



Sborník recenzovaných přednášek

XXVI. MEZINÁRODNÍHO SYMPOZIA SANACE 2016

18. - 20. 5. 2016



Sdružení pro sanace
betonových konstrukcí



Ústav stavebního zkušebnictví,
Fakulta stavební, VUT v Brně

ISBN 978-80-214-5340-1

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

SDRUŽENÍ PRO SANACE
2016
SANACE
 KONSTRUKČNÍ BETONOVÝCH

Partneři:



Mediální partneři:



18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

OBSAH

HAVÁRIE KONSTRUKCE ZÁCHYTNÉ SÍTĚ GOLFOVÉHO HŘIŠTĚ Zdeněk Bažant, Jan Koláček	9
PROBLÉMY ÚPRAV ZÁKLADŮ, MOŽNOSTI ŘEŠENÍ Zdeněk Bažant	15
STATICKÉ POZNÁMKY K PŘESTAVBĚ HISTORICKÉHO OBJEKTU Zdeněk Bažant, Radim Nečas	25
NOVÉ MOŽNOSTI RYCHLÝCH OPRAV PORUCH CEMENTOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ Zdeňka Bažantová, Karel Kolář, Petr Konvalinka, Jiří Litoš, Pavel Reiterman	35
CHYBY A PORUCHY BETONOVÝCH NÁDRŽÍ BIOPLYNOVEJ STANICE Juraj Bilčík, Július Šoltész	43
SANACE PŘELIVNÉ HRANY JEZU NA SVITAVĚ, CACOVICE Zdeněk Bíza	51
SANACE BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ ČOV ŠAKVICE Zdeněk Bíza	59
VYSOKOTLAKÉ ZAŘÍZENÍ FIRMY HAMMELMANN PRO SANACE BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ „AQUAJET 14“ – VYŠŠÍ VÝKON PRO SANAČNÍ PRÁCE Ladislav Glovacz	67
K MOŽNOSTEM NEDESTRUKTIVNÍHO VYŠETŘOVÁNÍ MATERIÁLOVÝCH VLASTNOSTÍ DRÁTKOBETONU Leonard Hobst, Jiří Vala	77
OBNOVA BETONU VE VRSTVÁCH: ŘEŠENÍ NEBO PROBLÉM? (OBNOVA A OCHRANA BETONU ZCELA JINAK) Pavel Jarolím	89
VYUŽITÍ PĚNOBETONŮ PRO SANACI PODLAHOVÝCH KONSTRUKCÍ Karel Mikulica, Martin Labaj, Rudolf Hela	99
WEBER.REP SURFACE – VÍCEÚČELOVÁ SPRÁVKOVÁ MALTA NA BETON 3V1 Petr Müller	107

MOSTY Z TYČOVÝCH PŘEPJATÝCH PREFABRIKÁTŮ Z LET 1960-1990, REFLEXE
SOUČASNÉHO STAVU

Květoslav Rušar, Jaromír Rušar 117

PLOŠNÉ ZAKLÁDÁNÍ PŘI REKONSTRUKCÍCH A VÝSTAVBÁCH OBJEKTŮ
V PROLUKÁCH

Jiří Strnad 131

NEKVALITA JAKO FUNKCE ZTRÁTY INFORMACÍ

Jaroslav Synek 141

MOŽNOSTI SANACE BETONOVÉ KONSTRUKCE OBLOUKOVÉ ČÁSTI LIBEŇSKÉHO
MOSTU V PRAZE PŘES VLTAVU

Vítězslav Vacek, Jiří Kolísko, Petr Tej, Milan Hrabánek 149

HODNOCENÍ PANELOVÉ SOUSTAVY PS 61 V PLZNI

Luděk Vejvara, Michal Novák 161

OPRAVA POŽÁRNÍ NÁDRŽE V OBCI LETOVICE - JASINOV

Jan Všeťka, Zdeněk Bíza 171

Vážené dámy a pánové,

je opět před námi XXVI. mezinárodní symposium Sanace, zvolené nosné téma je „Sanace a rekonstrukce objektů v kontextu památkové ochrany“
Symposium se stalo od svého založení místem setkávání stavebních odborníků, prezentování a předáváním odborných poznatků, místem konzultací a především umožňuje sledovat vývoj problematiky z oblasti oprav a rekonstrukcí stavebních děl.

