt a dielcov Stavebnej fakulty VUT v Brne. Vzorky pre stanovenie pórovej

štruktúry boli postupne odrezávané špeciálnym kotúčom podľa vopred zvolených zmrazovacích cyklov

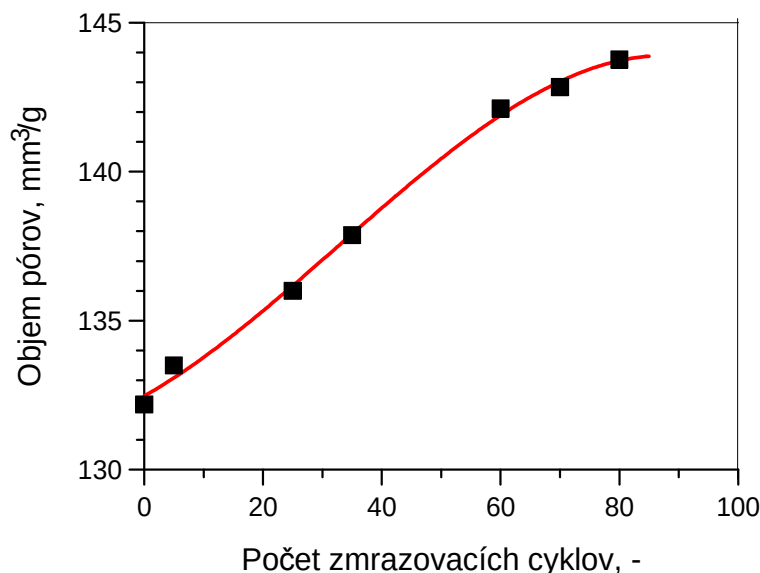
4.2. Stanovenie mrazuvzdornosti

Mrazuvzdornosť vodou nasýtených vzoriek bola stanovená v súlade s normou STN 72 20606 použitím klasických cyklov mráz - voda: 16 h pri teplote vzduchu -18 ± 2 °C a 2 h vo vode pri teplote 18 ± 2 °C. Vizuálne pozorovanie skúšobných vzoriek bolo vykonané po každých piatich cykloch.

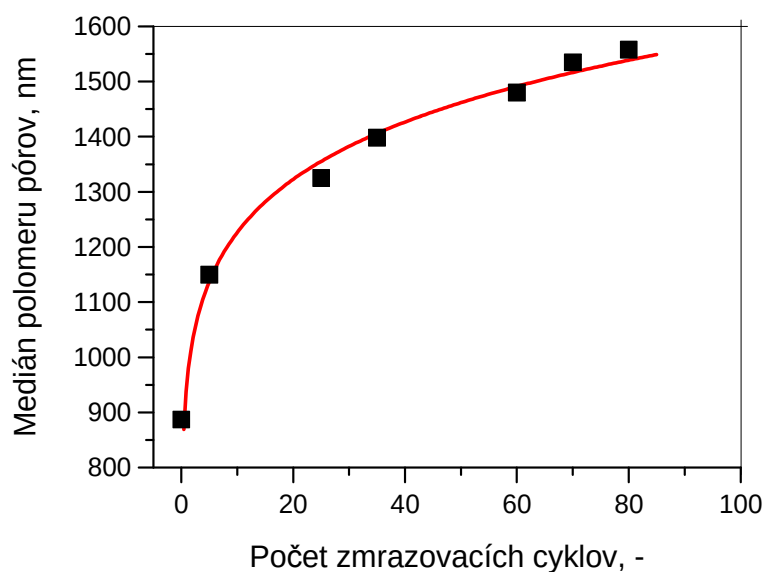
5. Dosiahnuté výsledky

Prvé trhliny a odštiepky boli spozorované po 35-tich zmrazovacích cykloch a po dosiahnutí 80 M boli vzorky už ďalej nemerateľné. Pri sledovaní vplyvu zmrazovania a rozmrazovania na pórovú štruktúru tehliarskeho črepu, ktorý bol vypálený pri teplote 900 °C, sme dospeli k názoru, že v priebehu zmrazovacích cyklov dochádza k zmene pórovej štruktúry. Hodnoty objemu a mediánu polomeru pórov plynule vzrastali s počtom zmrazovacích cyklov, pozri obr. 4 a 5. V obidvoch prípadoch je z priebehu kriviek vidieť, že po vzniku prvej trhliny nastáva ich postupné ustaľovanie.

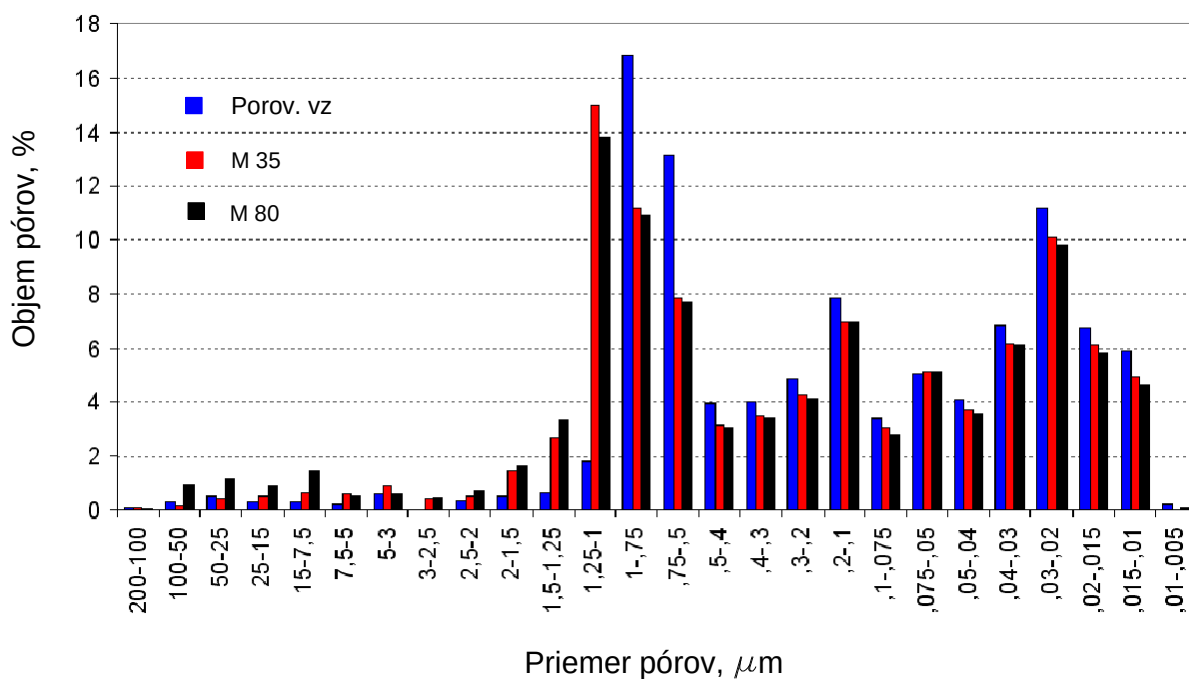
Vyššie uvedené výsledky potvrdzuje aj obr. 6, kde sú zobrazené histogramy pre tri vybrané zmrazovacie cykly, ktoré zobrazujú závislosť objemu pórov od ich priemeru. S rastom počtu zmrazovacích cyklov klesá od priemeru 1 μm objem malých pórov (mikropóry) a naopak od tohto priemeru rastie objem veľkých pórov (makropóry). Po 80-tich zmrazovacích cykloch celkový objem pórov vzrástol len o 9 %, pritom hodnota mediánu polomeru pórov vzrástla až o 76 %.



Obr. 4.: Závislosť objemu pórov od počtu zmrazovacích cyklov



Obr. 5.: Zavislost' mediánu polomeru pórov od počtu zmrazovacích cyklov



Obr. 6.: Zavislost' objemu pórov od ich priemeru pri rôznom počte zmrazovacích cyklov

6. Záver

Na základe dosiahnutých výsledkov, ktorých cieľom bolo sledovanie vplyvu zmrazovania a rozmrazovania na tehliarsky črep, môžeme konštatovať, že uvedené výsledky potvrdzujú nielen nedávno zistené poznatky [5], ale súčasne ich aj rozširujú o nové.

Pri tehliarskom črepe, ktorý bol vypálený pri teplote 900 °C, bol sledovaný rýchly vplyv zmrazovacích cyklov na zmenu pórovej štruktúry, kde v oblasti mikropórov nastal pokles objemu pórov a naopak v oblasti makropórov nastal ich nárast. Táto skutočnosť je spôsobená expanziou ľadu, kde pravdepodobne dochádza k porušeniu pevnostne slabých stien jednotlivých pórov a namiesto dvoch malých vznikne jeden väčší pór. Tým sa aj vysvetľuje výrazný nárast hodnoty mediánu polomeru pórov. Nepatrné zvýšenie hodnoty objemu pórov je pravdepodobne spôsobené zväčšením objemu tých pórov, ktoré boli pred začiatkom zmrazovacích cyklov tlakovou ortuťovou porozimetriou ešte nemerateľné.

PodĎakovanie

Tento príspevok bol pripravený v rámci projektu VEGA č. 1/0538/08 - Monitorovanie pórovej štruktúry tehliarskeho črepu počas zmrazovania a rozmrazovania.

Literatúra

- [1] Seaverson, E.,J. a Brosnan, D.,A.: Expansion phenomena during freezing of saturated bricks and implications on frost resistance. *Brick and Tile Industry International*, vol. 54, 2001, No. 4, pp. 12-19.
- [2] Šveda, M.: Effect of water absorption on frost resistance of clay roofing tiles. *British Ceramic Transactions*, 2003, vol. 102, no. 1, pp. 43-44.
- [3] Šveda, M.: Frost resistance of brick. *American Ceramic Society Bulletin*, 2001, vol. 80, no. 9, pp. 46 – 48.
- [4] Wardeh, G., Perrin, B.: Analysis of strains in baked clay based materials during freezing and thawing cycles. *Journal of Building Physics*, 2006, vol. 29, no. 3, pp. 201-217.
- [5] Šveda, M.: Pore structure of clay roofing tile in freezing and thawing process. In: 12th International Scientific Conference, April 20-22, 2009 Brno, Czech Republic

Kontakt

Prof. Ing. Mikuláš Šveda, Ph.D., tel: 00421 259 274 684, e-mail: mikulas.sveda@stuba.sk,

Katedra materiálového inžinierstva, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Radlinského 11, 813 68 Bratislava

Doc. Ing. Radomír Sokolář, Ph.D., tel: 00420 541 147 510, e-mail: sokolar.r@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Lenka Nevřivová, Ph.D., tel: 00420 541 147 510, e-mail: nevřivova.l@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

NOVÉ ÚLOHY VE ZKUŠEBNÍ LABORATOŘI STAVEBNÍ FAKULTY ČVUT

THE NEW ROLE OF THE TESTING LABORATORY BUILDING FACULTY CTU

Jan Toman, Ondrej Michalko, Tomáš Korecký

ČVUT Praha, Stavební fakulta, katedra materiálového inženýrství a chemie

Anotace

V rámci reakreditace akreditované laboratoře stavení fakulty ČVUT v Praze, která proběhla v lednu letošního roku, byly do souboru úloh Oborové laboratoře OL 123 zařazeny nově také nestandardní tepelně technické úlohy. V této stati jsou stručně popsány.

Anotation

Within the reaccreditation of the accredited laboratory of civil engineering faculty CTU at the January 2009 the new non-standard thermal technical measurements were included. In this paper are described briefly.

Klíčová slova: zkušební laboratoř

Keywords: testing laboratory

1. ÚVOD

V akreditovaných zkušebních laboratořích se většinou provádějí zkoušky, které zaručují normou předepsané vlastnosti zkoušeného materiálu či konstrukce. Jednotlivé proměřované vlastnosti jsou charakterizovány přesně definovanou fyzikální veličinou, kterou v tomto případě nazýváme fyzikálním parametrem daného materiálu. A kvantitativní vyjádření této „kvality“ je potom vyjádřeno velikostí v jednotkách SI. Pro většinu užitných vlastností je proto normou stanovena předepsaná hodnota sledovaného parametru, aby zkoušený materiál (nebo konstrukce) vyhověl současným technickým, ekologickým, zdravotním a požadavkům. Jelikož je ale známo, že materiálové vlastnosti závisí na vnějších podmínkách, kterým je daný materiál vystaven, bývají v normě stanoveny i tyto podmínky.

Nejčastěji je předepsána teplota a u porézních materiálů také vlhkost, protože na těchto veličinách bývá sledovaný parametr dosti silně závislý. V běžné praxi z hlediska charakteristiky okolního prostředí dochází často právě u teploty a vlhkosti k dosti velkým změnám, které následně ovlivní i sledovaný materiálový parametr.

Pro dostatečné posouzení chování zkoumaného materiálu, který je vystaven variabilnímu vnějšímu prostředí, se proto často vyžaduje znalost závislosti fyzikálního materiálového parametru, jímž je sledovaná vlastnost popisována, na teplotě a vlhkosti sledovaného materiálu.

Tyto zkoušky však obvykle nejsou normou předepsány. Aby bylo takové zkoušky možno akreditovat, je nutno vypracovat individuální zkušební postup pro jejich provádění. To je možno obvykle na základě zkušební metodiky, která umožní změřit požadovanou veličinu i v neobvyklých podmínkách (hlavně se jedná o variabilitu teploty a vlhkosti). Pro úspěšnou akreditaci takových úloh je nutno provést verifikaci a validaci těchto metod.

Hlavní náplní práce akreditované zkušební laboratoře FSv ČVUT je provádět normové zkoušky stavebních materiálů na jejich mechanické parametry. V dnešní době, kdy se klade velký důraz na kvalitu životního prostředí a energetickou náročnost se proto i naše laboratoř zabývá posuzováním izolačních vlastností materiálů. Jsou tedy akreditovány normové zkoušky pro měření základních parametrů z oblasti hydroizolací, akustických izolací, ale také na proměřování tepelně technických parametrů (např. součinitel tepelné vodivosti metodou ISOMET, či základní zkouška dle dr. Bocka).

Protože je ale hlavně při vývoji nových materiálů požadována jejich použitelnost v širokém uplatnění (to zn. např. v oblasti protipožární ochrany – tj. v oboru vysokých teplot, nebo ve vlhkých provozech – vysoké vlhkosti), je nutno umět hodnotit tyto parametry v závislosti na teplotě či na vlhkosti materiálů.

Podarilo se tedy akreditovat několik následujících úloh na proměření tepelně technických materiálových parametrů podle námi vyvinutých metodik a prokázat jejich verifikaci.

2. TEPELĚ TECHNICKÉ ZKOUŠKY NORMOVÉ

Jak již bylo výše řečeno, hlavní náplní činnosti zkušební laboratoře jsou normové zkoušky, kterými je ověřována pevnost a strukturální stabilita materiálů.

Kromě těchto zkoušek je akreditována řada normových zkoušek, ve kterých jde o určité spojení s veličinami termickými.

Pořadové číslo ¹⁾	Přesný název zkušební postupu/metody	Identifikace zkušební postupu/metody	Předmět zkoušky
123/15	Stanovení tepelné slučitelnosti	ČSN EN 13687-1 ČSN EN 13687-3 ČSN EN 13687-4	sanační malty a výrobky pro ochranu betonu
123/20	Zkouška hydrofobní impregnace sušením	ČSN EN 13579	impregnace, materiály pro ochranu BK
123/34	Stanovení mrazuvzdornosti	ČSN 73 1322 + Z1 ČSN EN 15304	beton, betonové výrobky, pórobeton
123/48	Zkouška mrazuvzdornosti	ČSN 72 2601-Z3, Př. A ČSN EN 772-18	cihlářské výrobky, pálená krytina
123/59	Zkouška mrazuvzdornosti malty	ČSN 72 2452	malty, suché maltové směsi
123/68	Zkouška mrazuvzdornosti povrchové úpravy stavebních konstrukcí	ČSN 73 2579	povrchové úpravy
123/71*	Stanovení součinitele tepelné vodivosti materiálů	K 123/08-96	různé stavební hmoty
123/75	Stanovení odolnosti proti stékání při zvýšené teplotě	ČSN EN 1110	izolační asfaltové pásy
123/77	Stanovení ohebnosti za nízkých teplot	ČSN EN 1109	Izolační asfaltové pásy
123/79	Stanovení odolnosti zmrazování/ rozmrazování	ČSN EN 1338, příl. D ČSN EN 1339, příl. D ČSN EN 1340, příl. D	betonové dlažební desky, dlažební bloky a obrubníky
123/89	Umělé stárnutí při dlouhodobém vystavení zvýšené teplotě	ČSN EN 1296	izolační asfaltové a pryžové pásy a fólie

Dále zabezpečuje tato laboratoř také normové zkoušky, kde se jedná o veličiny charakterizující vlastnosti hygrické, např. měření vlhkosti, nasákavosti apod.

3. NOVÉ NENORMOVÉ TEPELNĚ TECHNICKÉ ZKOUŠKY, AKRADITOVANÉ PODLE INTERNÍHO ZKUŠEBNÍHO PŘEDPISU

123/90	Stanovení hydratačního tepla cementu a maltovin	IZP K123/19-2008	cement, pojiva, maltoviny

Principiálně se jedná o kalorimetr, ve kterém jsou umístěny dvě nádoby – v jedné je měřená zhydratovaná směs, ve druhé probíhá hydratace – a porovnáním se zjistí hydratační teplo. Podrobněji byl této jev popsán na „Československém mezinárodním kalorimetrickém semináři 2008“

123/91	Stanovení měrné tepelné kapacity materiálu v závislosti na teplotě – metoda neadiabatického kalorimetru	IZP 123/20-2008	stavební materiály

Pro stavební materiály je nejvhodnější pro kalorimetrická měření používat metodu neadiabatického měření. Hlavní důvod je ten, že většina stavebních materiálů není dostatečně homogenní, aby malá velikost vzorku materiálu, která se pro komerčně vyráběné kalorimetry pohybuje maximálně do několika gramů, mohla dostatečně reprezentovat složení materiálu. Pro větší materiálové vzorky, které jsou dostatečně reprezentativní – např. normové krychle o hraně 71 až 200 mm – je velice obtížné udržet adiabatické podmínky. Další obtíž je v tom, že většina stavebních materiálů má poměrně malou tepelnou vodivost, a proto k vyrovnání teploty ve větším vzorku dochází za dlouhou dobu. U neadiabatického měření směšovací (vzhazovací) kalorimetrem s velkou přesností určíme tepelné ztráty kalibrací a můžeme s nimi dobře počítat v kalorimetrické rovnici.

Kalorimetrickým měřením pro různé teploty vzorku (nejlépe po 100 °C až do teploty 1 200 °C) získáme závislost měrné entalpie na teplotě:

$$h = f(T).$$

Z definičního vztahu

$$C_T = \frac{dh}{dT}$$

potom vypočítáme **měrnou tepelnou kapacitu** C_T při teplotě T .

Současně můžeme stanovit **střední hodnotu měrné tepelné kapacity** pro interval 0 až T °C ze vztahu:

$$C_{0T} = \frac{h}{T}.$$

123/92	Stanovení součinitele tepelné vodivosti materiálů v ustáleném tepelném stavu – metoda chráněné teplé desky	IZP 123/21-2008	stavební materiály

V podstatě se jedná a modifikovanou metodu dle dr. Bocka, kde je možno měnit teplotu desek a měření probíhá na jedné nebo dvou deskách.

123/93	Stanovení součinitele tepelné a teplotní vodivosti v závislosti na teplotě až do 1200 °C	IZP 123/22-2008	stavební materiály

A. SOUČINITEL TEPLOTNÍ VODIVOSTI $\alpha(T)$ V ZÁVISLOSTI NA TEPLOTĚ

Základní problém je v proměření rozložení teplotního pole uvnitř materiálu při jednostranném ohřevu. To je umožněno pomocí přípravku podle „užitého vzoru č.18229“, který je součástí příslušenství měřicí ústředny COMET č.100, (N85) a je zabudován do proměřovaného vzorku. Na jednotlivých vývodech z termočláňkového přípravku se generuje termoelektrické napětí v závislosti na teplotě, které je daný termočláňkový spoj vystaven a je zaznamenáváno na měřicí ústředně. Protože čelo vzorku je udržováno na konstantní teplotě, narůstá teplota uvnitř vzorku do té doby, než se ustálí tepelný tok. Pro tento nestacionární děj je popsána velikost teploty v závislosti na čase a vzdálenosti od čela vzorku diferenciální rovnicí vedení tepla. Do otvoru ve vytemperované peci (Měření se provádí pro různé teploty – nejvhodněji po 100 °C až do 1200 °C) se vloží proměřovaný vzorek materiálů a na měřicí ústředně jsou zaznamenávány teploty v jednotlivých vzdálenostech od zahřívajícího čela vzorku.

Z naměřených křivek $T(x,t)$, jsou pak použity údaje pro numerické řešení rovnice vedení tepla – tedy pro výpočet $\alpha(T)$.

B. SOUČINITEL TEPELNÉ VODIVOSTI $\lambda(T)$ V ZÁVISLOSTI NA TEPLOTĚ.

B.1. Metoda založená na znalosti teplotní závislosti součinitele teplotní vodivosti, měrné tepelné kapacity a hustotě.

Protože mezi uvedenými veličinami zkušební metody platí vztah

$$\lambda(T) = \alpha(T) \cdot \rho(T) \cdot c(T)$$

kde λ je součinitel tepelné vodivosti [$W \cdot m^{-2} \cdot K^{-1}$], T je teplota [$^{\circ}C$],
 α součinitel teplotní vodivosti [$m^2 \cdot s^{-1}$], ρ hustota [$kg \cdot m^{-3}$],
 c měrná tepelná kapacita [$J \cdot kg^{-3} \cdot K^{-1}$].

je možno dosazením do uvedeného vztahu hodnoty třech veličin hodnotu čtvrté vypočítat.

B.2. Metoda podle teplotního spádu při ustáleném tepelném toku.

Při ustáleném vedení tepla stěnou ve směru její tloušťky platí vztah:

$$\lambda = \frac{Q \cdot d}{(t_2 - t_1) \cdot \tau \cdot S}$$

kde λ je součinitel tepelné vodivosti [$W \cdot m^{-2} \cdot K^{-1}$], Q - množství prošlé tepelné energie [J],

d tloušťka stěny [m], t_1 - teplota jednoho povrchu stěny [K],
 t_2 - teplota druhého povrchu stěny [K], τ - doba průchodu tepla [s],
 S - plocha stěny [m²].

Určíme tedy hodnotu součinitele tepelné vodivosti proměřovaného materiálu při nějaké teplotě (změříme některou jinou metodou) a proměříme-li teplotní pole při ustáleném stavu, můžeme vypočítat hodnotu součinitele tepelné vodivosti daného materiálu při různých teplotách, a tak určit jeho teplotní závislost.

123/95	Stanovení součinitele délkové teplotní roztažnosti v závislosti na teplotě až do 1200 °C	IZP 123/24-2008	stavební materiály

Princip metody tkví v tom, že proměřovaný materiálový vzorek je umístěn v uzpůsobené laboratorní peci tak, že jeden konec je pevně ukotven a druhý je přes keramickou tyčinku průchodkou v plášti pece připojen k registračnímu měřidlu. Při zahřívání se tedy sledují délkové změny v materiálu a v části zahříváné přenosové tyčinky. Prodloužení keramické tyčinky se určí při kalibračním měření jako rozdíl mezi celkovým registrovaným prodloužením a vypočteným prodloužením referenčního vzorku (jehož součinitel délkové teplotní roztažnosti je znám). Takto určené prodloužení keramické tyčinky se potom odečte od celkového změřeného prodloužení při měření proměřovaného materiálu, a tak je určeno konkrétní prodloužení zkoumaného materiálu $L_t - L_0$ při známém teplotním rozdílu Δt .

Součinitel teplotní délkové roztažnosti se potom vypočte z definičního vztahu:

$$L_t = L_0 \cdot (1 + \alpha \cdot \Delta t)$$

4. ZÁVĚR

Tím, že byly akreditovány pro měřící laboratoř úlohy, kdy je možno měřit závislost důležitých materiálových parametrů na vnějších podmínkách (teplota, vlhkost), byly vytvořeny podmínky pro výrazné zpřesnění řady výpočtových modelů a byla dána možnost lépe charakterizovat sledovaná materiálové vlastnosti. To má velké využití např. ve stavební praxi.

Poděkování

Příspěvek vznikl za podpory grantu MPO č. FR – TI/1/216

Kontakt

prof. Mgr. Jan Toman, DrSc., doc. Ing. Ondrej Michalko, CSc., Ing. Tomáš Korecký,
 ČVUT Praha, Stavebí fakulta, katedra materiálového inženýrství a chemie, Thakurova 7, 166
 29 Praha 6

LOKÁLNÍ ZKOUŠKY MECHANICKÝCH VLASTNOSTÍ MATERIÁLŮ

LOCAL TESTS OF MECHANICAL PROPERTIES OF MATERIALS

Jaromír Wasserbauer, Martin Zmrzlý

Ústav chemie materiálů, Fakulta chemická, Brno

Anotace:

Tento práce se zabývá studiem měření tvrdosti a mikrotvrdosti ve vztahu ke struktuře homogenních a heterogenních materiálů. Měřenými vlastnostmi byly: Brinellova tvrdost, mikrotvrdost, pevnost v tlaku, pevnost v ohybu a je uveden vztah mezi těmito vlastnostmi. Jsou měřeny mechanické vlastnosti geopolymerních materiálů a podrobně uvedeny profily mikrotvrdosti fázového rozhraní bauxit (popílek)-geopolymerní matrice. Je popsán význam a využitelnost uvedených principů v materiálovém inženýrství.

Annotation:

The work deals with measurement of hardness and microhardness in relation to structure of homogeneous and heterogeneous materials. Measured properties were: Brinell hardness, microhardness, compressive strength, bending strength and the relationship between these properties were discussed. Measurements of mechanical properties of geopolymeric materials and profiles of microhardness of interface of bauxite (fly - ash)-geopolymeric matrix. The meaning of described principles for materials engineering is described.

Klíčová slova: Brinellova tvrdost, mikrotvrdost, pevnost v tlaku a ohybu, geopolymer

Keywords: Brinell hardness, microhardness, compressive and bending strength, geopolymer

1. Úvod

Měření mechanických vlastností materiálů je velmi důležité v určování použitelnosti materiálů. Význam těchto měření roste s používáním stále dokonalejších materiálů. Z hlediska materiálového inženýrství jsou klíčové základní charakteristiky materiálu, jako je modul pružnosti, mez pevnosti, rázová houževnatost aj.

Jednou z nejlépe měřitelných vlastností používaných materiálů je tvrdost. Je to také metoda, kterou lze praktikovat přímo v provozu a na výrobku, který je používán, protože nezpůsobí taková poškození, aby byl výrobek nepoužitelný. Tvrdost je vlastnost, která ovlivňuje celkové chování materiálu a jeho samotné použití v praxi. Je tedy velmi důležité zabývat se jejím měřením, protože je mnoho neprozkoumaného na poli mikrostruktury

u složitějších materiálů, jako jsou kompozitní látky (moderní keramika, vysokohodnotný beton, geopolymery atd.).

Měření tvrdosti a mikrotvrdosti bylo využito jako demonstrace možnosti lokální charakterizace geopolymerních materiálů, jednak pro charakterizaci vlivu plniva v případě bauxitu, jednak pro charakterizaci fázového rozhraní mezi geopolymerní matricí a popínkem. Byl rovněž proveden pokus o zjištění vztahu mezi pevností ohybu a Vickersovou tvrdostí.

2. Teoretická část

2.1. Mikrotvrdost

Toto měření poskytuje informace o elastickém a plastickém chování materiálu v lokálním objemu. Mikrotvrdost je v principu odpor materiálu proti lokální plastické deformaci, která je vyvolána zatěžováním indentoru. Zatížení indentoru se u mikrotvrdosti pohybuje maximálně do 2 N.

Nejčastěji používaná je Vickersova metoda stanovení Vickersovy tvrdosti (HV). HV je definována jako poměr síly působení použitého závaží k ploše vytvořeného vtisku

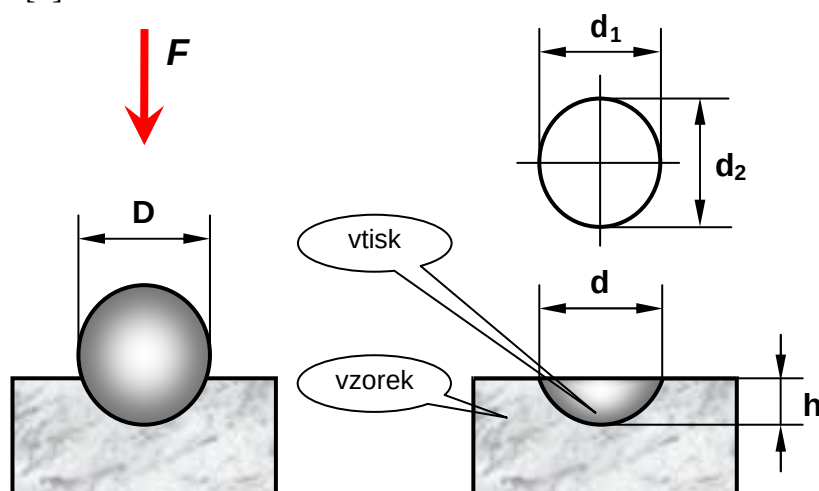
$$HV = \frac{F}{S} = 1,854 \frac{F}{d^2}$$

Síla se udává v Newtonech a plocha v mm^2 . Plocha se spočte podle tvaru indentoru, v případě Vickersova je to $S = d^2/1,8544$, kde d je délka diagonály v mm. Zařízení, na kterých se hodnoty HV měří, se označují jako mikrotvrdoměry. [1]

2.2. Zkouška tvrdosti podle Brinella

Princip metody (obr. 1) spočívá v zatlačování vnikajícího tělesa – kalené ocelové kuličky (metoda HBS) nebo kuličky z tvrdokovu (metoda HBW) o průměru D – do povrchu zkoušeného tělesa silou F . Po odlehčení se určí průměr vtisku d .

Je vhodná na zkoušení měkkých a středně tvrdých materiálů s heterogenní strukturou. Zkouší se poměrně velký objem vzorku, čímž získáme průměrnou hodnotu tvrdosti celé struktury materiálu. [2]



Obr. 1.: Schéma zkoušky podle Brinella: F – zatlačující síla, D – průměr kuličky, d – průměr vtisku, h – hloubka vtisku. [2]

Vztah pro výpočet tvrdosti podle Brinella:

$$HBS (HBW) = 0,102 \cdot \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot D \cdot (D - \sqrt{D^2 - d^2})}$$

HBS nebo *HBW* je tvrdost podle Brinella, *F* je zkušební zatížení, *D* je průměr kuličky, *d* je aritmetický průměr vtisku: $d = \frac{d_1 + d_2}{2}$, konstanta: $0,102 = \frac{1}{g} = \frac{1}{9,807}$ a hloubka vtisku: [2]

$$h = \frac{D - \sqrt{D^2 - d^2}}{2}$$

2.3. Vztah mezi tvrdostí a pevností

Ve velkém rozsahu pro mez kluzu ideálně plastického materiálu platí $P_{p,pl} = 3,2 \sigma_{Ki}$ [3], kde $P_{p,pl}$ je průměrný tlak plastické deformace a σ_{Ki} je mez kluzu.

Vickersova tvrdost je normována jako $HV = \frac{\text{zatížení}}{\text{plocha vtisku}}$

Z geometrie jehlanu plyne při konstantním zatížení

$$HV = 0,9272 P_{p,pl}$$

$$HV = 0,9272 \times 3,2 \sigma_{Ki} = 3 \sigma_{Ki}$$

Protože pro ideální plastické materiály platí pro pevnost v tahu (maximální nominální tahové napětí) $\sigma_{Ki} = \sigma_{Pt}$, dostáváme známý vztah, uváděný až dosud jako čistě empirický, a to

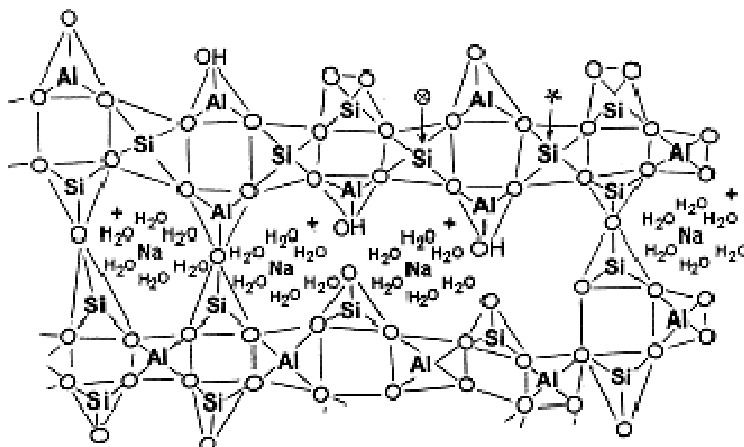
$$\sigma_{Pt} = 0,33 HV \quad [3]$$

2.4. Geopolymer

Geopolymery řadíme do kategorie minerálních kompozitních materiálů netradičního složení, které v podstatě imitují anorganické minerály – zeolity. “Pravé” geopolymery jsou definovány jako alkalické aluminosilikáty bez obsahu vápenaté složky připravované nejčastěji alkalickou aktivací metakaolinu roztokem hydroxidu sodného (draselného) a/nebo vodním sklem. Reakcí za nezvýšené teploty vzniká amorfni trojrozměrná mikrostruktura, v níž jsou křemičitanové a hlinitanové tetraedry vzájemně nepravidelně vázány polykondenzací přes kyslíkový můstek (prekursory zeolitů). Hliník je v koordinačním čísle 4, negativní náboj tetraedru $[Al(OH)_4]^-$ je kompenzován hydratovaným kationtem alkalického kovu.

Zásadní vliv na mikrostrukturu a tím i na vlastnosti (pevnosti) ztvrdlého kompozitu má molární poměr $Na(K) : Si : Al$, kdy při optimalizovaných hodnotách $1,2 Na_2O \cdot Al_2O_3 \cdot 2-4 SiO_2 \cdot nH_2O$ vykazuje geopolymer nevyšší pevnosti.

Velmi důležitou podmínkou je dodržení nepřiliš vysokého obsahu vody, takže optimalizované složení geopolymery je $1,2 Na_2O \cdot Al_2O_3 \cdot 4 SiO_2 \cdot 12 H_2O$. Vyšší obsah vody je příčinou nižších pevností. Reakční průběh v tuhnoucí a tvrdnoucí lze výhodně sledovat kalorimetricky. Zeolity jsou jakožto jedna z hlavních složek starověkých malt a betonů hlavním nositelem jejich pevností a dlouhodobé stálosti. [4]



Obr. 2.: Představa neuspořádané struktury geopolymerního materiálu [4]

3. Experimentální část

Pro měření mechanických vlastností byly připraveny geopolymery o složení uvedeném v tabulce 1, 2. Základní receptura byla převzata a konzultována s autory [4, 5]. Od každé směsi byly připraveny tři trávce o rozměrech 20x20x100 mm. Prvních pět geopolymérů se liší obsahem bauxitu a to tak, že 0 % až 20 % navážky SUKu (frakce pod 63 μm) bylo nahrazeno bauxitem (frakce 80 – 100 μm). Poslední dvě směsi byly připraveny za použití odlišných vodních skel (sodné a draselné) a místo bauxitu (o obsahu 10 %) byl použit fluidní křemičito-vápenatý popílek z filtru v Ledvicích.

Tabulka 1.: Složení geopolymérů s plnivem bauxitem:

GEOPOLYMERY					
Složka	GP 0 %	GP 5 %	GP 10 %	GP 15 %	GP 20 %
NaOH	8,30 g	8,30 g	8,30 g	8,30 g	8,30 g
H ₂ O	40,00 ml	35,00 ml	39,00 ml	34,00 ml	34,00 ml
Mk Mefisto	36,70 g	36,70 g	36,70 g	36,70 g	36,70 g
Na vodní sklo	53,30 g	53,30 g	53,30 g	53,30 g	53,30 g
SUK	225,00 g	213,75 g	202,50 g	191,25 g	180,00 g
Bauxit	0,00 g	11,25 g	22,50 g	33,75 g	45,00 g
Hm.% bauxitu	0,00	3,14	6,21	9,45	12,59

Tabulka 2.: Složení geopolymérů s plnivem fluidním popínkem:

Složka	GP-10%FA-Na	GP-10%FA-K
NaOH	8,30 g	8,30 g
H ₂ O	41,00 ml	20,00 ml
Mk Mefisto	36,70 g	36,70 g
SUK	202,50 g	202,50 g
Popílek Ledvice	22,50 g	22,50 g
Na vodní sklo	53,30 g	0,00 g
K vodní sklo	0,00 g	67,30 g
Bauxit	0,00 g	0,00 g

GP = geopolymer, MK Mefisto = Metakaolin Mefisto L05 2008, SUK = speciálně upravený křemen, Popílek Ledvice = křemičito-vápenatý fluidní popílek z filtru tepelné elektrárny v Ledvicích. Hm.% bauxitu jsou počítána v původní směsi (tuhého těsta).

3.1. Srovnávací materiál – sklo

Existence převodních vztahů a ověření použitelnosti jednotlivých metod bylo provedeno na izotropním homogenním materiálu – bylo použito sklo. Skelněný materiál byl vybrán z důvodu homogenity, izotropního chování a dostupných informací z literatury.

Pro měření mechanických vlastností (pevnosti v tahu, tlaku, ohybu a určení tvrdosti i mikrotvrdosti) byly použity sodno-hlinité skleněné laboratorní tyče o průměru 5,93 mm až 5,98 mm. Z těchto tyčí byly připraveny jednak vzorky pro měření pevnosti v tahu a jednak krátké vzorky pro měření pevnosti v tlaku, modulu pružnosti a tvrdosti.

Tabulka 3.: Naměřené mechanické vlastnosti skleněných materiálů

Mechanické vlastnosti	Hodnota
Pevnost v ohybu [MPa]	183 ± 1
Pevnost v tahu [MPa]	29 ± 1
Tvrdost - HV 3	579 ± 29
Mikrotvrdost - HV (0,2 a 0,3)	617 ± 17

3.2. Mikrotvrdost jednotlivých složek geopolymery

Speciálně upravený křemen (SUK)

Křemenný písek (Sklopísek Střeleč), mikromletý o D_{50} menší než 9 μm , je často označován zkratkou SUK (speciálně upravený křemen). Použitý SUK byl přesíván a použita byla frakce zrn menších než 63 μm . Speciálně upravený křemen dosáhl průměrné mikrotvrdosti 1075 ± 27 HV 0,025.

Bauxit

Tavený bauxit (dodavatel Bode-panzer, Rajhrad) byl pomletý na vibračním mlýně a byla použita úzká frakce o velikosti zrna 80 – 100 μm . Bauxit dosáhl průměrné mikrotvrdosti 1486 ± 170 HV 0,01- 0,2.

Popílek

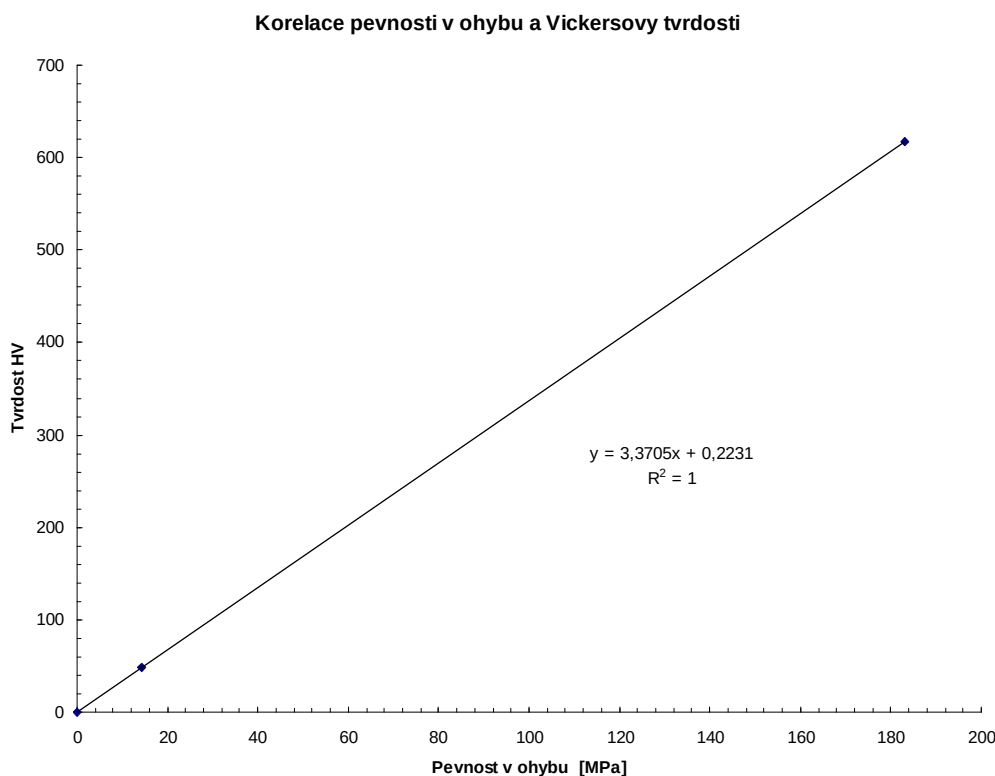
Byl použit jemně mletý křemičito-vápenatý fluidní popílek z filtru Tepelné elektrárny ČEZ Ledvice. Popílek dosáhl průměrné mikrotvrdosti 154 ± 23 HV 0,01.

Geopolymerní matrice

Připravené geopolymerní trámce obsahovaly plnivo (SUK, bauxit, popílek) a z největší části geopolymerní matici, která dosáhla průměrné mikrotvrdosti 47 ± 13 HV 0,01.

4. Výsledky a diskuse

4.1. Vztah mezi tvrdostí a pevností v ohybu



Obr. 3.: Závislost tvrdosti na pevnosti v ohybu

Graf (obr. 3) závislosti tvrdosti na pevnosti v ohybu byl sice získán jen ze tří bodů (dva změřené a počátek), jde však o body z hlediska podmínek získání a statistiky velmi důkladně ověřené. Do uvedené závislosti byl zahrnut bod [0;0] jehož použití považujeme za logické (nulové tvrdosti odpovídá nulová pevnost v ohybu).