Použitím vhodné sanační technologie se předpokládá prodloužení životnosti o dalších 15 až 25 let, podle charakteru objektu. Sanační metody mají za cíl obnovit původní stav a funkce objektu a to odstraněním příčin a následků poruch nebo mají za úkol zvýšit únosnost, případně zlepšit prostorové řešení.

Při řešení uvedených problémů je třeba si uvědomit, že finanční náklady i vynaložená pracnost na řádnou údržbu jsou jen zlomkem hodnot, které je nutno vynaložit na nákladné a pracné rekonstrukční práce u konstrukcí vážně poškozených vlivem špatné či dokonce žádné údržby.

Z toho vyplývá, že řádná a pravidelná údržba konstrukcí je vysoce efektivním a racionalizačním prvkem celkové bilanční hodnoty vybudovaného díla.

Přáním všech stavbařů je tedy předcházet poruchám a závadám, a tak zachovat dalším generacím vyhovující a stavebně dobrý stav konstrukcí v ČR.

Důkladný rozbor a dokonalé poznání charakteru poruchy, závady a příčiny vzniku, stanoví také vhodný způsob zabezpečení konstrukce.

Některé poruchy svým vzhledem přímo určují příčinu a dobu vzniku, jindy lze jen velmi obtížně posoudit, zda se jedná o poruchu starší nebo vzniklou nedávno, zda se stav poruchy ještě mění, popřípadě jak rychle z těchto důvodů je třeba porušenou konstrukci po určitou dobu sledovat, a to z hlediska vzniku a rozvoje trhlin, deformací, posuvů a sedání.

Časté jsou poruchy vyvolané nedostatečnou kázní při výstavbě, jako např. neodborné provedení bednění, nevhodný postup betonáže a ošetřování čerstvé směsi, nesprávné výškové uložení výztuže (snížení statické výšky), nedostatečné krytí apod. U předpjatých konstrukcí závadovou oblastí bývá kotvení a napínání výztuže, při betonážích dochází k deformaci kanálků (zvětšení tření při napínání) i k nedostatečnému zainjektování. Nebezpečná je také koroze předpínací výztuže, která se vyskytuje již před uložením a předpínáním. K porušení prefabrikovaných prvků dochází často při manipulaci.

Důležitým podkladem pro stanovení postupu opravy je podrobný průzkum, který se provádí v rámci pravidelných a systematických prohlídek. Je třeba si uvědomit, že důkladný odborný rozbor stavu konstrukce je složitý komplex velmi náročných prací, které vyžadují znalost řešení specifických problémů v řadě oborů.

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

Závěrem chci poděkovat všem autorům odborných příspěvků a přednášejícím, odborným garantům a organizačním pracovníkům za přípravu a organizaci sympozia. Nemalý díl poděkování patří členům vědeckého výboru Sympozia.

V Brně, duben 2016

Doc. Ing. Jan Tomek, CSc.

HAVÁRIE KONSTRUKCE ZÁCHYTNÉ SÍTĚ GOLFOVÉHO HŘIŠTĚ

CONSTRUCTION FAILURE OF SAFETY NETTING OF GOLF COURSE

Zdeněk Bažant, Jan Kolářek

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

Anotace:

Statically podceněná konstrukce záchytné sítě na ocelových sloupcích se porušila větrem. Provedeno zhodnocení a přepočet.

Annotation:

Statically underestimated construction of safety netting on steel columns collapsed due to wind action. An assessment and analysis of structure was realized.