Je zřejmé, že korelace těchto dvou veličin je pravděpodobná a Vickersova tvrdost je s pevností v ohybu zřejmě ve vztahu: $HV = 3,37 \cdot \sigma_{po}$

4.2. Mechanické vlastnosti geopolymerních materiálů

V geopolymerních materiálech s náhradou SUKu kalcinovaným bauxitem byla nalezena závislost na množství bauxitu (tab. 4 a obr. 4). Mechanické vlastnosti vykazují minimum při náhradě 10 % SUKu. GP-10%FA-Na vykazuje vyšší hodnoty mechanických vlastností než GP-10%FA-K.

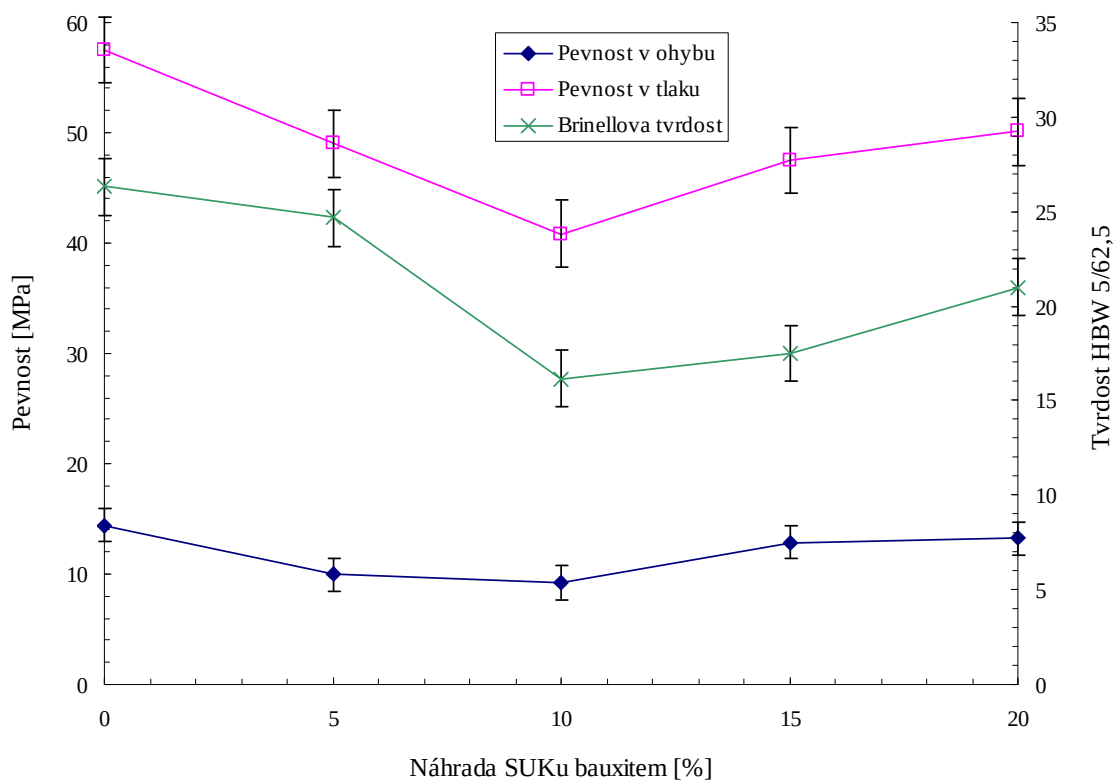
4.3. Vliv obsahu bauxitu na mechanické vlastnosti materiálu

Geopolymery 0 až 20 % byly podrobeny mechanickému zkoušení v ohybu, tlaku a zkouškám Brinellovy tvrdosti. Brinellova tvrdost byla zvolena neboť se jedná heterogenní materiál, kde jsou heterogenity patrné již prostým okem. Z výsledných hodnot pevností byl sestaven graf na obrázku 4.

Tabulka 4.: Naměřené mechanické vlastnosti geopolymerních materiálů

GEOPOLYMERY			
Vzorek	Pevnost v ohybu [MPa]	Pevnost v tlaku [MPa]	HBW 5/62,5
Geopolymer 0 %	$14,4 \pm 1,1$	$57,5 \pm 1,9$	$26,3 \pm 1,5$
Geopolymer 5 %	$10,0 \pm 2,7$	$49,0 \pm 2,1$	$24,7 \pm 1,7$
Geopolymer 10 %	$9,2 \pm 2,1$	$40,8 \pm 3,3$	$16,2 \pm 2,4$
Geopolymer 15 %	$12,9 \pm 0,8$	$47,5 \pm 3,9$	$17,5 \pm 0,5$
Geopolymer 20 %	$13,2 \pm 1,5$	$50,1 \pm 3,9$	$21,0 \pm 0,8$
GP-10%FA-Na	$8,3 \pm 0,4$	$46,1 \pm 2,4$	$18,3 \pm 0,7$
GP-10%FA-K	$6,4 \pm 0,2$	$41,3 \pm 0,7$	$17,7 \pm 0,7$

Závislost pevností (v tlaku a ohybu) a Brinellové tvrdosti na obsahu bauxitu

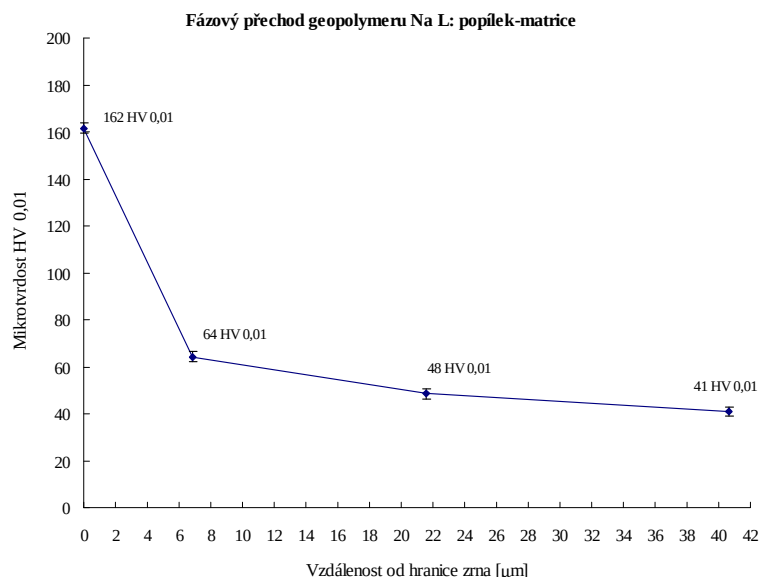


Obr. 4.: Vliv obsahu bauxitu v geopolymerní 0 – 20 % na pevnosti v tlaku a ohybu a Brinellové tvrdosti

Všechny tři křivky na obr. 4 vykazují minimum při 10 % náhrady SUK bauxitem. Pozorovaný jev vysvětlujeme tak, že v první (klesající) části grafu se uplatňuje a roste význam slabého fázového rozhraní bauxit-matice, zatímco v druhé (rostoucí) části se již uplatňuje zpevnění materiálu vlastní pevností bauxitu. Pro zpřesnění popisu ovlivnění náhrady SUK bauxitem je třeba do budoucna dalších experimentálních výsledků s různým obsahem plniva.

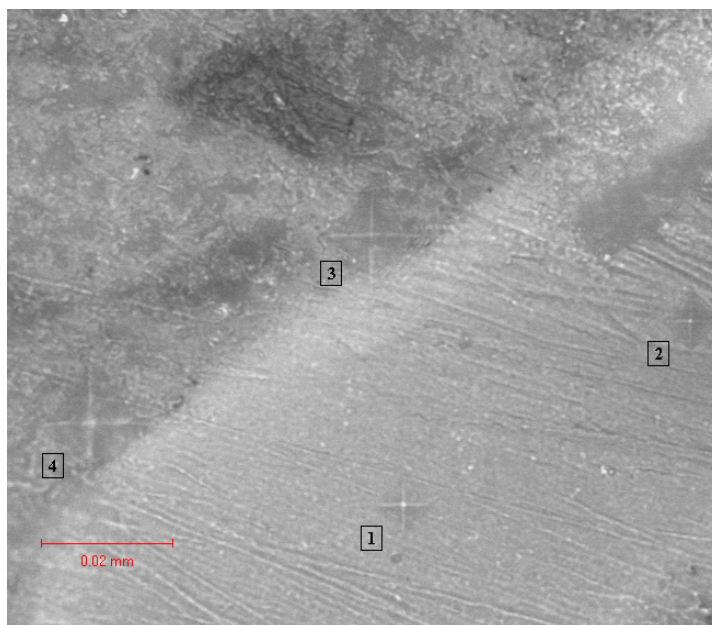
4.4. Profil mikrotvrdosti fázového rozhraní GP-10%FA-Na

Měřením mikrotvrdosti podle Vickerse na povrchu GP-10%FA-Na byla určena průměrná mikrotvrdost popílku na hodnotu 162 ± 23 HV 0,01. Vzdálenost 0 μm a k tomu příslušná hodnota HV 0,01 znamená mikrotvrdost popílku, ne tedy mikrotvrdost přímo na hranici zrna s matricí.



Obr. 5.: Výsledné mikrotvrdosti GP-10%FA-Na přechodové fáze popílek-matrice

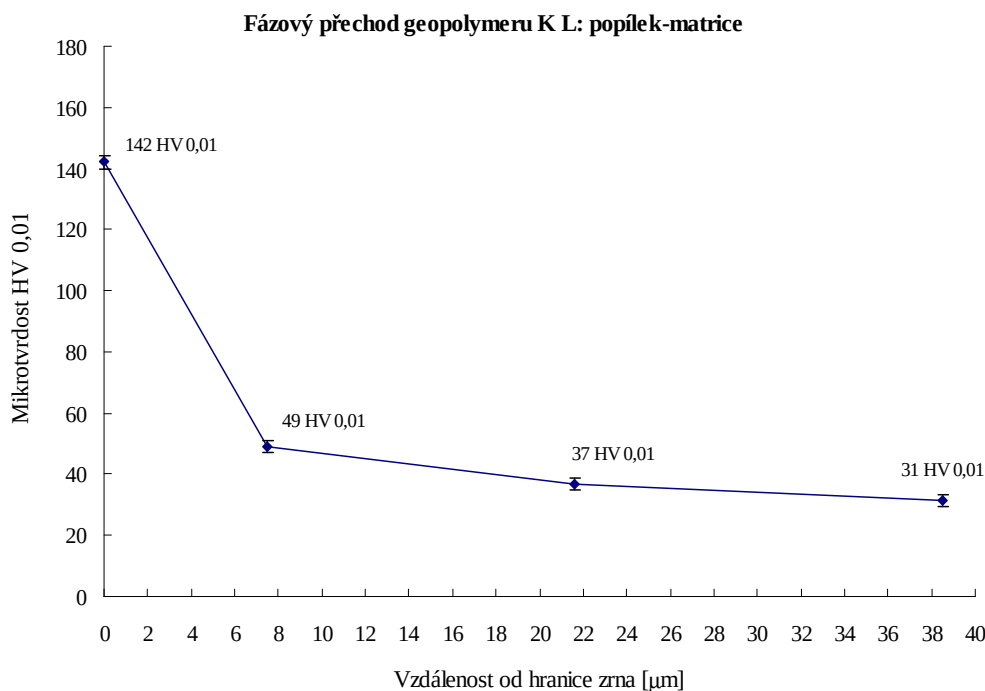
Výsledné mikrotvrdosti uvedené na obrázku 5 jsou průměrné hodnoty z minimálně devíti hodnot mikrotvrdosti. Vtisky těsně při povrchu popílku (6 μm) jsou ilustrovány na obrázku 6.



Obr. 6.: Vpichy na povrchu GP-10%FA-Na. 1 – popílek (193 HV 0,01), 2 – popílek (193 HV 0,01), 3 – 6 μm (68,5 HV 0,01), 4 – 7 μm (67,8 HV 0,01)

4.5. Profil mikrotvrdosti fázového rozhraní GP-10%FA-K

Měřením mikrotvrdosti podle Vickerse na povrchu GP-10%FA-K byla určena průměrná mikrotvrdost křemičito-vápenatého popílku na hodnotu 142 ± 17 HV 0,01.



Obr. 7.: Výsledné mikrotvrdosti GP-10%FA-K přechodové fáze popílek-matrice

Výsledné mikrotvrdosti uvedené na obrázku 7 jsou průměrné hodnoty z minimálně devíti hodnot mikrotvrdosti.

Výsledky uvedené v tab. 4 potvrzují, že na rozdíl od plnění bauxitem dochází při náhradě SUKu popínkem k reakci mezi zrny popílku a matricí.

Porovnejme systémy s desetiprocentní náhradou: jednou v případě bauxitu, dvakrát v případě popílku, avšak s jiným poměrem alkálií v matrici.

Uvažujme nejprve možnost, že k reakci nedochází. Vzhledem k tomu, že z popílku nebyla vybrána definovaná velikostní frakce (u bauxitu 80 – 100 μm) a lze tedy očekávat, přítomnost značného množství jemnozrnnějších frakcí. Popílek tedy bude mít jistě větší měrný povrch, než použitá frakce bauxitu a tedy větší celkovou plochu fázových rozhraní. Tato rozhraní jsou při testech namáhána smykem a snižují výslednou hodnotu pevnosti materiálu. Negativní vliv fázových rozhraní na pevnost materiálu by byl tedy při stejné hmotnostní koncentraci a obdobné hustotě mnohem silnější.

Při mikrotvrdosti popílku 154 ± 23 HV 0,01 ve srovnání s hodnotou bauxitu (1486 ± 170 HV 0,01-0,2) navíc nelze očekávat, že by měl natolik zpevňující vliv jako bauxit.

Ve skutečnosti byly hodnoty všech tří parametrů v případě vzorku GP-10%FA-Na vyšší a v případě GP-10%FA-K stejné. Vzhledem k popsané úvaze je tedy zřejmé, že na fázovém rozhraní popílek matrice patrně vzniká přechodová vrstva. Její vlastní mechanické vlastnosti nemusí být nijak výjimečné, nicméně rozhodně způsobuje vyšší pevnost fázového rozhraní než je tomu v případě systému bez reakce (bauxit/matrice).

5. Závěr

V experimentech s geopolymerním materiálem s náhradou SUKu kalcinovaným bauxitem byla nalezena závislost na stupni plnění, vykazující minimum při náhradě 10 % SUKu.

Na vzorcích geopolymerních materiálů plněných popílkem byla prokázána existence přechodových vrstev (cca 40 μm) mezi zrny popílku a geopolymerní maticí a byl prokázán její pozitivní vliv na mechanické vlastnosti v porovnání s použitím plniva bez reakce (bauxitu).

Vztah mezi Vickersovou tvrdostí a pevností v ohybu byl nalezen a ověřen. Za podmínek homogenity lze vztah dobře použít pro anorganické nekovové materiály ve tvaru $HV = 3,37 \cdot R_{mo}$.

Literatura

- [1] CALLISTER, W.D.Jr.: Material Science and Engineering an Introduction. New York, Sixth Edition, John Willey & Sons. 2003. ISBN 0-471-13576-3.
- [2] ČSN EN ISO 6506-3. Kovové materiály - zkouška tvrdostí podle Brinella. Český normalizační institut, Praha. 2000.
- [3] PÍŠEK, F.; JENÍČEK, L.; RYŠ, P.: Nauka o materiálu I, II. Praha, ACADEMIA nakladatelství československé akademie věd. 1968.
- [4] OPRAVIL, T.; BRANDŠTETR, J.; HAVLICA, J.; FRANK, V.: Geopolymery na bázi metakaolinu aktivovaného sodnými a draselnými sloučeninami. Vysoké učení technické v Brně, Brno. 2008.
- [5] BARTOŇOVÁ, P.: Příprava lehkých kompozitů na bázi metakaolinu a energosádrovce. Vysoké učení technické v Brně, Brno. 2007.

Kontakt

Ing. Jaromír Wasserbauer, tel: 00420 604 186 385, e-mail: jaromirw@seznam.cz, Ústav chemie materiálů, FCH VUT v Brně, Purkyňova 118, 612 00 Brno.

Ing. Martin Zmrzlý, Ph.D., tel: 00420 541 149 470, e-mail: zmrzly@fch.vutbr.cz, Ústav chemie materiálů, FCH VUT v Brně, Purkyňova 118, 612 00 Brno.

PROBLEMATIKA VZDUCHOTĚSNOSTI KONSTRUKČNÍCH DETAILŮ

PROBLEMS OF AIR-PROOFNESS OF CONSTRUCTIONAL DETAILS

Ing. Viktor Zwiener, Ph.D.

Dekprojekt s.r.o., www.dagnostikastaveb.cz

Anotace:

Z hlediska stavební tepelné techniky se v ČR v současné době konstrukce řeší především na požadavky součinitele prostupu tepla a povrchových teplot a na vzduchotěsnost se bohužel zapomíná. Na příkladu měření vzduchotěsnosti bytu jsou ukázány možnosti využití nedestruktivní diagnostiky obalových konstrukcí. Pro diagnostiku bylo použito zařízení blower-door test v kombinaci s termovizní kamerou.

Annotation:

In the Czech Republic constructions are considered especially regarding thermal resistance whereas air permeability is being forgotten. On the example of an air permeability measurement of an apartment, the possibilities of non-destructive diagnostics are shown. Blower-door apparatus and infrared camera were used for the diagnostics.)

Klíčová slova: blower-door test, termovize, průvzdušnost, spára

Keywords: blower-door test, thermo vision, air permeability, joint

1. Průvzdušnost budov

Dostatečný tepelný odpor konstrukcí tvořících obálku budov je klíčová vlastnost pro zajištění přiměřené trvanlivosti a příznivého klimatu v budově. Ke zvyšování tepelného odporu konstrukcí také pomáhá dotační politika ČR. Z tohoto pohledu se zapomíná na další vlastnost konstrukcí, kterou je vzduchotěsnost ať už konstrukcí samých, tak také jejich vzájemných spojů a napojení na související konstrukce. Tepelné ztráty způsobené nedostatečnou vzduchotěsností konstrukcí mohou být, a u většiny novostaveb také jsou, větší než tepelné ztráty způsobené nedostatečným tepelným odporem.

Průvzdušnost obálky budovy se měří podle [3] zařízením blower-door test (obr. 1). Ventilátorem se vytváří tlakový rozdíl mezi interiérem a exteriérem budovy a měří se množství vzduchu, které je zapotřebí pro udržení požadovaného tlakového rozdílu. Podrobněji je měření popsáno např. v [4]. Výsledkem měření je intenzita výměny vzduchu při tlakovém rozdílu 50 Pa mezi interiérem a exteriérem. Hodnota uvádí, kolikrát za hodinu

se celý objem vzduchu měřeného prostoru vymění při tlakovém rozdílu 50 Pa. Hodnota se porovnává s doporučenými hodnotami dle [1], viz tab. 1. V tab. 1 jsou rovněž uvedeny hodnoty v sousedních zemích.

Tabulka 1.: Hodnoty celkové intenzity výměny vzduchu

Větrání v budově	ČR	Německo, Rakousko	SR, Polsko
Přirozené	4,5	3,0	–
Nucené	1,5	1,5	–
Nucené se zpětným získáváním tepla	1,0	–	–
Nucené se zpětným získáváním tepla v budovách se zvláště nízkou potřebou tepla na vytápění (pasivní domy)	0,6	0,6	–



Obr. 1.: Zařízení
blower-door test

2. Lokalizace nevzduchotěsných míst

Stejně důležité, a někdy dokonce i důležitější než splnění doporučené hodnoty dle tab. 1., je nalezení nejvýznamnějších nevzduchotěsných míst. Jejich odhalování lze provádět při přetlaku v interiéru zařízením tvořícím kouř nebo při podtlaku v interiéru anemometrem nebo termovizní kamerou. Termovizní kamera je z tohoto pohledu nejúčinnější, protože umožňuje plošnou kontrolu. Použití termovizní kamery je omezeno dostatečným rozdílem teplot mezi interiérem a exteriérem a nezáleží na tom, zda je rozdíl kladný nebo záporný. Vždy se nasnímají důležité detaily za přirozených tlakových podmínek. Následně se v interiéru vytvoří a po určitou dobu udržuje podtlak, při kterém dochází k nasávání exteriérového vzduchu o jiné teplotě přes nevzduchotěsná místa do interiéru. Tím se v nevzduchotěsných detailech nebo v jejich blízkosti změní povrchová teplota. Pořídí se termovizní snímky při udržovaném podtlaku a jejich porovnáním se snímky pořízenými za přirozených tlakových podmínek se lokalizují nevzduchotěsná místa.

3. Příklad z praxe - Byt v bytovém domě

Mezonetový byt 4+kk v bytovém domě dostaveném v roce 2006. Nosné (svislé i vodorovné) konstrukce jsou tvořeny monolitickým železobetonem. Z vnější strany jsou stěny opatřeny ETICS s tepelnou izolací z pěnového polystyrénu. Byt je situován v 1. NP a 2. NP. Majitelka bytu si stěžovala na nemožnost vytopení dvou rohových místností při teplotách vzduchu v exteriéru nižších než 0 °C. Růst plísní nebo vlhkostní problémy nebyly na vnitřních površích bytu indikovány. Revize otopné soustavy neodhalila nedostatky v dimenzování.

Měření průvzdušnosti bylo provedeno na podzim 2008. Rozdíl teplot mezi interiérem a exteriérem byl 19,5 °C. Před měřením byly utěsněny ventilační průduchy v koupelně, WC a digestoř v kuchyni. Žádná další opatření nebyla provedena. Změřená intenzita výměny

vzduchu $4,7 \text{ h}^{-1}$ nesplňuje doporučenou hodnotu dle tab. 1 pro budovy s přirozeným větráním. Vzhledem k tomu, že jsou obvodové konstrukce z monolitického železobetonu, který je zcela vzduchotěsný, byla by podezřelá i daleko nižší hodnota.

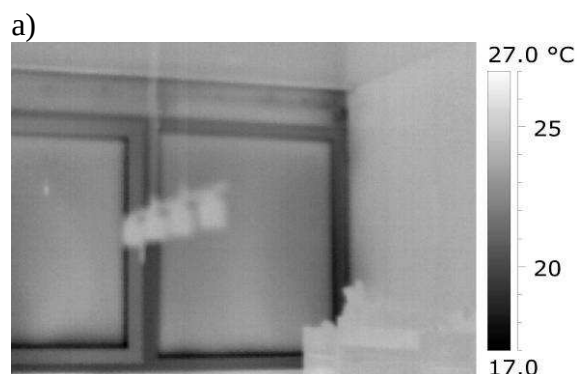
Diagnostika konstrukcí termovizní kamerou a anemometrem odhalila několik netěsností. V interiéru jsou povrchové úpravy provedeny z SDK desek, které jsou na stěnách s okny připevněny na kovové profily a na ostatních stěnách (včetně monolitických mezibytových příček) lokálně lepeny. U oken nejsou SDK desky dotaženy až k rámu, ale je ponechána cca 5 mm mezera. Při vytvořeném podtlaku bylo v tomto místě cítit pouhou rukou proudění vzduchu. Pro vyloučení možnosti proudění vzduchu funkčními spárami byly tyto spáry přelepeny vzduchotěsnou lepicí páskou. I přes toto opatření bylo proudění vzduchu cítit a bylo také měřitelné anemometrem (obr. 2).



Obr. 2.: Měření rychlosti proudění vzduchu anemometrem při udržovaném podtlaku v interiéru, horní hodnota je rychlost proudění v m/s, dolní hodnota je teplota vzduchu v °C

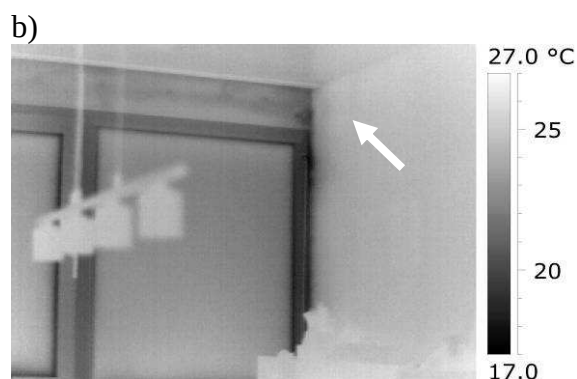
Na obr. 3 je civilní fotografie koutu obývacího pokoje a odpovídající termovizní snímky pořízené za přirozených tlakových podmínek a při podtlaku v interiéru. Jedná se o velice nevhodný styk vnitřní montované příčky a obvodové stěny (viz dále). Šipka ukazuje na nevzduchotěsné místo v úrovni připojovací spáry a příčky.

Na obr. 4 je druhý kout stejné místnosti a odpovídající termovizní snímek při podtlaku v interiéru (barevné termovizní snímky jsou na CD). Levá stěna je monolitická železobetonová mezibytová příčka. Šipka (1) je v úrovni připojovací spáry okna. Je patrné významné snížení povrchových teplot prakticky v celé délce spáry. Šipkou (2) je označen svislý profil pro připevnění SDK desek. Povrchová teplota v úrovni profilu je vyšší než ve zbývajících částech stěny. To je způsobeno prouděním chladného exteriérového vzduchu v dutině vymezené profily. Vzduch se do této dutiny dostává z nevzduchotěsně provedené připojovací spáry. Šipkou 3 je označeno místo přilepení SDK desky. Lepicí body jsou v jednom sloupci poměrně blízko sebe, což zamezuje dalšímu proudění vzduchu dále do interiéru. Šipkou 4 je znázorněn proud studeného vzduchu od koutu místnosti směrem k lepicímu bodu. Na obr. 5 je nadpraží okna v ložnici a odpovídající termovizní snímek při podtlaku. Šipkou je označeno ochlazené nadpraží způsobené průnikem chladného vzduchu připojovací spárou.

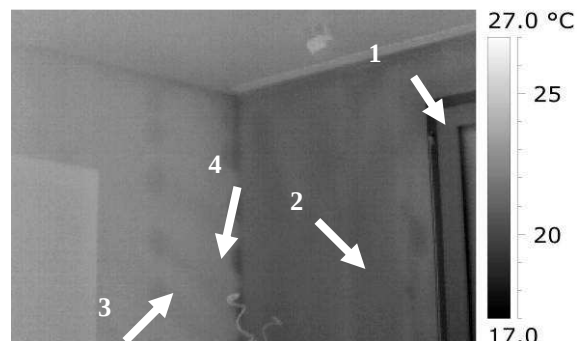


a) termovizní snímek za přirozených tlakových podmínek

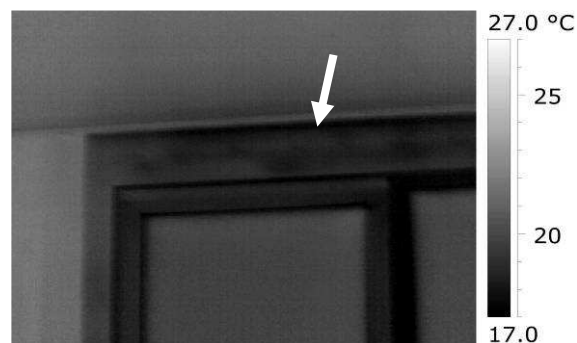
b) termovizní snímek při podtlaku v interiéru



Obr. 3.: Kout obvodové stěny a vnitřní montované bytové dělící příčky



Obr. 4.: Kout obvodové stěny a vnitřní monolitické železobetonové mezibytové příčky



Obr. 5.: Nadpraží okna v ložnici

Na základě provedené nedestruktivní diagnostiky bylo rozhodnuto o rozkrytí připojovacích spár oken z interiéru. Na obr. 6, 7 a 8 je stejný detail jako na obr. 3. Pro rozkrytí připojovací spáry musela být odstraněna část montované příčky. V úrovni parapetu okna na obr. 6 je patrná parotěsnicí fólie překrývající připojovací spáru. Jedná se o systémovou fólie, která je součástí dodávky oken. Fólie se lepí na penetrovanou stěnu. Na obr. 7 je čárkovaně naznačeno pokračování „C“ profilu, který byl odstraněn při rozkrývání konstrukcí. Je patrné, že „C“ profil prochází připojovací spárou okna. Z obr. 7 a 8 je zřejmé, že ostění okna nebylo penetrováno a systémová fólie byla u rámu okna odříznuta. Lze předpokládat, že fólii odřízli pracovníci montující příčku. Při osazování okna nebyla nikde použita PUR pěna, ale byly použity pouze přířezy z XPS nebo EPS (obr. 9), které v některých případech nebyly ke konstrukci lepeny, ale byly pouze vloženy do mezery vymezené systémovou fólií.



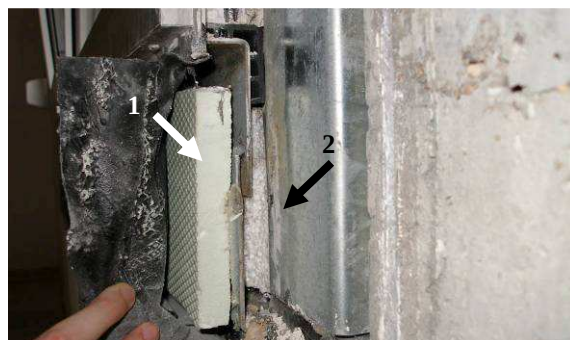
Obr. 6.: Rozkrytí připojovací spáry okna v obývacím pokoji



Obr. 7.: „C“ profil prochází připojovací spárou okna



Obr. 8.: Ostění okna bez penetrace a odříznutá systémová fólie



Obr. 9.: Použití přířezů z XPS (1) a EPS (2)

Na obr. 10 a 11 jsou připojovací spáry dalších oken v bytě. Na obou fotografiích je patrná penetrace ostění. K ostění na obr. 10 byla systémová fólie dokonale přilepena a pro odtržení bylo zapotřebí značné síly. Zbytky ostění jsou patrné také na rubu fólie. Naproti tomu k ostění na obr. 11 nebyla fólie prakticky přilepena. Fólie šla lehce odtrhnout a rub fólie je takřka čistý.



Obr. 10.: Penetrované ostění okna, na odtržené části fólie je patrné, že byla přilepena na ostění



Obr. 11.: Penetrované ostění okna, na odtržené části fólie je patrné, že nebyla na ostění takřka vůbec přilepena

4. Závěr

Dodatečná demontáž konstrukcí potvrdila hypotézu stanovenou na základě průzkumu. Použití zařízení blower-door test v kombinaci s termovizní kamerou a anemometrem je mocný nástroj pro nedestruktivní diagnostiku staveb. Při vhodných podmínkách umožňuje plošnou kontrolu konstrukcí a přesnou lokalizaci problematických konstrukcí.

Mezi laickou a bohužel někdy i odbornou veřejností se lze setkat s názorem, že měření vzduchotěsnosti a odhalování nevzduchotěsných detailů je u monolitických a zděných konstrukcí bezpředmětné. Uvedený příklad tento názor jasně vyvrací a bohužel není jediný, se kterým jsme se v naší praxi setkali. Kontrola vzduchotěsnosti obalových konstrukcí má cenu u všech pozemních staveb s požadovaným stavem vnitřního prostředí.

Literatura

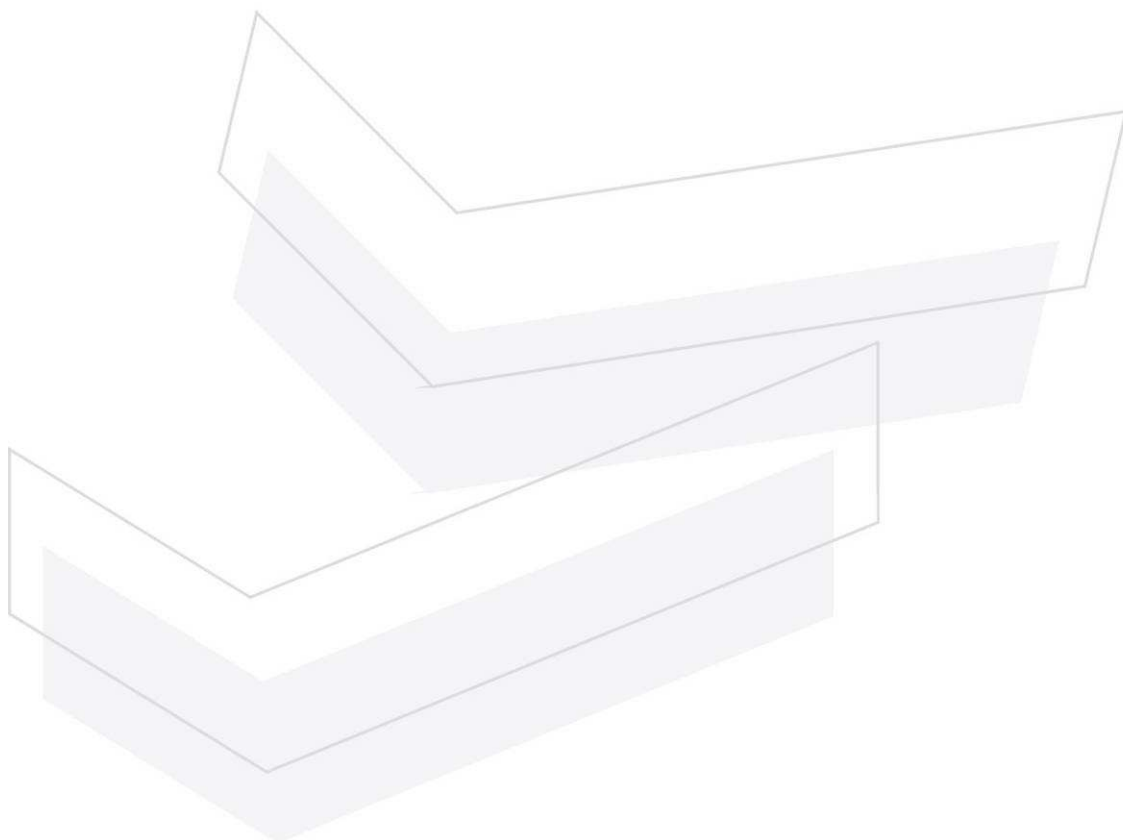
- [1] ČSN 73 0540-2 Tepelná ochrana budov – Část 2: Požadavky
- [2] ČSN EN 13187 (73 0560) Tepelné chování budov – Kvalitativní určení tepelných nepravidelností v pláštích budov – Infračervená metoda
- [3] ČSN EN 13829 (73 0577) Tepelné chování budov – Stanovení průvzdušnosti budov – Tlaková metoda
- [4] ZWIENER, V., HŮLKA C.: Měření těsnosti budov – Metoda tlakového spádu – Blower-door test. In DEKTIME, číslo 05-06/2006, s. 62-65
- [5] ZWIENER, V., VYMĚTALÍK V.: Vliv výměny oken v panelákovém domě na sledované parametry vnitřního prostředí v souvislosti s výměnou vzduchu v obytném prostoru. In DEKTIME, číslo 07/2007, s. 36-42, ISSN 1802-4009
- [6] ZWIENER, V.: Měření vzduchotěsnosti objektů metodou Blower-door test. In Stavební hmoty (SR), č. 2-3/2009, s. 62-67, ISSN 1336-6041
- [7] NOVÁK, J.: Vzduchotěsnost obvodových plášťů budov, Nakladatelství Grada, 2008, 203 s., ISBN 978-80-247-1953-5

Kontakt

Ing. Viktor Zwiener, Ph.D., tel: 00420 234 054 284, e-mail: viktor.zwiener@dek-cz.com, Dekprojekt s.r.o., Tiskařská 10/257, 108 00 Praha 10

V.

**NORMALIZACE A CERTIFIKACE
VE STAVEBNICTVÍ,
ŘÍZENÍ JAKOSTI A KVALITY**



MANAŽERSTVO ZATEPLOVANIA BUDOV

THREMAL PERFORMANCE BUILDINGS MANAGEMENT

Tibor ĎURICA

Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta

Anotácia:

Zatepl'ovanie budov je jedným z rozhodujúcich smerov, ktorými stavebníctvo prispieva ku napl'ňania filozofie Trvalo udržateľného rozvoja. Zatepl'ovanie budov tvorí komplexný manažérsky, technický a technologický problém.

Annotation:

The thermal performance of buildings is one of the main ways by which the civil engineering administers to the philosophy of the Sustainable Development. Thermal performance of buildings is the complex management, technical and technological problem.

Kľúčové slová: Stavebníctvo. Zatepl'ovanie budov. Manažérstvo.

Keywords: Buildings. Thermal performance of buildings. Management.

1. Úvod

Úspora energií a surovínových zdrojov sú základným postulátom, ktorými stavebníctvo zabezpečuje ku napl'ňania filozofie Trvalo udržateľného rozvoja. Znižovanie energií na vykurovanie budov sa ako priorita dostalo do Vládneho programu zatepl'ovania, na ktorý ej vyčlenená aj značná suma financií.

Zatepl'ovania budov treba riešiť ako komplexný problém od stavebno-technického prieskumu, cez vypracovanie projektovej dokumentácie, výber a hodnotenie materiálov zatepl'ovacieho systému, výber a hodnotenie dodávateľov/ subdodávateľov, kontrolnú a skúšobnícku činnosť až po preberacie konanie.

2. Trvalo udržateľný rozvoj

Pojmy *trvalá udržateľnosť* (sustainability) a *trvalo udržateľný rozvoj* (sustainable development) sa začali používať začiatkom 70-tych rokov najmä v súvislosti s poznaním, že nekontrolovateľný rast akéhokoľvek typu (populácie, výroby, spotreby, znečistenia apod.) nie je udržateľný v prostredí existujúcich obmedzených zdrojov. Medzníkmi vo všeobecnom zavedení a rozpracovaní koncepcie TUR boli najmä správa Naša spoločná budúcnosť (Brundtlandtová a kol., 1987) a Konferencie OSN o životnom prostredí a rozvoji v Rio

de Janeiro v roku 1992. Najvýznamnejší dokument z tejto konferencie pod názvom AGENDA 21 je považovaný za základné východisko pre spracovanie stratégií Trvalo udržateľného rozvoja na všetkých úrovniach.

Je známe, že stavebné procesy a užívanie budov produkujú v Európe 40% emisií skleníkových plynov a zhruba štvrtinu európskeho odpadu. Európsky parlament a rada prijali 16. decembra 2002 smernicu č. 2002/91/EC o energetickej hospodárnosti budov (Directive of Energy Performance of Buildings). Je teda zrejmé, že je potrebné spotrebu energie posudzovať aj vo vzťahu k životnému prostrediu.

Podľa Kiberta [6] trvalo udržateľná výstavba predstavuje: „Tvorbu zdravého vystavaného prostredia a zodpovedné hospodárenie s ním, založenú na zásadách efektívneho využívania zdrojov a na ekologických princípoch“.

Zásadná úloha stavebníctva pri napĺňaní filozofie Trvalo udržateľnej výstavby je šetrenie prírodných surovínových zdrojov a najmä energie a to predovšetkým počas najdlhšej etapy životného cyklu stavby – doby využívania. Projektové riešenie budovy musí byť také, aby spotreba energie najmä na vykurovanie/klimatizáciu počas doby ich využívania bola čo najnižšia a aby sa maximalizovalo využívanie obnoviteľných zdrojov energií. Jednou z ďalších úloh stavebníctva v tomto smere je predlžovanie technickej životnosti stavebných konštrukcií, čo súvisí najmä so zvyšovaním trvanlivosti stavebných materiálov a zlepšovaním manažerstva správcovstva stavieb počas ich využívania.

3. Zabezpečovanie kvality zatepl'ovania budov

Vyššie uvedené atribúty v teoretickej oblasti (plánovanie, predpoklady, právne a technické predpisy, technické špecifikácie, atď.) v plnej miere napĺňa program zatepl'ovania budov. Praktické skúsenosti preukazujú, že na viacerých stavbách (starých aj nových), kde sa realizovalo dodatočné zatepl'ovanie budov, dochádza ku poruchám.

3.1. Legislatívno – technicko – technologické aspekty

Pre oblasť dodatočného zatepl'ovania budov na bývanie je vypracovaných a schválených značné množstvo právnych a technických noriem. Okrem zdrojov uvedených v literatúre tu platia aj dôkladne vypracované a schválené technické a technologické riešenia dodatočného zatepl'ovania budov.

3.2. Projektová dokumentácia

Rozsah a obsah projektovej dokumentácie zatepl'ovania budov určuje norma STN 73 2901:2008 Zhotovovanie vonkajších tepelnoizolačných kontaktných systémov (ETICS) v informatívnej prílohe A. Odporúčaný obsah na prípravu a zhotovenie dodatočnej tepelnej ochrany zateplením je nasledujúci:

a) Dokumentácia zhotovovania vonkajších tepelnoizolačných kontaktných systémov

Dokumentácia ETICS obsahuje najmä:

- špecifikáciu všetkých komponentov ETICS,
- podmienky a postupy, ktorými sa dosiahnu deklarované funkčné vlastnosti ETICS,
- podmienky a postupy na skladovanie a manipuláciu s komponentmi ETICS,

- podmienky a postupy na nakladanie s odpadmi z komponentov ETICS,
- podmienky na používanie a údržbu ETICS,
- vzorové detaily zhotovenia ETICS.

b) Projektová dokumentácia obsahuje najmä:

- súhrnnú a technickú správu (identifikačné údaje, údaje o zistených skutočnostiach a meraniach, údaje o podklade a jeho potrebných úpravách na uplatnenie ETICS, opis technického riešenia navrhovaných úprav vrátane dimenzovania ETICS, opis riešenia nadväznosti podmienujúcich účinnosť ETICS, výpis plôch s jednotlivými druhmi a hrúbkou ETIC),
- dokladovanie tepelno-technických vlastností stavebných konštrukcií v pôvodnom stave a s navrhnutým ETICS vrátane šírenia vlhkosti a vplyvu na potrebu tepla na vykurovanie podľa požiadaviek STN 73 0540 a osobitných predpisov [8 až 13],
- protipožiarne technické riešenie,
- statické posúdenie,
- výkresovú dokumentáciu (pohľady s vyznačením farebného odtieňa, štruktúry a materiálovej bázy konečnej povrchovej úpravy ETICS a farebného odtieňa súvisiacich stavebných konštrukcií a stavebných úprav na jednotlivých plochách, pôdorysy a rezy s vyznačením rozsahu, druhu a dimenzovania ETICS, rozhodujúce detaily ETICS – vrátane prekryvania výstužnej mriežky – a súvisiace detaily s ostatnými stavebnými konštrukciami (napr. začiatok a ukončenie ETICS, rohy a kúty, styky s otvorovými konštrukciami, dilatácie a pod.),

c) Stavebná dokumentácia obsahuje najmä:

- špecifikáciu ETICS vrátane určenia jeho presnej skladby, hrúbku dosiek tepelnej izolácie, typu, počtu, polohy a rozmiestnenia rozperných kotiev, určenie príslušenstva ETICS,
- dokumentáciu ETICS,
- dokladovanie ETICS dokumentáciou o preukazovaní zhody podľa osobitných predpisov [9],
- údaje o zistených skutočnostiach a prípadne nadväzujúcich spresneniach,
- podmienky a postupy na zabudovanie ETICS určené v projektovej dokumentácii (napr. požiadavky na zhotoviteľskú firmu, detaily zhotovenia neriešené v projektovej dokumentácii).