Klíčová slova:

Ocelové sloupky, síť, účinek větru, havárie

Keywords:

Steel columns, netting, wind action, breakdown

1. Úvod

Při působení větru, velikosti nepřevyšující normové hodnoty, se zhroutila konstrukce záchytné sítě golfového hřiště. Štíhlé ocelové sloupky, nesoucí síť, se zlomily. Hřiště se nachází v údolí v oblasti Beskyd. Ke konstrukci nebyla k dispozici žádná výkresová dokumentace, rozměry konstrukce a jejich detaily byly ověřeny měřením dokumentovány fotograficky [7], zřejmě také nebyla posouzena statickým výpočtem [1, 4 až 6]. Konstrukce je neznámého stáří.

2. Popis konstrukce

Konstrukce byla tvořena z ocelových pozinkovaných sloupků – trubek dl. 9,0 m (délka trubky měřena nad terénem) ϕ 89 mm se stěnou tloušťky 4 mm; jednotlivé sloupky byly umístěny ve vzdálenostech 4,50 m od sebe. U části delších sloupků došlo nejprve k deformacím a později k jejich zlomení tam, kde končí vnitřní vyztužení další vnitřní trubkou ϕ 76 mm se stěnou tloušťky 7 mm [2]. Konstruktivně bylo toto uspořádání provedeno tak, že na vnitřní trubku byla zřejmě nasazena vnější trubka (bez vzájemného propojení obou trubek). O založení sloupků/stožárů není nic známo, sondy nebyly z provozních důvodů provedeny. Mezi sloupy byla natažena záchytná síť. Z vnějšího vzhledu stavby bylo zřejmé, že byla dříve opravována. Rozsah a způsob v minulosti provedené opravy však není známý.



Obrázek 1.: Havarovaná konstrukce záchytné sítě.



Obrázek 2.: Detail zlomeného sloupku. Zlomení v místě zesílení.

3. Porušení konstrukce

V nedávné době došlo k havárii sloupků. Směr zlomení odpovídá předpokládanému směru převládajícího působení větru. Lze vyloučit, že by výklon a havárie mohly být vyvolány působením sněhu či námrazy, či jiné vnější akce.

Přepočet sloupků však prokázal, že i běžný „normový“ vítr nebyla schopna bez poškození přenést. To, že konstrukce tak dlouho odolala účinkům větru lze přisoudit tomu, že jeho intenzita byla do doby havárie menší, než požaduje norma. Je dále zvláštní, že k poruše nedošlo již v prvních zimních měsících po postavení konstrukce, kdy síť byla jistě pokryta námrazou a zachyceným sněhem.



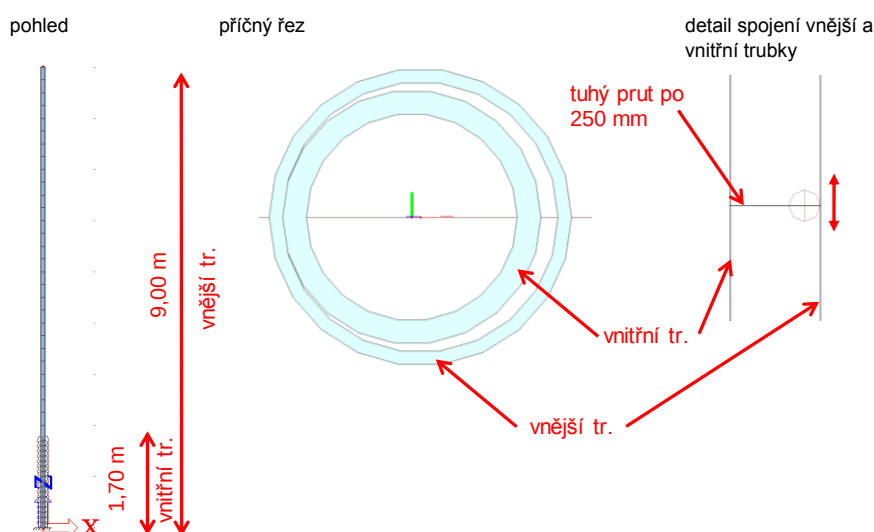
Obrázek 3.: Detail zlomení
s pohledem na vnější a vnitřní
trubku



Obrázek 4.: Detail vnější a vnitřní
trubky (ϕ 89.4, ϕ 76.7)

4. Přepočet

Konstrukce sloupků byla staticky přepočítána. Byl vytvořen prutový model obou sloupků v programu SCIA ENGINEER 15.1.100, který byl zatížen vlastní tíhou a větrem dle normy ČSN EN 1991-1-4 „Zatížení konstrukcí větrem“. Materiál trubek byl předpokládán třídy S235, síť byla vzata dle podkladu 0 jako síť PE s oky 20 x 20 mm a průměru 1,1 mm s vypočteným součinitelem plnosti 11%.



Obrázek 5.: Statický model, příčný řez a detail spojení trubek (umožňuje
pokluz v podélném směru trubky)

Nx

My

Nx

My

Obrázek. 7: Průhyb od charakteristické kombinace počítané nelineárně

5. Závěr

Konstatuje se, že havárie konstrukce byla vyvolána především její problematickou konstrukcí. Konstrukci je nezbytné odstranit a nahradit ji jinou, navrženou a provedenou se zohledněním působení větru, sněhu a námrazy.

Poděkování

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

Literatura

- [1] Měření a fotodokumentace zřícené konstrukce z března 2016.
- [2] FUCHS, J., REC, M., ŠEFL, E.: Statické hodnoty kovových válcovaných průřezů. SNTL Praha 1989.
- [3] <http://www.dobes-site.cz/katalog/site-na-golf.html>
- [4] ČERNOHORSKÝ, V.: Rozlítávací voliéra. <http://docplayer.cz>
- [5] PUME, D., ČERMÁK, F.: Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí. ARCH Praha 1993.
- [6] BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L.: Statika při rekonstrukcích. 6. vydání (upravené) CERM Brno, 01/2015.
- [7] Fotodokumentace Lapa Service, s.r.o., Brno

Kontakt

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

Ing. JAN KOLÁČEK, Ph.D., tel: 00420 541 147 870, e-mail: kolacek.j@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veverí 95, 602 00 Brno.

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

PROBLÉMY ÚPRAV ZÁKLADŮ, MOŽNOSTI ŘEŠENÍ

MODIFICATION PROBLEMS OF FOUNDATIONS, ITS REPAIR POSSIBILITIES

Zdeněk Bažant

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

Anotace:

V poslední době bylo ověřováno několik rekonstrukcí zděných základových pásů i patek, které vedly k poruchám a haváriím. Jsou popsány příčiny a následky těchto havárií i možnosti jejich řešení.

Annotation:

Several reconstructions of continuous masonry foundation strips and footings, which causes accidents, were tested in the last time. The causes, consequences and repair possibilities are described.

Klíčová slova:

Veřejné a obytné budovy, zděné pásové základy, patky, havárie při rekonstrukcích, následky, možnosti řešení.

Keywords:

Public and residential buildings, masonry strip foundations, footings, problems during its reconstructions, consequences, repair possibilities

1. Úvod

Čas od času se při rekonstrukcích staveb zasahuje do stávajících základů. Pro jakoukoliv rekonstrukci (zesilování) základů se doporučuje zajistit si nejprve inženýrsko-geologický posudek staveniště. Ten by měl vypracovat inženýrský geolog. Statik a inženýrský geolog by se měli rámcově dohodnout na předpokládaném řešení rekonstrukce či zesilování základů.

Geologický posudek se má zabývat únosností a možnými deformacemi podzákladí, přítomností a složením vody v podzákladí i tvarem a konstrukci starých základů (např. skutečné uspořádání, hloubky založení, antropogenní vlivy apod. – Obr. 1, 2, 14).

Mělo by se zjistit, jsou-li základy betonové či zděné z cihel, kamene, smíšeného zdiva, také stav malty nebo betonu, či byly-li základy hlubinné.



Obrázek 1.: Neočekávané středověké uspořádání kamenných klenbových základů pod uliční zdí městského domu.