Poznámka:

Obsah stavebnej dokumentácie môže byť súčasťou projektovej dokumentácie.

3.3. Zhotovovanie dodatočného zatepl'ovania budov

Hlavnými technologickými operáciami (po vykonaní dôkladného stavebno-technického prieskumu budovy a na základe kvalitnej projektovej dokumentácie) pri ETICS sú:

- príprava podkladu,
- lepenie izolačných dosák proti stratám tepla,
- mechanické kotvenie hmoždinkami,
- zhotovenie základnej vrstvy,
- zhotovenie konečnej povrchovej úpravy,
- zhotovenie konštrukčných prvkov (klampiarske práce) proti zatekaniu vody do vrstiev obvodového plášťa.

Samotná příprava podkladu před samotným zhotovováním zateplení obvodového pláště spočívá v technologických operacích uvedených v Tab.č.1.

Tab. č. 1 Příprava podkladu před zateplením

Stav podkladu	Technologická operácia
Podklad zaprášený	Ručné očistenie alebo umytie (v prípade potreby aj tlakovou vodou)
Podklad vlhký	Vysušenie, resp. umožnenie odparovania vody z konštrukcie. V trvalej vlhkosti odstránenie príčiny vzĺnavosti a nanesenie sanačnej malty.
Podklad mastný	Odstránenie mastnoty (v prípade potreby aj tlakovou vodou s pridaním vhodných saponátov)
Výkvety	Ručné očistenie alebo umytie (v prípade potreby aj tlakovou vodou)
Trhliny	Zmrašťovacie trhliny (pokiaľ nie je omietka na poklep dutá, t.j. odlúpnutá od podkladu) nie sú na závalu. Pokiaľ sú v konštrukcie aktívne trhliny, je potrebné pre zatepľovaním preskúmať a odstrániť príčiny vzniku týchto trhlín. Zatepľovanie konštrukcií s aktívnymi trhlinami môže byť problematické.
Pluzgiere na podklade. Odpadávanie podkladu. Nedostatočná súdržnosť vrstiev podkladu. ²⁾	Odstránenie všetkých častí nesúdržných vrstiev, nesúdržných s podkladom (ručne, príp. prostriedkami malej mechanizácie). ¹⁾ Miestne vyrovňavanie, príp. reprofília podkladu, pričom prídržnosť reprofilačnej malty s podkladom musí byť min. 0,25 MPa. ²⁾
Machy, lišajníky, príp. iní biologický škodcovia	Mechanické odstránenie a ošetrovanie podkladu chemickými látkami.
Nedostačujúca rovinnosť podkladu ³⁾	Miestne, príp. celoplošné vyrovnanie podkladu, pričom musí byť zabezpečená prídržnosť reprofilačnej malty ku podkladu. ²⁾
Nerovnorodosť, prílišná savosť podkladu	Penetrácia podkladu

¹⁾ Odporúčaná priemerná hodnota súdržnosti vrstiev podkladu je min 0,20 MPa, pričom jednotlivá hodnota súdržnosti je min 0,08 MPa.

²⁾ V prípade miestneho vyrovňavanie podkladu, resp. pri reprofilácii pomocou reprofilačnej malty, musí byť jej prídržnosť ku podkladom väčšia ako 0,25 MPa.

³⁾ Prípustná nerovnosť podkladu je, ak je ETICS pripevnený:

a) výlučne lepením $\leq 10 \text{ mm/m}$

b) mechanicky kotevný hmoždinkami a doplnkovým lepením $\leq 20 \text{ mm/m}$

Upozornenie:

1. Ak sa podklad čistí vodou (najmä pri použití tlakovej vody) a pri použití reprofilačnej malty je potrebné podklad nechať dostatočne vyschnúť !

2. Pri použití chemických prostriedkov (na čistenie podkladov a najmä na ošetrovanie proti biotickým škodcom) je potrebná konzultácia !

4. Poruchy a chyby pri zatepl'ovaní budov

S cieľom prevencie sa žiada aj v tejto oblasti systémový prístup a to od všetkých účastníkov procesu dodatočného zatepl'ovanie budov. Poruchy pri zatepl'ovaní vznikajú z viacerých príčin:

- a) Nedostatočný stavebno–technický prieskum fasád starších budov. Treba rešpektovať fakt, že obvodové plášte budov majú rozličné materiálové varianty a to podľa rokov zhotovenia a podľa lokalít výstavby.
- b) Trvanlivosť stavebných materiálov. Obvodové plášte budov majú rozličné materiálové varianty a to podľa rokov zhotovenia a podľa lokalít výstavby. Obvodové plášte budov boli zhotovované z tehál, tvaroviek a panelov z pórobetónu, troskopemzobetónu, škvárobetónu, agloporitbetónu, keramzitbetónu a sendvičových panelov zo železobetónu. Všetky tieto materiály za konkrétnych podmienok agresívneho prostredia degradujú, pričom najväčšie problémy sú s obvodovými plášťami na báze ľahkých betónov. Netreba zabúdať, že degradácia prebieha aj v izolačných materiáloch. [6]
- c) Nerešpektovanie nedostatočnej kvality zhotovenia obvodových plášťov budov pri vlastnej výstavbe.
- d) Nekvalitná projektová dokumentácia ETICS – nerešpektovanie stavu podkladu pre lepenie a kotvenie, návrh nevhodných kotiev pre konkrétny materiál obvodového plášťa, malý počet kotiev na ploche a v nároží, nesprávne navrhnutá dĺžka kotiev, atď..
- e) Zlý výber dodávateľov (projektant, zhotoviteľ, výrobca izolačných materiálov, kontrolná a skúšobnícka činnosť) na dodatočného zatepl'ovanie budov.
- f) Nedostatočná kvalita použitých materiálov (izolácie proti stratám tepla, lepidlá, kotviace elementy, sieťky, stierkové materiály, atď.).
- g) Nekvalitné zhotovenie ETICS – chybné vŕtanie otvorov pri dierovaných materiáloch (tehliarske výrobky), nedostatočné kotvenie izolačných dosák z minerálnych vlákien pri pozdĺžnej orientácii vlákien (delaminácia dosák), malá plocha lepidla na plochu dosák, nedostatočný počet kotiev, chybné zakončenie okrajov zatepl'ovacieho systému, nesprávne nalepené izolačné dosky, atď.).
- h) Nedostatočná kontrolná a skúšobnícka činnosť na rozhraniach procesov ETICS (vlastník budovy/projektant, projektant/zhotoviteľ/, vlastník budovy/zhotoviteľ) a počas samotného zhotovovania ETICS.
- i) Nedostatočná úroveň starostlivosti o objekt po zateplení, t.j. nevhodná, resp. žiadna údržba, resp. opravy zo strany vlastníka budovy.

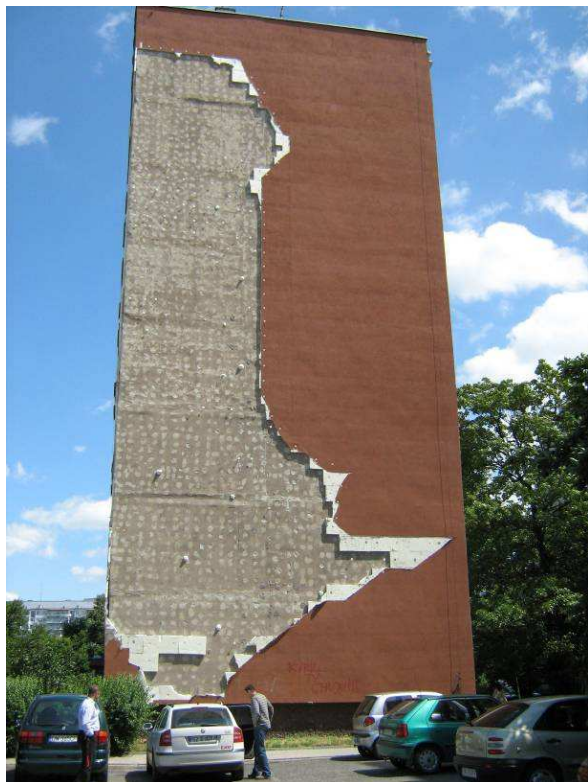
4.1. Ochrana životného prostredia a BOZP pri zatepl'ovaní budov

Zhotovitelia nesmú pri plánovaní procesov pri ETICS zabúdať na otázky ochrany životného prostredia (nakladanie s odpadmi) a na ochranu životov a zdravia vlastných pracovníkov, ako aj náhodne okolo idúcich občanov.

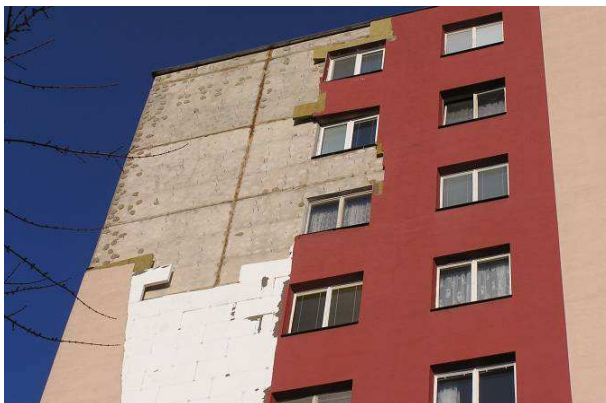
Nakladanie s odpadmi je dané legislatívnymi nástrojmi podľa druhu odpadov. Likvidáciu nevyužitých materiálov treba robiť podľa pokynov výrobcu – bezpečnostný list výrobku. Pri zatepl'ovaní sa v podstate nevyskytujú nebezpečné odpady. Zvyšky pastových hmôt (tmely, lepidlá) sa likvidujú prístupom vzduchu a po vytvrdnutí sa deponujú ako ostatný odpad (170203 – Plasty); zvyšky hmôt na báze cementu sa likvidujú kropením vodou a po vytvrdnutí sa deponujú ako ostatný odpad (170101 – Betón); zvyšky líšt na báze plastov a sklenená sieťovina sa likvidujú ako sa likvidujú ako ostatný odpad (170904 – Zmesné

stavebné a demoličné odpady); obaly sa podľa pôvodu likvidujú ako ostatný odpad (150101 – Papierové a lepenkové obaly, resp. 150102 – Plastové obaly), atď..

Oblasť BOZP pri ETICS je systémové zabezpečovaná prostredníctvom kolektívnych ochranných prostriedkov (lávky, zábradlia, ohraničovanie priestoru, atď.) a individuálnych ochranných prostriedkov (popruhy, obuv, prilby, rukavice, atď.). Napriek častým a opakovaným školeniam dochádza aj pri prácach ETICS ku ťažkým a aj ku smrteľným prípadom. Príčinou vo väčšine prípadov je podceňovanie možného nebezpečenstva.



Obr.1.: Ilustratívne zábery na poruchy zateplených budov v dôsledku chýb pri zatepl'ovaní.



5. Záver

Ku zatepl'ovaniu budov je treba pristupovať ako ku uceleného systému. Všetci účastníci systému (vlastník budovy, projektant, zhotoviteľ, dodávatelia stavebných výrobkov, kontrolná a skúšobnícka činnosť) majú svoje vlastné ciele, záujmy a priority. Všetci by však mali rešpektovať aj špecifikované požiadavky na kvalitu a záujmy ostatných partnerov ETICS. Zhotoviteľ má navyše významné povinnosti pri zabezpečovaní BOZP a ochrany životného prostredia počas prác ETICS.

Pod'akovanie

Príspevok vznikol v rámci riešenia projektu VEGA č.1/0828/08.

Literatúra

- [1] ĎURICA, T. a kol.: Kvalita vo výstavbovom procese. ELFA, Košice, 2001, ISBN 80 – 89066 – 01 – 1.
- [2] ĎURICA, T.: Kvalita stavebného diela v rámci životného cyklu.
- [3] In: *Zborník prednášok z medzinárodnej konferencie Budovy a prostredie 2008*. Tlač: vydavateľstvo STU Bratislava, 2008, Bratislava, ISBN 78-80-227-2981-9, s. 6 – 9.
- [4] NOVOTNÝ, A.: Legislatívne a technické predpisy a usmernenia na podporu významnej obnovy budov podľa Vládneho programu zateplovania.
- [5] In.: *Zborník zo seminára: Úlohy oprávnených osôb pri plnení vládneho programu zateplovania*. Občianske združenie pre zateplovanie budov a Slovenská komora stavebných inžinierov. Bratislava, 2009, s. 4 – 7
- [6] STERNOVÁ, Z.: Rozsah a obsah projektovej dokumentácie, projektového hodnotenia, energetického certifikátu budov a vypracovanie žiadosti so zameraním na splnenie podmienok Vládneho programu zateplovania.
- [7] In.: *Zborník zo seminára: Úlohy oprávnených osôb pri plnení vládneho programu zateplovania*. Občianske združenie pre zateplovanie budov a Slovenská komora stavebných inžinierov. Bratislava, 2009, s. 28 – 34
- [8] TEPLÝ, B.; HÁJEK, P.; KRÍSTEK, V.: Trendy stavebníctví s ohledem na podmínky trvale udržitelnosti. BETON TKS č. 2/2008, Beton TKS, s.r.o., Praha, ISSN 1213-3116, s. 4 – 7
- [9] VYMETALÍK, V.; KULHÁNEK, F.: Time – conditional changes of physical properties of extruded polystyrene. WTA – Almanach 2008: Bauinstandsetzen und Bauphysik – Restauration and Building-Physics, WTA-Publications ISBN 978-3-937066-08-0, 2008, pp. 463 477.
- [10] Prvá medzinárodná konferencia o trvalo udržateľnej výstavbe, Tampa, 1994
- [11] Zákon č. 50/1972 Zb. o územnom plánovaní a stavebnom poriadku (stavebný zákon) v znení neskorších predpisov.
- [12] Vyhláška MŽP SR č. 553/2002 Z.z., ktorou sa ustanovujú podrobnosti o všeobecných technických požiadavkách na výstavbu a o všeobecných technických požiadavkách na stavby užívané osobami s obmedzenou schopnosťou pohybu a orientácie.
- [13] Zákon č. 555/2005 Z.z. o energetickej hospodárnosti budov a o zmenách a doplnení niektorých zákonov.
- [14] Vyhláška MVRR SR č. 625/2006 Z.z., ktorou sa vykonáva zákon č. 555/2005 Z.z. o energetickej hospodárnosti budov a o zmenách a doplnení niektorých zákonov.
- [15] STN 73 0540-2:2002 Tepelnotechnické vlastnosti stavebných konštrukcií a budov. Tepelná ochrana. Funkčné požiadavky.
- [16] STN 73 2901:2008 Zhotovovanie vonkajších tepelnoizolačných kontaktných systémov (ETICS).

Kontakt

Prof. Ing. Tibor ĎURICA, CSc., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta

ZKUŠENOSTI S ŘÍZENÍM JAKOSTI STAVEB

EXPERIENCE OF QUALITY MANAGEMENT OF CONSTRUCTION

Doc. Ing. Karel Dočkal, CSc.

OHL ŽS Brno, a.s., VUT Brno FAST

Anotace:

Zkušenosti s řízením kvality a pravidly řízení staveb Univerzitního kampusu MU v Brně a VMO Brno Dobrovského B.

Annotation:

Operational experience of quality management and principal rules of quality control of construction realization Univerzitní kampus MU v Brně and VMO Brno Dobrovského B.

Klíčová slova: technologie staveb, řízení kvality, zkoušení, legislativa

Keywords: technology of construction, quality management, testings, legislation

Úvod

Název této konference dává slovo jakost významově až na druhé místo za zkoušením. Mělo by to ale být naopak, protože zkoušení je pouze jeden z důležitých prvků pro zajištění jakosti každé stavby.

Slovo jakost se používalo již ve starověku. Již tehdy se lidé zajímali o to, jak jim slouží výrobky, které směňovali na trhu. Pro praktický život a řízení podniků byla vypracována definice jakosti, která je univerzální. Uvádí ji norma ČSN EN ISO 9000:2001, která hovoří o tom, že jakost (synonymum kvalita) je stupeň splnění požadavků souborem typických znaků. Uvedená definice pojmu jakosti nehovoří přímo o zákazníkovi, uživateli. Proto je nutné zdůraznit, že jsou to právě zákazníci, jejichž potřeby mají být produktem uspokojovány a připomenout, že schopnost uspokojovat potřeby zákazníků není realizována pouhou výrobou, ale tato schopnost vzniká v rámci celého výrobního procesu. Proto se v celém světě rozvíjejí tzv. systémy managementu jakosti, které můžeme charakterizovat jako tu část celopodnikového řízení (managementu), která zaručuje maximální spokojnost zákazníků co nejefektivnějším způsobem. Uvnitř tohoto systému se uskutečňují dílčí (leckdy velmi rozsáhlé a náročné) procesy od marketingového výzkumu trhu až po poskytování servisu po garanci.

1. Certifikát QMS (systém řízení kvality)

Certifikáty, které potvrzují, že zavedený systém managementu jakosti stavebních firem odpovídá požadavkům norem ISO, jsou v poslední době využívány jako nástroje konkurenční výhody. Normy řady ISO 9000 mají dimenzi, která není vždy správně chápána, protože tyto normy samy o sobě nepředstavují žádnou kvalitu. Tu definuje zákazník. Zmíněné normy pouze podporují kvalitu a přispívají ke zlepšení podnikové kultury. Z nich se dozvíme jen to, co musí být uděláno, ale ne, jak to udělat, aby byla zajištěna požadovaná kvalita stavebního díla.

Manažerství kvality se v posledním období stává velmi frekventovaným pojmem. Převážná většina stavebních firem má dnes již certifikovaný QMS (systém řízení jakosti) podle ISO. V současné době existuje inflace certifikačních orgánů (jen v ČR působí okolo 90 akreditovaných certifikačních orgánů pro systémy řízení). Proto nesmíme zapomínat na to, že certifikát QMS je dobrovolný, držitel za tento certifikát zaplatil a mohl si vybrat z množství akreditovaných certifikačních orgánů; ISO pouze popisuje, jak má systém vypadat, a ne jak se má vytvořit, a při certifikaci a dohledech QMS se pouze posuzuje shoda s pravidly, které si podnik stanovil, a žádný certifikační orgán nezkoumá, jestli jsou tato pravidla dostatečná.

Certifikát QMS je nezbytnou podmínkou pro účast stavebních firem ve výběrovém řízení. Je však pouze „vstupenkou na trh“ a nezaručuje, že to, co tvrdí zhotovitel je vždy pravdy.

2. Pravidla pro zajištění jakosti staveb

Pro zajištění jakosti stavebního díla je nutné, aby zhotovitel dodržoval nejen určitá pravidla, ale aby byla dostatečná. Základním pravidlem je, aby objednatel stavby přesně specifikoval svoje představy a požadavky na kvalitu stavby ještě před zahájením projekčních prací a uvědomil si souvislost mezi cenou a těmito požadavky. Teprve pak lze přistoupit k volbě stavebních výrobků a technologických postupů. Konečná jakost stavby závisí na mnoha procesech, z nichž nejvýznamnější jsou: projektování (při kterém se plánuje kvalita stavby), předvýrobní a výrobní příprava (v rámci které se zpracovávají technologické postupy a kontrolní a zkušební plány) a realizační procesy, při kterých probíhá kontrola průběhu jednotlivých stavebních procesů.

2.1 Specifikace stavebních materiálů a výrobků

Základním předpokladem kvality každé stavby je správné stanovení technických požadavků na stavební výrobky, ze kterých bude stavba postavena. Tyto požadavky by měly být uvedeny již v dokumentaci pro výběr dodavatele (DVD), která slouží objednateli pro výběr zhotovitele. Z této dokumentace vycházejí zhotovitelé při stanovení nabídkové ceny stavebního díla. V praxi se často setkáváme s tím, že v DVD, a ani v následující realizační stavební dokumentaci (RSD), nejsou dostatečně specifikovány stavební výrobky, a proto mohou později vzniknout určité problémy. Pokud např. objednatel v DVD přesně nespecifikuje požární odolnost betonu a upřesňuje ji až při zpracování RDS, pak mohou vzniknout značné problémy s cenou betonu. (Při použití PE vláken pro zvýšení požární odolnosti betonu se cena za jedním kubíkem může zvýšit až o 300 Kč.)

U větších staveb často zpracovává DVD a RSD jeden projektant. DVD za peníze objednatele a RDS za peníze zhotovitele. Proto doporučuji, ihned po přijetí zakázky, ošetřit

v SOD, že dohodnutá cena se vztahuje pouze k uvedeným specifikacím v DVD a každý další požadavek se může projevit navýšením dohodnuté ceny.

Projektanti vesměs v RDS uvádějí názvy konkrétních výrobků od určitých firem, ale ty pak nemusí být pro zhotovitele vždy cenově nejvýhodnější. Aby byla zajištěna požadovaná kvality stavby a dobrý hospodářský výsledek, je důležité, aby zhotovitel vyžadoval od projektanta stanovení přípustných limitních hodnot vlastností pro jednotlivé stavební výrobky a získal tak určitý manévrovací prostor pro jejich nákup.

Často se setkáváme s tím, že projektanti vůbec neví, že výrobci stavebních výrobků jsou ze zákona povinni podávat informace o vlastnostech výrobků. Například v dokumentaci pro výběr dodavatele je uvedeno „zdivo z cihelných bloků – omítnuto vápennou štukovou omítkou“. V RPD je tato informace upřesněna a je uvedeno „zdivo z cihelných tvárnic Porothersm P + D tl. 400 mm na maltu M 2,5 MPa“. Výrobce zdicích prvků ale musí informovat o tom, jaká je průměrná pevnost v tlaku (kolmo na ložnou plochu a kolmo na styčnou plochu), rozměrová stability, obsah aktivních rozpustných solí, reakce na oheň, nasákavost, faktor difuzního odporu, laboratorní vážená neprůzvučnost, ekvivalent teplotní vodivosti, odolnost proti zmrznutí a obsah nebezpečných látek. Musí také uvést, které z těchto vlastností garantuje a které ne. Výrobce malty pro omítku zase musí informovat o pevnosti v tlaku, počáteční pevnosti ve smyku, obsahu chloridů, reakci na oheň, absorpci vody, propustnosti vodních par, tepelné vodivosti a trvanlivosti (zmrazování – rozmrazování). Tyto údaje uvádí výrobce buď v ES prohlášení o shodě (PSH), nebo v příloze k tomuto prohlášení (údaje doprovázející značku shody „CE“). Při volbě materiálů a výrobků nestačí vycházet pouze z údajů uvedených v technickém listě, protože výrobce zaručuje pouze to, co uvedl v PSH podepsaném statutárním zástupcem výrobce.

Uvedu příklad z praxe. Projektant v RDS navrhl SDK příčku oboustranně opláštěnou dvojité deskami GKB 12,5 mm s izolací Rockwool – Airrock ND tl. 80 mm. Zhotovitel ale zaměnil izolaci za URS TWP1 stejné tloušťky. Stavební dozor při vstupní kontrole použitých materiálů zjistil, že výrobce izolace URSA TWP1 negarantuje objemovou hmotnost a zpochybnil zvukovou neprůzvučnost sádrokartonové dělicí příčky. Proto nařídil provést měření zvukové neprůzvučnosti příčky, protože početně nemohla být ověřena.

Proto je vhodné, aby tým, který připravuje realizaci stavby ve fázi výrobní přípravy, zpracoval nejprve požadavkový list, jako podklad pro vystavení objednávky, a v tomto listě uvedl pro každý výrobek vlastnosti, které musí a které nemusí výrobce deklarovat. Osvědčilo se vypsát pro každý stavební výrobek vlastnosti, které musí výrobce uvádět. Podle této pomůcky pak od projektanta vyžadovat, aby stanovil, které vlastnosti a jaké jejich hodnoty je nutné dodržet pro zamýšlené použití. Není nutné, aby projektant určoval, který výrobek a od kterého výrobce má zhotovitel použít pro realizaci, ale stačí, aby specifikoval výrobek a jeho vlastnosti, a výrobce si vybere zhotovitele sám. Obchodní úsek pak podle údajů uvedených v požadavkových listech nakupuje vhodné a cenově výhodné výrobky. Informace o tom, které vlastnosti musí a které nemusí výrobce deklarovat, jsou uvedeny v příloze ZA každé harmonizované evropské normy. U výrobků, pro které ještě nebyly tyto normy vydány, nebo existuje přechodné období, jsou tyto informace obsaženy ve stavebním technickém osvědčení (STO), které si výrobce musí nechat vypracovat v ČR u některé z autorizovaných osob (právnických subjektů).

V současné době převyšuje nabídka stavebních výrobků nad poptávku, a po našem vstupu do EU se mohou v ČR prodávat bez omezení všechny výrobky, které jsou na trhu v členských státech. Před použitím výrobků, které jsou označeny značkou shody CE se, ale musíme vždy předem přesvědčit, jestli vlastnosti těchto výrobků jsou pro stavbu vhodné.

Označení stavebních výrobků značkou shody CE můžeme nazvat jako „evropský pas“, který umožňuje volný pohyb výrobků po Evropě. Pro jejich uplatnění na trhu určitého státu je ale nutné tzv. „pracovní povolení“, které je vázané na stavební zákony a předpisy, které nejsou v každém státě EU stejné. V EU se neuvažuje se sjednocováním stavebních zákonů, a každý národní stát, si stanovuje požadavky na územní plánování, stavební řád, kvalitu staveb a ochranu životního prostředí podle svých zvyklostí, klimatických podmínek a ekonomických možností.

V novém stavebním zákoně (zákon č. 183/2006 Sb. O územním plánování a stavebním řádu) je v § 134 uzákoněna povinnost prokazování vhodnosti výrobku pro stavbu v České republice. Proto je nutné upozornit na to, že výrobek, který je legálně uváděný na trh EU nemusí splňovat všechny parametry tak, aby byl vhodný pro stavby na našem území. Z ES Prohlášení o shodě, které musí výrobce předkládat, se zhotovitel nebo objednatel většinou nedozví nic o vlastnostech výrobku. Některé parametry, nebo alespoň třídy, lze vyčíst z údajů, doprovázejících povinně značku shody „CE“ na přídatném štítku, obalu nebo v doprovodných obchodních dokladech např. na dodacím listě. Ovšem málokdo zná z paměti příslušnou harmonizovanou normu, aby podle kódového označení tříd parametrů poznal, s jakými vlastnostmi výrobek kupuje.

Důležité také je předem si domluvit s objednatelem, jaké doklady o jakosti materiálů a výrobků bude při předání díla požadovat. Například pro zhotovení železobetonové konstrukce by mělo stačit pouze doložit pro každou konstrukci (nebo její část) kopie dodacích listů, jako doklad o jakosti použitého čerstvého betonu, a PSH výrobce betonu. U dodávek armatury se spokojíme pouze s prohlášením výrobce, který provádí dělení a ohýbání výztuže z dodaných materiálů hutní druhovýroby, z jakých ocelí armaturu vyrobil, a doloží ES PSH výrobců ocelí. Dodací listy, kopie protokolů o zkouškách a atesty vystavené výrobcí oceli nejsou nezbytné. Při vstupní kontrole dodané výztuže stačí pouze provádět kontrolu množství,

rozměrů a tvaru dodané výztuže, protože před betonáží musí být provedena kontrola vyztužení každé nosné konstrukce (nebo její části) za přítomnosti stavebního dozoru a musí být o kontrole proveden zápis ve stavebním deníku. Tyto doklady ale nemusí stačit každému objednateli. Na příklad ŘSD požaduje, mimo doklady o výsledcích kontroly prováděné výrobcem betonu, ještě protokoly o zkouškách betonu v místě betonáže v rozsahu a četnosti podle příslušných TKP PK (technické a kvalitativní požadavky pro pozemní komunikace).

2.2 Řízení stavebních procesů

Řízení stavebních procesů zahrnuje: předání a převzetí staveniště, zařízení staveniště, předání staveniště objednateli po ukončení stavby, realizace některých částí stavby subdodavateli, technologické předpisy TeP, technologické postupy (TePo), záznamy o stavebních procesech – stavební deník, kontroly stavebních procesů KZP (kontrolní a zkušební plány), zjištění vad při kontrole stavebního nebo montážního procesu, řízení kontrolního a zkušebního zařízení a údržbu strojů a zařízení. Jednou z nejvýznamnějších oblastí řízení stavebních procesů jsou technologické předpisy a technologické postupy, které významně ovlivňují bezpečnost a jakost stavebního díla [3].

Technologický předpis zahrnuje obecně: úpravu materiálu a výrobků, přípravu výrobního zařízení a pomůcek, popis pracovního postupu, který určí chronologický sled a popis jednotlivých pracovních operací doplněný technickými údaji tak, aby udával jednoznačný postup práce. Každá pracovní činnost musí být stručně a technicky přesně určena, hlavně ta část, při jejímž nedodržení je ovlivněn výsledek celé činnosti. Dále obsahuje nejvíce se vyskytující závady pracovního postupu a způsob jejich odstraňování, opatření, která je nutné provést po ukončení směny a po skončení celého postupu, způsob provádění oprav, údržby a ošetřování výsledků činnosti provedené podle postupu, podmínky, za nichž se provádí přejímka. Technologické předpisy si zpracovávají jednotlivé stavební firmy jako svoje standardy, nebo je přejímají od výrobců stavebních výrobků, a jejich kvalita vždy neodpovídá požadavkům. Proto považují za nutné upozornit na to, že neexistuje, na rozdíl od stavebních výrobků, žádná povinnost tyto předpisy ověřovat nezávislou třetí stranou. V praxi se setkáváme s tím, že v TeP je uvedeno např. „aplikujeme na suchý podklad“ bez jakékoliv informace o tom, co se považuje za suchý podklad a jakým způsobem se to má ověřit. Při tom špatná volba TeP bývá velmi častou příčinou vzniku vad a poruch staveb.

Technologický postup konkretizuje technologický předpis pro určitou stavbu a musí stanovit také podmínky pro zajištění bezpečné práce. Jde zejména o návaznost a souběh jednotlivých operací, pracovní postup pro danou činnost, použití strojů a zařízení, které se budou používat, způsob dopravy materiálu a osob na pracoviště, druhy a typy pomocných stavebních konstrukcí, technické a organizační opatření k zajištění bezpečnosti pracovníků, pracoviště a okolí, opatření k zajištění pracoviště po dobu, kdy se na něm nepracuje, a opatření za mimořádných podmínek. Často se setkáváme s nesprávným chápáním rozdílů mezi ČSN, TeP a TePo.

2.3 Rozdíl mezi ČSN, TeP a TePo

ČSN uvádějí obecné požadavky získané na základě zkušeností a poznatků. V TeP, tyto požadavky ČSN zhotovitel konkretizuje (předepisuje) pro příslušný stavební proces. V TePo je pak požadavek TeP předepsán pro jednorázový proces (projekt) pro zhotovení určité stavební konstrukce na konkrétním staveništi. Vztah mezi ČSN, TeP a TePo je zřejmý z následujícího příkladu:

ČSN P ENV 13670-1 Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení, která byla přijata v roce 2001, stanovuje obecnou podmínku pro uložení a ztuhnutí čerstvého betonu v bednění. Tato podmínka, která platí pro celou Evropu (od Španělska až po Finsko), je stanovena v normě takto: „Doba primární dopravy transportbetonu musí být stanovena tak, aby po ukončení zpracování betonu na staveništi, při dané teplotě betonu a vnějšího prostředí dosáhl penetrační odpor čerstvého betonu max. hodnotu 0,5 MPa.“

Penetrační odpor čerstvého betonu (ČB) se stanovuje zkouškou podle ČSN 73 1332 Stanovení tuhnutí betonu takto: odebere se vzorek ČB podle ČSN EN 12350-1, z tohoto vzorku se získá proséváním na podložku přes síto malta (síto s délkou strany oka nejvýše 6,3 mm), po prosátí se malta ručně promíchá lžící a změří se její teplota a teplota okolního prostředí, pro jednu zkoušku se malta vloží do dvou forem ve kterých se náležitě ztuhne, formy se naplní tak, aby povrch ztuhlé malty byl asi 10 mm pod povrchem formy (aby bylo možné pipetou odsát z povrchu odlučovanou vodu), k zamezení vypařování vody se vyplněná forma přikryje víkem nebo vlhkou tkaninou, do ztuhlé malty ve formě se rovnoměrně zatlačuje měřicí váleček a měří se síla (N), která je potřebná k zatlačení válečku do hloubky 25 mm za 10 s; pro měření se používá nejprve váleček s tlačnou plochou 100 mm² a s postupem času, jak probíhá tuhnutí, se zatlačuje váleček s menší plochou 25 mm², penetrační odpor (MPa) se vypočítá jako změřená síla (N) na jednotku plochy (mm²).

TePo stanovuje maximální přípustnou dobu od zamíchání ČB v betonárně až po jeho ztuhnutí na stavbě s ohledem na druh použitého cementu a teplotu vnějšího prostředí tak, aby byl dodržen požadavek normy ČSN P EN 13670-1 (penetrační odpor max. 0,5 MPa). V závazném TKP PK č. 18, je pro stavbu silnic a dálnic v ČR, stanovena nejdelší doba pro dopravu a zpracování čerstvého betonu s ohledem na použitý druh cementu a teplotu prostředí při zhotovení konstrukce. TePo pro zhotovení konkrétní stavební konstrukce musí být zpracován tak, aby byl dodržen požadavek uvedený v tab. č.1.

Tabulka 1.: Nejdelší doba pro dopravu a zpracování čerstvého betonu

Cement	Teplota prostředí	Doba dopravy (min)
CEM I 32,5	+1°C až + 25°C	90
CEM II 32,5	vyšší než +25°C	45
CEM III 32,5	nižší než +1°C	45
CEM I 42,5 a vyšší	+1°C až + 25°C	60
	vyšší než +25°C	30
CEM II 42,5 a vyšší	nižší než +1°C	45

3. Vady a poruchy staveb

Příkladem vad způsobených špatným technologickým postupem jsou např. trhliny v protipožární ochraně ocelové konstrukce.

Speciální omítkoviny (protipožární nástříky) patří mezi technologie, které se používají pro požární hmoty připomínající svým složením omítky. Plnivem je vždy tepelný izolant (expandovaný perlit, minerální plniva, anorganická vlákna). Mimo plniva obsahují protipožární omítkové nástříky pojiva, zpěňující přísady, zahušťovadla a další přísady. Tyto speciální omítkoviny se nanášejí na ocelové konstrukce nástřikem v jednotlivých vrstvách až do tloušťky 75 mm. Požadovaná tloušťka 18 mm se nanáší v jedné vrstvě, tloušťka nástřiku 20 mm až 30 mm ve dvou vrstvách a tloušťka 35 mm a větší ve třech vrstvách.

Po nástřiku každé vrstvy musí vždy následovat technologická přestávka, která je nutná pro zatvrdnutí nanesené vrstvy. Tato přestávka závisí na tloušťce nanášené vrstvy, teplotě a relativní vlhkosti okolního vzduchu, a pohybuje se podle tloušťky nanesené vrstvy v rozmezí od dvou do pěti dnů. Obecně platí, že lepší je delší technologická přestávka. Při nedodržení tloušťky stříkané vrstvy a délky technologické přestávky dochází k popraskání a narušení protipožární ochrany ocelové konstrukce (viz obr. č.1).

Časté jsou také vady způsobené spolupůsobením materiálů s odlišnými fyzikálními vlastnostmi. Typickým příkladem těchto vad jsou mediálně dobře známé havárie stropních konstrukcí z keramických stropních vložek typu Hurdis.

Pokud se na vložky Hurdis uloží vrstva betonu (asi 50 mm) bez separační vrstvy (fólie PVC, polystyrén, vrstva perlitu apod.), může dojít k dokonalému spojení betonu a keramického střepe. Protože v běžných atmosférických podmínkách jsou konečné hodnoty smrštění betonu několikanásobně větší než hodnoty smrštění keramického střepe, může dojít po určité době (až po pěti letech) k havárii této stropní konstrukce. K dokonalému spojení a vzájemnému spolupůsobení vložky Hurdis s betonem může dojít např. při dokonalém nasycení keramických vložek vodou před uložením betonové vrstvy (po dešti). Pokud keramický step, který je velmi nasáklý, není dostatečně nasycený vodou, odsaje vodu ze styčné plochy mezi vložkou a betonovou vrstvou. V takovémto případě k dokonalému spojení a spolupůsobení nedojde. Nemusí k němu dojít ani tehdy, pokud byla na povrchu stropních vložek vrstva prachu. Spolupůsobení keramických stropních vložek s nadbetonovanou vrstvou je znázorněno na obrázcích z experimentálních zkoušek. Při těchto zkouškách bylo měřeno smršťování betonu a keramické vložky. K prasknutí keramické vložky došlo v laboratorních podmínkách za 36 dnů (viz obr. č.2 a č.3). Ve stropní konstrukci probíhají objemové změny po daleko delší dobu.

Z provedených experimentálních zkoušek lze odvodit, že hlavní příčinou havárie stropů z Hurdisek je nedodržení technologického postupu a nanesení betonové vrstvy o tloušťce větší než 50 mm přímo na horní plochu stropní vložky. Aby se této příčině zabránilo, je nutné předepsat separační vrstvy mezi Hurdiskami a betonovou vrstvou.

4. Závěr

V 80. letech minulého století zpracoval Kloknerův ústav v Praze analýzu příčin poruch staveb v tehdejší ČSSR. Podle této analýzy byly poruchy z 18 % způsobeny obecnou neznalostí (poznání v době provádění staveb nebylo takové, aby odstranilo příčinu poruchy), dále z 56,6% byly příčiny způsobené nedodržením technologie a nepořádkem na stavbách a 29,2% příčin poruch bylo označeno jako jiného druhu. Někaká novější obdobná analýza se zatím neobjevila, ale vzhledem k nástupu nových materiálů a technologií ve stavebnictví lze předpokládat, že by se v současné době nijak významně nelišila. Tento příspěvek by měl upozornit na význam pravidel pro řízení jakosti při provádění staveb a seznámit technickou veřejnost s praktickými zkušenostmi.

Literatura

- [1] DOČKAL, K.: Pravidla řízení staveb N4-STAV-15, řídicí norma závodu Pozemní stavitelství OHL ŽS, 2005.
- [2] TICHÁČEK, J.: Průběh a organizace stavební zakázky N4-STAV-03, řídicí norma závodu Pozemní stavitelství OHL ŽS, 2005.
- [3] DOČKAL, K.: Vady a poruchy staveb, studijní opory VUT Brno, FAST, 2005.

Kontakt

Doc. Ing. Karel Dočkal, CSc., tel: 00420 724 242 396, e-mail: dockal.k@fce.vutbr.cz,
Ústav technologie staveb, FAST VUT v Brně, Veverí 95, 602 00 Brno; k.dockal@ohlzs.cz
,OHL ŽS. a.s., Dopravní stavby, Sdružení VMO Dobrovského B, Poděbradova 26, 612 00
Brno – Králova Pole



Obr. 1.: Trhliny protipožárního nástříku



Obr. 2.: Podélná trhлина (experimentální zkoušky)



Obr. 3.: Odtržení vložky od vrstvy betonu (experimentální zkoušky)

HODNOCENÍ ZPŮSOBILOSTI PROCESU A CHARAKTERISTICKÁ HODNOTA

PROCES CAPABILITY AND CHARACTERISTIC VALUE

Petr Misák, Tomáš Vymazal, Barbara Kucharczyková, Pavel Schmid, Petr Daněk

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, Vysoké učení
technické v Brně

Anotace

Článek je zaměřen na problémy hodnocení způsobilosti procesu ve stavebně materiálovém inženýrství. Jsou zde diskutovány odlišnosti této oblasti od jiných odvětví průmyslu a navržen jednoduchý způsob hodnocení způsobilosti procesu.

Annotation

This paper deals with problems of the process capability of building technologies. The characteristic value and requested limit is compared.

Klíčová slova: Charakteristická hodnota, Způsobilost procesu

Keywords: Characteristic value, proces capability

1. Úvod

Konstrukce koeficientů způsobilosti a výkonnosti procesu je do značné míry uzpůsobena pro strojírenský a elektrotechnický průmysl. Proto je sledována centrace a porovnávána šířka procesu s tolerančními mezemi. Pro aplikaci ve stavebním inženýrství, a to hlavně v procesu výroby stavebních materiálů, není tento způsob zcela vyhovující. Důvody jsou následující:

- Koeficienty způsobilosti a výkonnosti vycházejí z metodiky SIX SIGMA, jejímž cílem je dosáhnout tak malé zmetkovitosti a poruchovosti provozu, která je při výrobě stavebních výrobků a materiálů velice obtížně a nákladně dosažitelná.
- Zkoušení stavebních materiálů a výrobků je velice náročné a nákladné, a to jak s ohledem na potřebnou vybavenost zkušebních laboratoří tak i na fakt, že se z pravidla jedná o destruktivní zkoušky. Z těchto důvodů je rozsah souborů pro vyhodnocování značně omezen a tím jsou výrazně ovlivněny výsledky analýz. Proto je nutné uvažovat i nejistotu vzniklou malým rozsahem výběru.
- Nejsledovanějším statistickým parametrem ve stavebním inženýrství není střední hodnota nebo variabilita, nýbrž tzv. charakteristická hodnota, tedy 5 % kvantil, který

je vlastně funkcí jak centrace, tak i variability. Proto se nabízí otázka, zda by tedy nebylo vhodnější posuzovat způsobilost výrobního nebo jiného procesu podle charakteristické hodnoty.

2. Charakteristická hodnota podle ČSN EN 1990

Charakteristická hodnota je definována jako hodnota, pro kterou lze očekávat, že 95% výsledků měření bude větších než tato hodnota.