Obrázek 2.: Raně středověké pece na pálení vápna (šipka) v místě nových pásových základů, jejichž provedení muselo být změněno.

Počet a místa sond se určí po dohodě statika a inženýrského geologa. Sondy by měly být situovány tak, aby z nich bylo možné sestavit inženýrskogeologické řezy stavebním pozemkem. Mělo by být rozhodnuto o tom, budou-li sondy kopané nebo vrtané (tj. bude-li zapotřebí vrtací zařízení). Inženýrskogeologický průzkum není laciný; je vždy zapotřebí počítat s náklady na jeho provedení.

Náhradou inženýrskogeologického průzkumu může být podobný posudek blízkého staveniště, nebo znalost podzákladí z inženýrskogeologického archivu. Pro základní (nezávaznou) informaci o podzákladí lze použít i inženýrskogeologickou mapu.

Funkčnost nově vytvořeného (rozšířeného) základu se dosáhne vhodnou aktivací (např. přitížením nadstavbou). Ta by měla být na konstrukci přiložena až dodatečně – tedy základ by měl být zesílen jako prvý. Je třeba počítat s tím, že společné působení starého a nového základu nastane po určité době (kdy základ dále mírně sedne) [4 až 13].

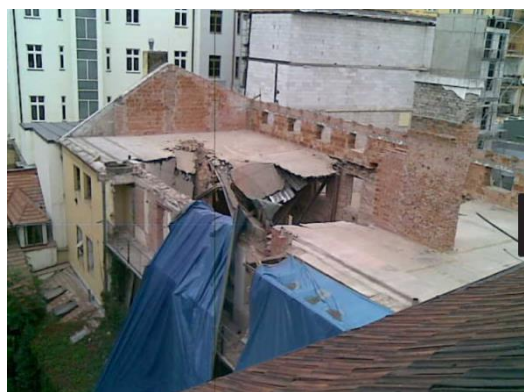
2. Příčiny poruch

Projevem poruch jsou povětšinou trhliny. Příčiny poruch, a důvody pro zesilování základů mohou být vyvolány:

- Změnami silového působení z horní stavby při nárůstu vnějších sil (např. při změně účelu stavby, kdy dochází ke zvětšení užitého zatížení).
- Přestavbami (při přerozdělení zatížení, vyvolaném odstraněním částí původní konstrukce, nebo při jejím doplnění novými nosnými prvky).
- Nadstavbami či jiným zvýšením zatížení.
- Snížením základové spáry (např. při zřizování dalšího podzemního podlaží, při zvýšení výšky úrovně suterénu, při stavbě v proluce, při změně dispozice v suterénu apod.).
- Zvýšením sedání starých základů, náklonem objektu (např. byla-li stavba postavena na nedostatečně ulehlem násypu).
- Nevhodným přitížením okolního terénu,
- Snížováním hladiny podzemní vody při odvodňování nebo čerpání.
- Vnikem vody povrchové nebo podzemní do podlaží z porušených svodů, kanalizace, vodní přípojky).
- Dynamickými vlivy (zemětřesením, silničním nebo železničním provozem).
- Poddolováním.
- Svahovými pohyby (v terénu, náchylném k sesouvání, se doporučuje předem ověřit jeho stabilitu a zajistit bezpečnost na něm stojících staveb - nových, původních i rekonstruovaných). Zkoumáním stability svahů se zabývá specialista – inženýrský geolog [8].



Obrázek 3.: Zřícená střední zeď, sesuté stropní klenby (internet).



Obrázek 4.: Destrukce stropu pod bývalou střechou (internet).

Ve všech případech je nezbytné vzít v úvahu interakci mezi základy a podzákladím na jedné straně a horní stavbou na straně druhé. Proto při jakémkoliv zásahu do konstrukce (např. při opravě či zesílení) je nutné pečlivě zhodnotit možné vlivy na obě části stavby (tj. jak pro základy, tak i pro horní stavbu). Analýza interakce horní a dolní stavby obvykle umožní porozumět změnám relativní tuhosti objektu – např. změnou polohy globálního těžiště stavby se může zhoršit její stabilita a vyvolat její naklání.