Materiálově nezávislá norma ČSN EN 1990 uvádí postup stanovení charakteristické hodnoty jedné nezávislé vlastnosti přispívající odolnosti výrobku nebo materiálu:

Za předpokladu normálního rozdělení je zde charakteristická hodnota definována jako

$$X_c = m_x (1 - k_n V_x), \quad (1)$$

kde m_x je výběrový průměr a V_x je variační koeficient. Koeficient kvantilu charakteristické hodnoty k_n se určuje podle tabulky 1. Jeho hodnota je závislá na znalosti variačního koeficientu a počtu měření. Pokud V_x není znám, je možné jej odhadovat pomocí vztahu

$$V_x = \frac{s_x}{m_x}, \quad (2)$$

kde s_x je výběrová směrodatná odchylka daná vztahem

$$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - m_x)^2}, \quad (3)$$

kde x_i značí výsledky jednotlivých měření a n je počet měření.

Tabulka 1: Hodnoty k_n

N	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x známý	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_x neznámý	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Znalost variačního koeficientu může vycházet z předchozího hodnocení zkoušek provedených za stejných podmínek. Norma umožňuje využít také horní konzervativní odhad variačního koeficientu. Je však nutné použít hodnotu 0,1 nebo větší.

Pro výpočet koeficientu k_n lze využít aproximační vztahy:

$$V_x \text{ známý: } k_n = 1,655 + 0,627 / n;$$

$$V_x \text{ neznámý: } k_n = n / (-0,95 + 0,614 \cdot n).$$

Využití normálního rozdělení může v některých případech dávat zavádějící výsledky. Tento fakt je způsoben především zasahováním funkce hustoty pravděpodobnosti do záporných hodnot a také předpokladem symetričnosti, který nemusí být v praxi splněn. Z těchto důvodů bývá často výhodnější použít aproximaci logaritmicko-normálním (lognormálním) rozdělením. Výraz (1) se změní na rovnici:

$$f_{ck} = \exp[m_y (1 - k_n s_y)], \quad (4)$$

kde $m_Y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i)$. V případě známého V_X platí $s_Y = \sqrt{\ln(V_X^2 + 1)} \approx V_X$. Pokud V_X není apriorně znám, je možné použít odhad s_Y

$$s_Y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - m_Y]^2}. \quad (5)$$

3. Index C_c

Jak již bylo naznačeno, pro hodnocení způsobilosti procesu vzhledem k charakteristické hodnotě není zcela vhodné používat standardních indexů, které jsou sestaveny pro kontrolu centrace a rozpětí procesu. Charakteristická hodnota, jakožto 5 % kvantil, je funkcí obou těchto parametrů, proto je logické posuzovat jak střední hodnotu, tak i variabilitu procesu současně.

Za účelem srovnání charakteristické hodnoty procesu s požadovanou mezí danou specifikací byl zkonstruován index C_c . Za předpokladu normálního rozdělení má index C_c tvar:

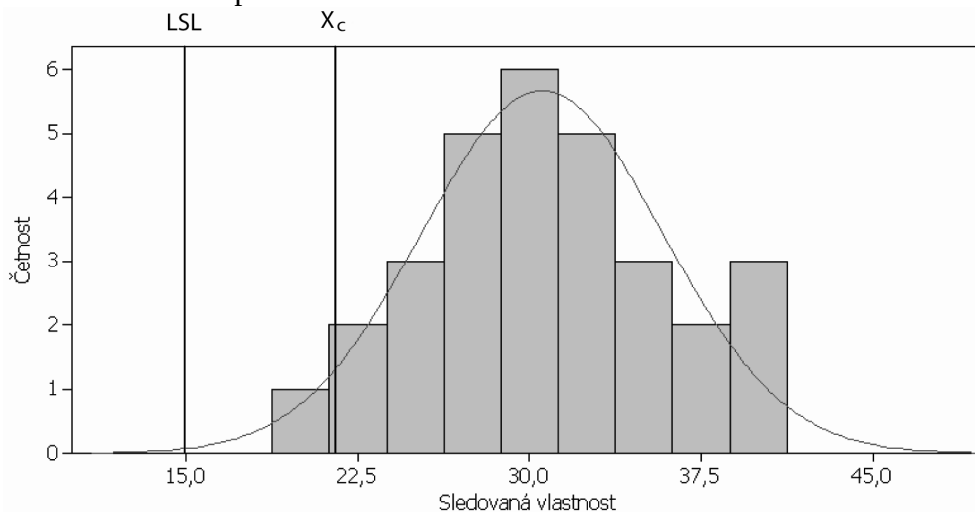
$$C_c = \frac{X_{0,05}}{LSL} = \frac{\mu - u_{0,95} \cdot \sigma}{LSL}, \quad (6)$$

kde $X_{0,05}$ je 5% kvantil rozdělení pravděpodobnosti sledovaného znaku jakosti (charakteristická hodnota), LSL je požadovaná charakteristická hodnota daná specifikací, μ a σ jsou parametry rozdělení a $u_{0,95}$ je kvantil normovaného normálního rozdělení $N(0;1)$.

Index C_c je možné odhadovat pomocí vztahu:

$$\hat{C}_c = \frac{\hat{X}_c}{LSL} = \frac{m_X (1 - k_n V_X)}{LSL} = \frac{m_X - k_n \cdot s_X}{LSL}, \quad (7)$$

kde $\hat{X}_c$ je odhad charakteristické hodnoty podle ČSN EN 1990 (viz předchozí část). Odhad $\hat{C}_c$ výrazně zohledňuje rozsah statistického souboru prostřednictvím koeficientu k_n , a to směrem na stranu bezpečnou.



Obr. 1: Odhad charakteristické hodnoty a požadovaná hodnota

Za předpokladu lognormálního rozdělení pravděpodobnosti sledované náhodné veličiny je možné provést následující modifikaci:

$$C_c = \frac{\exp(\mu - u_{0,95} \cdot \sigma)}{LSL}. \quad (8)$$

Odhad indexu se provede analogicky:

$$\hat{C}_c = \frac{\exp[m_Y(1 - k_n s_Y)]}{LSL} = \frac{\exp[m_Y - k_n \cdot s_Y]}{LSL}. \quad (9)$$

Odhady $\hat{C}_c$ výrazně zohledňují rozsah statistického souboru prostřednictvím koeficientu k_n , a to směrem na stranu bezpečnou. Dále je zde možné využít apriorních znalostí o posuzovaném procesu.

4. Hodnoty indexu C_c

Vzhledem ke konstrukci indexu C_c je logické, že hodnoty tohoto indexu můžeme rozdělit do tří skupin:

- C_c (resp. $\hat{C}_c$) < 1 :
 - Sledovaný znak jakosti (veličina) vykazuje charakteristickou hodnotu menší než je požadavek (specifikace).
- C_c (resp. $\hat{C}_c$) ≈ 1 :
 - Sledovaný znak jakosti (veličina) vykazuje charakteristickou hodnotu přibližně rovnou požadované úrovni (specifikaci). Je třeba zvážit, zda není potřeba provedení nápravných opatření.
- C_c (resp. $\hat{C}_c$) > 1 :
 - Sledovaný znak jakosti (veličina) vykazuje charakteristickou hodnotu větší než je požadovaná úroveň (specifikace). Lze konstatovat, že požadovaná charakteristická hodnota sledovaného znaku jakosti splňuje danou specifikaci.

Ve většině případů je vhodné neporovnávat index C_c s hodnotou 1, ale vzhledem k hodnotě > 1 . Vždy je třeba zvážit jak kvalitativní aspekty dané problematiky, tak i ekonomické. Hodnoty C_c příliš blízké jedné mohou znamenat kvalitativní riziko. Musíme na hodnotu X_c pohlížet pouze jako na bodový odhad skutečné charakteristické hodnoty stanovený na základě skupiny zkušebních vzorků, který se může výrazně lišit. Naopak příliš vysoký index C_c naznačuje, že sledovaný znak jakosti výrazně převyšuje hodnoty dané specifikací, což zjednodušeně řečeno znamená, že vyrábíme až zbytečně příliš kvalitní produkty nebo materiál. S ohledem na uvedená hlediska se jeví jako optimální hodnota indexu $C_c = 1,2$.

5. Závěr

Příspěvek je věnován hodnocení způsobilosti procesu ve stavebně materiálovém inženýrství. Je zde navržen nový index C_c , jehož konstrukce je soustředěna na hodnocení způsobilosti prostřednictvím charakteristické hodnoty. Výpočet tohoto indexu je velice

jednoduchý a prozatímní zkušenosti z praxe ukazují, že jeho používání může být výhodnější oproti standardním metodám.

Poděkování

Příspěvek byl zpracován díky podpoře projektu MŠMT č.: 1M06005 (CIVAK).

Literatura

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. ČNI, 2004.
- [2] BEDNÁŘ, J. *Určování způsobilosti procesu v MINITABu 15*. Sborník ze 17. semináře Moderní matematické metody v inženýrství. Ostrava, VŠB – Technická universita Ostrava, 2008. p. 14 – 18. ISBN 978-80-248-1871-9.

Kontakt

Ing. Petr Misák, e-mail: misak.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Tomáš Vymazal, Ph.D., tel: 00420 541 147 818, e-mail: vymazal.t@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Barbara Kucharczyková, Ph.D., tel: 00420 541 147 527, e-mail: kucharczykova.b@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Pavel Schmid, Ph.D., e-mail: schmid.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Petr Daněk, Ph.D., tel: 00420 541 147 492, e-mail: danek.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

ŘÍZENÍ ZAKÁZKOVÉ DOKUMENTACE STAVBY S POMOCÍ INTERNETU

THE CONTROL OF DOCUMENTATION FOR BUILDING CONTRACTS WITH THE USAGE OF INTERNET

Ing. Zdeněk Tichý

Poradce systémů managementu

Anotace:

Základním problémem stavební dokumentace je sdílet dokumenty mezi všemi týmy projektového týmu. Tyto projektové týmy obvykle sestávají z investora, projektanta, dodavatele, subdodavatelů a dalších. V práci se zabývám na popis jednoduchého moderního nástroje – webových aplikací pro sdílení dokumentů. Tyto aplikace umožňují sdílet dokumenty pro projekt (výkresy, rozpočty, smlouvy, časové harmonogramy, ...) na společné internetové stránce projektu a využívat všechny technické výhody tohoto řešení.

Annotation:

The basic problem for construction documentation is to share the documents between all project team members. These project teams usually consist of internal members of contractor, designers, customers, subcontractors, etc. The article is focused on describing simple modern tool – the web applications for sharing documents. These applications enable to share the construction documents on common internet page of the project and use all the technical advantages of this solution.

Klíčová slova: řízení dokumentace management systemy web aplikace capsa.cz

Keywords: documentation control management system web application capsa.cz

1. ÚVOD

V dnešní době sílí tlak na **rychlost komunikace a dostupnost informací** všeobecně. Samozřejmě se tyto požadavky projevují také u stavebních firem, které hospodaří obvykle s velkým objemem dokumentů zejména při řízení stavebních zakázek.

K charakteristickým rysům činnosti stavebních firem z tohoto pohledu lze považovat:

- spolupráci s externími subjekty – investorem, projektantem, subdodavatelem,
- vzdálenou komunikaci mezi zaměstnanci vlastní firmy – stavbyvedoucím, obchodníkem, materiálovým oddělením, režijními útvary (řízení jakosti, bezpečnosti práce etc.).

Základním nositelem informací zprostředkovaných mezi uvedenými zainteresovanými stranami jsou **dokumenty ke stavebním zakázkám, a to jak textové, tak grafické.**

V článku popisují svoje zkušenosti s web aplikací www.capsa.cz jak při řízení zakázkové dokumentace stavby, tak při implementaci systému managementu podle ČSN EN ISO 9001.

2. DOKUMENTAČNÍ SYSTÉMY

Ve velkých firmách všeobecně je pro řízení dokumentů využíván některý z "**Document Management System**"(dále DMS). Přestože cílem tohoto článku není pojednání o těchto systémech, je nutno uvést základní charakteristiku těchto systémů:

Document management systems lze definovat jako počítačové systémy (programy) používané k ukládání, uchovávání, archivaci a sdílení elektronických dokumentů. Může jít o texty nebo obrazové dokumenty, které vznikly již jako elektronické nebo byly do této podoby převedeny.

Tyto systémy zahrnují základní funkce:

Vkládání dokumentů - všechny systémy DMS disponují možností nahrávání dokumentů, většinou ve formě jednoduchého uploadovacího formuláře, v některých lze vkládat soubory také pomocí FTP (resp. FTPs).

Zabezpečení - patří k nejdůležitějším součástem DMS systémů. Kvalitní zabezpečení je většinou velmi drahé a ne každá společnost si ho může dovolit. Určitým standardem by ale měl být šifrovaný přenos (SSL) mezi uživatelským počítačem a serverem.

Nastavení práv přístupu k dokumentům - tato funkce je závislá na složitosti systému a samozřejmě na potřebách organizace. Systémy DMS umožňují přidělování "VENA" práv uživatelům k souboru, tzn. kdo jej má právo číst, editovat (a mazat) a schvalovat.

Organizování dokumentů - cílem jakéhokoliv informačního systému je nalézt vždy to, co potřebujeme, obvykle díky organizování do složek a možnost vyhledávání, zejména fulltextového.

Verzování dokumentů - tato funkce umožňuje v systému ukládat všechny změny v dokumentu včetně data a uživatele, který změnu provedl. Kdykoliv v budoucnosti je pak možné vrátit se k některé z předchozích verzí.

Workflow - průchod každého dokumentu určitým informačním tokem, kdy DMS umožňuje definovat, kdo může dokument upravovat, kdo a na jaké úrovni má dokument schválit, případně kde a kdy se má zveřejnit a řadu dalších funkcí. Tato funkce patří již spíše k těm pokročilejším a sofistikovanějším a bývá přizpůsobena na míru konkrétní firmě.

Archiv - digitalizace dokumentů a ukládání v elektronických depozitářích.

Zálohování dat - a případně jejich migraci do jiných perspektivnějších formátů pro udržení kontinuity přístupu k nim.

Samozřejmě, že každý z dostupných DMS disponuje s těmito funkcemi v různé úrovni. Výsledné řešení, jako výsledek "customizace" systému podle požadavků zákazníka, může být navíc samozřejmě závislé právě na požadavcích toho kterého zákazníka.

2.1. Klasické elektronické dokumentační systémy

Jde o komerční systémy, které jsou obvykle obchodovány svými tvůrci standardním způsobem jako jiný software.

Častým problémem zejména pro malé a střední firmy je ovšem cena těchto DMS, a někdy i jejich složitost. To prakticky vede k situaci, kdy malé a střední firmy nenajdou odvahu, si s takovým systémem cokoliv začít.

U stavebních firem jsou tyto klasické DMS obtížné použitelné právě pro **komplikovanost systému a obtížnou dostupnost dokumentů v systému vně firmy.**

2.2. Webové dokumentační systémy

V poslední době se na trhu objevily jednoduché **webové aplikace**, případně dále označované i jako „webDMS“, které splňují výše uvedenou charakteristiku DMS, a pro které jsou přitom charakteristické tyto vlastnosti:

- a) **nízká cena,**
- b) **jednoduchost,**
- c) **pružnost,**
- d) **dostupnost vně firmy na webu.**

Většina z nich je nabízena v základní verzi zdarma, takže jsou dostupné nejen pro firmy, ale i pro nekomerční účely. Tyto systémy lze obecně charakterizovat jako systémy pro sdílení dokumentů. Ty jednodušší nabízejí pouze úložný prostor, a to buď pro jednorázové zasílání velkých dokumentů (na českém trhu např. www.uschovna.cz), nebo jako trvalý sdílený prostor (www.edisk.cz, docs.google.cz). Pokročilejší systémy nabízejí více funkcí klasických DMS, a díky svým dalším modulům (adresář, kalendář, úkolovník) jsou vhodné i pro koordinaci pracovních týmů a správu celých projektů (www.capsa.cz).

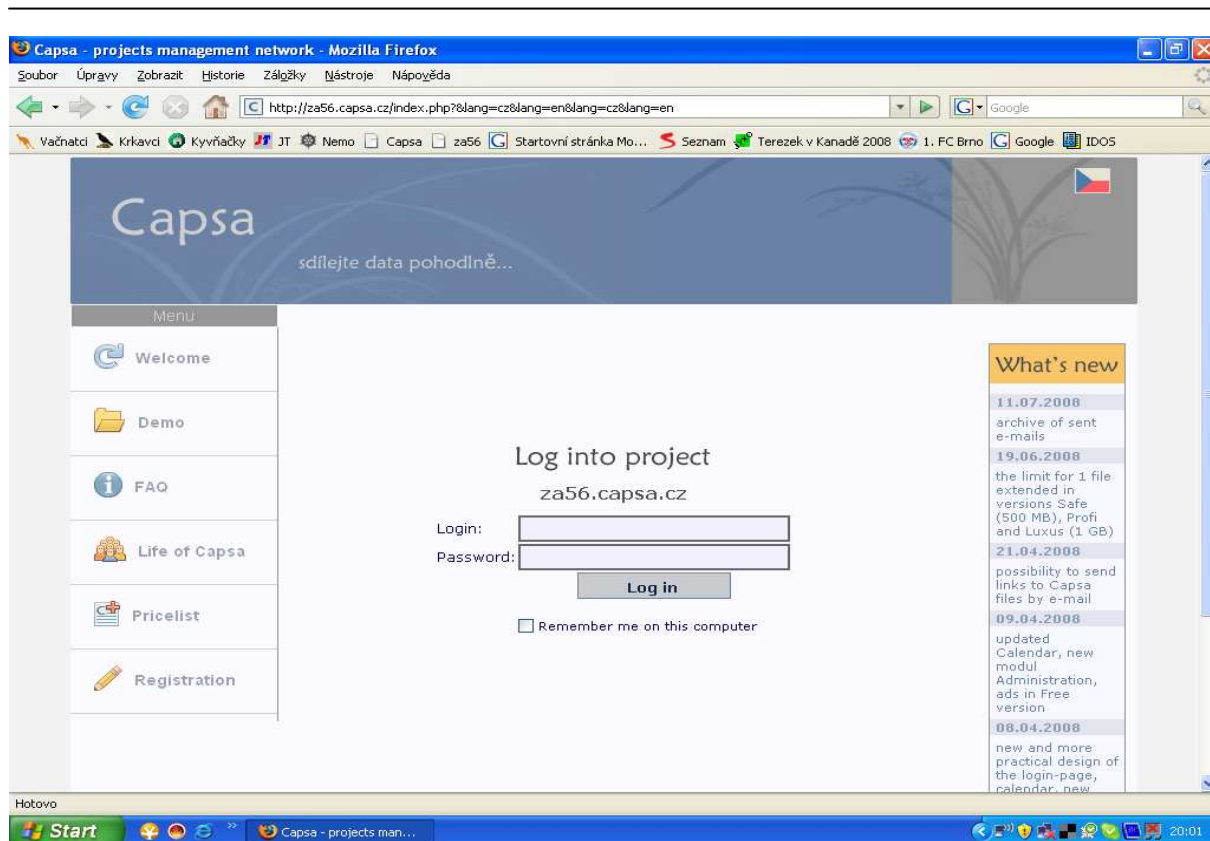
Na druhé straně jednoduchost (a cena) takového systému znamená, že některé výše uvedené funkce jsou ve web aplikaci k dispozici jen omezeně, pokud vůbec (např. funkce „workflow“).

2.3. Využití webDMS v praxi

Autor tohoto článku má praktické zkušenosti s využitím těchto WebDMS u stavebních firem v těchto oblastech:

- A. Správa dokumentace pro realizaci stavební zakázky – smlouvy, rozpočty, výkresy.
- B. Spolupráce mezi stavební firmou a externí konzultační firmou při zavádění tohoto systému managementu jakosti podle ISO 9001.
- C. Správa interní dokumentace firmy v rámci systému managementu jakosti podle ISO 9001.

V dalším popíšu podrobněji možnosti využití WebDMS v uvedených oblastech. Tyto možnosti budu demonstrovat na web aplikaci **capsa.cz**.



Obr. 1: Vstupní obrazovka systému capsa.cz (anglicky) – přihlášení do projektu

3. ŘÍZENÍ DOKUMENTACE STAVEBNÍ ZAKÁZKY

Pomocí WebDMS lze realizovat tyto náročné úkoly při řízení zakázkové dokumentace:

1. Předání dokumentů k realizaci (smluvní dokumenty, rozpočty, plánování, výkresy). Obchodník / project manager uloží zakázkové dokumenty na dohodnuté webové adrese zakázky. Stavbyvedoucí tak má na příslušné webové adrese k dispozici jednoznačné dokumenty k zakázce. Navíc obvykle tyto WebDMS mohou generovat automaticky e-mailovou informaci o novém dokumentu / o jeho aktualizaci, takže stavbyvedoucí dostává informaci bezprostředně po aktualizaci dokumentu.
2. Sledování průběhu zakázky: Stavbyvedoucí může na web adrese projektu **ukládat / aktualizovat** dokumenty týkající se průběhu zakázky – plánování lidských zdrojů na zakázku, plánování dodávek materiálu, čerpání rozpočtu,...). Zde jsou k dispozici navazujícím profesím – purchasing manager, ...
3. Řízení dokumentů vůči subdodavatelům (smlouvy, rozpočty). Stavbyvedoucí /project manager na web adrese projektu může tyto dokumenty předávat ke schválení svým nadřízeným.
4. Řízení změn dokumentů. Tato schopnost patří k nejvýraznějším rysům vyspělejších Web DMS: Takové systémy umožňují „verzování“ dokumentů, to znamená uchovávají veškeré uložené verze. Tato schopnost je zásadně odlišuje od běžného sdílení dokumentů na podnikových serverech nebo v klasických DMS.

5. Sdílení (dostupnost) vnitropodnikové dokumentace. Všichni zaměstnanci mají na příslušné web adrese veškeré potřebné firemní vzorové dokumenty, formuláře, ... pro zpracování potřebné dokumentace k zakázkám.

Je samozřejmé, že pro řádný provoz těchto úkolů při řízení dokumentace je nezbytné:

- I. zavést a vyžadovat tento způsob řízení dokumentace vnitropodnikovou legislativou, např. směrnicí o řízení dokumentace,
- II. v případě externí spolupráce mít tento způsob ošetřený smluvně mezi subjekty,
- III. členěním stavební zakázky a s využitím přístupových hesel strukturovat přístup k těmto dokumentům jak pro interní zaměstnance, tak pro externí partnery.

3.1. Využití elektronického podpisu

Pro vyšší úroveň řízení dokumentace mezi smluvními partnery lze předpokládat, že se objeví v budoucnu i webDMS, které budou využívat při ukládání / odesílání zakázkových dokumentů princip elektronického podpisu. Tato varianta by však znamenala legislativně jinou úroveň vztahů mezi zapojenými subjekty – řádné smluvní „ošetření“ využití webDMS s elektronickým podpisem.

Na druhé straně je dnes běžné e-mailové zasílání dokumentů mezi subjekty v průběhu stavební zakázky. Jakékoliv zlepšení tohoto neutěšeného stavu (z hlediska korektního „řízení dokumentů“) by bylo zásadním posunem vpřed.

4. SDÍLENÍ DOKUMENTACE MEZI STAVEBNÍ FIRMOU A EXTERNÍM PORADCEM

Veškeré funkce WebDMS lze velice efektivně využít na projektech, jejichž výstupem má být nějaká dokumentace. Typickým příkladem je projekt „přípravy k certifikaci podle ISO 9001 s využitím externí poradenské firmy“.

Výhoda WebDMS u takového projektu se ukázala zejména při předávání dokumentů v průběhu implementace ISO 9001 u zákazníka. Každý poradce zná jistě situaci, kdy zákazníkovi předal nějaký vzorový dokument, ve kterém v době do další konzultace provedl ještě další změny. Ale zákazník bohužel také, takže následně došlo ke kolizi dvou i více verzí....

Protože tato situace je přímo ukázková, popíšeme zde podrobně, jak může být využit WebDMS v tomto případě.

Pro daný projekt založí poradce ve spolupráci se zákazníkem společnou „webovou stránku projektu“ (neplést s vlastním „projektem stavby“!). Na této webové adrese projektu následně pomocí jednoduchých nástrojů daného systému mohou spolupracovat takto:

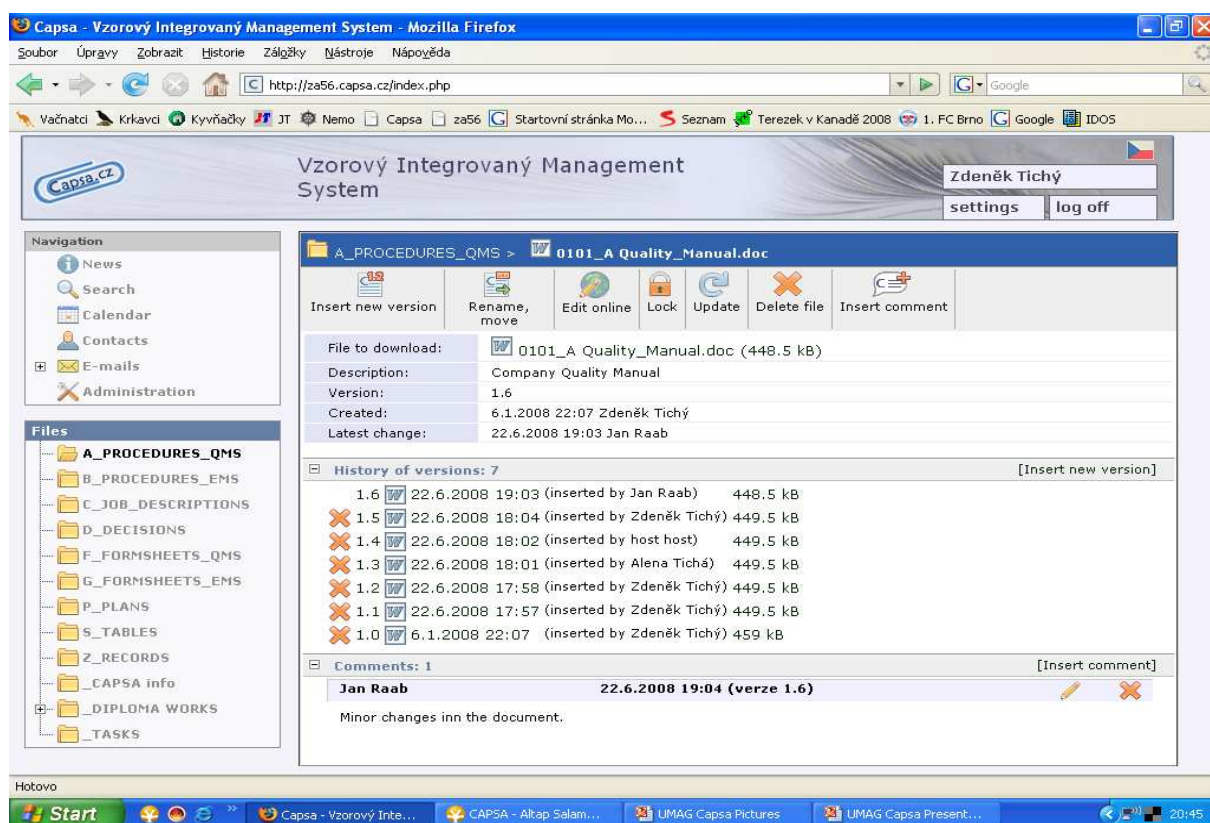
1. Poradce coby administrátor projektu vytvoří běžnou adresářovou strukturu pro společný projekt; přitom její "tvorba" probíhá zcela intuitivně tak, jak jste zvyklí na svém počítači. V tomto „projektu“ se pohybujete tak, jakoby jste byli na nějakém jiném externím disku.
2. Postupně tuto strukturu poradce vyplní vzorovými dokumenty, v souladu s tím, jak probíhají jeho konzultace u zákazníka.
3. Zákazník následně tyto dokumenty může editovat (Word, Excel) přímo on-line na této webové stránce. Nemusí je tedy ukládat u sebe na disku a podobně. Samozřejmě tuto

možnost mají jen ti zaměstnanci zákazníka, kteří jsou do systému zadáni s příslušnými právy.

4. Aktuální stav souboru je tak vždy uložen na této webové adrese včetně své historie, to je dat i jmen autorů jednotlivých verzí.
5. Samozřejmostí je tedy možnost se vracet k předchozím verzím.
6. Každý oprávněný uživatel souboru může tento soubor "zamknout" pro ostatní uživatele na dobu, kdy s ním potřebuje sám pracovat (například o víkendu, případně mimo web).
7. WebDMS může obvykle volitelně generovat uživatelům automatické e-mailové upozornění na jednotlivé aktualizace dokumentů nebo vložených aktualit. Uživatelům tak odpadá nutnost aktivně sledovat práce na daném projektu.

Výsledkem po etapě zavedení systému managementu jakosti je situace, kdy má firma uloženy aktuální řízené dokumenty na dané webové adrese. Může tedy dále využívat tuto "Capsu" pro svoji každodenní komunikaci a sdílení dokumentů se svými zaměstnanci. To je efektivní zejména pro ty zaměstnance, kteří tráví většinu času "v terénu" - obchodníci, stavbyvedoucí.

Příklad, jak lze strukturovat firemní dokumentaci firmy (tedy nejenom stavební), je na tomto „printscreenu“:



Obr. 2: Příklad uspořádání projektu pro řízení Integrovaného Systému Managementu ve webové aplikaci capsa.cz

5. SPRÁVA INTERNÍ DOKUMENTACE FIRMY Z POHLEDU ČSN EN ISO 9001

Je zřejmé, je dokumentace, zavedená ve firmě v průběhu implementace systému řízení jakosti dle předchozí kapitoly, může firmě sloužit i po ukončení této implementace.

Vzhledem k tomu, že u stavebních firem je certifikace ISO 9001 nezbytným požadavkem trhu, je zřejmé, že tento systém řízení dokumentace, realizovaný pomocí web aplikace, musí splňovat požadavky ČSN EN ISO 9001, stanovené všeobecně v těchto kapitolách normy:

kap. 4.2.3 Řízení dokumentů

Dokumenty požadované systémem managementu jakosti musí být řízeny. Záznamy jsou zvláštním typem dokumentu a musí být řízeny v souladu s požadavky bodu 4.2.4.

Musí být vytvořen dokumentovaný postup pro stanovení nástrojů řízení potřebných pro

- a) schvalování dokumentů z hlediska jejich přiměřenosti před jejich vydáním,*
- b) přezkoumávání dokumentů, popřípadě jejich aktualizaci a pro opakované schvalování,*
- c) zajištění identifikace změn dokumentů a aktuálního stavu revize dokumentů,*
- d) zajištění dostupnosti příslušných verzí aplikovatelných dokumentů v místech používání,*
- e) zajištění trvalé čitelnosti a snadné identifikovatelnosti dokumentů,*
- f) zajištění identifikace dokumentů externího původu a řízení jejich distribuce a*
- g) zabránění neúmyslnému používání zastaralých dokumentů a aplikaci vhodné identifikace těchto dokumentů, jsou-li jsou z jakýchkoliv důvodů uchovávány.*

kap. 4.2.4 Řízení záznamů

Musí se vytvořit a udržovat záznamy, aby se poskytly důkaz o shodě s požadavky o efektivním fungování systému managementu jakosti. Záznamy musí zůstat čitelné, snadno identifikovatelné a musí být možné je snadno vyhledat. Musí se vypracovat dokumentovaný postup, který stanoví nástroje řízení potřebné k identifikaci, ukládání, ochraně, vyhledávání, stanovení doby uchování a vypořádání záznamů.

Prakticky je řízení dokumentace provádět dvěma způsoby – „off-line“ nebo „on-line“.

5.1. Využití web aplikace „off-line“

Tímto termínem „off-line“ zde míním takový formu řízení dokumentace, kdy firma bude plnit uvedené požadavky ISO 9001 tradičním způsobem, zjednodušeně řečeno distribucí řízených kopií schváleného dokumentu a vedle toho (proto zde používám termín „off-line“) využívat web aplikaci jako nástroj pro snadnou dostupnost řízených firemních dokumentů – využívání dokumentů na internetu „pro čtení“.

5.2. Využití web aplikace „on-line“

Tímto termínem „on-line“ zde míním takovou situaci, kdy web aplikace bude sloužit právě k plnění požadavku schvalování a přezkoumávání dokumentů. Jednoduché web aplikace samy o sobě tyto požadavky plnit nemohou.

Nicméně například systém capsy díky svým obecným možnostem umožňuje toto „schvalování“ a „přezkoumávání“ dokumentů pomocí obecných nástrojů, zabudovaných

v tomto systému. Přitom bude zachována hlavní výhoda web aplikace – jednoduchost, v tomto případě tedy jednoduchost řízení dokumentů.

Lze tak provádět základní operace s dokumentem

- a. Vložení nového dokumentu:
- b. Zamítnutí nového dokumentu
- c. Vložení nového / aktualizovaného dokumentu (s vyšším číslem verze)
- d. Schválení nového dokumentu
- e. Vydání nového dokumentu

Absence „vyššího programového řízení“ v „jednoduché“ web aplikaci:

- zachovává jednoduchost celého systému,
- odpovídá běžnému životu v malé firmě, kdy si lidé sdělují (zadávají) úkoly běžně ústní komunikací,
- umožňuje registrovat základní stavy dokumentu v průběhu jeho řízení, tak jak je to zřejmé z přílohy této práce, věnované systému PQMS.

Navíc:

- tento způsob řízení by byl zcela otevřený, to znamená, bylo by ho možno využít pro řízení libovolného typu dokumentu,
- typickým příkladem je výměna výkresů a obdobných technických dokumentů jak interně, tak i od externích partnerů.

Nicméně tak jako i ve všech výše popsaných situacích využití web aplikace je zřejmé, že řádné využití web aplikace pro řízení dokumentů stavební zakázky musí být doprovázeno vydáním „dokumentovaného postupu“. V něm by měly být upřesněny a „kodifikovány“ postupy, jak mají uživatelé využívat obecné možnosti web aplikace pro konkrétní situace při řízení dokumentů.

A samozřejmě i tento dokumentovaný postup může být umístěn v prostředí využití web aplikace.

6. ZÁVĚR

Současné požadavky na management projektů a podniků vedou k využívání jednoduchých a pružných nástrojů pro komunikaci pracovních týmů pomocí internetu. Jedním z přístupů, jak řešit tuto komunikaci, jsou webové aplikace pro sdílení dokumentů a projektů. Lze jim proto předpovídat velkou budoucnost, a to nejen v podnikové praxi, ale i v jiných oblastech života společnosti.

Pro firmy, působící na stavebním trhu lze z výše uvedených důvodů považovat toto tvrzení za dvojnásob pravděpodobné.

Poděkování

Článek vznikl za podpory grantového projektu Ministerstva průmyslu a obchodu „Projekt optimalizace technickoekonomických charakteristik životního cyklu stavebního díla“ (PID: MIPOXOOIZYF1, č.j. MPO 44718/03/4300).

Literatura

- [1] KRČÁL, M.: Document management systems. V *Inflow: information journal* [online]. 2008, roč. 1, č. 4 [cit. 2008-04-20]. Dostupný z WWW: <<http://www.inflow.cz/>>. ISSN 1802-9736.
- [2] TICHÝ Z.: Systémy řízení jakosti. V *Moderní řízení*. 2008 / 6. ISSN 0026-8720, MK CR E-4981.

Kontakt

Ing. Zdeněk Tichý, tel: 00420 602 785 943, e-mail: tichy.z@volny.cz, poradce systémů managementu, Voříškova 8, 623 00 Brno - Kohoutovice

ZKOUŠENÍ A JAKOST STAVEB DÁLNIČNÍ A SILNIČNÍ DOPRAVNÍ INFRASTRUKTURY

TESTING AND QUALITY OF MOTORWAY AND ROAD CONSTRUCTION

Ing. Jaroslav Vodička

ASPK, s.r.o.

Anotace:

Trend trvalého zvyšování jakosti prací na dálnicích a silnicích I. tříd je v České republice zabezpečován důsledným uplatňováním metodického pokynu Systém jakosti v oboru pozemních komunikací. Jedním z podstatných znaků této oborové normy je požadavek na prokazování způsobilosti uchazečů o veřejné zakázky na služby nebo stavební práce ve vztahu k zajištění kvality. Příspěvek stručně popisuje hlavní zásady Systému jakosti v oboru pozemních komunikací kladené na zhotovitele projektových prací, průzkumných a diagnostických prací, silničních a stavebních prací a na zkušební laboratoře působící v rámci tohoto systému.

Annotation:

Tendency of permanent Motorway and Primary Road construction work quality increasing is guaranteed by consistent application of Methodology Recommendation Quality System in Road Infrastructure. One of basic characteristics of this branch standard is demand on competitors of public tender service or construction works to show their qualification in relation to the quality assurance. The paper briefly describe main principles of Quality system in Road Infrastructure laid to all contractors working in road design, road building diagnostic, road construction and on testing laboratories acting in the frame of this system.

Klíčová slova: Kvalita, akreditace, certifikace, mezilaboratorní porovnání zkoušek

Keywords: quality, accreditation, certification, interlaboratory comparison of tests

1. Úvod

Otázkám kvality prací souvisejících s výstavbou, opravami, údržbou a správou pozemních komunikací je orgány státní správy ve věcech dopravy v ČR již dlouhodobě věnována značná pozornost. Po změnách společenskopolitického klimatu po roce 1989 a otevření ČR směrem k vyspělým zemím světa, ve kterých jsou již delší dobu v oblastech řízení kvality uplatňovány systémové nástroje budované na principech akreditace a certifikace vycházející z norem řady 9000 a 45000, byly na základě rozhodnutí Ministerstva dopravy

zahájeny přípravné práce pro zavedení obdobných principů do procesu výstavby, oprav, údržby a správy pozemních komunikací v ČR, které vyústily vyhlášením Resortního systému jakosti v oboru pozemních komunikací (RSJ-PK). RSJ-PK byl schválen ředitelem odboru pozemních komunikací Ministerstva dopravy pod. č.j. 18074/94-230 v květnu 1994 a vyhlášen byl ve Věstníku dopravy 14 v červenci 2004. Byl vyhlášen jako metodický pokyn „Resortní systém jakosti v oboru pozemních komunikací (RSJ-PK) - Zásady RSJ-PK“ a zahrnoval pět následujících oblastí:

- průzkumné, projektové a diagnostické práce,
- zkušebnictví (laboratorní činnosti),
- provádění silničních a stavebních prací,
- výrobky a materiály podléhající schválení,
- ostatní výrobky.

Metodický pokyn pouze stanovoval obecné principy naplnění požadavků na kvalitu v jednotlivých oblastech a termíny pro jejich zavedení. Konkrétní požadavky na zhotovitele prací, případně činností v jednotlivých oblastech a na výrobky byly postupně formulovány v těchto metodických pokynech:

- MP k RSJ-PK v oblasti 2.2.1 zkušebnictví (laboratorní činnosti), č.j. 19160/95-230 z 6.6.1995,
- MP k RSJ-PK v oblasti 2.1.1 projektové práce. č.j. 23617/96-120 z 1.11.1996,
- MP k RSJ-PK v oblasti 2.2.2 provádění silničních a stavebních prací, č.j. 23614/96-2303 z 1.10.1996,
- MP k RSJ-PK v oblasti 2.3.2 ostatní výrobky, č.j. 23621/98-120 ze 7.7.1998,
- MP k RSJ-PK v oblasti 2.1.2 průzkumné a diagnostické práce, č.j. 28346/99-120 z 21.10.1999.

Mimo deklarované oblasti v Zásadách RSJ - PK byla pod vlivem očekávaného rozvoje nových technologií a transferu technologií ze zahraničí Metodickým pokynem k SJ-PK v oblasti 2.4.1 zavedení nové technologie, č.j. 25855/00 - 120 ze dne 20.11.2000 vyhlášena oblast další.

V této podobě s dílčími změnami schválenými MP k RSJ-PK pro zavádění RSJ-PK č.j. 29693/98 - 120 z 23.11.1998 byl resortní systém jakosti uplatňován až do roku 2001, kdy na základě analýzy výsledků z fungování RSJ-PK v letech 1994 až 2000 byla provedena rozsáhlá novelizace, která byla schválena jako metodický pokyn Systém jakosti v oboru pozemních komunikací (SJ-PK) pod č.j. 20840/01-120 ze dne 10.4.2001, který byl vyhlášen ve Věstníku dopravy 9 z 2.5.2001.

V důsledku změn legislativních předpisů, na které má SJ-PK vazbu, byly postupně schváleny změny č.j. 30678/01-123 ze dne 20.12.2001 (Věstník dopravy 1 z 10.1.2002), č.j. 47/2003-120-RS/1 ze dne 31.1.2003 (Věstník dopravy 4 z 19.2.2003), č.j. 174/05-120-RS/1 ze dne 1.4.2005 (Věstník dopravy 9 z 27.4.2005) a č.j. 678/2008-910-IPK/1 ze dne 1.8.2008. Úplné znění SJ-PK včetně opravy tiskových chyb bylo schváleno pod č.j. 678/2008-910-IPK/2 ze dne 1.8.2008 a vyhlášeno ve Věstníku dopravy 18 z 27. srpna 2008.

2. Systém jakosti v oboru pozemních komunikací

Na rozdíl od pojetí RSJ-PK je Systém jakosti v oboru pozemních komunikací (SJ-PK), který je popsán v MP SJ-PK, koncipován jako jeden předpis, který v části I Zásady formuluje cíle, působnost, oblasti, základní principy prokazování způsobilosti k činnostem v rámci SJ-PK a jeho správy. V této části rovněž vymezuje podmínky pro působení subjektů ověřujících

způsobilosti uchazečů o zakázky na dodávky, služby a stavební práce a stanovuje zásady pro případné poskytování výjimek z ustanovení MP. V části II potom konkrétně stanovuje požadavky na způsobilost zhotovitelů v jednotlivých oblastech, případně požadavky na ostatní výrobky a podmínky pro použití nové technologie.

2.1. Zásady SJ-PK

Základním cílem SJ-PK je stanovit zásady pro trvalý růst kvality prací při výstavbě, opravách a údržbě pozemních komunikací v duchu platných systémových norem. SJ-PK je určen zejména organizacím činným při výstavbě, opravách a údržbě PK a orgánům správy PK ke sjednocení jejich požadavků na zajištění kvality.

SJ-PK je uplatňován v souladu se systémovými normami ČSN EN ISO, ČSN EN ISO/IEC, ČSN ISO a ČSN EN; právními předpisy (zejména Zákon č. 137/2006 Sb., o veřejných zakázkách, v platném znění a další dotčené zákony, prováděcí vyhlášky a metodické pokyny); technickými normami a oborovými technickými předpisy (TKP, TP a další) a má být uplatňován zejména u staveb a prací financovaných z veřejných rozpočtů, Státního fondu dopravní infrastruktury, půjček, prostředků orgánů a organizací EU v následujících oblastech:

- projektové práce (MP, část II/1),
- průzkumné a diagnostické práce (MP, část II/2),
- zkušebnictví, laboratorní činnosti (MP, část II/3),
- provádění silničních a stavebních prací (MP, část II/4),
- ostatní výrobky (MP, část II/5),
- zavedení nové technologie (MP, část II/6),

podle kritérií uvedených v jednotlivých částech MP.

Základním principem, z něhož MP SJ-PK vychází, je, že provádět práce a činnosti ve výše uvedených oblastech smí pouze ten, kdo prokáže způsobilost k zajištění jakosti podle kritérií uvedených v části II MP.

V části I Zásady MP SJ-PK je stanoveno, že výkon správy SJ-PK přísluší MD, které v rámci své působnosti zajišťuje:

- spolupráci a koordinaci s vlastníky silnic II. a III. třídy a místních komunikací s cílem uplatnit principy SJ-PK v rámci jejich působnosti,
- kontakt s MD akceptovanými certifikačními orgány a certifikačními orgány pro kvalifikaci stavebních dodavatelů, Střediskem pro posuzování způsobilosti laboratoří pro zkoušky při provádění pozemních komunikací (AS-PK) a s Českým institutem pro akreditaci, o.p.s. (ČIA) při posuzování odborné způsobilosti certifikačních orgánů,
- koordinaci činností v rámci SJ-PK a kontrolu dodržování principů SJ-PK s cílem neustálého zlepšování účinnosti a působnosti SJ-PK a jeho vazbu na systém certifikace stavebních dodavatelů,
- vyhodnocování výsledků jakosti zhotovitelů v silničních, stavebních a ostatních pracích a činnostech,
- prosazování principů SJ-PK u objednatelů,
- posuzování a povolování výjimek z ustanovení SJ-PK.

V roce 2006 byla jako poradní a iniciační orgán ředitele OPK zřízena Rada pro jakost odboru pozemních komunikací a informační portál www.pjpk.cz.

Doklady, jimiž uchazeč o zakázku na dodávky, služby nebo stavební práce prokazuje způsobilost k zajištění kvality, jsou ve smyslu MP SJ-PK:

- osvědčení o akreditaci laboratoře vydané ČIA a/nebo osvědčení o odborné způsobilosti vydané AS-PK (viz část II/3 MP SJ-PK),

- certifikát systému managementu kvality vydaný některým z ČIA akreditovaných certifikačních orgánů působících v oblasti SJ - PK a akceptovaných MD.

V části I MP SJ-PK jsou rovněž stanoveny skupiny klasifikace ekonomických činností (CZ-NACE), pro které musí být certifikační orgán akreditován, a současně je zde uveden přehled MD akceptovaných certifikačních orgánů akreditovaných ČIA k certifikaci systémů managementu kvality zhotovitelů a dalšímu působení v SJ-PK a orgánu pověřeného pro ověřování odborné způsobilosti laboratorů (AS-PK). Případné další MD akceptované certifikační orgány budou zveřejňovány ve Věstníku dopravy a na www.pjpk.cz.

V případě prokazování způsobilosti subjektů k činnostem v rámci SJ-PK certifikátem systému managementu kvality vydaným zahraničním certifikačním orgánem je režim pro posouzení jejich odborné způsobilosti uveden v ustanoveních k jednotlivým oblastem MP SJ-PK. Společným znakem pro všechny tři oblasti (projektové práce, průzkumné a diagnostické práce a provádění silničních a stavebních prací) je, že certifikační orgán vydávající certifikát systému managementu kvality je akreditován signatářem Multilaterální dohody o vzájemném přijímání certifikátů a protokolů uzavřené mezi členy EA (MLA EA) nebo Dohody IAF o vzájemném uznávání mezi akreditačními orgány vztahující se k certifikaci systémů jakosti (MLA IAF) a uchazeč/zhotovitel se prokáže dokumentem vydaným certifikačním orgánem akceptovaným MD, potvrzujícím na základě provedeného prověření odbornou způsobilost k zajištění kvality prací ve smyslu předpisů platných v podmínkách České republiky a uvedených v částech MP SJPK k jednotlivým oblastem. Rozsah prověrky odborné způsobilosti certifikovaného subjektu a forma tohoto dokumentu nejsou v MP SJ-PK stanoveny, prověrka však musí být provedena v takovém rozsahu, aby dávala garance zajištění kvality prací, na něž se certifikát vztahuje, a podrobněji jsou vymezeny výkladu MD. Informace o signatářích jednotlivých dohod lze získat na web. stránce <http://www.cai.cz>.

Část I Zásady dále upravuje podmínky a postup pro udělení výjimky ze způsobilosti k zajištění jakosti v oblastech projektových prací, průzkumných a diagnostických prací a provádění silničních a stavebních prací. Pro ostatní činnosti jsou výjimky, pokud je lze uplatnit, stanoveny v příslušných částech části druhé MP SJ-PK.

Závěrečná a přechodná ustanovení vedle účinnosti stanovují zásadu, že náklady spojené s prokázáním způsobilosti k zajištění jakosti, resp. s prokazováním vhodnosti výrobků nese uchazeč (vybraný uchazeč) o zakázku nebo její zhotovitel, resp. výrobce nebo dovozce anebo distributor výrobků.

2.2. Zásady uplatňování principů MP SJ-PK v jednotlivých oblastech

Následující kapitoly popisují pouze zásady uplatňování principů SJ-PK v oblastech, kde je prokazování způsobilosti založeno na principech akreditace a certifikace systému managementu jakosti, případně obdobných principech. Oblast prokazování vhodnosti ostatních výrobků, tj. výrobků (které nejsou ve smyslu § 12 zákona 22/1997 Sb., o technických požadavcích na výrobky, ve znění pozdějších předpisů stanoveným výrobkem) a oblast zavádění nové technologie nejsou do příspěvku zahrnuty.

2.2.1 V oblasti projektové práce (Část II/1 MP SJ-PK)

Projektovými pracemi se pro účely MP SJ-PK rozumí veškeré projektové práce pro stavby a práce na pozemních komunikacích, inženýrské činnosti v oboru PK a další

konzultační služby ve smyslu Obchodních podmínek pro zeměměřičské a průzkumné práce a dokumentaci staveb pozemních komunikací, Obchodních podmínek pro poskytování konzultačních služeb pro stavby pozemních komunikací a Technických kvalitativních podmínek pro dokumentaci staveb pozemních komunikací, schválených MD.

Při přípravě, provádění a přejímání projektových prací se kromě výše uvedených předpisů postupuje zejména podle:

- příslušných právních předpisů (zejména Vyhláška ministerstva dopravy č. 146/2008 Sb., o rozsahu a obsahu projektové dokumentace dopravních staveb),
- Směrnice pro dokumentaci staveb pozemních komunikací,
- Technických kvalitativních podmínek staveb pozemních komunikací,
- Vzorových listů staveb pozemních komunikací,
- ČSN, technických podmínek (TP) a dalších technických předpisů MD.

Rozsah inženýrských činností zajišťovaných v rámci poskytovaných konzultačních služeb na dodržování zásad SJ-PK nemá vliv. Pokud jsou v rámci projektových prací zajišťovány rovněž průzkumné a diagnostické práce, požadavky zajištění kvality jejich zhotovitelů se řídí částí II/2 MP SJ-PK.

Požadavek na způsobilost k zajištění kvality projektových prací na pozemních komunikacích včetně jejich součástí a příslušenství v souvislosti s jejich výstavbou, opravami a údržbou podle tohoto MP stanovuje ve svých podmínkách zadavatel zakázky na provádění projektových prací v očekávaném objemu nad 200 tisíc Kč bez DPH.

Způsobilost k zajištění kvality je prokazována uchazečem o zakázku na provádění projektových prací a dále je ověřována dle potřeby v průběhu provádění zadaných prací.

Uchazeč/zhotovitel prokazuje způsobilost k zajištění kvality projektových prací předložením certifikátu systému managementu kvality. Uchazeč se může ucházet pouze o projektové práce, které má předepsaným způsobem ověřeny certifikátem.

V případě, že při provádění projektových prací využívá uchazeč/zhotovitel podzhotovitele, který není certifikován, nebo se certifikát systému managementu kvality podzhotovitele nevztahuje na předmět činnosti zajišťovaný podzhotovitelem, přejímá veškerou odpovědnost za zajištění kvality zhotovitel.

Požadavky na způsobilost k zajištění jakosti projektových prací může v odůvodněných případech zadavatel změnit, např. s ohledem na možnost využití jednotlivých odborníků - specialistů, u nichž je předpoklad zajištění jakosti projektových prací bez ověřování certifikačním orgánem; zadavatel v těchto případech prověří způsobilost uchazeče na základě referencí o jeho odborné úrovni.

2.2.2 V oblasti průzkumné a diagnostické práce (Část II/2 MP SJ-PK)

Průzkumnými a diagnostickými pracemi se pro účel MP SJ-PK rozumí soubor všech činností směřujících ke stanovení technických charakteristik existujícího stavebního díla pozemní komunikace (dále jen stavební dílo) nebo území zamýšleného pro jeho umístění, k určení příčin vzniku vad a poruch existujícího stavebního díla a jejich předpokládaného vývoje a stanovení návrhu opatření k jejich odstranění nebo ke zlepšení stavu zjištěného při provádění geotechnického průzkumu, diagnostického průzkumu konstrukcí, korozního průzkumu a zatěžovacích zkoušek mostů.

Požadavek na prokázání způsobilosti k zajištění kvality prováděných průzkumných a diagnostických prací souvisejících s výstavbou, opravami, údržbou a správou pozemních komunikací dle tohoto MP stanovuje ve svých podmínkách zadavatel při zadávání zakázek a dále se plnění tohoto požadavku ověřuje podle potřeby v průběhu provádění zadaných prací.

Požadavek prokázání způsobilosti k zajištění kvality se vztahuje rovněž na průzkumné a diagnostické práce prováděné v rámci realizace prací při výstavbě, opravách a údržbě pozemních komunikací (včetně průzkumných a diagnostických prací podzhotovitelů), na průzkumné a diagnostické práce prováděné podle Obchodních podmínek pro poskytování konzultačních služeb pro stavby pozemních komunikací a Obchodních podmínek pro zeměměřické a průzkumné práce a dokumentaci staveb pozemních komunikací a na průzkumné a diagnostické práce prováděné v rámci projektových prací.

Zhotovitel ucházející se o zadání průzkumných a diagnostických prací souvisejících s výstavbou, opravami, údržbou a správou pozemních komunikací, dále jen uchazeč, prokazuje způsobilost k zajištění kvality průzkumných a diagnostických prací předložením:

- certifikátu systému managementu kvality,
- příručky kvality,
- plánu kvality.

U průzkumných a diagnostických prací v očekávaném objemu do 200 tis. Kč (bez DPH) se všechny tři výše uvedené způsoby prokazování způsobilosti považují za splnění požadavku způsobilosti k zajištění kvality průzkumných a diagnostických prací, přičemž pro hodnocení nabídek je váha certifikátu systému managementu kvality považována za nejvyšší.

U průzkumných a diagnostických prací v očekávaném objemu nad 200 tis. Kč (bez DPH) se za splnění požadavku způsobilosti považuje pouze předložení certifikátu systému managementu kvality.

Z certifikátu systému managementu kvality a nebo jeho přílohy, případně ostatních dokumentů k prokázání způsobilosti k zajištění kvality musí jednoznačně vyplývat, na jaký druh průzkumných a diagnostických prací (geotechnický průzkum, diagnostický průzkum konstrukcí, korozní průzkum a zatěžovací zkoušky mostů dle ČSN 73 6209) se vztahují.

Za splnění požadavků na systém managementu kvality zhotovitele průzkumných a diagnostických prací dle ČSN EN ISO 9001: 2001 je rovněž pro účely MP SJ-PK považováno předložení osvědčení o akreditaci, vydané po splnění požadavků EN ISO/IEC 17025/ČSN EN ISO/IEC 17025 Českým institutem pro akreditaci (ČIA), případně zahraničním akreditačním orgánem, který je signatářem Multilaterální dohody o vzájemném přijímání certifikátů a protokolů uzavřené mezi členy EA (MLA EA) nebo Úmluvy ILAC o vzájemném uznávání akreditací zkušebních a kalibračních laboratoří (MLA ILAC), které pro účely tohoto MP je považováno za rovnocenné certifikátu SJ.

Prokazování způsobilosti k zajištění kvality předložením příručky kvality volí uchazeč zejména v případech, že systém managementu jakosti buduje nebo ho má vybudován, ale dosud neproověřen třetí stranou (certifikován).

Prokazování způsobilosti k zajištění kvality předložením plánu kvality je aplikováno zejména tehdy, kdy dosud není v organizaci systém managementu kvality dokumentován a zaveden nebo v případech, že zavedený systém managementu kvality se nevztahuje na provádění průzkumných a diagnostických prací. Rozsah plánu jakosti má být stručný, aby vystihl podstatné prvky a jejich vzájemné vazby a podal jasný přehled řízení postupu prací vedoucích k zajištění kvality dané konkrétní zakázky průzkumných a diagnostických prací. Při zpracování plánu jakosti lze postupovat podle ČSN ISO 10005 Směrnice pro plány kvality

Společně s doklady, jimiž uchazeč prokazuje způsobilost k zajištění kvality (certifikát systému managementu kvality, příručka kvality, plán kvality), musí uchazeč dále předložit doklady prokazující **technickou způsobilost** k provádění průzkumných a diagnostických prací.

Při prokazování technické způsobilosti je třeba doložit, že veškeré zkušební činnosti a činnosti související s přípravou a vyhodnocováním průzkumných a diagnostických prací musí provádět:

- pracoviště (laboratoř) s ověřenou způsobilostí splňující požadavky na způsobilost dle části II/3 MP SJ-PK (laboratoře akreditované nebo odborně způsobilé),
- pracovníci s odpovídající kvalifikací (*zejména dle TKP kap. 18 a 31, TP 72, TP 76, ČSN 73 6221 Prohlídky mostů pozemních komunikací - čl. 7.3, Oprávnění k výkonu hlavních a mimořádných prohlídek mostů pozemních komunikací dle MP č.j. 18162/98-120 a legislativních předpisů o výkonu povolání autorizovaných architektů, inženýrů a techniků činných ve výstavbě, o geologických pracech, o hornické činnosti, o osvědčování odborné způsobilosti projektovat, provádět a vyhodnocovat geologické práce a o požadavcích na kvalifikaci a odbornou způsobilost a ověřování odborné způsobilosti pracovníků k hornické činnosti a k činnostem prováděným hornickým způsobem*), mající příslušné oprávnění od ústředního orgánu státní správy ve věcech dopravy (*Oprávnění k provádění průzkumných a diagnostických prací souvisejících s výstavbou, opravami a údržbou pozemních komunikací vydané Ministerstvem dopravy - odborem infrastruktury, dříve odborem pozemních komunikací, postupem kodifikovaným v příloze k části II/2 MP SJ-PK*),
- pracoviště s odpovídajícím vybavením (*zejména ve smyslu TP 87, TP 72, TP 76, TKP kap. 31, TP 120, TP 121, ČSN 73 6209 a TP 124*).

Při provádění průzkumných a diagnostických prací smí být užívána jen ta diagnostická zařízení, která v případě požadavku ČSN, TKP/ZTKP nebo TP získala k tomu oprávnění od ústředního orgánu státní správy ve věcech dopravy (*TP 207*).

Příloha k II/2 stanovuje pravidla udělování Oprávnění k provádění průzkumných a diagnostických prací souvisejících s výstavbou, opravami, údržbou a správou pozemních komunikací, upravuje postup při udělování Oprávnění k provádění průzkumných a diagnostických prací souvisejících s výstavbou, opravami, údržbou a správou pozemních komunikací (dále též Oprávnění) žadatelům, stanovuje požadavky na odbornost žadatelů, zásady jmenování komise pro ověřování schopností žadatelů, průběh ověřování schopností žadatelů a jeho vyhodnocení a zásady evidence, řešení námitek v řízení o udělování případně zrušení Oprávnění a způsob zveřejňování vydaných Oprávnění.

Žadatelem a držitelem Oprávnění je fyzická osoba ve smyslu hlavy II zákona č. 40/1964 Sb., Občanského zákoníku, v platném znění, nikoli podnikatelský subjekt.

Oprávnění k provádění průzkumných a diagnostických prací souvisejících s výstavbou, opravami, údržbou a správou pozemních komunikací může být uděleno pouze žadateli, který:

- má vysokoškolské vzdělání technického směru, zpravidla absolvováním fakulty stavební nebo dopravní fakulty příslušné vysoké školy nebo i jiné vysoké školy a oboru odpovídajícího oboru, na který žádá o vydání Oprávnění, má 5 roků praxe v tomto oboru a splňuje specifické požadavky stanovené v právních předpisech a předpisech schválených MD-OI,
- má ukončené středoškolské vzdělání technického směru a oboru odpovídajícího oboru, na který žádá o udělení Oprávnění, pokud je autorizovaným technikem pro obor zkoušení a diagnostika staveb, resp. členům komise prokáže schopnost provádět a vyhodnocovat práce v oboru zkoušení a diagnostika staveb, splňuje požadavky praxe a další specifické požadavky dle předchozí odrážky a vydání doporučí nadpoloviční většina členů komise.

Žadatel, který prokáže splnění požadavků stanovených v Pravidlech udělování Oprávnění k provádění průzkumných a diagnostických prací souvisejících s výstavbou, opravami, údržbou a správou pozemních komunikací, vydá MD Oprávnění k provádění

průzkumných/diagnostických prací souvisejících s výstavbou, opravami, údržbou a správou pozemních komunikací.

Platnost vydaného Oprávnění je omezena na dobu 5 roků za předpokladu, že jeho držitel vykonává činnost, na niž se vztahuje, nepřetržitě nebo s přetržkou ne delší jak 12 kalendářních měsíců. Platnost vydaného Oprávnění může na žádost jeho držitele MD prodloužit, vždy však nejdéle o dobu 5 roků, a to na základě držitelem předloženého seznamu prací včetně data jejich provedení a referencí objednatelů o prováděných průzkumných/diagnostických pracích v období platnosti Oprávnění.

Platnost vydaného Oprávnění k provádění průzkumných/diagnostických prací souvisejících s výstavbou, opravami, údržbou a správou pozemních komunikací může být MD zrušena v případě, že ze strany jeho držitele došlo ke změně údajů uvedených v Oprávnění nebo ke změně dalších rozhodných skutečností, za nichž bylo toto Oprávnění vydáno, a nebo opakovaně jsou ze strany zástupců MD, ŘSD ČR nebo ostatních správců pozemních komunikací vznášeny námitky (písemně k MD) k technické úrovni vykonávaných průzkumných/diagnostických prací, na něž se vztahuje platnost Oprávnění.

Seznam držitelů Oprávnění k provádění průzkumných/diagnostických prací souvisejících s výstavbou, opravami, správou a údržbou pozemních komunikací včetně rozsahu činnosti, na kterou se vztahuje, je zveřejněn na web. stránce <http://www.pjpk.cz>.

2.2.3 V oblasti provádění silničních a stavebních prací (Část II/4 MP SJ-PK)

Způsobilst pro provádění silničních a stavebních prací na pozemních komunikacích se prokazuje v případě, že prováděné práce jsou z okruhu 31 technologických procesů uvedených v příloze k II/4 MP. Jedná se o tyto procesy:

- Zemní práce - část úprava podloží vozovek
- Zemní práce - část zpevnění zemin pojivy
- Vyztužené násypy, hřebíkové svahy, gabiony, použití lehkých stavebních hmot
- Injektování hornin a zemin a injektáž v tunelech, kotvy a mikropiloty, trysková injektáž
- Beton - vlastnosti, ukládání a kritéria hodnocení - od třídy betonu C 12/15 (B 15) včetně
- Beton - od třídy C 16/20 včetně - výroba mostních dílců (mostní nosníky, dílce, římsy, dílce svodidel, podpěry, pylony apod.) a výroba dílců pro opěrné zdi, odvodnění, protihlukové stěny, svodidla, tunely, piloty a podzemní stěny
- Ocel - vlastnosti, výroba, dodávka a montáž (nosné části ocelových konstrukcí)
- Předpínací a injektážní práce na mostech. Mostní závěsy
- Provádění vozovek na mostech, včetně izolačních systémů
- Osazení mostních ložisek a závěrů
- Hutněné asfaltové vrstvy
- Litý asfalt
- Cementobetonové kryty
- Vrstvy ze směsí stmelovaných hydraulickými pojivy
- Vrstvy ze směsí stmelovaných hydraulickými pojivy – mezerovitý beton
- Nestmelené vrstvy - Mechanicky zpevněné kamenivo, vrstva ze štěrkodrti, vrstva ze štěrkopísku, mechanicky zpevněná zemina
- Nestmelené vrstvy - Vibrovaný štěrk
- Prolévané vrstvy - Asfaltocementový beton

- Prolévané vrstvy - Štěrka částečně vyplněná cementovou maltou
- Prolévané vrstvy - Kamenivo zpevněné popílkovou suspensí
- Prolévané vrstvy - Penetrační makadam
- Postřiky a nátěry - část nátěry
- Emulzní kalové vrstvy, mikrokoberce za studena
- Dlažby a dílce - Kryty z dlažeb a z vegetačních dílců
- Dopravní značky - část vodorovné značení
- Dopravní značky - část osazování svislých dopravních značek a zařízení
- Protihlukové stěny
- Oprava betonových konstrukcí
- Stavba tunelů včetně technologického vybavení
- Provádění svodidel, zábradlí a tlumičů nárazu
- Odvodnění PK a mostů

Tento výčet může v případě potřeby MD rozšířit o další technologické procesy k prokazování způsobilosti k zajištění kvality vyhlášením ve Věstníku dopravy, které musí být provedeno vždy předem, a to 9 měsíců před jeho účinností.

Uchazeč/zhotovitel/dodavatel prokazuje způsobilost k zajištění kvality silničních a stavebních prací předložením certifikátu systému managementu kvality, jehož nedílnou součástí je příloha blíže specifikující předmět certifikace, není-li bližší specifikace předmětu certifikace uvedena přímo na certifikátu.

Zadavatel/objednatel nemusí vyžadovat prokázání způsobilosti k zajištění kvality certifikátem systému managementu kvality u prací na pozemních komunikacích v předpokládaném rozpočtovém nákladu do 1,0 mil. Kč a u mostů do 0,5 mil. Kč (bez DPH), přičemž posoudí způsobilost uchazeče/zhotovitele/dodavatele na základě referencí o jeho odborné úrovni z realizovaných prací uvedených v nabídce.

Při prokazování způsobilosti k zajištění kvality lze rovněž využít výstupů systému certifikace stavebních dodavatelů, přitom ale musí být dodrženy všechny podmínky vyplývající z požadavků části II/4 MP SJ-PK.

Součástí dokumentace k zajištění kvality musí být i doklad o způsobilosti projekce, která bude zpracovávat realizační dokumentaci stavby podle části II/1 MP SJ-PK, a doklad o způsobilosti laboratoře zhotovitele nebo laboratoře, jejíchž služeb bude zhotovitel při přípravě a provádění prací využívat v souladu s částí II/3 MP SJ-PK, které uchazeč/zhotovitel/dodavatel předkládá společně s doklady prokazujícími způsobilost k zajištění kvality.

V případě, že uchazeč nemá pro některý technologický proces ověřenou způsobilost, smí se o zakázku ucházet pouze v případě, že tyto práce bude zajišťovat podzhotovitelem, který má certifikovaný systém managementu kvality a ověřenou způsobilost na příslušný technologický proces. V případě, že podzhotovitel není certifikován, musí být pro daný technologický proces certifikován zhotovitel, který přejímá odpovědnost za způsobilost podzhotovitele k zajištění kvality.

2.2.4 V oblasti zkušebnictví - laboratorní činnosti (Část II/3 MP SJ-PK)

Zásadou zakotvenou v SJ-PK je, že laboratoř využívaná zhotovitelem k zajištění a kontrole kvality prací a při provádění průzkumných a diagnostických prací musí mít ověřenou způsobilost a že na kontrole kvality silničních a stavebních prací se podílí laboratoř nezávislá na procesu výroby nebo laboratoř objednatele. Míru spoluúčasti laboratoře

nezúčastněné na procesu výroby zajišťuje objednatel ve smlouvě se zhotovitelem v souladu s doporučením uvedeným v tabulce 1.

Způsobilost laboratoře prokazuje uchazeč o zakázku na služby nebo stavební práce. Dále se způsobilost dle potřeby ověřuje v průběhu provádění zadaných prací. Požadavek na způsobilost laboratoře k zajištění kvality prací stanovuje ve svých podmínkách zadavatel při vyhlašování zakázky.

Podle způsobu prokázání způsobilosti se laboratoře dělí na:

- laboratoře se způsobilostí A - akreditované,
- laboratoře se způsobilostí OZ - odborně způsobilé (nebo též s odbornou způsobilostí).

Laboratoře akreditované musí splňovat všeobecná kritéria daná ČSN EN ISO/IEC 17025 a kritéria daná metodickými pokyny Národního akreditačního orgánu, Českého institutu pro akreditaci, o.p.s (ČIA). Laboratoře s touto způsobilostí se prokazují Osvědčením o akreditaci vydaným ČIA.

Laboratoř s odbornou způsobilostí musí splňovat požadavky dané Kritérii pro laboratoře pro zkoušky při provádění pozemních komunikací s odbornou způsobilostí (MP 001/2001). Laboratoře s touto způsobilostí se prokazují Osvědčením o správné činnosti laboratoře vydaným Ministerstvem dopravy pověřeným orgánem, Střediskem pro posuzování způsobilosti laboratoří pro zkoušky při provádění pozemních komunikací (AS-PK). Ve srovnání s požadavky kladenými na laboratoře akreditované jsou požadavky dle MP 001/2001 zaměřeny především na formulování požadavků technické způsobilosti. V oblasti požadavků na management je MP 001/2001 liberálnější a klade nižší nároky na administrativní činnosti laboratoře. MP 001/2001 vychází z dnes již neplatné ČSN EN 45001 a z kapitoly 5 ČSN EN ISO/IEC 17025 a byl schválen Vědeckou radou AS-PK.

O tom, zda laboratoře soustavně plní a dodržují všechna kritéria a závazky podmiňující přiznání způsobilosti, se akreditační nebo pověřený orgán přesvědčují prováděním dozoru nebo dohledu. Základní principy dozoru nad laboratořemi se způsobilostí A jsou obsaženy v postupech ČIA, dohledu nad laboratořemi se způsobilostí OZ v Pravidlech dohledu nad laboratořemi s odbornou způsobilostí (MP 002/2008). Dozor nad laboratořemi se způsobilostí A provádí ČIA prostřednictvím pravidelných nebo mimořádných dozorových návštěv, dohled nad laboratořemi se způsobilostí OZ je prováděn stejnou formou AS-PK.

V závislosti na účelu zkoušky je pro laboratorní práce prováděné v souvislosti s výstavbou, opravami a údržbou pozemních komunikací (včetně jejich součástí a příslušenství) a s prováděním průzkumných a diagnostických prací vyžadována způsobilost takto:

- Pro průkazní zkoušky nebo zkoušky typu, kontrolní a přijímací zkoušky způsobilost A nebo OZ, přitom není-li v zadávací dokumentaci požadavek na způsobilost laboratoře zpřísněn, způsobilost laboratoře volí uchazeč/zhotovitel. Za průkazní zkoušky jsou pro účely SJ-PK považovány též zkoušky prováděné v rámci provádění průzkumných a diagnostických prací.
- Pro rozhodčí zkoušky je požadována vždy způsobilost A, přičemž laboratoř provádějící rozhodčí zkoušky musí být nezúčastněná na předcházejících zkouškách.

Tabulka 1: Doporučený podíl zkoušek prováděných nezúčastněnou laboratoří

Druh PK včetně součástí a příslušenství PK, třída dopravního zatížení (TDZ) dle ČSN 73 6114, Z1	Požadovaná způsobilost	Doporučený podíl v % na celkovém objemu jednotlivých zkoušek ¹⁾
Dálnice a silnice TDZ S, I a II včetně součástí a příslušenství	A	10
Ostatní PK včetně součástí a příslušenství	A/OZ	5

¹⁾ V případě shody výsledků 5-ti po sobě následujících zkoušek provedených nezúčastněnou laboratoří nebo laboratoří objednatel s výsledky kontrolních/přejímacích zkoušek prováděných zhotovitelem v rámci téhož smluvního vztahu lze doporučený podíl se souhlasem objednatel snížit až na 1/2. Shodou výsledků se pro účely této poznámky rozumí výsledky ležící v intervalu reprodukovatelnosti výsledku zkoušky daném zkušební normou nebo jiným předpisem schváleným MD.

Pro ověření způsobilosti jak akreditovaných, tak laboratoří s odbornou způsobilostí může v odůvodněných případech (např. nízká opakovatelnost a reprodukovatelnost výsledků zkoušek, aplikace nové metody) Ministerstvo dopravy vyhlásit pro určité okruhy nebo jednotlivé zkoušky mezilaboratorní porovnání zkoušek (MPZ). MPZ včetně subjektu(-ů) pověřených jeho organizací a vyhodnocením vyhláší MD ve Věstníku dopravy. Doklad o účasti v MPZ vyhlášeném MD s odkazem na splnění podmínky reprodukovatelnosti předkládá uchazeč společně s Osvědčením o akreditaci nebo s Osvědčením o správné činnosti laboratoře. Tento nástroj je nutno chápat spíše jako doplňkový, který bude aplikován pouze ve výjimečných případech a to i přes to, že MPZ je v systémech posuzování způsobilosti zkušebních a kalibračních laboratoří považováno za jeden z nejučinnějších nástrojů kontroly kvality.

Osvědčení o akreditaci zkušebních laboratoří vydaná zahraničním akreditačním orgánem jsou považována za splnění požadavku na způsobilost A dle MP SJ-PK pouze tehdy:

- je-li akreditační orgán vydávající toto Osvědčení o akreditaci signatářem Multilaterální dohody o vzájemném přijímání certifikátů a protokolů uzavřené mezi členy EA (MLA EA) nebo Úmluvy ILAC o vzájemném uznávání akreditací zkušebních a kalibračních laboratoří (MLA ILAC),
- když z Osvědčení o akreditaci/přílohy jednoznačně vyplývá, že se vztahuje na zkoušky požadované ČSN, TKP, ZTKP, příp. zadávací dokumentací, resp. smlouvou o dílo.

V případě nesplnění podmínky druhé odrážky je předložení osvědčení o akreditaci zkušební laboratoře vydaného zahraničním akreditačním orgánem považováno za splnění požadavku na způsobilost A podle tohoto MP, prokáže-li se uchazeč dokumentem vydaným AS-PK, potvrzujícím na základě kladného prověření činnosti laboratoře její odbornou způsobilost k provádění zkoušek požadovaných ČSN, TKP, ZTKP, příp. zadávací dokumentací, resp. smlouvou o dílo.

Středisko pro posuzování způsobilosti laboratoří pro zkoušky při provádění pozemních komunikací je pověřeným orgánem MD pro provádění činností spojených s posuzováním laboratoří se způsobilostí OZ. Je zřízeno Statutem AS-PK schváleným MD a působí jako samostatný organizační celek společnosti ASPK, s.r.o.

Při své činnosti se AS-PK řídí:

- MP 001/2001 Kritéria pro laboratoře pro zkoušky při provádění pozemních komunikací s odbornou způsobilostí, ve znění Dodatku č.1 a 2,
- MP 002/2007 Pravidla dohledu nad laboratořemi s odbornou způsobilostí, ve znění Dodatku č. 1,
- MP 003/2008 Zásady pro vypracování zprávy o posouzení žadatele o přiznání odborné způsobilosti laboratoře,
- MP 004/2008 Pravidla rozhodování ve věci přiznání odborné způsobilosti laboratoře,
- MP 005/2008 Zásady pro vyřizování námitek v procesu posuzování odborné způsobilosti laboratoře,
- MP 006/2004 Metodika mezilaboratorního porovnání zkoušek,
- MP 007/2004 Statut vědecké rady AS-PK a jednací řád VR AS-PK

a rozhodnutími Vědecké rady AS-PK a pokyny Ministerstva dopravy.

Vědecká rada AS-PK, která je poradním a dozorčím orgánem AS-PK, je tvořena:

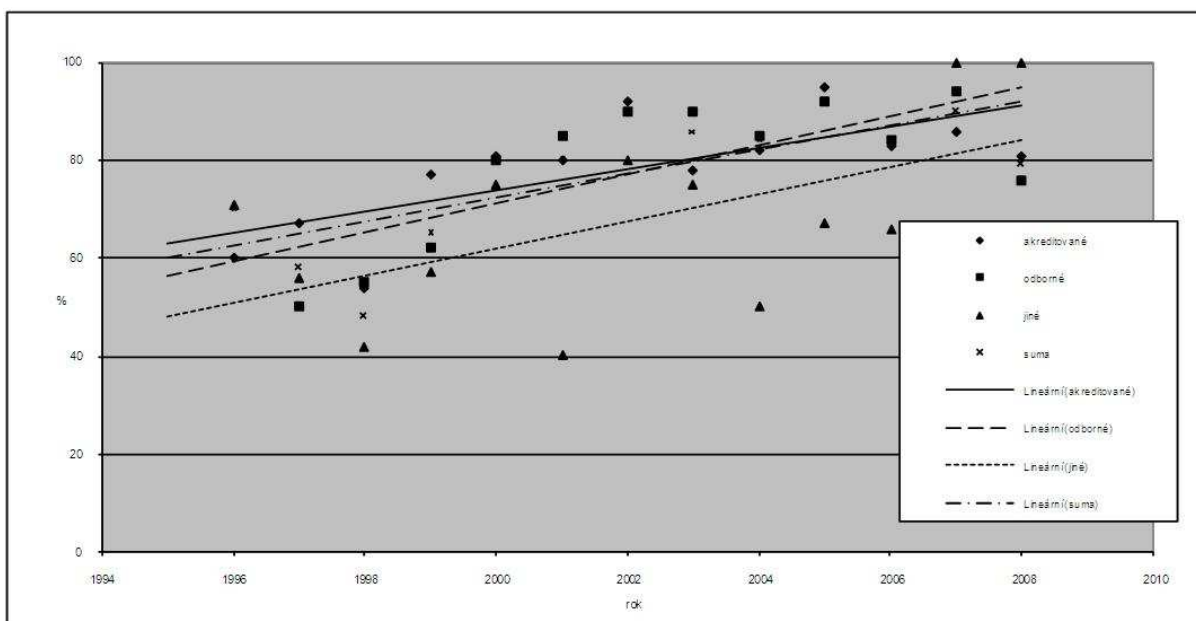
- 4 zástupci laboratoří zhotovitelské sféry (laboratoře akreditované ČIA a laboratoře s odbornou způsobilostí),
- 3 zástupci z oblasti státní správy (MD, ŘSD ČR),
- 2 zástupci z oblasti vědeckých institucí (vysoké školy),
- přidružený člen (zástupce ČIA).

Kromě činností souvisejících s posuzováním odborné způsobilosti má AS-PK ve statutu zakotvenu rovněž úlohu organizovat a vyhodnocovat mezilaboratorní porovnání zkoušek (MPZ). Tuto formu hodnocení kvality činnosti laboratoří je možno považovat za jeden z nejúčinnějších a nejobjektivnějších nástrojů externí kontroly činnosti laboratoře a v souladu se zásadami Systému jakosti v oboru pozemních komunikací a politikou kvality Národního akreditačního orgánu vycházející z politiky EA (European co-operation for Accreditation) je na účast v MPZ kladen stále větší důraz. Z těchto důvodů AS-PK organizuje MPZ již od svého založení v řadě oblastí zkoušek, kde lze připravit dostatečně homogenní matrice.

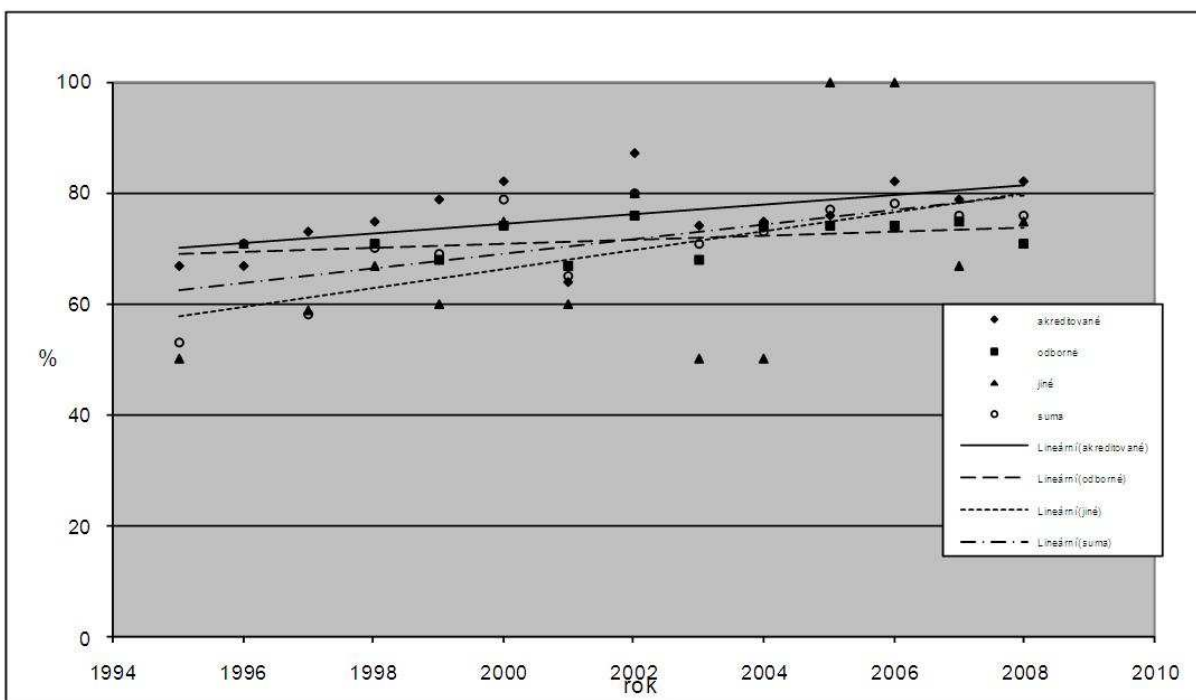
Dosud bylo organizováno MPZ v následujících oblastech:

- základní zkoušky asfaltových pojiv (penetrace jehlou, bod měknutí kroužkem a kuličkou, lámavost dle Fraasse),
- základní zkoušky asfaltových směsí (obsah pojiva, zrnitost, stanovení fyzikálních vlastností asfaltové směsi zkouškou v rozpouštědle a ve vodě, Marshallova zkouška, pevnost v příčném tahu a odolnost vůči vodě, odolnost směsí tvorbě trvalých deformací),
- základní zkoušky kameniva (stanovení zrnitosti, tvar zrn, ekvivalent písku, posouzení jemných částic, otlukovost kameniva LA),
- základní zkoušky zemin (zrnitost, stanovení konzistenčních mezí, zhutnitelnost, CBR),
- zkoušky konstrukčních vrstev vozovek (statické a dynamické zatěžovací zkoušky, radiometrické zjišťování parametrů míry zhutnění),
- základní zkoušky čerstvého a ztvrdlého betonu (sednutí kužele, rozlité, obsah vzduchu, objemové hmotnosti, pevnost v tlaku na krychlích nebo na vývrtech, hloubka průsaku tlakové vody, odolnost betonu CH.R.L.),

přičemž některé okruhy zkoušek jsou organizovány každoročně a lze na nich analyzovat i určité vývojové trendy z hlediska úspěšnosti laboratoří zapojených do MPZ. Pro ilustraci uvádím na Obr. 1 a Obr. 2 příklady trendů růstu úspěšnosti laboratoří v MPZ v letech 1995 až 2008 u zkoušek asfaltů a asfaltových směsí.



Obr. 1.: Úspěšnost laboratoří v MPZ u zkoušky dle ČSN EN 12697-1 Asfaltové směsi - Zkušební metody pro asfaltové směsi za horka - Část 1: Obsah rozpustného pojiva



Obr. 2.: Úspěšnost laboratoří v MPZ u zkoušky dle ČSN EN 1427 Asfalty a asfaltová pojiva - Stanovení bodu měknutí - Metoda kroužek a kulička

Jak oba uvedené obrázky naznačují, potvrzuje se, že soustavný tlak dozorových orgánů má pozitivní vliv na kvalitu činnosti zkušebních laboratoří.

3. Závěr

Cílem tohoto příspěvku bylo nejen seznámení odborné veřejnosti s cestami, metodami a nástroji vedoucími ke zlepšení kvality prací prováděných na pozemních komunikacích v majetku státu a uplatňovanými na síti dálnic a silnic I. tříd v uplynulých patnácti letech, ale rovněž inspirovat investory z jiných oborů stavebnictví a správce komunikací nižších tříd a městských komunikací k využívání nástrojů Systému jakosti v oboru pozemních komunikací nebo obdobných nástrojů, které spolu s růstem kvality prací směřují i k racionalizaci výdajů na výstavbu a budoucí provoz staveb dálniční a silniční infrastruktury.

Poděkování

Děkuji organizátorům za možnost presentování příspěvku na této konferenci.

Literatura

- [1] VODIČKA, J.: Systém jakosti v oboru pozemních komunikací a zásady výběru zkušeben v procesu výstavby, oprav a údržby pozemních komunikací. In *Školení stavebních dozorců a technických pracovníků Ředitelství silnic a dálnic ČR 2007*. Medlov, ŘSD ČR, PRAGOPROJEKT, a.s. 2007.

Kontakt

Ing. Jaroslav Vodička, tel: 00420 548 424 213, e-mail: vodicka@silvyvoj.cz, ASPK, s.r.o., Jílkova 76, 615 00 Brno.

VYUŽITÍ FUZZY INFERENCE SYSTÉMŮ V MANAGEMENTU RIZIK STAVEBNÍCH TECHNOLOGIÍ

UTILIZATION OF FUZZY INFERENCE SYSTEMS IN RISK MANAGEMENT OF BUILDING TECHNOLOGIES

**Tomáš Vymazal, Petr Misák, Barbara Kucharczyková,
Pavel Schmid, Petr Daněk**

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, Vysoké učení
technické v Brně

Anotace:

Článek se zabývá výpočtem rizik stavebních technologií s využitím teorie fuzzy množin a fuzzy inference systémů.