V seismických oblastech je nezbytné provádět obzvláště podrobný rozbor interakce mezi horní a dolní stavbou, neboť podloží musí být hodnoceno ve dvojí funkci, tedy v přenášení seismických vlivů a v podporování konstrukce.

3. Dva příklady havárií

Ze znalecké práce je možné uvést dva příklady:

U nekvalitně vyzděné a novými otvory oslabené střední zdi v 1. PP objektu z roku 1872 došlo při nevhodně prováděném podbetonování jejího základu k poklesu a k následnému zřícení stavby s oběťmi na lidských životech - Obr. 3, 4.



Obrázek 5.: Potrhání (šipka) uliční fasády při nezajištěném výkopu v proluce.



Obrázek 6.: Dodatečné zajištění štítové stěny vzpěrami při stavbě v proluce.

Odstranění zeminy pod úrovní základové spáry totiž vyvolává ztrátu únosnosti podloží pásového základu - viz např. G. G. Meyerhof [1], respektive [2, 3, 7 až 13].

Odbourání řadového domu v proluce mezi dvěma objekty, bez dostatečné pozornosti pásovému základu štítové zdi staršího z nich, vyvolalo u domu rozsáhlou poruchu, kterou bylo nutné řešit nákladným statickým zajištěním pro záchranu poškozeného domu (Obr. 5, 6). Volné zdi, pod nimiž se má pracovat, je vždy nezbytné předem staticky zajistit a vzepřít.

4. Plošné zesilování základů

Problematické může být rozšíření kontaktní plochy základu. Pokud je sedání ovlivněno vrstvou podloží ležící v hloubce, pak stabilitu konstrukce je možné zlepšit redukováním celkového zatížení. Na druhé straně, jestliže povrchové vrstvy podzákladí jsou měkké, rozšíření základu může být pro přenášení dodatečných zatížení užitečné. Tuto úpravu lze akceptovat u nepřetížených základových spár u běžně prováděných zesílení základů, rozšířených za účelem zvýšení jejich únosnosti

při nástavbách, přestavbách apod. Taková řešení jsou u zděných konstrukcí poměrně běžná. Plošné rozšíření základů se má vždy provést tak, aby starý a nový základ byly spojeny zazuběním (vyřezaným nebo vybouraným ve starém základu), nebo ukotvenými a injektovanými mikrohřeby do vrtaných děr ve starém základu.

V následující části budou zmíněna řešení plošného rozšíření základů. Další možnosti (jako jsou dodatečné hlubinné podepření - mikropiloty, piloty, šachtové pilíře, či ztužení základů předpínáním) zmiňovány nebudou. Plošné rozšíření (zesílení) základů je možné provést dle místních podmínek.

4.1. Obetonování a podbetonování

Pokud se u stávajícího objektu dodatečně zvětšuje hmotnost budovy (nástavbou, změnou účelu budovy apod.), nebo při trvalém a neodstranitelném snížení pevnosti základové půdy, se tato úprava navrhuje často. Přichází v úvahu i tehdy, jsou-li základy chatrné nebo z různých příčin porušené.



Obrázek 7.: Podepření klenbového pásu v objektu z roku 1905.



Obrázek 8.: Podepření klenby mezi klenbovými pásy – viz Obr. 7.

Také prohlubování základů se zajišťuje podobnými adaptačními postupy, obvykle složitými a nákladnými. Přistupuje se k němu tehdy, neleží-li pata základu v nezámrazné hloubce (např. při dodatečném snižování úrovně terénu), zřizují-li se nové sklepy, zakládá-li se budova hlouběji než sousední stavba apod.



Obrázek 9.: Rozšíření základů v 1.PP. při nástavbě domu.



Obrázek 10.: Přibetonování základů zvenčí domu (šipka).