Annotation:

The paper deals with the risks evaluation of building technologies by using theory of fuzzy sets, fuzzy inference systems especially.

Klíčová slova: Risk management, Fuzzy inference systémy

Keywords: Risk management, Fuzzy inference systems

1. Teorie fuzzy množin a Fuzzy inference systémy

Při měření každé fyzikální veličiny se setkáváme s jistou neurčitostí, která je způsobena konečnou rozlišovací schopností měřících přístrojů, chybami v měření, nebo například šumem. Této neurčitosti se vyhnout téměř nelze, a proto bývá často nazývána *vynucená neurčitost*. Existuje však ještě jeden druh neurčitosti, tzv. *volitelná neurčitost*, která neplyne z nedostatku informace o popisovaném systému, ale je důsledkem záměrné nepotřeby přesnější informace.

Pro vyloučení nadbytečné informace při modelování komplikovaných systémů s mnoha proměnnými jsou dva základní důvody. Prvním je snížení složitosti a zvýšení přehlednosti popisu a druhým důvodem je redukce množství informace na úroveň, která je dostatečná pro řešení dané úlohy. Například pro popis procedury parkování automobilu na parkovišti je třeba sledovat jeho polohu, směr a rychlost. Ze zřejmých důvodů je dostačující sledovat například polohu s přesností na decimetry a nikoli na milimetry. Takové snížení přesnosti na dostačující míru redukuje nejenom složitost celého popisu, ale také v neposlední řadě celkové finanční náklady.

Teorie fuzzy množin a s ní úzce související fuzzy logika nám poskytují nástroje pro zpracování vágních a nepřesných informací. V technické praxi se použití takových informací nevyhne při popisu chování velmi složitých systémů, jejichž přesný analytický popis by byl technicky nemožný nebo neúnosně komplikovaný. Spolu se vzrůstající složitostí popisu rostou i realizační náklady.

Základní problém, se kterým se setkáváme při modelování složitých systémů, formuloval zakladatel teorie fuzzy množin L. A. Zadeh. Jedná se o tzv. **Princip inkompatibility**, který lze formulovat následujícím způsobem:

Roste-li složitost nějakého systému, klesá naše schopnost tento systém popsat přesně. Po překročení určité hranice složitosti systému se přesnost a relevantnost popisu stávají vzájemně se vylučujícími charakteristikami.

Pro odstranění neslučitelnosti relevantnosti a přesnosti popisu se v praxi uplatňují dva základní přístupy:

- *Klasický přístup*, který spočívá ve zjednodušení předpokladů popisu.
- *Fuzzy přístup*, který je založen na snížení úrovně přesnosti popisu připuštěním práce s vágními pojmy a informacemi.

Zavedení zjednodušujících předpokladů (klasický přístup) sebou nese celou řadu nevýhod. Zásadním nedostatkem je rozdíl mezi reálným a popisovaným systémem. Tento rozdíl je způsoben tím, že nejsme schopni odhadnout a kvantifikovat vliv zjednodušení. To často vede k nespolehlivosti výsledků formálně přesného analytického modelu. Druhý přístup (často nazývaný *fuzzy přístup*) také snižuje úroveň přesnosti modelu, protože pracuje s vágními pojmy. Tato nepřesnost je však vyvážena tím, že modelovaný systém je zpracováván v celé své složitosti (nejsou zavedeny zjednodušující předpoklady). Další bezesporu nezanedbatelnou výhodou je snížení celkových nákladů, z důvodu větší dostupnosti nepřesných informací a dat.

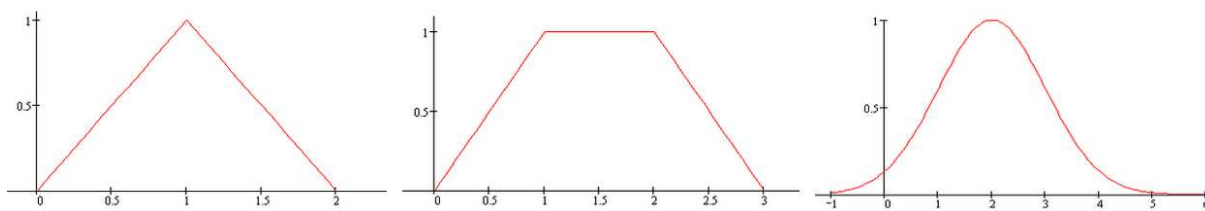
1.1. Fuzzy množiny a fuzzy logika

V klasické teorii množin lze konstatovat, že daný prvek do množiny patří či nikoli. Příslušnost prvku do množiny je určena tzv. *charakteristickou funkcí*, která nabývá hodnot 0 nebo 1. Teorie fuzzy množin vlastně zobecňuje klasickou teorii množin, a to tak, že umožňuje, aby prvek do množiny patřil jen částečně. Je zde zavedena tzv. *funkce příslušnosti*, která na rozdíl od charakteristické funkce mapuje celý interval $\langle 0;1 \rangle$:

$$\mu: U \rightarrow \langle 0;1 \rangle, \quad (1)$$

kde U je univerzum, tedy referenční množina. Hodnota $\mu(x)$ prvku $x \in U$ je tzv. *stupeň příslušnosti*. Fuzzy množina A je potom jednoznačně určena uspořádanou dvojicí (μ_A, U) .

V technických aplikacích se většinou používají tři základní tvary funkcí příslušnosti, a to tvar trojúhelníka, lichoběžníka a Gaussovy křivky (viz Obr. 2).



Obr. 2: Tvary funkcí příslušnosti

S fuzzy množinami, stejně jako s klasickými množinami, lze provádět všechny základní operace, jako průnik, sjednocení, doplněk atd. Existuje mnoho způsobů jak tyto operace definovat, avšak musí být splněny určité podmínky, které jsou dány funkčností na klasických množinách.

Dalo by se namítnout, že fuzzy množiny pro popis neurčitosti vlastně nepotřebujeme, protože máme k dispozici rozsáhlý statistický aparát, a že funkce příslušnosti je vlastně forma hustoty pravděpodobnosti. Tak tomu ale není, neboť statistika se především zabývá tím, jestli nějaký jev nastane s určitou pravděpodobností, čili vnějšími projevy jevů. Teorie fuzzy množin se však zabývá neurčitostí, která je v jevech okolního světa skryta, tady samotnou podstatou jevů. Využití fuzzy přístupu umožňuje užití méně přesných měřících metod, neboť s jednotlivými stavy proměnných je pracováno jako s fuzzy množinami.

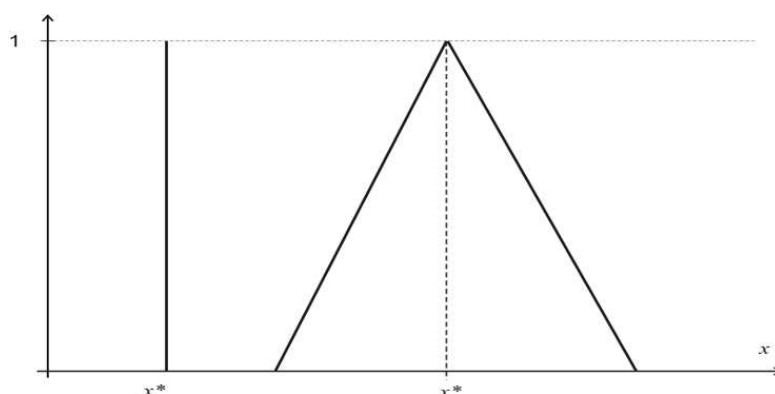
V technické i vědecké praxi existuje velký rozpor mezi poznáním chování a schopností popisu chování systému v kvantitativní podobě. Tento rozpor je způsoben tím, že klasická matematická logika a konvenční prostředky systémové analýzy (tj. například diferenciální nebo diferenční rovnice) nejsou vhodné pro vyjádření vágnosti přirozeného jazyka, který často hraje určující roli. Alternativní přístup je založen na myšlence, že určujícím prvkem lidského myšlení nejsou čísla, ale *názvy* fuzzy množin, tj. třídy objektů, ve kterých příslušnost do dané třídy se mění pozvolna a nikoli skokem. Schopnost manipulace s fuzzy množinami a následné vyvození závěru je jednou z nejvýznamnějších charakteristik lidského myšlení, která odlišuje inteligenci lidskou od strojové. Fuzzy přístup k modelování umožňuje sestavení dostatečně přesného modelu na základě vágních informací ve formě slovního nebo kvantitativního vyhodnocení modelovaného systému.

Stejně jako na klasickou teorii množin úzce navazuje klasická logika, tak i na teorii fuzzy množin navazuje fuzzy logika, která využívá pojmů fuzzy výrok, fuzzy implikace a jazyková proměnná. *Jazyková (lingvistická) proměnná* je proměnná, jejíž hodnoty tvoří slova nebo věty přirozeného jazyka s významem, který je definován prostřednictvím fuzzy množin. Takovou proměnnou může být například kvalita výrobku s hodnotami: nedostatečná, špatná, dobrá, velmi dobrá.

1.2. Fuzzy inference systémy

Nejčastější aplikací teorie fuzzy množin a fuzzy logiky nejen ve stavebním inženýrství jsou tzv. *fuzzy inference systémy* (FIS). V posledních letech se ve velké míře využívají při rozhodování, řízení a modelování procesů, ve kterých vystupují veličiny, které nelze nebo lze velice obtížně a tedy nákladně popsat pomocí konvenčních matematických prostředků. Výhodou FIS je možnost využití jak kvalitativních tak i kvantitativních znalostí o modelovaném systému.

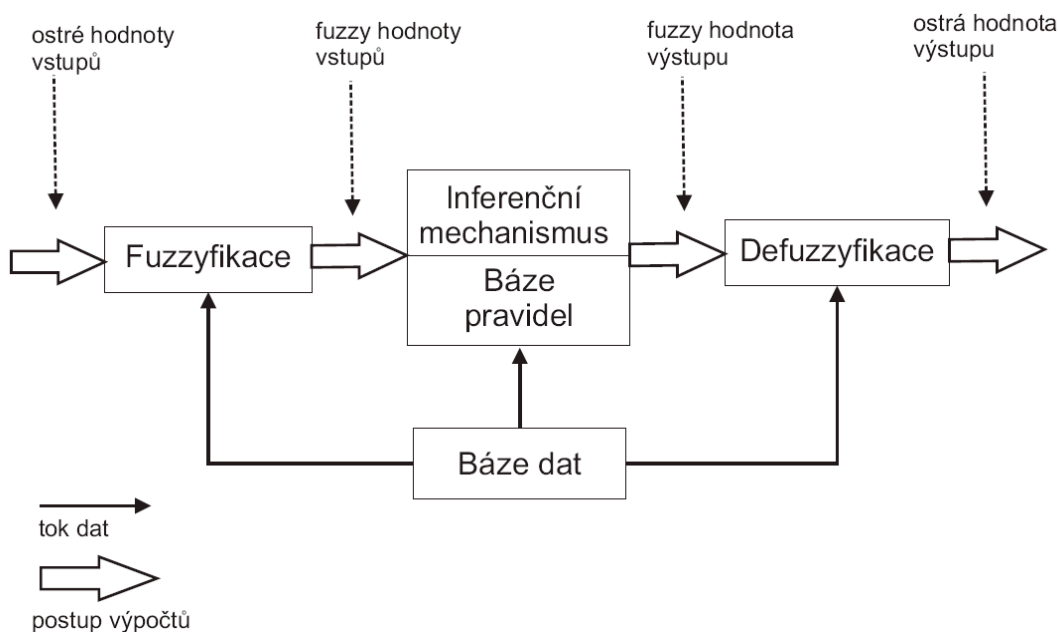
Obecná struktura FIS je podrobněji popsána např. v [1], [2], [3] a [4] (viz Obr. 4). Obsahuje fázi *fuzzyfikace*, *inferenční proces*, *bázi dat*, *bázi pravidel* a fázi *defuzzyfikace*. Vstupem fáze fuzzyfikace jsou ostré hodnoty vstupních proměnných, které jsou dány jejich příslušnými univerzy, tedy referenčními množinami. Výstupem fáze fuzzyfikace je funkce příslušnosti fuzzy množiny (viz. [1], [2], [3] a [4]). Nejčastěji se fuzzyfikace provádí dvěma základními metodami (viz Obr. 3), tedy fuzzyfikace singletonem a trojúhelníkovou fuzzy množinou.

Obr. 3: Základní metody fuzzyfikace; x^* - ostrá vstupní hodnota

Fuzzyfikovaná vstupní hodnota (hodnoty) dále vstupuje do inferenčního procesu. Zde se na základě báze dat a báze pravidel provede výpočet řešení. Výstupem inferenčního procesu je fuzzy množina daná svou funkcí příslušnosti. Pro praktické účely je však výstup ve formě fuzzy množiny nevhodný, proto je nutné provést převedení na ostrou hodnotu. To má za úkol fáze defuzzyfikace. Defuzzyfikačních metod existuje celá řada, nejčastěji se používá metoda těžiště, kdy výstupní ostrá hodnota se určí jako těžiště plochy pod grafem výstupní fuzzy množiny z inferenčního procesu (viz Obr. 5).

Báze pravidel se skládá z podmíněných pravidel typu *if – then* (viz. [1] a [2]), které tvoří základ FIS. Všechny informace o charakteru těchto pravidel a o vstupních a výstupních proměnných jsou uloženy v bázi dat.

Nechť $x_1, x_2, \dots, x_n$ jsou vstupní proměnné definované na univerzech $U_1, U_2, \dots, U_n$ a y je výstupní proměnná definovaná na univerzu V . Tedy FIS má n vstupních proměnných a jednu výstupní proměnnou. Dále se budeme zabývat pouze tímto typem FIS, neboť jejich struktura je jednodušší a každý FIS s více výstupními proměnnými je možné dekomponovat na více FIS s jednou výstupní proměnnou.



Obr. 4: Struktura FIS

Každé univerzum U_i je pokryto systémem fuzzy množin $A_i^1, A_i^2, \dots, A_i^{n_i}$ a univerzum V je pokryto systémem fuzzy množin $B^1, B^2, \dots, B^m$. Jednotlivé fuzzy množiny představují slovní hodnoty jazykových proměnných $x_1, x_2, \dots, x_n$ a y .

Dále necht' je dán soubor podmíněných pravidel typu *if – then*:

$$R^{(k)} : \text{if } (x_1 = A_1^{(k)}) \text{ and } (x_2 = A_2^{(k)}) \text{ and } \dots \text{ and } (x_n = A_n^{(k)}) \text{ then } (y = B^{(k)}), \quad (2)$$

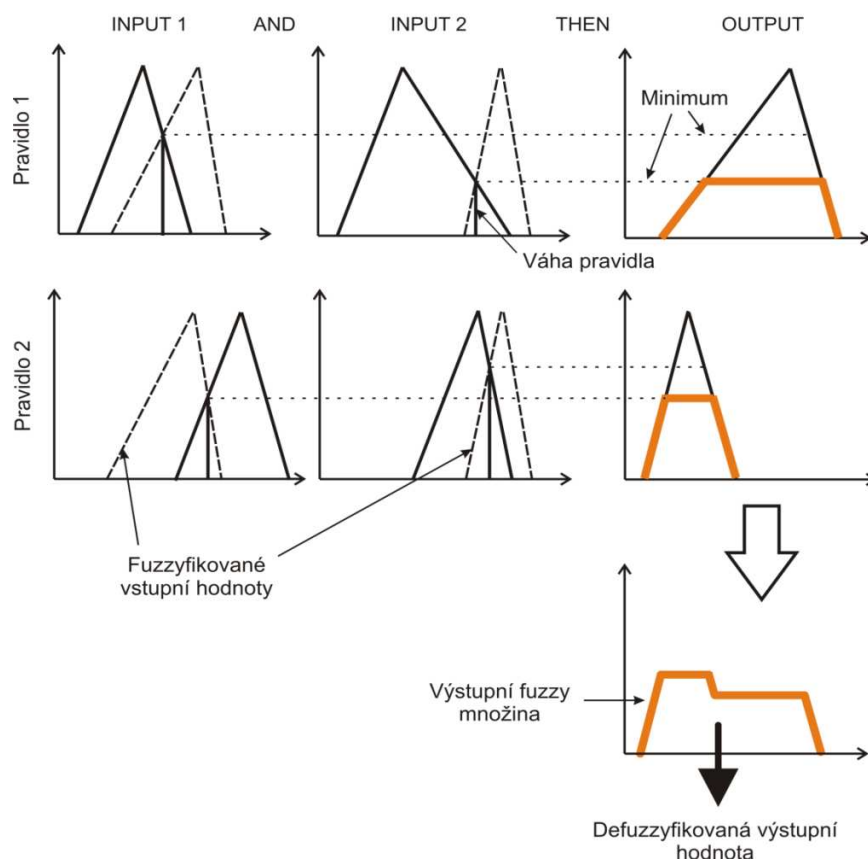
kde $k = 1, 2, \dots, r$ je označení pravidla. Úsek pravidla před částí *then* se nazývá antecedent a závěr pravidla se nazývá konsekvent.

Vstupní vektor $\mathbf{x} = (x_1, x_2, \dots, x_n)$ je tedy definován na kartézském součinu $\mathbf{U} = U_1 \times U_2 \times \dots \times U_n$. Každé pravidlo $R^{(k)}$ představuje vlastně fuzzy implikaci (viz. [1] a [2]), tj. fuzzy relaci mezi fuzzy množinami $A^{(k)}$ a $B^{(k)}$, kde $A^{(k)} = A_1^{(k)} \times A_2^{(k)} \times \dots \times A_n^{(k)}$, která je definovaná na $\mathbf{U} \times V$ s funkcí příslušnosti $\mu_{R^{(k)}}(\mathbf{x}, y)$, kde $\mathbf{x} \in \mathbf{U}$ a $y \in V$.

Necht' $C_1, C_2, \dots, C_n$ jsou fuzzyfikované hodnoty vstupních proměnných do FIS, tedy proměnných $x_1, x_2, \dots, x_n$. Vyhodnocení vstupních hodnot pomocí souboru pravidel (2) se provede tzv. *kompozicí*. Nejprve se určí výška průniku fuzzyfikovaných vstupních hodnot $C_1, C_2, \dots, C_n$ s příslušnými částmi v antecedentech pravidel. Po té se provede nalezení minimální hodnoty této výšky v rámci každého pravidla. Tato hodnota se nazývá *váha pravidla* w a vyjadřuje míru podobnosti předpokladu (antecedentu) a pozorovaných hodnot $C_1, C_2, \dots, C_n$. Váha pravidla určuje „oříznutí“ fuzzy množiny v konsekventu pravidla. Celková výstupní fuzzy množina se určí sjednocením závěrů ze všech pravidel. Tato metoda je v praxi velmi často využívána a je nazývána *Mamdaniho metoda*. Jedná se tedy o FIS typu *Mamdani*.

Obr. 5 ukazuje příklad inferenčního procesu ve FIS se dvěma vstupními proměnnými, dvěma podmíněnými pravidly a jednou výstupní proměnnou. Ostrá výstupní hodnota je určena metodou těžistiště.

FIS typu Mamdani jsou velice často využívány jako *expertní systémy*, tedy systémy, jejichž úkolem je na základě báze pravidel vyvozovat závěry nebo rozhodnutí pro konkrétní situaci. Důležité je velice pečlivě sestavovat bázi dat a bázi pravidel. Tento úkol má v praxi na starosti tým odborníků na řešenou problematiku a na fuzzy systémy, kteří na základě různých metodik (např. brainstorming, Paretova analýza, atd.) navrhnu vstupní a výstupní proměnné spolu s jejich jazykovými hodnotami a sestaví podmíněná pravidla.



Obr. 5: Inferenční proces

2. Kvantifikace rizik pomocí fuzzy inference systémů

Tato část je věnována možnostem rozšíření metodiky FMEA, tedy především její části týkající se kvantifikace jednotlivých rizik, prostřednictvím teorie fuzzy množin.

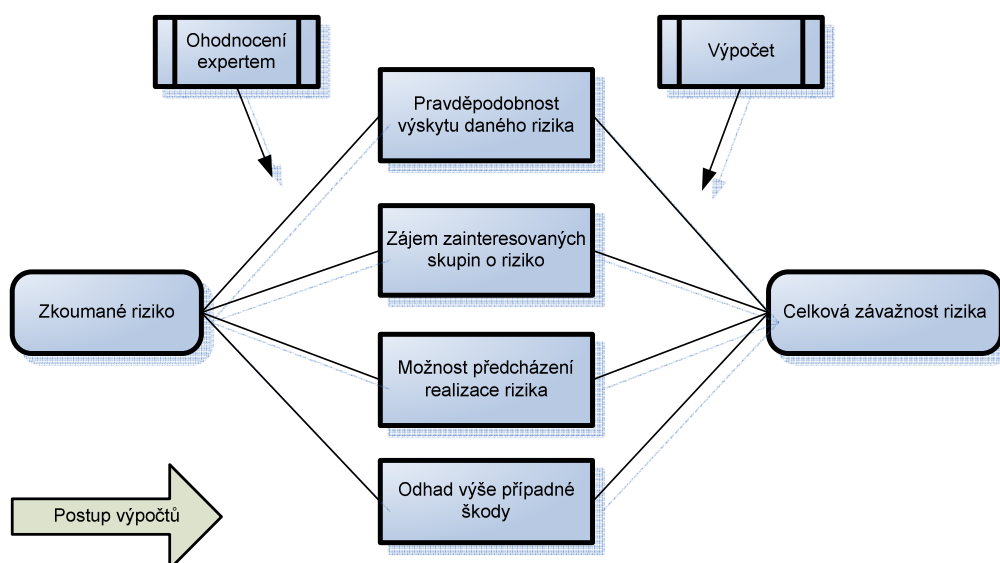
Rizika lze posuzovat podle tří základních aspektů:

- kvalitativní;
- bezpečnostní;
- environmentální.

V každém z těchto aspektů je vhodné hodnotit konkrétní rizika podle následujících kritérií:

- pravděpodobnost výskytu daného rizika;
- zájem zainteresovaných skupin o riziko;
- možnost předcházení realizace rizika;
- odhad výše případné škody.

Tyto kritéria nabývají několik stavů. Samotné vyhodnocení provádí zodpovědný pracovník. Po ohodnocení každého kritéria zvlášť se provede výpočet celkové závažnosti daného rizika jednoduchým vynásobením. Postup výpočtů je znázorněn na Obr. 6. V následujících tabulkách jsou uvedeny parametry jednotlivých kritérií.



Obr. 6: Postup výpočtů závažnosti rizika

Tab. 1: Pravděpodobnost výskytu daného rizika

Parametr	Popis parametru	Hodnocení
A - Trvalá	Riziko je z hlediska organizace nevýznamné, legislativní požadavky splněny	5
B - Častý	Riziko je z hlediska organizace významný, legislativní požadavky splněny, potřeba řešení není naléhavá	4
C - Malá	Riziko je významné, legislativní požadavky dosud plněny, potřeba řešení je naléhavá (hodnocení je dále použito, pokud jeden z hodnotících parametrů má hodnotu 5)	3
D - Výjimečná	Riziko je velmi významné, potřeba řešení je prioritní, v případě neplnění legislativních požadavků je potřeba řešení akutní (hodnocení je dále použito, pokud dva z hodnotících parametrů mají hodnotu 5)	2
E - Nepravděpodobná	Realizace rizika je možný pouze teoreticky	1

Tab. 2: Zájem zainteresovaných skupin o riziko

Parametr	Popis parametru	Hodnocení
A - Malý	Zainteresované strany a skupiny neprojevují o dané riziko zájem	1
B - Střední	Zainteresované strany a skupiny projevují o dané riziko zájem (například při diskusích na školení zaměstnanců)	2
C - Velký	Zainteresované strany projevují o riziko vážný zájem (komunikace se zainteresovanými stranami, petice, zájem sdělovacích prostředků)	3

Tab. 3: Možnost předcházení realizace rizika

Parametr	Popis parametru	Hodnocení
A - Nemožné	Výskyt aspektu je zcela nepředvídatelný, opatření k zamezení jsou pouze na úrovni havarijní připravenosti a reakce	5
B - Omezené	Výskyt aspektu je těžko předvídatelný, opatření k zamezení jsou známa ale těžko použitelná	4
C - Možné	Výskyt aspektu je těžko předvídatelný, opatření k zamezení jsou známa a jsou používána (záchytné vany)	3
D - Náhodný	Výskyt aspektu je častý, zpravidla zaviněný technologickou nekázní nebo mu nelze zcela zabránit, opatření k omezení jsou známa a standardně používána	2
E - Snadné	Výskyt je snadno předvídatelný, opatření k předcházení jsou známá a použitelná	1

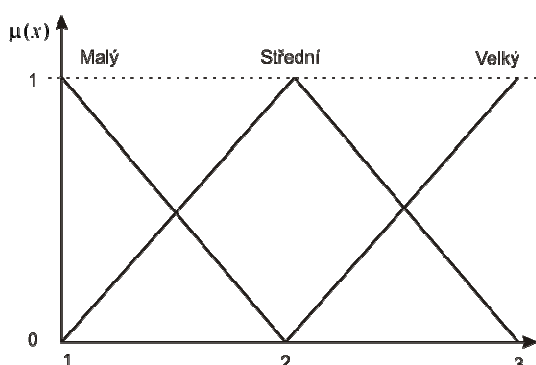
Tab. 4: Finanční ztráta

Parametr	Popis parametru	Hodnocení
A – nízká	finanční ztráta do 100 000,- Kč, případně správní řízení	1
B – střední	finanční ztráta do 1 000 000,- Kč, pracovní úraz s definovanou dobou pracovní neschopnosti;	2
C – vysoká	finanční ztráta nad 1 000 000,- Kč, pracovní úraz s trvalými následky;	3
D – velmi vysoká	pracovní úraz s následkem smrti.	4

Problém této metodiky spočívá v diskrétních stavech jednotlivých posuzovaných kritérií, které způsobují, že zodpovědný pracovník se vždy musí přiklonit k některé z daných variant. To může v konečném důsledku znamenat buď výrazné podhodnocení, nebo naopak nadhodnocení výsledného rizika. Pokud však zavedeme jednotlivá kritéria jako jazykové (lingvistické) proměnné, jejichž hodnoty budou vzájemně se překrývající fuzzy množiny, nebezpečí spojené s chybným hodnocením rizika se tím minimalizuje. Navíc toto zobecnění dává zodpovědnému pracovníkovi možnost zhodnocení kritéria ve formě jakékoli fuzzy množiny, což umožňuje zohlednit variabilitu a vágnost vstupující do tohoto procesu. Samotná vyhodnocovací procedura závažnosti nebezpečí je poté realizována prostřednictvím fuzzy inference systému typu Mamdani (viz výše).

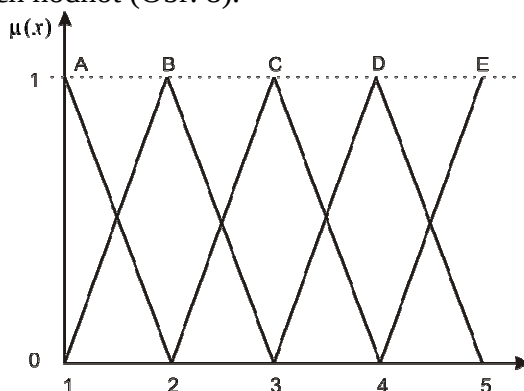
Jednotlivé slovní hodnoty všech jazykových proměnných byly navrženy tak, aby výpočtový model co nejpřesněji vystihoval danou problematiku. Při sestavování všech funkcí příslušnosti se vycházelo z předpokladů metodiky FMEA. Tvary funkcí příslušnosti jsou zobrazeny na obrázcích 3 až 6. Vzhledem k výpočtové náročnosti a celkové jednoduchosti modelu byly vybrány tvary trojúhelníka a lichoběžníka. Jazykové hodnoty všech proměnných vycházejí z tabulek Tab. 1 až Tab. 4.

U kritéria posuzujícího zájem zainteresovaných stran byly zvoleny tři slovní hodnoty, a to *malý*, *střední* a *velký* zájem (Obr. 7). Univerzum této jazykové proměnné bylo stanoveno jako interval $\langle 1;3 \rangle$.



Obr. 7: Funkce příslušnosti jazykových hodnot zainteresovaných stran

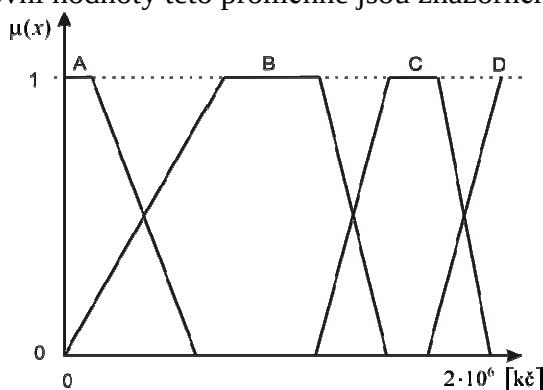
Proměnné vyjadřující předpokládanou pravděpodobnost výskytu nebezpečí bylo přiřazeno celkem 5 slovních hodnot (Obr. 8).



Obr. 8: Funkce příslušnosti jazykové proměnné vyjadřující pravděpodobnost výskytu rizika

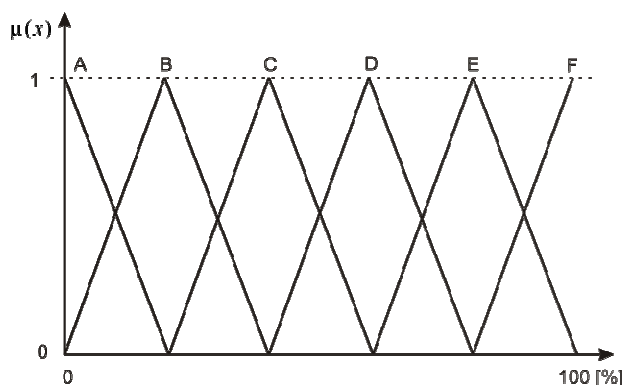
Stejný počet i tvar všech hodnot má proměnná, která charakterizuje možnosti předcházení realizace nebezpečí. Liší se ve smyslu jednotlivých hodnot.

Posledním posuzovaným kritériem je odhad případných finančních nebo jiných ztrát při nastoupení nebezpečí. Slovní hodnoty této proměnné jsou znázorněny na Obr. 9.



Obr. 9: Funkce příslušnosti jazykové proměnné vyjadřující finanční ztrátu při realizaci rizika

Výstupní proměnná tohoto procesu je odhad celkové závažnosti rizika vyjádřený v procentech, tedy univerzum je interval 0 – 100. Této proměnné bylo přiřazeno celkem 6 slovních hodnot (Obr. 10).



Obr. 10: Funkce příslušnosti jazykových hodnot vyjadřující celkovou závažnost daného rizika

Jak již bylo řečeno, samotný vyhodnocovací proces je prováděn pomocí FIS typu Mamdani, a to především z toho důvodu, aby bylo možné extrahovat podmíněná pravidla z expertních znalostí a zkušeností. Vzhledem k charakteru řešeného problému byla zvolena defuzzifikace Centroid (výslednou hodnotou je těžiště plochy pod funkcí příslušnosti vyhodnocené fuzzy množiny, viz.[5]). Logické spojky *and* a *or* (konjunkce a disjunkce) byly konstruovány pomocí operací maximum a minimum (viz.[5]).

Podmíněná pravidla:

1. If (Pravděpodobnost výskytu rizika je E) or (Zájem zainteresovaných skupin o riziko je velký) or (Možnost předcházení realizace rizika je E) or (Finanční ztráta je D) then (Závažnost rizika je F);
2. If (Pravděpodobnost výskytu rizika je A) and (Zájem zainteresovaných skupin o riziko je malý) and (Možnost předcházení realizace rizika je A) and (Finanční ztráta je A) then (Závažnost rizika je A);
3. If (Pravděpodobnost výskytu rizika je B) and (Zájem zainteresovaných skupin o riziko je střední) and (Možnost předcházení realizace rizika je B) and (Finanční ztráta není C, D) then (Závažnost rizika je B);
4. If (Pravděpodobnost výskytu rizika je C) and (Zájem zainteresovaných skupin o riziko je střední) and (Možnost předcházení realizace rizika je C) and (Finanční ztráta je A) then (Závažnost rizika je C);
5. If (Pravděpodobnost výskytu rizika je D) and (Zájem zainteresovaných skupin o riziko je velký) and (Možnost předcházení realizace rizika je D) and (Finanční ztráta je B) then (Závažnost rizika je D);
6. If (Finanční ztráta je B) then (Závažnost rizika je D);
7. If (Finanční ztráta je C) then (Závažnost rizika je E);
8. If (Pravděpodobnost výskytu rizika je B) and (Zájem zainteresovaných skupin o riziko je střední) and (Možnost předcházení realizace rizika je B) and (Finanční ztráta není D) then (Závažnost rizika je B);

V prvním pravidle, které popisuje vysoké hodnoty kritérií, je využita logická spojka *or*, ostatní pravidla jsou konstruována pomocí spojky *and*. Pro návrh této báze pravidel byly velmi důležité expertní znalosti, a to nejen v oblasti dané problematiky, ale i v oboru risk managementu.

3. Závěr

Příspěvek je věnován vyhodnocování kvalitativních, environmentálních a bezpečnostních rizik stavebních technologií prostřednictvím fuzzy inference systémů. Zkonstruovaný systém (matematický model) je možné využít pro odhad rizik téměř jakékoli technologie nebo procesu. Pro použití na konkrétní problém je možné provést jednoduchou modifikaci všech hodnot jazykových proměnných a podmíněných pravidel.

Poděkování

Příspěvek vznikl za podpory výzkumného záměru č.: MSM 0021630511 s názvem: "Progresivní stavební materiály s využitím druhotných surovin a jejich vliv na životnost konstrukcí".

Literatura

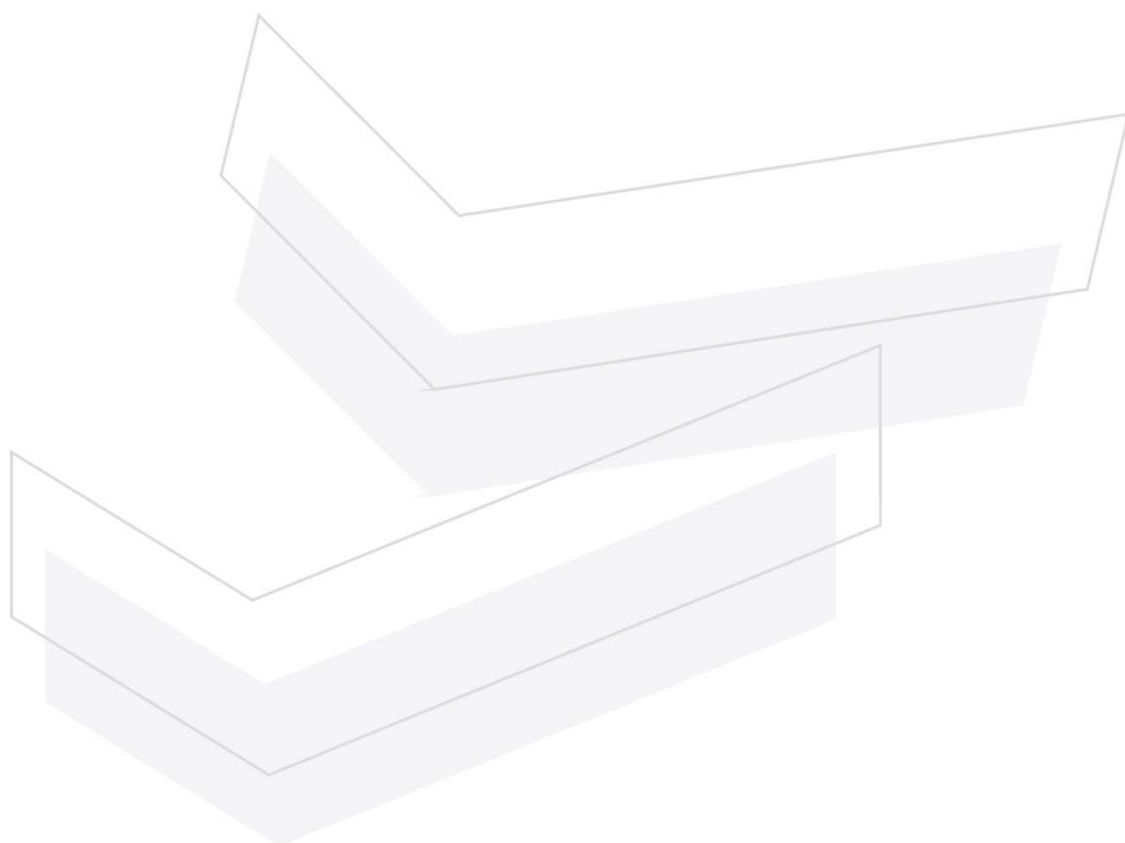
- [1] JURA, P. Základy fuzzy logiky pro řízení a modelování, Brno: Nakladatelství VUTIUM. 2003. ISBN 80-214-2261-0.
- [2] MISÁK, P. Vlastnosti fuzzy inference systémů a jejich aplikace, Diplomová práce FSI VUT v Brně 2006.
- [3] NOVÁK, V., Základy fuzzy modelování, Nakladatelství BEN, Praha, 2003, ISBN 80-7300-009-1.
- [4] DRUCKMULLER, M., Technické aplikace vícehodnotové logiky, PC-DIR Real, s.r.o., Brno, 1998.

Kontakt

Ing. Tomáš Vymazal, Ph.D., Tel: +420 541 147 818, E-mail: vymazal.t@fce.vutbr.cz;
Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

VI.

PŘÍSTROJOVÁ TECHNIKA



NEDESTRUKTIVNÍ MĚŘENÍ VNITŘNÍ STRUKTURY STAVEBNÍCH MATERIÁLŮ POMOCÍ UWB TECHNOLOGIE

NON-DESTRUCTIVE TESTING OF BUILDING MATERIALS USING UWB TECHNOLOGY

Ing. Pavel Protiva, Ing. Jan Mrkvica, Ph.D.

RETIA, a.s.

Anotace:

V příspěvku jsou ukázány možnosti využití ultraširokopásmové (UWB) technologie v oblasti nedestruktivního měření stavebních materiálů. Jedná se o perspektivní diagnostickou metodu, která je založena na vlastnostech šíření velmi úzkých elektromagnetických pulzů materiálem. Popsána je podstata této technologie a základní měřicí postup. Vysvětlen je princip a aplikace zobrazovací metody SAR (radar se syntetickou aperturou), která je často používána v zobrazovacích systémech vnitřní struktury materiálů GPR (ground penetrating radar). V závěru příspěvku je význam možnosti operativně měřit parametry zdí budov demonstrován na funkci radaru pro lokalizaci osob za zdí vyvíjeného firmou RETIA, a.s.

Annotation:

Application of ultra-wideband (UWB) technology in the field of non-destructive testing is presented in this paper. UWB technology is a perspective diagnostic tool based on the properties of short electromagnetic pulses propagation through the evaluated material. The fundamentals of this technology are described and compared to conventional narrowband methods. The paper illustrates basic measurement methods and application of UWB technology including synthetic aperture radar (SAR) imaging, which is widely used in ground penetrating radar (GPR) systems. Finally, the importance to be able to measure the parameters of building walls is demonstrated on the through the wall surveillance radar, which is developed by RETIA, a.s.

Klíčová slova: *Nedestruktivní měření, šíření elektromagnetických vln, UWB technologie, ground penetrating radar, radar se syntetickou aperturou*

Keywords: *Non-destructive testing, propagation of electromagnetic waves, UWB technology, grand penetrating radar, synthetic aperture radar*

1. Úvod

Nedestruktivní měření vnitřní struktury stavebních materiálů pomocí rádiových vln patří k perspektivním diagnostickým metodám. Rádiové vlny jsou ovlivňovány

elektromagnetickými vlastnostmi prostředí, ve kterém se šíří. Měřením těchto změn pak lze zpětně stanovit vlastnosti neznámého prostředí. K základním elektromagnetickým parametrům stavebních materiálů patří relativní permitivita, měrná vodivost respektive ztrátový činitel [1]. Tyto veličiny jsou zároveň těsně svázány s dalšími materiálovými parametry, jako je například vlhkost, hustota, koncentrace nebo mechanická deformace.

Rádiovými vlnami šířícími se prostorem obsahujícím diagnostikovaný objekt lze primárně měřit činitel přenosu a činitel odrazu tohoto objektu, z nichž lze následně matematickými metodami stanovit hodnoty dielektrických parametrů materiálu. Tato měření jsou běžně prováděna v laboratorních podmínkách metodou využívající úzkopásmové (harmonické) testovací signály [2, 3, 4]. Ačkoliv jsou tyto metody velmi přesné, vyžadují přípravu vzorků, pořizovací náklady měřicího pracoviště jsou vysoké a používané přístrojové vybavení není vhodné k měření in situ. Právě v této oblasti se může prosadit tzv. ultraširokopásmová technologie (ultra-wideband technology, UWB). Výhodou této technologie je mimo jiné velmi jednoduchá koncepce měřicích přístrojů. To umožňuje konstruovat lehká přenosná zařízení vhodná k měření v terénu. Nízká pořizovací cena je pak předpokladem rychlého rozšiřování UWB technologie.

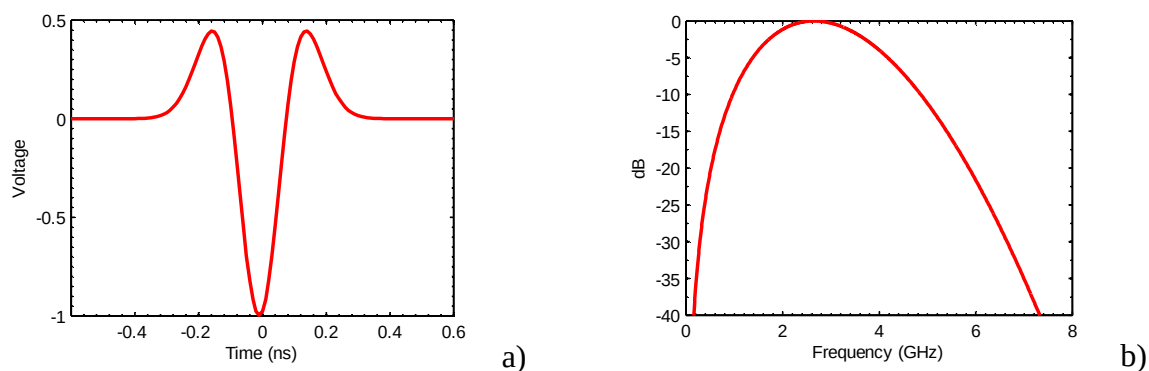
Cílem příspěvku je seznámení se základy UWB technologie, jejími možnostmi a aplikacemi pro nedestruktivní měření stavebních materiálů. Popsány jsou konkrétní příklady měření prováděných na světových pracovištích. Uvedeny jsou rovněž originální výsledky související s vývojem radaru firmou RETIA a.s., který je určen pro sledování osob za zdí.

2. Aplikace UWB technologie pro měření stavebních materiálů

2.1. Základy UWB technologie

UWB signál bývá obvykle definován jako signál, jehož absolutní šířka pásma je větší než 500 MHz (pro pokles 10 dB), někdy také jako signál, jehož relativní šířka pásma přesahuje 20 % [5]. Právě extrémně velká šířka pásma a z toho vyplývající časová závislost UWB signálů je předpokladem pro řadu zajímavých aplikací.

Možností, jak dosáhnout velké šířky pásma je několik. Např. je možné vysílat na několika nosných frekvencích zároveň, nebo vysílat krátké pulzy v čase. Druhý způsob je zobrazen na Obr. 1. UWB signál je krátký v čase a široký ve frekvenční oblasti. Naopak běžný úzkopásmový signál (používaný např. pro rozhlasové a TV vysílání) je dlouhý v čase, ale úzký ve frekvenční oblasti.



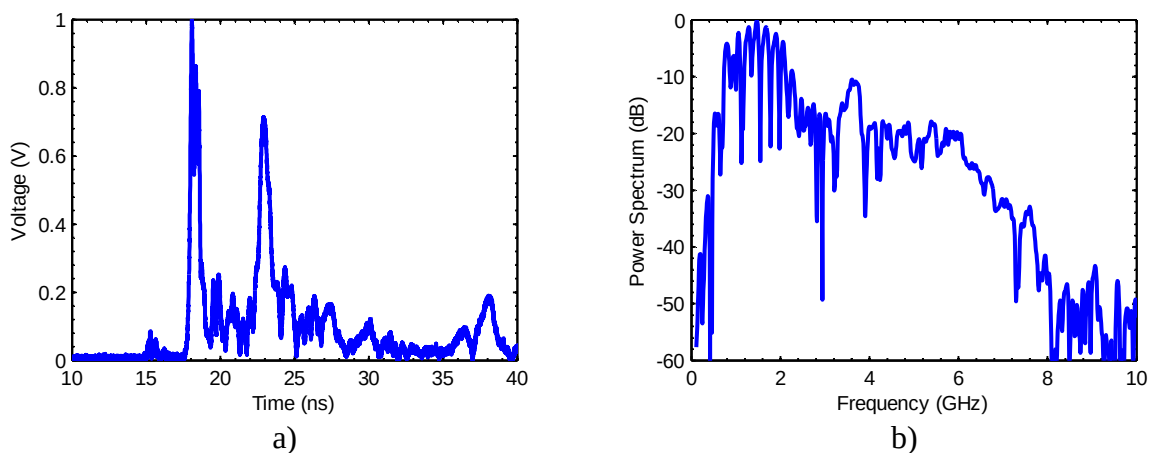
Obr. 1.: Příklad UWB signálu. V časové oblasti má UWB signál podobu krátkých pulzů (a), které se vyznačují širokým spektrem ve frekvenční oblasti (b).

Základem mnoha aplikací UWB technologie je vysoká rozlišovací schopnost v délce $\Delta R = c\tau/2$, kde c je rychlost světla a τ je šířka pulzu. Rozlišovací schopnost je tedy přímo úměrná šířce pulzu a nepřímo úměrná šířce jeho spektra. Běžně pak dosahuje jednotek cm. Je tak možné ve změřeném signálu rozpoznat například odrazy od skrytých nehomogenit nebo rozhraní různých materiálů. Na Obr. 2 je zobrazena ukázka měření vzorku zdi sestavené z cihel Porotherm 40 P+D. Vysílací anténa vyzařuje pulzy zhruba 200 ps široké, signál zdi odražený je snímán přijímací anténou.



Obr. 2.: Měření signálu odraženého vzorkem zdi pomocí generátoru UWB pulzů a širokopásmového osciloskopu.

Obálka signálu změřená širokopásmovým osciloskopem Agilent 86100C je zobrazena na Obr. 3a. Výrazné extrémy v časovém průběhu odpovídají poloze předního a zadního rozhraní zdi a vzduchu. Spektrum změřeného signálu vypočtené pomocí Fourierovy transformace je zobrazené na Obr. 3b.



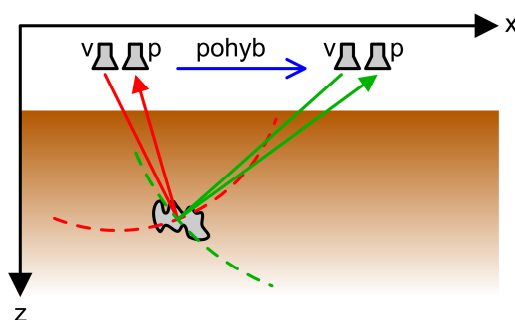
Obr. 3.: Časový průběh obálky (a) a frekvenční spektrum (b) signálu odraženého od zdi.

2.2. Zobrazování vnitřní struktury stavebních materiálů

Jednou z nejstarších aplikací UWB technologie je GPR (ground penetrating radar) určený původně k vyhledávání min skrytých v zemi [6]. Princip GPR však kromě vojenských aplikací nachází uplatnění v mnoha dalších oborech, jako například v archeologii, geologii a ve stavebnictví.

Pomocí GPR lze zobrazit vnitřní strukturu sledované oblasti obvykle v 2D řezu (tzv. B-scan), případně v 3D zobrazení (tzv. C-scan). Vícerozměrné měření lze v zásadě realizovat dvěma způsoby. Jednak je možné sestavit řadu senzorů (kombinací vysílací a přijímací antény), které současně změří odezvu měřené oblasti v mnoha prostorových bodech. Druhou možností je použít pouze jeden pohyblivý senzor, který postupně skenuje celou oblast. Tento postup bývá v GPR označován jako SAR (synthetic aperture radar).

Transformací dat změřených metodou SAR v mnoha prostorových bodech na obraz znázorňující vnitřní strukturu materiálu řeší zobrazovací metody. Princip základní geometrické zobrazovací metody zpětné projekce (back projection) je naznačen na Obr. 4. Pohybující se senzor měří v každém bodě čas TOA (time of arrival), který potřebuje pulz odražený od nehomogenity uvnitř zkoumaného materiálu k šíření mezi vysílací a přijímací anténou. Každý pixel rekonstruovaného obrazu je vytvořen zpětnou projekcí časových vzorků všech změřených signálů s TOA odpovídajícím zobrazovanému pixelu.



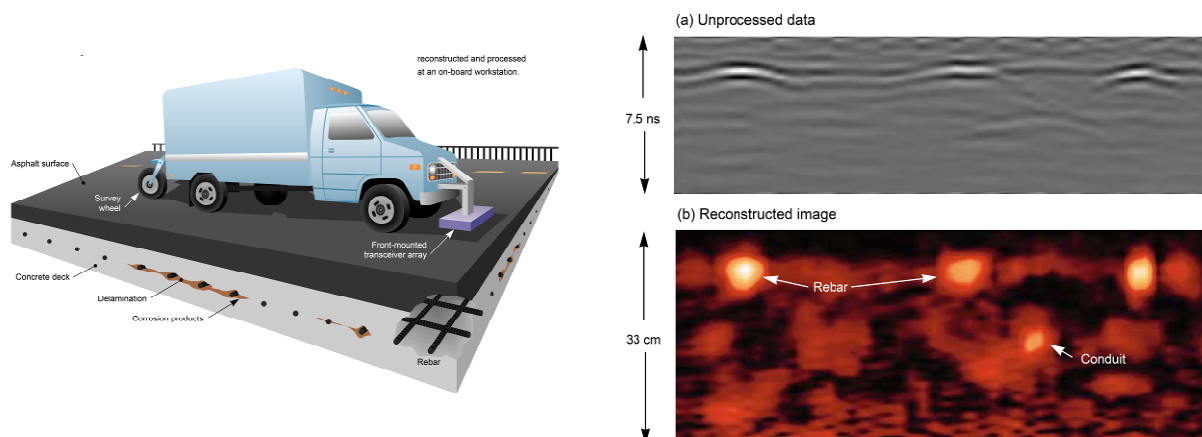
Obr. 4.: Princip metody SAR a zpětné projekce (v...vysílač, p...přijímač).

Metoda zpětné projekce je ovšem kompletně kvalitativní zobrazovací metoda poskytující pouze polohu a tvar nehomogenit. Absolutní rozměry a vzdálenosti mohou být nepřesné, protože geometrické zobrazovací metody předpokládají konstantní rychlost šíření pulzů v celé sledované oblasti. To u nehomogenních struktur nemůže být splněno. Kvantitativní informaci – permitivitu materiálu a tedy i rychlost šíření navíc obvykle apriori neznáme.

Výpočet materiálových parametrů zkoumaného objektu představuje z matematického hlediska špatně podmíněný inverzní problém [7] a patří k nejobtížnějším úlohám v GPR. Řešení inverzního problému obecně umožňují mikrovlnné tomografické zobrazovací metody [6], z nichž některé vyžadují apriori znalost polohy a tvaru objektů. Zobrazovací metoda je pak složitým víceetapovým procesem [8].

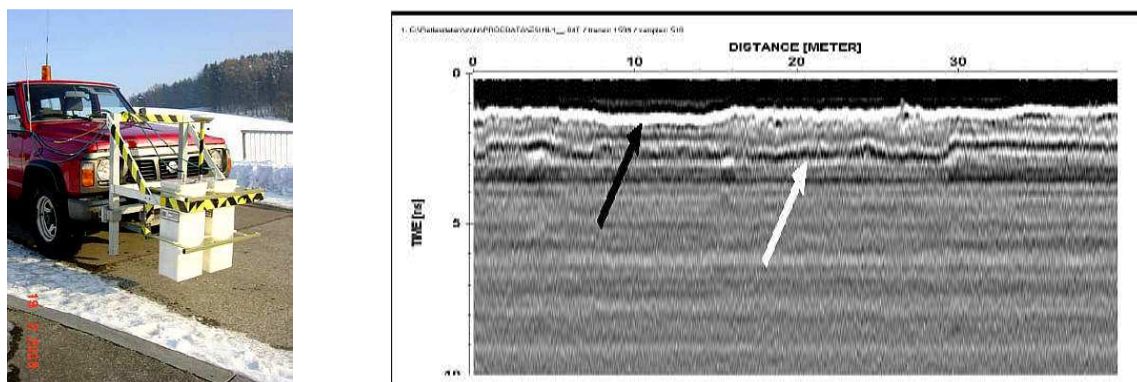
Příkladem praktického využití GPR je zařízení pro inspekci mostů [9] zobrazené na Obr. 5., kde je patrný obvyklý způsob montáže radaru na vozidlo. Na stejném obrázku je i ukázka výsledku měření vrstvy železobetonu. Obr. 5a znázorňuje nezpracovaná radarová

data změřená metodou SAR. Poloha železných výztuží a potrubí je dobře patrná až po zpracování dat pomocí specializované zobrazovací metody difrakční tomografie (Obr. 5b).



Obr. 5.: Způsob montáže GPR na vozidle. Ukázka dat změřených metodou SAR (a) a výsledný obraz po aplikaci specializované zobrazovací metody. Převzato z [9].

Jiný systém GPR pro měření profilu asfaltových povrchů vozovek je popsán v [10]. GPR je opět umístěn na vozidle. Změřený profil mostní konstrukce v délce 40 m je zobrazen na Obr. 6. Černou šipkou je vyznačen obraz rozhraní betonu a asfaltu, bílá šipka ukazuje polohu horní vrstvy výztuže. Specializovaná zobrazovací metoda zde nebyla aplikována.

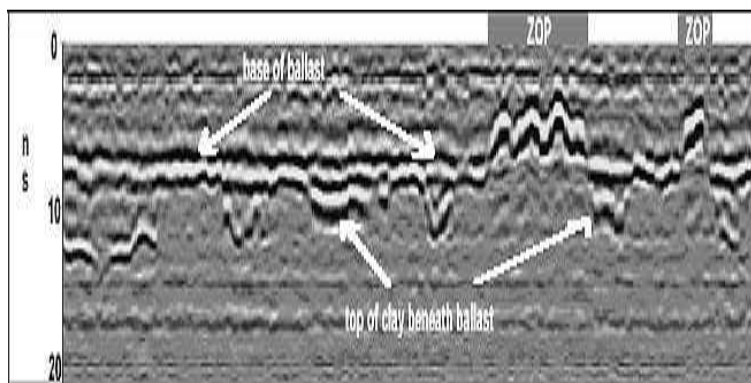


Obr. 6.: Mobilní systém GPR určený pro měření profilů asfaltových povrchů vozovek. Ukázka profilu změřeného metodou SAR. Převzato z [10].

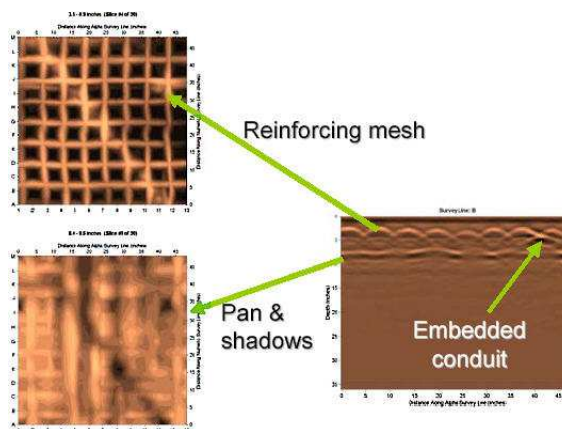
V [10] je popsána i aplikace GPR pro kontrolu železničního spodku. GPR je v tomto případě montován na kolejové vozidlo (Obr. 7). Železniční trať vzhledem k přítomnosti vodivých kolejí, pražců a dalších objektů s vysokým činitelem odrazu představuje poměrně komplikované prostředí pro aplikaci GPR. Přesto je možné změřit řadu zajímavých údajů. Obr. 7 ukazuje výsledek měření tloušťky šterkového lože. Vyznačeny jsou oblasti, kde došlo k penetraci půdního podloží do vrstvy šterku (ZOP).

Informace o komerčně vyráběném GPR systému lze nalézt v [11, 12]. Radar s ručně obsluhovaným senzorem umožňuje analýzu betonových vrstev do hloubky přes 50 cm na ploše až 1.2×1.2 m. Při měření není nutná evakuace pracoviště, což představuje značnou výhodu proti radiografii používající ke stejnému účelu rentgenové záření.

Další možné aplikace GPR ve stavebnictví lze nalézt např. v [6].



Obr. 7.: GPR pro kontrolu železničního spodku a ukázka změřeného profilu. Převzato z [10]



Obr. 8.: Komerční GPR pro zobrazování struktury betonových podlah. Převzato z [11, 12].

2.3. Radar skrz zeď

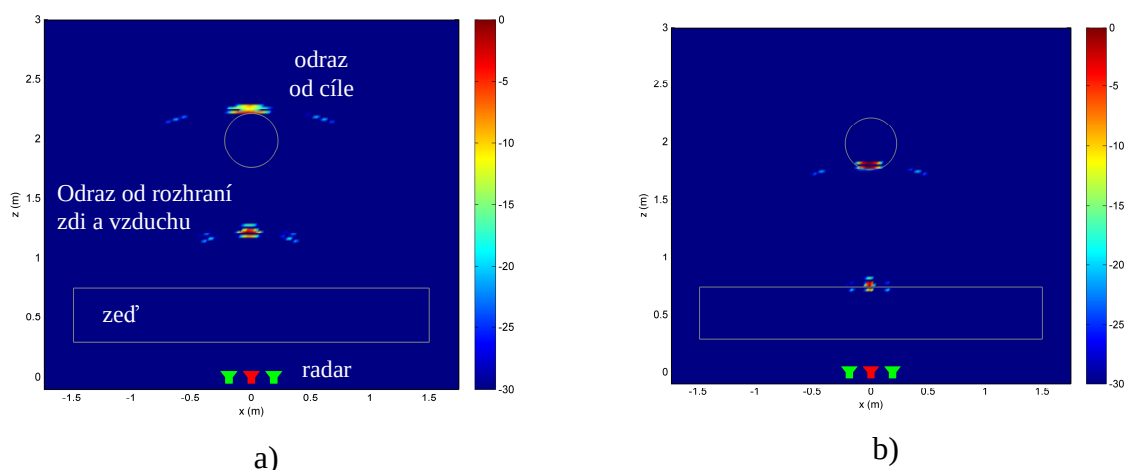
Firma RETIA, a.s se problematikou měření parametrů stavebních materiálů zabývá především v souvislosti s vývojem radaru ReTWis [13], který je primárně určen pro detekci a lokalizaci osob pohybujících za zdmi budov. Fotografie radaru je na Obr. 9.



Obr. 9.: ReTWis – radar pro sledování osob za zdí vyvíjený firmou RETIA, a.s.

Radar používá ke sledování pohybujících se osob UWB pulzy, které jsou ovšem kromě interakce se sledovaným cílem silně ovlivněny průchodem zdí. Šíření zdí je doprovázeno řadou nežádoucích jevů. Kromě útlumu a zpoždění signálu dochází ke změně směru šíření, mnohonásobným odrazům, vzniku vícecestného šíření a disperzi pulzů [14]. Ve výsledném rekonstruovaném obrazu sledované scény se tyto jevy projeví nepřesným určením polohy cíle, detekcí falešných cílů a celkovým rozmazáním (rozostřením) obrazu. K tomu, aby bylo možné zmíněné jevy účinně kompenzovat, je nutné znát dielektrické parametry materiálu a fyzické rozměry zdi.

Na závěr uvedme příklad kompenzace vlivu šíření pulzů zdí na rekonstruovaný radarový obraz. Na Obr. 10a je zobrazen nekompensovaný obraz scény s jedním cílem. Homogenní zeď tloušťky 0.45 m s dielektrickými parametry zhruba odpovídajícími suché cihlové zdi způsobila posun polohy cíle přibližně o 0.5 m dále od zdi. Na Obr. 10b byla použita zobrazovací metoda doplněná korekčním algoritmem. Odrazy od cíle i od zadního rozhraní zdi a vzduchu jsou již na správných místech. Pokud nás tedy zajímá pouze obraz oblasti za zdí bez ohledu na šířku zdi, je pro kompenzaci postačující změření časové polohy odrazu od zadního rozhraní zdi a vzduchu. A to obvykle umožňují i ty nejjednodušší kvalitativní zobrazovací metody známé z GPR.



Obr. 10.: Vliv šíření pulzů zdí na rekonstruovaný obraz (a) a obraz po kompenzaci (b).
Zobrazeno je rozložení výkonu v dB normovaného k maximální hodnotě.

3. Závěr

Cílem příspěvku bylo seznámení s možnostmi aplikací ultraširokopásmové (UWB) technologie v oblasti nedestruktivního měření stavebních materiálů. Nejprve byly vysvětleny základy pulzní UWB technologie a její výhody demonstrovány na jednoduchém laboratorním měření odrazu od vzorku cihlové zdi. Dále byl uveden přehled vícerozměrných zobrazovacích radarů na bázi GPR (ground penetrating radar), umožňujících zobrazit vnitřní strukturu materiálu. Přestože historie systémů GPR sahá až do sedmdesátých let minulého století, ke komerčnímu vývoji přenosných zařízení s implementovanými pokročilými zobrazovacími metodami dochází až dnes a v oboru stále zbývá řada nevyřešených problémů. Výzvou

do budoucna je zvláště návrh univerzálně použitelné zobrazovací metody schopné bez předchozí znalosti vlastností materiálu poskytnout kvantitativní informaci o měřené struktuře, tedy její rozměry a hodnoty dielektrických parametrů.

Poděkování

Příspěvek vznikl za finanční podpory Ministerstva průmyslu a obchodu v rámci projektu „FI-IM5/090 – Širokopásmové radarové a lokalizační systémy“.

Literatura

- [1] BALANIS, C. A.: *Advanced Engineering Electromagnetics*. Wiley. 1989. ISBN 0-471-62194-3.
- [2] LAO, R.-R.; TARNG, J.-H.; HSIAO, C.: Transmission coefficients measurement of building materials for UWB systems in 3–10 GHz. In *Proc. VTC 2003 – Spring Vehicular Technology Conference The 57th IEEE Semiannual*. 2003. Vol. 1. p. 11–14.
- [3] BAKER-JARVIS, J. et al.: *NIST Technical Note 1536: Measuring the Permittivity and Permeability of Lossy Materials: Solids, Liquids, Metals, Building Materials, and Negative-Index Materials*. National Institute of Standards and Technology. 2005.
- [4] BUYUKOZTURK, O.; YU, T.-Y.; ORTEGA, J. A.: A methodology for determining complex permittivity of construction materials based on transmission-only coherent, wide-bandwidth free-space measurements. *Cement & Concrete Composites*. 2006. Vol. 28. p. 349–359.
- [5] SIWIAK, K.; MCKEOWN, D.: *Ultra-Wideband Radio Technology*. Wiley. 2004. ISBN 0-470-85931-8.
- [6] DANIELS, D. (Ed.): *Ground Penetrating Radar 2nd Edition*. IEE. 2004. ISBN 0-86341-360-9.
- [7] KOROVKIN, N.; CHECHURIN, V.; HAYAKAWA, M.: *Inverse Problems in Electric Circuits and Electromagnetics*. Springer. 2007. ISBN 0-387-33524-2.
- [8] KEMPEN, L. et al.: A comparison of GPR reconstruction techniques. In *Proc. Tenth International Conference on Ground Penetrating Radar GPR 2004*. 2004. Vol 1. p. 345–348.
- [9] AZEVEDO, S.; MCEWAN, T. E.: Micropower Impulse Radar. *Science & Technology Review*. January/February 1996. p. 16–29.
- [10] HUGENSCHMIDT, J.: Non-destructive-testing of traffic-infrastructure using GPR. In *Non-Destructive Testing in Civil Engineering 2003*. 2003. 6 pp. Dostupné z: <http://www.ndt.net/~article/~ndtce03/~papers/~v075/~v075.htm>. [online].
- [11] ANNAN, A. P.: GPR for infrastructure imaging. In *Non-Destructive Testing in Civil Engineering 2003*. 2003. 10 pp. Dostupné z: <http://www.ndt.net/~article/~ndtce03/~papers/~v089/~v089.htm>. [online].
- [12] Conquest – Concrete Imaging. Dostupné z: <http://www.sensoft.ca/~products/~conquest/~conquest.html>. [online].
- [13] ReTWis. Dostupné z: <http://www.lokalizacni-systemy.cz/~cs/~retwis/>. [online].
- [14] BARANOSKI, E. J.: Through-wall imaging: Historical perspective and future directions. *Journal of the Franklin Institute*. 2008. Vol. 345. p. 556–569.

Kontakt

Ing. Pavel Protiva, tel: 00420 776 204 955, e-mail: protip1@fel.cvut.cz, ČVUT v Praze, Fakulta elektrotechnická, Technická 2, 166 27 Praha 6.

Ing. Jan Mrkvica, Ph.D., tel: 00420 541 147 817, e-mail: jmrkvica@retia.cz, RETIA, a.s., Pražská 341, Zelené Předměstí, 530 02 Pardubice.

HODNOCENÍ STAVEBNÍCH MATERIÁLŮ POMOCÍ LASEROVÉ KONFOKÁLNÍ MIKROSKOPIE

EVALUATION OF BUILDING MATERIALS USING LASER CONFOCAL MICROSCOPY

**Michaela Dudíková, Pavel Reiterman, Karel Kolář,
Tomáš Klečka, Jiří Kolísko**

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

Anotace:

V uplynulých letech jsme svědky nebývalého rozvoje techniky a vývoje nových vysoce přesných technologií, mezi něž bezesporu patří i laserová konfokální mikroskopie, která díky zpracovávání stále nových metodik měření často nahrazuje tradiční optická mikroskopická měření. Konfokální mikroskopie skýtá obrovský potenciál pro hodnocení různých stavebních materiálů, ať už se jedná o jejich studium na úrovni krystalů nebo struktury povrchu.

Annotation:

In passed years we are witnesses of unusual development of technic and high-precision technology progress, where concededly belongs laser confocal microscopy too, which thanks processing new measurment methodologies often supercedes traditional ways of measurments. Confocal microscopy offers huge potential for evaluation different building materials, whether goes about study on grade of crystals or surface layer structure.

Klíčová slova: Laserová konfokální mikroskopie, struktura povrchových vrstev, pórovitost

Keywords: Laser confocal microscopy, surface layer structure, porosity

1. Měřicí technika – LEXT OLS 3000

Konfokální rastrovací mikroskop LEXT OLS3000 je představitelem nové generace optických systémů s vysokou přesností 3D zobrazování a měření. Nabízí nové možnosti při vývoji a kontrole rozličných materiálů a součástek. Je zvláště vhodný pro nově vznikající aplikace v mikro- a nanotechnologických odvětvích, která kladou stále vyšší nároky na nestandardní způsoby nedestruktivního bezkontaktního měření a kontrolu materiálů, miniaturních součástek, velmi jemných spojů a také na kontrolu drsnosti povrchů se submikronovou přesností.

Základním principem konfokálního rastrovacího mikroskopu LEXT OLS3000 je to, že netvoří obraz vcelku, najednou, ale bod po bodu, řádkováním. Pomocí řádkování jsou tedy

snímány optické řezy v rovině X-Y a díky přesnému definovanému posuvu objektivu v ose Z, i jednotlivé optické řezy.

Umožňuje 3D pozorování i vysoce přesné 3D měření v reálném čase. Díky vynikajícímu rozlišení $0,12\ \mu\text{m}$ a rozsahu zvětšení 120x až 14 400x je LEXT přímo určen pro badatele, kteří pracují mezi limity běžných optických mikroskopů a řádkovacích elektronových mikroskopů (SEM). Na rozdíl od situace v SEM lze jakýkoli vzorek vložit přímo na stolek mikroskopu bez předběžné přípravy. LEXT je ideálně vhodný pro ultra-detailní pozorování povrchů a měření nutná při výrobě mikrozařízení, jako je MEMS (Micro Electro Mechanical System), při vývoji nových materiálů a u dnešních kompaktních zařízení také při prostorově zhuštěnější povrchové montáži.

Ve stavebnictví se používá na měření skutečných vzdáleností, objemů, ploch a průmětů, měření drsnosti povrchů, měření profilů, analýzu částic, kontrolu materiálů, povlaků a mnoho dalších funkcí přímo v 3D zobrazení. Schopnosti takového systému lze také velmi dobře využít při analýze vad a poruch – trhliny, pórovitost,... navíc výrazně překračuje rámec konvenční mikroskopie také tím, že představuje velmi výkonný 3D metrologický nástroj s přesností měření (3 sigma) v rovině X-Y $120\ \mu\text{m}$ a v ose Z $40\ \mu\text{m}$.

2. Oblast použití

2.1. Pórový systém

Pórovitost významně ovlivňuje řadu mechanických a fyzikálních vlastností betonářských materiálů. Strukturu tohoto materiálu určuje objem póru, jejich rozměr, distribuce, měrný povrch a jejich tvar: jednak uzavřené póry, jednak otevřené póry, kterými pronikají jak kapaliny tak i plyny.

2.2. Struktura povrchu

Existuje řada metod, kterými lze drsnost povrchu měřit, ať už se jedná o metody mechanické, které však je třeba posuzovat jako destruktivní, tak nejmodernější optické systémy, jež v současné době zažívají s rozvojem nanotechnologií ohromný pokrok. V tomto směru nám systém LEXT OLM 3000 poskytuje vysoce přesný metrologický nástroj. U analýzy drsnosti povrchu mikroskopické oblasti je obtížné přísně dodržet stanovené požadavky. Proto instalovaný software mikroskopu provádí výpočet celkem 15 parametrů. Z toho plyne, že tento přístroj poskytuje rozsáhlý soubor rozličných dat. Mezi níže uvedenými parametry je možné si všimnout, že charakter některých veličin je převážně statistického charakteru, což výrazně usnadňuje práci při zpracování těchto dat.

- Maximální výška vrcholu (p)
- Maximální hloubka sedla (v)
- Maximální výška (z)
- Střední výška (c)
- Maximální výška profilu (t)
- Aritmetická střední výška (a)
- Střední kvadratická výška (q)
- Nesouměrnost (sk)
- Exces (ku)
- Desetibodová střední drsnost (zjis)

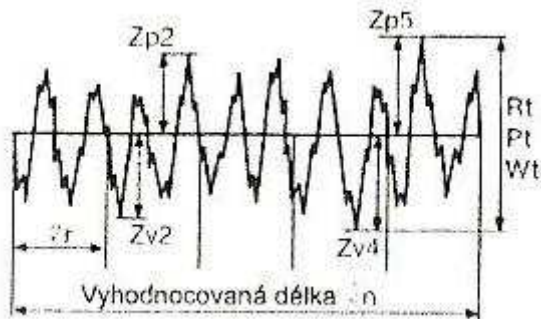
- Střední délka (S_m)
- Střední kvadratický sklon (dq)
- Poměr délky zatížení (mrc)
- Definice v úrovni omezení (dc)
- Relativní délky zatížení (mr)

Z uvedených parametrů, které mikroskop vypočítává, je evidentní, že v takovémto enormním výstupu se lze jen velmi obtížně orientovat. Vzhledem k tomu, že jednotlivé veličiny mezi sebou korelují, je možné jisté zjednodušení, které spočívá ve zúžení výběru generovaných veličin. V tomto případě byly po předchozích výborných zkušenostech vybrány pro hodnocení tři parametry, a to střední výška c , maximální výška profilu t a aritmetická střední výška a .



4. Střední výška

R_c : Střední výška prvků křivky drsnosti
 P_c : Střední výška prvků křivky profilu
 W_c : Střední výška prvků křivky deformace
 Střední výška Z_t prvků obrysové křivky v referenční délce.



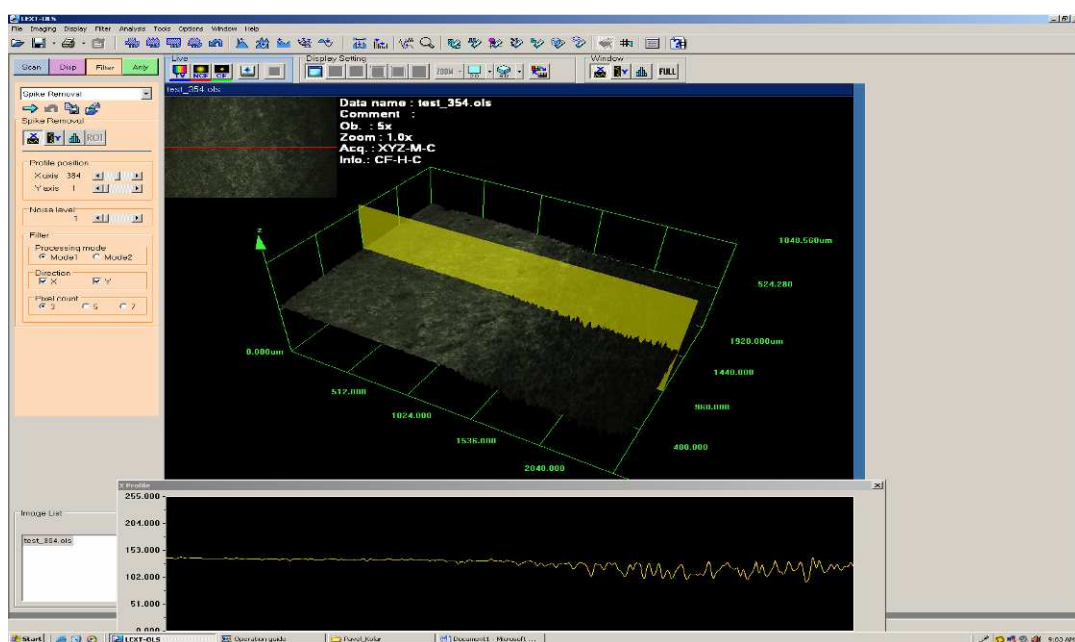
5. Maximální výška profilu

R_t : Maximální výška profilu křivky drsnosti
 P_t : Maximální výška profilu křivky profilu
 W_t : Maximální výška profilu křivky deformace
 Součet maximální výšky vrcholu Z_p a min. hloubky sedla Z_v obrysové křivky v referenční délce.



6. Aritmetická střední výška

R_a : Aritmetická střední drsnost
 P_a : Aritmetická střední výška profilu křivky deformace
 W_a : Aritmetická střední deformace
 Střední hodnota z absolutní hodnoty $Z(x)$ v referenční délce.



Obr. 1.: Snímek rozhraní světlé a tmavé části na betonovém vzorku

Před samotným měřením je nutné zadat do mikroskopu zvolené rastrování, v tomto případě byla snímaná plocha rozdělena deseti osami na dílčí obdélníky o rozměrech 1000x1240 μm . Získané hodnoty tak charakterizují strukturu povrchu v řezech podél jednotlivých os.

Tabulka 1.: Zjednodušený číselný výstup mikroskopu s vybranými veličinami (povrch betonového vzorku)

osa	světlá část			tmavá část		
	c	t	a	c	t	a
1	7,7232	23,5524	2,5241	8,7142	58,0535	3,2934
2	7,2867	28,801	2,4052	6,3201	20,7202	2,3137
3	8,3021	37,6212	2,824	6,8392	17,0168	2,5957
4	9,3032	31,7562	3,2207	10,2188	66,9296	3,3872
5	11,2666	37,6535	4,4559	15,0428	166,0901	6,6961
6	7,8486	24,5376	2,8858	8,3776	26,6733	2,9756
7	6,2337	20,3212	2,8327	13,2317	100,2963	4,2485
8	6,385	26,0547	2,3777	5,7627	17,8838	2,5397
9	6,9841	26,1186	3,1345	8,7701	30,7708	3,4659
10	7,4136	23,4998	2,7958	8,2353	26,466	3,2685
průměr	7,87468	27,99162	2,94564	9,15125	53,09004	3,47843

3. Závěr

Z oblastí použití, které byly v tomto příspěvku nastíněny, plyne, že laserová konfokální mikroskopie nám dává do rukou mimořádně přesný metrologický nástroj, s jehož pomocí můžeme získávat cenné informace o vnitřní struktuře a pórovém systému, které ovlivňují celou řadu dalších mechanicko-fyzikálních vlastností materiálů. Vedle toho se od struktury

povrchové vrstvy tj. drsnosti odvíjí celá řada dalších vlastností, které se významně podílí na odolnosti materiálu vůči různým degradačním vlivům. Mikroskopická analýza povrchu, jakožto nejexponovanější části konstrukce, nám může poskytnout cenné informace nejen o počáteční dynamice vývoje např. karbonatace a skutečných imisích CO₂ do povrchových vrstev, ale i o dalších chemicko-fyzikálních změnách, které působebím prostředí v betonu probíhají. Značnou předností mikroskopické analýzy povrchu je její nedestruktivní charakter.

Poděkování

Tento příspěvek vznikl za podpory projektů GAČR 103/08/1612 a CTU 0901811.

Literatura

- [1] REITERMAN, P.; KOLÁŘ, K.; KLEČKA, T.; DUDÍKOVÁ, M.: Vliv vybraných vlastností betonu na kvalitu povrchových vrstev pohledového betonu. In: Betonářské dny 2008. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2008, s. 114-123. ISBN 978-80-87158-11-1.
- [2] DUDÍKOVÁ, M.; KOLÍSKO, J.: Aplikace konfokálního rastrovacího mikroskopu LEXT OLS3000 pro stanovení drsnosti pohledového betonu. In: 15. mezinárodní konference Construmat 2009. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2009, s. 71-77. ISBN 978-80-01-04355-4.
- [3] JIŘIKOVSKÝ, K.: Manuál k mikroskopu LEXT OLS3000

Kontakt

Ing. Michaela Dudíková, tel: 00420 224 353 522, e-mail: dudikova@klok.cvut.cz, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha.

Ing. Pavel Reiterman, tel: 00420 224 354 959, e-mail: pavel.reiterman@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, Fsv ČVUT v Praze, Thákurova 7, 166 29 Praha.

Doc. Ing. Karel Kolář, CSc., tel: 00420 224 354 959, e-mail: karel.kolar@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, Fsv ČVUT v Praze, Thákurova 7, 166 29 Praha.

Doc. Ing. Tomáš Klečka, CSc., tel: 00420 224 353 520, e-mail: klecka@vc.cvut.cz, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha.

Doc. Ing. Jiří Kolísko, tel: 00420 224 353 537, e-mail: kolisko@klok.cvut.cz, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha.

VYUŽITÍ KONFOKÁLNÍ MIKROSKOPIE V MATERIÁLOVÉM INŽENÝRSTVÍ

UTILISATION OF CONFOCAL MICROSCOPY IN MATERIAL ENGINEERING

Tomáš Ficker

Ústav fyziky, Fakulta stavební VUT, Veverí 95, 602 00 Brno

Anotace:

Moderní metoda konfokální mikroskopie nabývá stále většího významu také v materiálovém inženýrství. Je proto užitečné sumarizovat možnosti této techniky v oblasti testování stavebních materiálů a některé charakteristické vlastnosti ilustrovat graficky.

Annotation:

The modern method of confocal microscopy continuously assumes grater importance in material engineering. For this reason it is useful to summarise possibilities of this technique in the field of testing the building materials and to illustrate graphically some of the characteristic features.

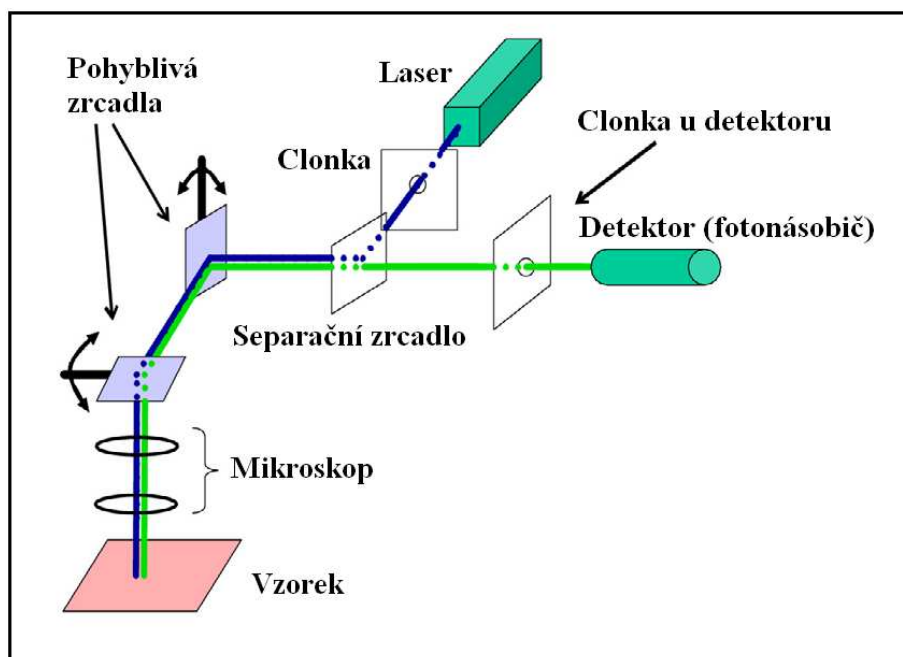
Klíčová slova: Konfokální mikroskopie, materiálové inženýrství, stavební materiály

Keywords: Confocal microscopy, material engineering, building materials

1. Světelná mikroskopie

Světelná mikroskopie zaznamenala v posledních třiceti letech značný rozvoj, který byl podpořen vyspělou laserovou a počítačovou technikou, umožňující elektronickou tvorbu a analýzu digitálních obrazů. Existují rozmanité modifikace světelné mikroskopie, které se využívají v různých oblastech vědy a techniky:

- Mikroskopie ve světlém poli (nejběžnější mikroskopická technika)
- Mikroskopie v temném poli
- Mikroskopie fázového kontrastu
- Mikroskopie diferenciálního interferenčního kontrastu (Nomarski)
- Mikroskopie Hoffmannova modulačního kontrastu
- Mikroskopie interferenční
- Mikroskopie polarizační
- Mikroskopie fluorescenční
- Mikroskopie konfokální



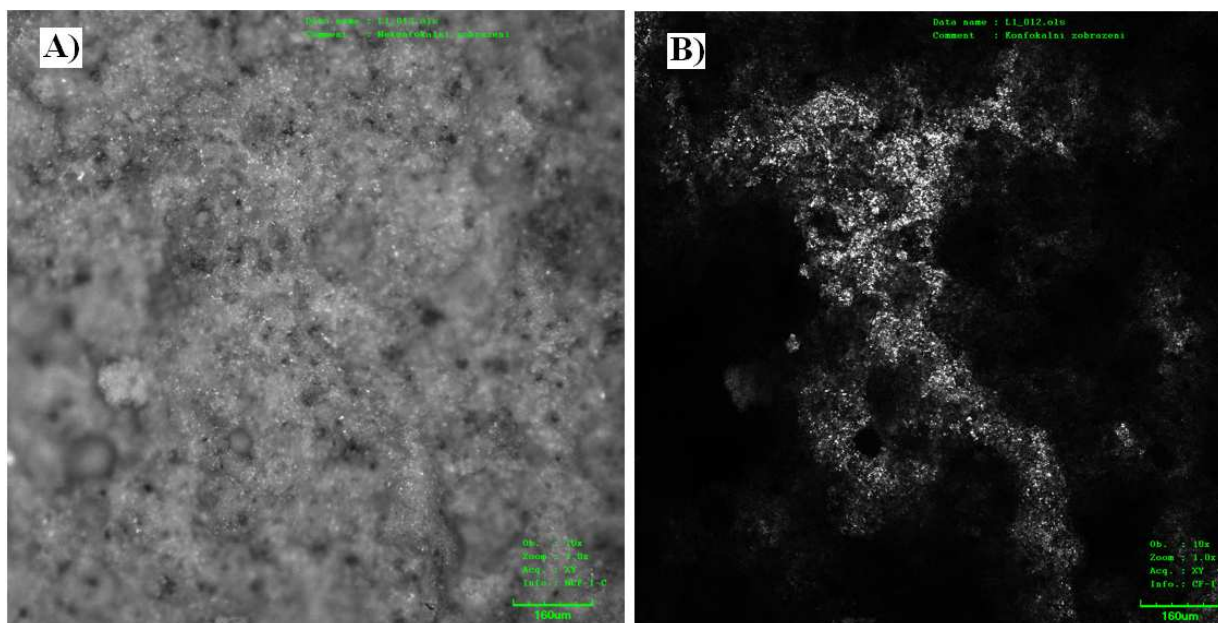
Obr. 1.: Schéma laserového skenovacího konfokálního mikroskopu – dle [2], adaptováno

Posledně jmenovaná technika konfokální mikroskopie je unikátní tím, že umožňuje trojrozměrnou rekonstrukci povrchových reliéfů a jejich následné proměrování. Tato mikroskopie ve spojitosti s fluorescenční technikou je intenzivně využívána zejména v buněčné biologii, avšak samotná konfokální mikroskopie v odraženém světle je stále hojněji používána také v materiálovém inženýrství při zkoumání a testování materiálů i hotových výrobků rozmanité povahy (kovové, polymerní, polovodičové apod.). V posledních letech se konfokální mikroskopie osvědčila dokonce i jako platný nástroj analýzy stavebních materiálů, především hydratovaných cementových struktur, a to např. v oblasti testování lomových povrchů, pórovité struktury, Hadleyho dutých zrn nebo morfologie strukturních trhlin. Tento výčet možností ovšem není zdaleka úplný, existují další možnosti, jak využít konfokální mikroskopii ke strukturálním analýzám.

Tento příspěvek se zabývá způsoby využití konfokální techniky v oblasti výzkumu hydratovaných cementových materiálů, sumarizuje některé vybrané výsledky z této oblasti a nevyhýbá se ani stručnému popisu charakteristických rysů konfokálního mikroskopu. V závěrečné části příspěvku je prezentována nově založená studentská laboratoř konfokální mikroskopie.

2. Konfokální mikroskopie

S myšlenkou konfokálního zobrazení přišel Marvin Minski v padesátých letech minulého století. Jeho patent ale nedošel velkého použití, neboť v té době nebyly k dispozici dostatečně intenzivní zdroje světla. V šedesátých letech navrhli M. Petrář a M. Hadravský (LF UK Plzeň) konfokální mikroskop založený na rotujícím Nipkowově kotouči, který se v zahraniční technické literatuře obvykle nazývá [1] „Tandem Scanning Confocal Microscope“. Tímto typem konfokálního mikroskopu byly poprvé získány kvalitní optické řezy preparátem o větší tloušťce, která značně přesahovala hloubku ostrosti konvenčních

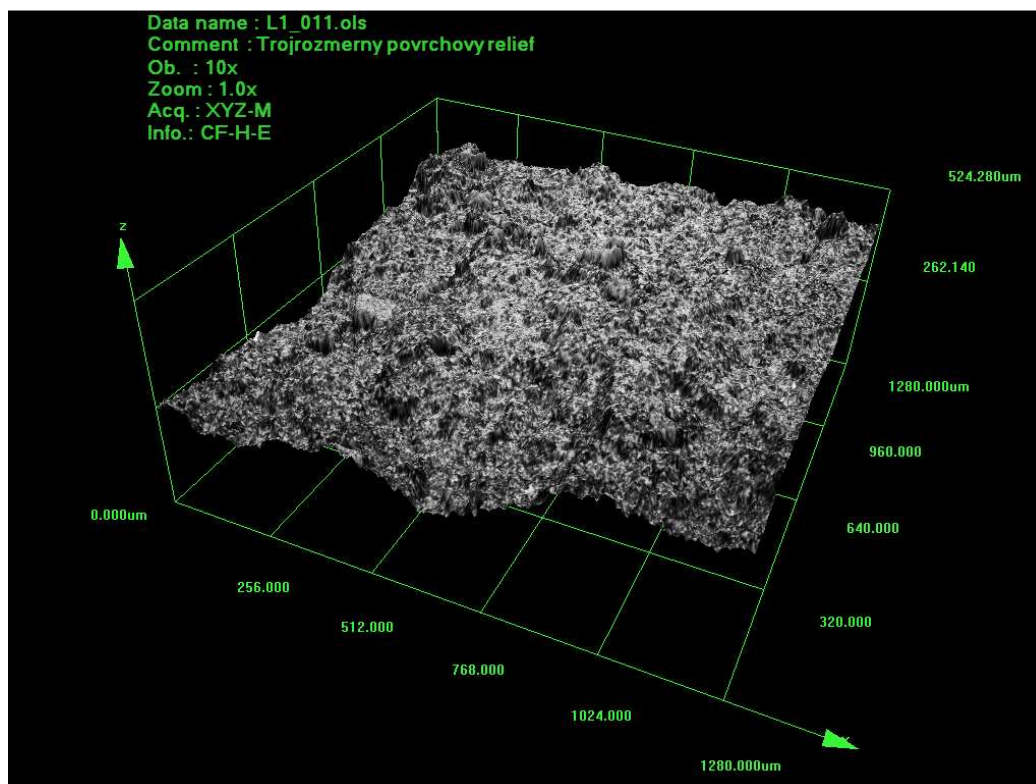


Obr. 2.: A) Nekonfokální zobrazení; B) Konfokální zobrazení

mikroskopů. Skutečný rozmach konfokální mikroskopie však nastává až začátkem osmdesátých let minulého století. Bylo to umožněno zabudováním intenzivního laserového světla, které je rozmítáno po povrchu vzorku (povrchové skenování). Nyní existují dvě základní skupiny konfokálních mikroskopů: laserové skenovací konfokální mikroskopy a tandemové konfokální mikroskopy na bázi Nipkowova kotouče. V obou skupinách však existují různé další modifikace, takže je možno říci, že dnes existuje více jak desítka verzí konfokálních mikroskopů, přičemž další vývoj této techniky není ještě zdaleka ukončen.

2.1. Laserový skenovací konfokální mikroskop

V materiálovém inženýrství se v převážné míře používá laserový skenovací konfokální mikroskop, který pracuje se světlem odraženým od povrchu vzorku. Na obr. 1 je obecné schéma tohoto mikroskopu. Laserový paprsek vybrané vlnové délky je soustředěn na clonku a separačním zrcadlem veden k dvojici kmitajících zrcadel, které zabezpečují skenování povrchu vzorku paprskem (periodicky vychylují paprsek). Odražené paprsky od povrchu vzorku se vracejí stejnou optickou cestou, jsou propuštěny separačním zrcadlem (v případě fluorescenčního vzorku bude mít vracející se světlo jinou vlnovou délku) a přicházejí k rovině clonky umístěné před detektorem (fotonásobičem). Tato clonka ovšem propustí jen ty paprsky, které byly odraženy pouze z toho bodu povrchové roviny vzorku, na kterou byl mikroskop zaostřen. Clonka tedy odstraňuje všechny světelné signály, které nepatří do zaostřené roviny vzorku a ponechává pouze ty, které náleží do této zaostřené roviny. Tím se do fotonásobiče dostávají signály pouze z bodů zaostřené povrchové roviny. Fotonásobič poskytne informaci o intenzitě přijatého světla, která se spolu s informací o poloze (x,y) právě skenovaného bodu přesouvá do hardwarové paměti, a tím se ukládají data o celém obrázku v rovině x-y – vytváří se tzv. optický řez. Změnou zaostření na jiné roviny vzorku v odstupňovaných hloubkách osy z se získá celý soubor optických řezů, z nichž se pak softwarově skládá výsledný trojrozměrný reliéf povrchu.

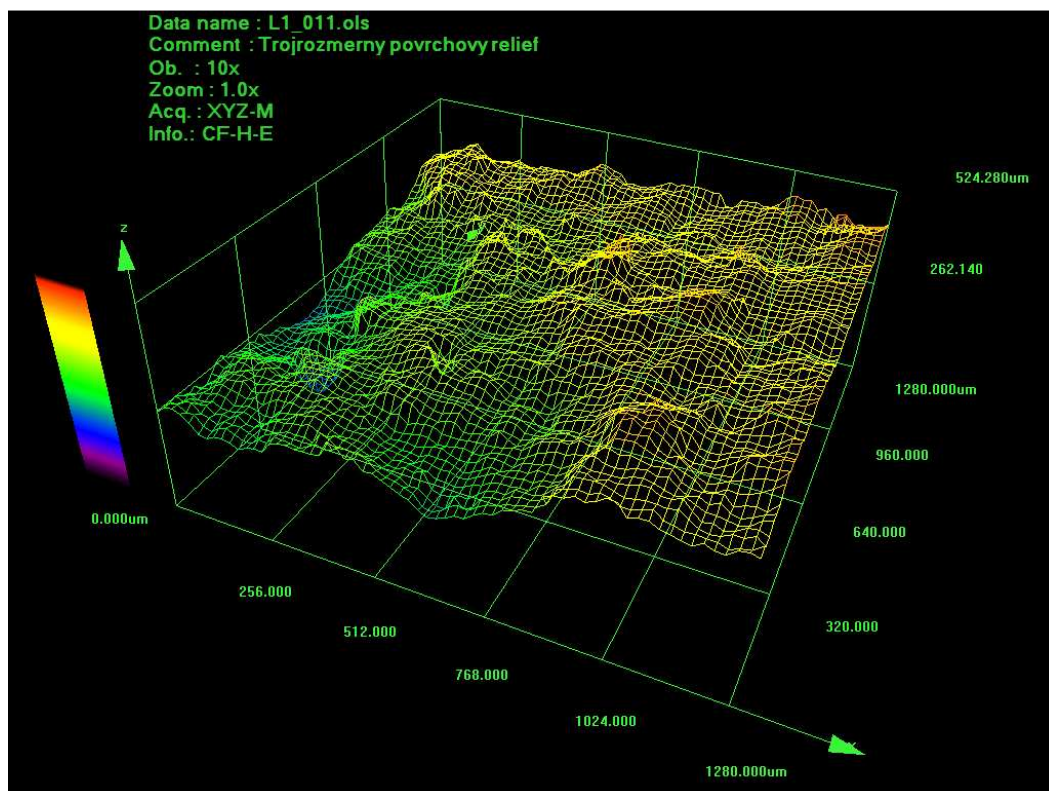


Obr. 3.: Trojrozměrný povrchový reliéf

Tím, že konfokální mikroskop registruje pouze zaostřené body a separuje nezaostřené, docílí velmi ostrých obrazů téměř bez známek rozmazání, které se jinak běžně objevuje u konvenčních mikroskopů. Na obr. 2 je možno srovnat výsledné obrazy lomového povrchu hydratované cementové pasty pořízené nekonfokálně (2 A) a konfokálně (2 B). Na nekonfokálním obrázku je patrné rozmazání (na okrajích snímku), které způsobují světelné paprsky z nezaostřených bodů povrchu vzorku. Na obrázku konfokálním tyto nezaostřené body byly vyloučeny – na jejich pozicích jsou tedy tmavá místa a zůstávají pouze zaostřené bílé body. Tento konfokální obraz je současně i příkladem jednoho optického řezu. Softwarovým složením 247 takovýchto optických řezů vznikl v hloubkovém intervalu $\sim 0,5$ mm trojrozměrný reliéf znázorněný na obr. 3.

Potlačení rozmazání a vytváření trojrozměrných reliéfů ovšem není jediná výhoda konfokálního zobrazení. Další tkví ve větší rozlišovací schopnosti - ve srovnání s konvenční mikroskopií (objektiv o stejné numerické apertuře a za použití světla vlnové délky 488nm) je rozlišovací schopnost konfokálního zobrazení lepší o faktor 1,4x (při použití clonky s průměrem čtvrtiny průměru Airyho kroužku).

Jakmile je k dispozici trojrozměrný reliéf, je možné softwarově provádět nejrůznější geometrická měření např. vzdálenosti (tj. šířky prasklin, koridorů, výstupků) nebo prohlubní (tj. profilová měření), provádět analýzu drsnosti (viz závěrečná kapitola příspěvku), měřit plochu zobrazeného reliéfu vůči nominální ploše, vytvářet různé statistiky atd. Komerční softwary dodávané k těmto zařízením nabízejí celou plejádu podobných funkcí. Komerční přístroje ovšem neslouží pouze k povrchové kontrole jakosti výrobků, ale jsou užívány rovněž k výzkumným účelům. V další kapitole je popsáno několik příkladů výzkumných prací zaměřených na hydratované cementové materiály.



Obr. 4.: Drátový model trojrozměrného povrchového reliéfu

2.2. Konfokální mikroskopie ve výzkumu hydratovaných cementových materiálů

Častým námětem konfokálních studií v oblasti hydratovaných cementových materiálů je morfologie lomových povrchů. Příkladem toho je i práce [3]. Bylo v ní určováno číslo drsnosti RN (roughness number) lomových povrchů a ověřovalo se, zda takto vyjádřená drsnost má spojitost s mechanickými charakteristikami těchto materiálů, tj. pevností v tlaku, lomovou tuhostí, pórovitostí a fraktální dimenzí lomové plochy. Číslo drsnosti bylo určováno z trojrozměrného povrchového reliéfu vytvořeného konfokálním mikroskopem. Reliéf byl aproximován malými ploškami (viz obr. 4 – „drátkový model“). Součet obsahů těchto plošek $\sum s_{\Delta}$ dělený plochou průmětu celého reliéfu S_o do vodorovné roviny dává hodnotu čísla drsnosti

$$RN = \frac{\sum s_{\Delta}}{S_o} \geq 1 \quad (1)$$

Bylo zjištěno, že existuje značná korelace mezi číslem drsnosti lomového povrchu na jedné straně a lomovou houževnatostí a fraktální dimenzí lomového povrchu na straně druhé. Menší korelovanost byla zjištěna mezi RN a zbývajícími veličinami, např. pevností v tlaku a celkovou pórovitostí.

V jiné práci [4] se autoři zabývají v souvislosti s lomovou mechanikou také geometrií lomových ploch hydratovaných cementových past, malt a betonů. Z naměřených závislostí

mezi lomovou houževnatostí materiálu a číslem drsnosti RN vyplynul poznatek, že s růstem drsnosti se zvyšuje lomová houževnatost hydratovaného materiálu. Z obrazové analýzy byly také určovány úhly náklonů plošek drátového reliéfu, které byly použity jako vstupní parametry do mikro-mechanického modelu lomového procesu.

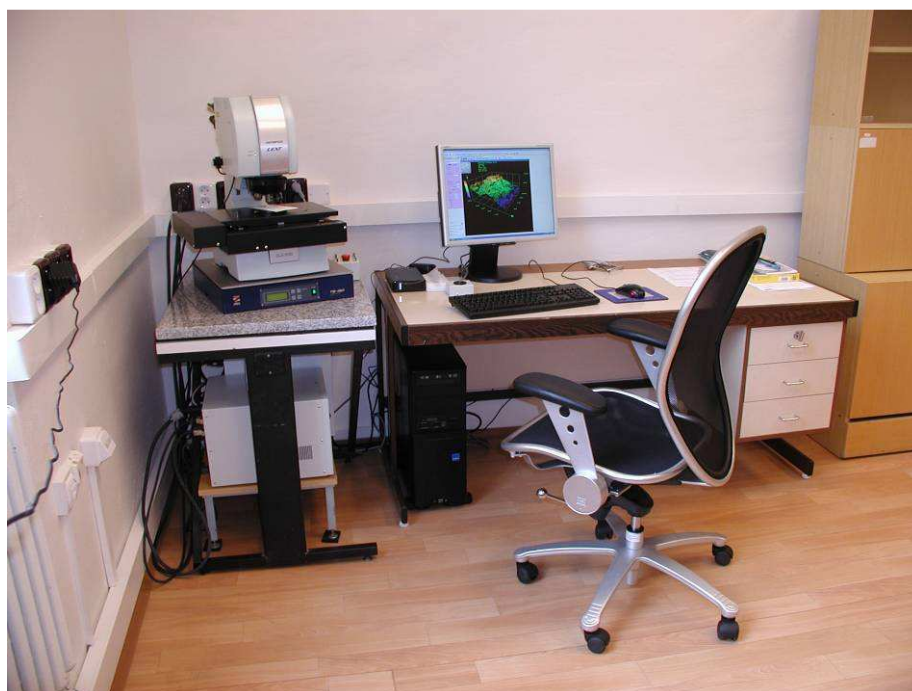
Další práce [5] pochází ze stejné oblasti. Jsou v ní studovány prostorové odchylky a větvení prasklin u vzorků hydratované cementové malty. Jako nástroj k tomu posloužila opět konfokální mikroskopie, která umožnila proměřování délkových charakteristik prasklin.

Poněkud jiné téma z oblasti hydratovaných cementových materiálů probírá práce [6]. Je zaměřena na tři okruhy: (i) studium rozhraní mezi pojivem a agregáty, (ii) morfologické pozorování hydratačních reakcí ve zředěných roztocích a (iii) geometrické charakteristiky lomových a trhlinových povrchů a jejich korelace s mechanickými vlastnostmi materiálů. První zkoumaný okruh – rozhraní pojivo/agregáty je zajímavý tím, že pro vizualizaci rozhraní autoři použili malé skleněné kuličky přimíchané do materiálu při přípravě vzorků. Tyto skleněné kuličky pak posloužily jako průzory do větší hloubky materiálu a zpřístupnily tak k pozorování větší část rozhraní. Ve druhém tematickém okruhu autoři použili pucolánový materiál a snímali postup hydratační reakce v roztoku. Zřetelně zviditelnili tvorbu klastrovitých zárodků C-S-H gelu. Ve třetí oblasti autoři zkoumali vztah mezi drsností povrchu (RN) a lomovou houževnatostí a dospěli k podobnému výsledku jako jiní autoři v práci [4], tj. konstatovali, že existuje korelace mezi drsností a houževnatostí.

Ve světelné mikroskopii v odraženém světle a tedy i v konfokální technice je obtížné v látkách pozorovat vzdušné póry. Většinou se k tomu používají některé zviditelňující postupy, např. naplnění póru kontrastní (barevnou látkou), provedení nábrusu včetně event. leštění povrchu. Autoři v pracích [7] a [8] k tomu použili fluorescenční barvivo přimíchané do pryskyřice a tuto směs natlačili do pórovité struktury hydratovaných cementových materiálů. Před tím ovšem vzorky vysušili (50 °C/ 24hod.), odvzdušnili ve vakuu, pak na vzorek nanесли obarvenou pryskyřici a postupně zavzdušňovali až na atmosférický tlak a tyto tlakové cykly několikrát opakovali. Tím dosáhli zavedení fluorescenčního barviva nejen do kapilárních pórů, ale také do dutých slínkových zrn (tzv. Hadleyho zrn) a rovněž na rozhraní mezi pojivo a agregáty. Pak provedli nábrus a leštění povrchů. K pozorování použili fluorescenční konfokální mikroskop, tj. konfokální přístroj, který registruje pouze světlo z fluoreskujícího vzorku a nikoliv laserové budící světlo, které na vzorek dopadá. Tímto způsobem zviditelnili póry, duté Hadleyho zrna i rozhraní mezi agregáty a pojivem.

Zviditelňování struktury pomocí fluorescenčních barviv se ukázalo použitelné i k jinému účelu a to k určování původního hmotnostního míchacího poměru voda:cement u již hydratovaných materiálů. Princip této metody je založen na porovnání fluorescenčního signálu ze vzorku se signály z fluorescenčních normálů (fluorescenční vzorky, u kterých je znám poměr voda:cement). Referují o tom např. práce [9] a [10].

Předešlých osm diskutovaných výzkumných pojednání je jen malým vzorkem prací, které jsou pravidelně publikovány v oblasti materiálového inženýrství, avšak i tak mohou posloužit ke konkrétnější představě, co vše lze konfokální technikou ve výzkumu hydratovaných cementových materiálů uskutečnit.



Obr. 5.: Konfokální mikroskop Olympus Lext OLS 3100 ve studentské laboratoři FAST VUT

2.3. Konfokální mikroskopie ve výukovém procesu

Předešlá kapitola referovala o různých možnostech, které nabízí moderní konfokální technika v materiálovém inženýrství. Současně tím bylo i naznačeno, k jak velkému technologickému pokroku v uvedených oblastech došlo. Je přirozené, že rozvoj nových instrumentálních metod v oblasti testování struktury materiálů vyžaduje, aby na něj bylo patřičně reagováno i ve výuce. Zejména je třeba zajistit, aby se studenti mohli seznamovat s novými metodami nejen teoreticky na přednáškách, ale zejména prakticky v laboratorních cvičeních. V oblasti testování stavebních materiálů je zavedení konfokální mikroskopie do výukových laboratoří plně v souladu s požadavkem doby. Z toho důvodu byl také v červnu letošního roku (2009) nainstalován do výukových laboratoří na Ústavu fyziky Fakulty stavební VUT v Brně nový konfokální mikroskop Olympus Lext OLS 3100 (viz obr. 5), který v současné době patří mezi špičkové konfokální mikroskopy zaměřené na práce v materiálovém inženýrství¹⁾. Cílem je, aby se studenti v instrumentálně inovované laboratoři seznámili se způsobem práce na konfokálním mikroskopu a provedli řadu charakteristických měření na lomových površích v rámci série nových laboratorních úloh. Získají tak praktické zkušenosti s jednou z velmi progresivních metod povrchové analýzy materiálů, poučí se o možnostech, ale také o limitech této metody. Vytvoří si vlastní, konkrétnější představu o struktuře stavebních materiálů. K tomuto účelu byla připravena série nových laboratorních úloh, která studentům umožní zvládnout první kroky s tímto zařízením. Úlohy byly voleny tak, aby byly snadno zvládnutelné i pro začátečníky, kteří si tak vybudují základní dovednosti,

¹⁾ Tato více jak dvoumilionová investice byla z převážné míry financována z Fondu rozvoje vysokých škol MŠMT ČR (projekt 1108/2009 „Instrumentální vybavení výukových laboratoří stavební fyziky“ - 1,75 mil Kč) a menší měrou Fakultou stavební VUT (vnitřní grantový systém, projekt „Výuková laboratoř konfokální mikroskopie“ - 397 tis. Kč).

aby později mohli zařízení využívat při svých diplomních pracích a event. i během svého doktorandského studia. Jako vděčný námět se k tomuto účelu nabízela analýza drsnosti lomových povrchů cementových materiálů. Na tomto místě je ovšem nutno podotknout, že nejde o stanovení čísla drsnosti RN tak, jak je popisováno v kapitole 2.2, nýbrž o výběr jiných parametrů, které se počítají z profilových křivek (ze svislých řezů povrchových reliéfů). V současné době byly koncipovány tři základní úlohy:

- Stanovení aritmetických středních výšek P_a , R_a , W_a u křivek profilu, drsnosti a vlnitosti lomových povrchů
- Stanovení parametrů nesouměrnosti P_{sk} , R_{sk} a W_{sk} u křivek profilu, drsnosti a vlnitosti lomových povrchů
- Stanovení kvadratických sklonů $P_{\Delta q}$, $R_{\Delta q}$ a $W_{\Delta q}$ u křivek profilu, drsnosti a vlnitosti lomových povrchů

Podrobný návod k těmto laboratorním úlohám společně s výkladem problematiky povrchové drsnosti, návodem na ovládání konfokálního mikroskopu a ukázkovými daty z měření lze nalézt na webu Ústavu fyziky FAST VUT na veřejně přístupné adrese http://fyzika.fce.vutbr.cz/index.php?stranka_id=181.

3. Závěr

Tento příspěvek upozornil na rostoucí význam konfokální techniky - jakožto moderního směru světelné mikroskopie - v materiálovém inženýrství, zejména v oboru hydratovaných cementových materiálů. Stručně byly shrnuty principy konfokálního zobrazování a připomenuty výhody oproti konvenčním mikroskopickým technikám. Na příkladu publikovaných výzkumných pracích byly ilustrovány některé možnosti této techniky. Konfokální technika je v současné době stále více zdokonalována, takže lze očekávat další rozšiřování jejích možností i v blízké budoucnosti. Tato technika představuje již nyní značný technologický pokrok, na který by měly adekvátně reagovat zejména vzdělávací instituce technického směru a umožnit tak studentům se s novou technikou prakticky seznamovat.

Založením malé studentské laboratoře konfokální mikroskopie získala Fakulta stavební VUT a tím i celé Vysoké učení technické v Brně velmi moderní instrument, který významným způsobem obohatí výukové možnosti této vysoké školy a přiblíží ji v oblasti povrchového testování materiálů k obdobným zahraničním pracovištím.

Poděkování

Práce byla podpořena grantem FRVŠ MŠ ČR 1108/2009 a vnitřním grantovým systémem FAST VUT- grant VG 316/2009.

Literatura

- [1] WILSON, T. (editor): *Confocal Microscopy* (Academic Press, London, 1990).

-
- [2] PRASAD, V.; SEMWOGERERE, D.; WEEKS, E. R.: *Journal of Physics: Condensed Matter* 19, 113102 (2007).
 - [3] LANGE, D. A.; JENNINGS, H. M.; SHAH, S. P.: *Journal of American Ceramic Society* 76, 589 (1993).
 - [4] ABELL, A. B.; LANGE, D. A.: *International Journal of Solids Structures* 35, 4025 (1998).
 - [5] NICHOLS, A. B.; LANGE, D. A.: *Cement and Concrete Research* 36, 1098 (2006).
 - [6] KURTIS, K., E.; EL-ASHKAR, N. B.; COLLINS, C. L.; NAIK, N. N.: *Cement and Concrete Research* 25, 695 (2003).
 - [7] HEAD, M. K.; BUENFELD, N. R.: *Cement and Concrete Research* 36, 896 (2006).
 - [8] HEAD, M. K.; WONG, H. S.; BUENFELD, N. R.: *Cement and Concrete Research* 36, 1483 (2006).
 - [9] ELSER, L.; LENS, T.; AARRE, T.; QUENARD, D., SMOLEJ, V.: *Cement and Concrete Research* 25, 827 (1995).
 - [10] JAKOBSEN, U. H.; JOHANSEN, V.; THAULOW, N.: *Material Research Symposium Series* 370, 227 (1995).

Kontakt

Prof. RNDr. Tomáš Ficker, DrSc., tel: 00420 541 147 661, e-mail: ficker.t@fce.vutbr.cz, Ústav fyziky, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

POROVNÁNÍ CITLIVOSTI INDIKÁTORŮ VÝZTUŽE

COMPARISON OF REBAR DETECTORS SENSITIVITY

Dalibor Kocáb, Petr Cikrle, Ondřej Pospíchal, Petra Odehnalová

Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně

Anotace:

Nedestruktivní určení množství a polohy výztuže je důležitým aspektem při diagnostice železobetonových konstrukcí. Tento příspěvek se zabývá porovnáním citlivosti různých indikátorů výztuže. Zkoumána byla především schopnost indikovat výztuž v závislosti na krytí a světlé vzdálenosti jednotlivých vložek

Annotation:

Non-destructive detection of quantity and position of reinforcement is important aspect by reinforced concrete structure diagnostics. This paper deals with comparison of several rebar detectors sensitivity. There was examined above all the ability to detect reinforcement in dependence on concrete cover and clear distance between bars

Klíčová slova: Indikátor výztuže, diagnostika, železobeton

Keywords: Rebar detector, diagnostics, reinforced concrete

1. Úvod

Ve stavební praxi se často setkáváme s potřebou najít a lokalizovat výztuž v železobetonové konstrukci, hlavně pomocí elektromagnetických indikátorů. K nejčastějším případům z praxe patří

- kompletní průzkum výztuže u starších železobetonových konstrukcí, od nichž se ztratily plány;
- kontrola kvality nově prováděných konstrukcí, zejména z hlediska dodržení předepsaného krytí výztuže;
- lokalizace výztuže v případech, kdy je nutné v konstrukci vyvrtat prostupy;
- lokalizace výztuže při odběru vzorků pro zkoušky betonu.

Na trhu je celá řada indikátorů velmi rozdílných z hlediska kvality i ceny. Každý zájemce o takový přístroj by měl vědět, jaké jsou klady a zápory této metody a jakou přesnost při hledání výztuže či jiných zabudovaných prvků očekává. V zásadě platí, že od levného přístroje nelze očekávat zázraky, ovšem jistá omezení mají i nejdražší přístroje. Cílem příspěvku není ani tak hodnotit jednotlivé přístroje na našem trhu, jako spíše poskytnout určité vodítko při rozhodování o koupi indikátoru výztuže.

2. Experimentální část

2.1. Údaje o testovaných přístrojích

K dispozici bylo 5 přístrojů – Proceq Profometer 3 (Obr. 1.), Proceq Profoscope (Obr. 2.), Bauhaus LMHS 1000 (Obr. 3.), Bosch DMO 10 (Obr. 4.) a Bosch PDO Multi (Obr. 5.).



Obr. 1.: Proceq Profometer 3 – vlevo se základní sondou, vpravo s hloubkovou sondou



Obr. 2.: Proceq Profoscope



Obr. 3.: Bauhaus LMHS 1000



Obr. 4.: Bosch DMO 10



Obr. 5.: Bosch PDO Multi

Jedná se o poměrně pestrý průřez indikátorů výztuže, které se momentálně v praxi vyskytují, ať už se jedná z hlediska ceny, tak z hlediska kvality. Je ovšem třeba podotknout, že se na trhu pohybuje další řada hledačů výztuže, které nejsou v tomto článku postiženy. Jedná se mimo jiné o Proceq Profometer 4, který je ale srovnatelný se zkoušeným Profometrem 3, dále od téže firmy Proceq Profometer 5, zvaný „Modrý zázrak“, či PS 200 Ferrosan od firmy Hilti. Dva posledně jmenované indikátory patří společně s Profoscopem k tomu nejmodernějšímu, a pravděpodobně i nejkvalitnějšímu, co je v současnosti k dostání, čemuž také odpovídá pořizovací cena pohybující se výrazně nad 100 tisíc Kč.

Profometer 3 se vyrábí od roku 1984. V dnešní době se již nevyrábí a tudíž ani neprodává. Pořizovací cena byla v devadesátých letech minulého století přes 100 tisíc Kč. Jedná se o velmi kvalitní přístroj pro profesionální pracovníky v oboru. Navazoval na něj Profometer 4, který používal stejné sondy. Byl proto stejně přesný, změnil se pouze design a vyhodnocovací jednotka.

Profoscope stojí přibližně 35 tisíc Kč, jde o nejmodernější výrobek firmy Proceq a řadí se mezi vyšší kvalitu, respektive má být kompromisem mezi kvalitou a cenou.

Přístroj firmy Bauhaus LMHS 1000 je v tomto výběru zdaleka nejlevnější. Jeho pořizovací cena se pohybovala okolo 800 Kč. Výsledky jsou pravděpodobně negativně ovlivněny nepřesným používáním – po prozáření se zjistilo, že snímací cívky jsou v přístroji uloženy o 90° pootočený, než by uživatel čekal.

Přístroj Bosch DMO 10 byl k dostání přibližně za 2,0 tisíce Kč a dnes se již nevyrábí. Byl určen pro jak pro řemeslníky, tak pro domácí použití, zejména pro vrtání. V současnosti firma Bosch na trh uvedla přístroj PDO Multi (pro domácí použití) za přibližně 2,5 až 3,0 tisíce Kč. Kromě toho prodává i verzi „professional“ - podobný přístroj DMF 10 Zoom v modré barvě za 3,5 až 4,0 tisíce Kč. Další z přístrojů od firmy Bosch Wallscanner D-tect 100 Professional v cenové relaci kolem 20 tisíc Kč nebyl k dispozici.

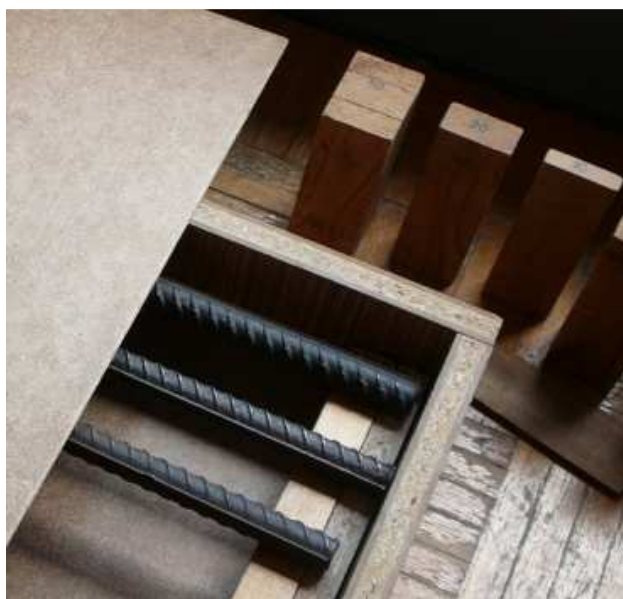
2.2. Metodika porovnávání citlivosti

Princip, na kterém indikátory výztuže pracují, lze definovat jako využívání elektromagnetického pole. Právě to vyvolávají budící cívky kolem přístroje. Ve výztuži tak vzniká vířivý proud, který snímají snímací cívky.

Lze tedy zjednodušeně konstatovat, že čím blíže je výztuž k sondě, tím je odezva přístroje větší. Ve skutečnosti klesá odezva přístroje s přibližně druhou mocninou vzdálenosti výztuže od sondy. Novější přístroje indikují i předměty z neželezných kovů – např. elektroinstalaci [1].

Jedním z nejdůležitějších ukazatelů citlivosti indikátorů je jejich schopnost rozeznat jednotlivé vložky umístěné v určité vzdálenosti vedle sebe. Pokud jsou vložky příliš blízko od sebe, přístroj reaguje, jako by pod povrchem byl kompaktní ocelový prvek (např. plech). Pojem „příliš blízko od sebe“ je přitom závislý na průměru vložek a zejména na velikosti krycí vrstvy betonu – se vzrůstající hloubkou musí být vzdálenost mezi vložkami výrazně větší, aby je přístroj rozeznal.

Porovnání citlivosti jednotlivých indikátorů výztuže bylo zkoušeno na 3 výztužných vložkách o průměru $\varnothing 16$. Ty byly uloženy s různým krytím 25, 40, 55 a 70 mm - krycí vrstva byla měněna pomocí dřevěných podkladků. Světlá vzdálenost mezi jednotlivými vložkami byla dosažena díky distančním vložkám, vše viz Obr. 6.



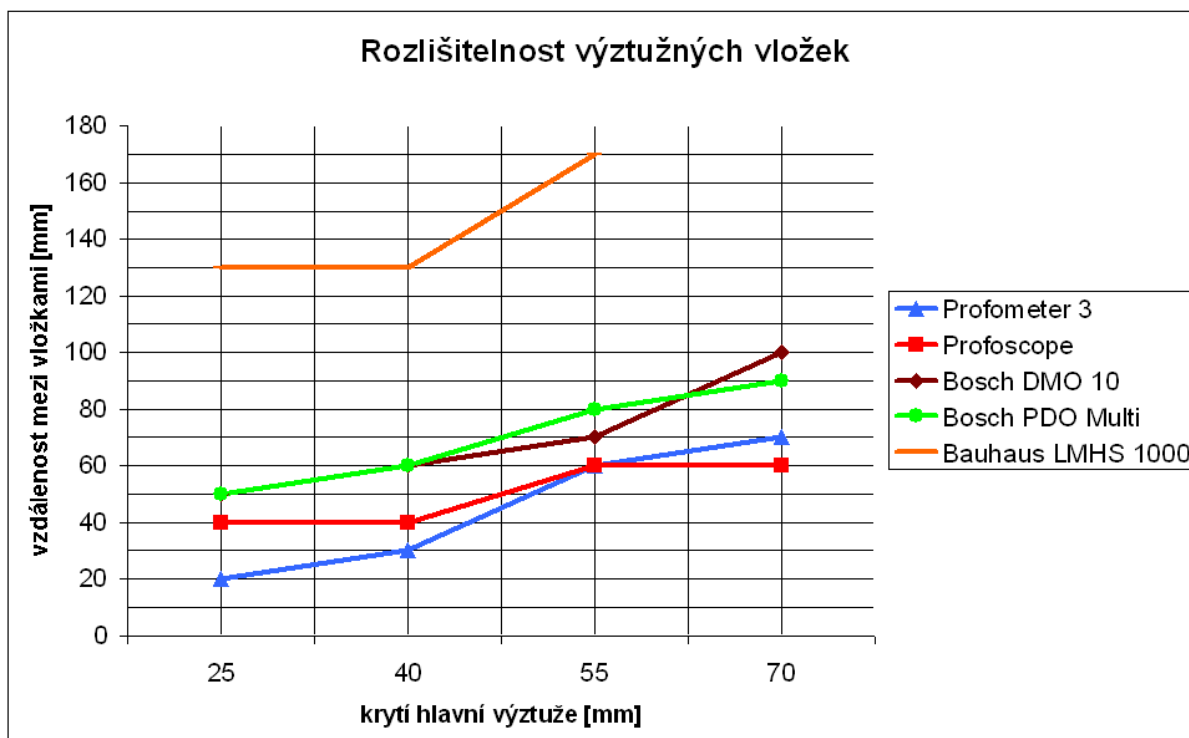
Obr. 6.: Přípravek pro porovnání citlivosti indikátorů

2.3. Výsledky porovnávacích měření

V rámci stanovení rozlišitelnosti jednotlivých výztužných vložek při daném krytí výztuže si téměř při všech mocnostech krytí nejlépe počínal přístroj Profometer 3, který při krytí 25 mm dokáže od sebe bezpečně rozeznat dva pruty, jejichž světlá vzdálenost je alespoň 20 mm. Profoscope od firmy Proceq rozliší při stejném krytí od sebe dva pruty o minimální světlé vzdálenosti 40 mm, oba přístroje Bosch shodně výztužné vložky se světlou vzdáleností 50 mm. Pro přístroj Bauhaus je tato světlá vzdálenost 130 mm.

Při největším nastaveném krytí 70 mm prokázal největší citlivost přístroj Profoscope, pro něhož byla rozeznatelná minimální světlá vzdálenost vložek 60 mm. Pro Profometer 3 byla výsledná distance 70 mm, je však nutno uvést, že pro toto krytí byla již použita hloubková sonda – s povrchovou sondou nebylo možné měření při tomto krytí provést. Přístroje Bosch rozeznaly pruty při světlých vzdálenostech 90 a 100 mm, pro přístroj Bauhaus je toto krytí mimo dosah.

Výsledné naměřené hodnoty pro všechny přístroje a všechny zkoušené mocnosti krytí jsou uvedeny v grafu na Obr. 7



Obr. 7.: Naměřené hodnoty rozlišitelnosti výztužných vložek jednotlivými přístroji

Při zjišťování intenzity signálu (stanovení maximální hloubky dosahu signálu a přesnosti krytí) byly stanoveny následující výsledné hodnoty.

Profometer 3 je schopen indikovat výztuž při krytí 50 – 60 mm při použití povrchové sondy, při použití hloubkové sondy do mocnosti krytí 120 mm (lze však nastavit režim maximálního výkonu baterií, při němž se dosah ještě zvýší). Určené krytí do 60 mm je prakticky zcela přesné, při větších hloubkách s hloubkovou sondou dochází ke zkreslení od 0 do 15 mm (naměřená hodnota je nižší než skutečná).

Pro Profoscope je mezní hloubka dosahu signálu 80 mm, do 30 mm je určování polohy přesné i se světelnou signalizací. Krytí určuje přístroj přesně.

Pro Bosch DMO 10 je mezní hloubka dosahu signálu 70 mm, novější Bosch PDO Multi indikuje výztuž až do hloubky 100 mm. Oba přístroje stanovují mocnost krytí relativně dobře, prakticky vždy však přibližně o 10 mm až 15 mm nižší hodnotu, což by mělo sloužit jako rezerva při případném vrtání do zkoumané konstrukce. U novějšího přístroje Bosch PDO Multi bohužel chybí číselný údaj o krytí výztuže a hloubku lze určit pouze podle počtu signalizovaných čárek na stupnici (1 čárka – 10 mm).

Přístroj Bauhaus indikuje výztuž do hloubky 50 mm, při 60 mm krytí se již objevují problémy. Krytí nestanovuje.

3. Závěr

Z porovnání jednotlivých indikátorů výztuže se jeví jako nejlepší profesionální přístroje firmy Proceq. Je to pochopitelné vzhledem k jejich ceně, i vzhledem k jejich určení. Neměli jsme ovšem srovnání s ostatními profesionálními indikátory, které se pohybují v podobných, či vyšších cenových relacích – Profometer 5 nebo PS 200 Ferroscan.

Zajímavé výsledky vyšly u přístroje Profoscope, kdy při krytí výztuže 25 mm nedokázal od sebe spolehlivě rozlišit jednotlivé vložky výztuže, pokud byly od sebe vzdáleny méně než 40 mm, avšak při větším krytí ocelové výztuže se ukázal jako nejpřesnější a předčil i Profometer 3 (který byl u malého krytí až dvakrát přesnější). Nutno podotknout, že při rozlišení vložek napomohlo jejich pravidelné rozmístění, stejné profily i stejné krytí. Otázkou je, jak by si poradil se složitějšími případy umístění výztužných vložek.

Vzhledem ke své přijatelné ceně dopadly dobře i výrobky firmy Bosch. Nemohou se sice s profesionálními a dražšími indikátory rovnat, svůj účel však plní kvalitně. Osvědčí se především v místech, kde není příliš výztuže a kde není požadováno naprosto přesné určení polohy jednotlivých vložek – ideální pro řemeslníky, na náročnější diagnostiku je nutné použít některý z profesionálních indikátorů.

Výsledky výrobku firmy Bauhaus jsou zřejmě zkreslené otočením cívek v přístroji oproti předpokladům, proto se indikátor nedá objektivně hodnotit.

Poděkování

Tento příspěvek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 0021630519 a grantového projektu GAČR č. 103/09/1073.

Literatura

- [1] Cikrle, P.; Elektromagnetické indikátory výztuže. Studijní materiály, VUT Brno, 2008.

Kontakt

Ing. Dalibor Kocáb, tel: 00420 541 147 811, e-mail: kocab.d@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Petr Cikrle, Ph.D., tel: 00420 541 147 814, e-mail: cikrle.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Ondřej Pospíchal, tel: 00420 541 147 811, e-mail: pospichal.o@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Petra Odehnalová, tel: 00420 541 147 829, e-mail: odehnalova.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Vysoké učení technické v Brně



Sborník recenzovaných příspěvků konference
ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ 2009

6. - 7. října 2009, Fakulta stavební VUT v Brně

Editoři:

Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.

Ing. Ondřej Anton, Ph.D.

Náklad:

200 ks

Rok vydání:

2009

Kontaktní adresa:

VUT v Brně, Fakulta stavební

Ústav stavebního zkušebnictví

Veveří 95, 602 00 Brno

ISBN 978-80-214-3951-1