Vždy se musí postupovat obzvlášť opatrně, podchytit alespoň rohy staré zdi a nový základ provádět po částech. Ve zdech nad adaptovanými základy se doporučuje vypažit všechny otvory, podepřít stropy a zdivo podchytit oboustranně vzpěrami (zevnitř i zvenčí podobně jako při zvětšování nebo zřizování otvorů). Zvláště je třeba dobře podepřít klenby (které jsou citlivé na pohyby ve zdivu (Obr. 7, 8) a vzepřít i pilíře kleneb (Obr. 18 až 21).

K vlastní adaptaci se přikročí až po zabezpečení budovy a odlehčení základů. Zemina se smí nejprve odkopat jen jednostranně, do úrovně paty starých základů. Další hloubení, podkopávání, podezdívání základů či jejich vyměňování se provádí po částech a v malých úsecích, zhruba 0,8 až 2,0 m dlouhých (podle druhu zeminy, stavu základů a horní stavby) – Obr. 11, 15 [11].

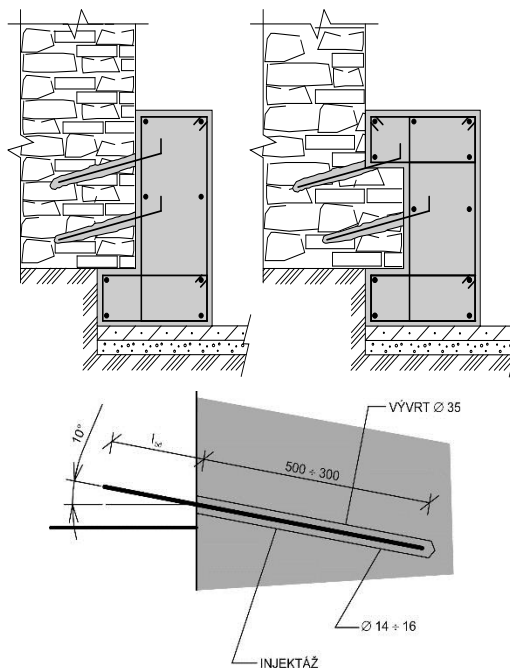


Obrázek 11.: Dva způsoby (i jiné varianty možné) postupného podchycování pásových základů (v délkách cca od 0,8 do 2,0 m – podle druhu zeminy, stavu základů a horní stavby).

Začíná se pod nárožními a meziokenními pilíři, přičemž místa, kde se současně pracuje, by měla být od sebe vzdálena cca 4,0 m. Vedle úseku již opraveného se je možné pracovat až tehdy, kdy zdivo nebo beton řádně ztverdly. Tyto informace lze nalézt v téměř každé odborné literatuře [2, 4 až 15].



Obrázek 12.: Podélná a příčná výztuž zesílení (rozšíření) základového pásu s kotvením mikrohřeby (šipka).



Obrázek 13.: Směrné detaily provedení zesilujícího pásu s ozubem (nahore) a mikrohřebu (dole).

Pod původním základem se může zajistit i výkop pro podélný ozub ze železobetonu (ozub není vždy nutný). Místo od místa se mohou odstranit cihly tak, aby vznikly kapsy (zhruba po 0,5 m) – Obr. 13.

Před prováděním kotvení a ukládání výztuže se položí podkladový beton, zdivo se očistí a spáry proškrabou. Beton se používá kvalitní (alespoň C20/25 a lepší), pro vyztužení se volí betonářská hřebínková ocel; totéž platí i pro kotevní trny – mikrohřeby z profilů $\phi 14 - 20$, které se osazují do zálivky z dobré cementové malty s vhodnou příměsí – Obr. 12, 14, 15, 16.

V novém základu se nejprve položí příčná třmínková výztuž, dále podélná věncová výztuž; výztuž se nastavuje a spojuje svařením. V kříženích a rozích a v návaznosti na příčné ztužující prvky se podélné a příčné pruty dobře prováží. Předpokládá se, že aktivace rozšířených základů nastane při realizaci nadstavby.



Obrázek 14.: Stav původního základů – mohutná kaverna pod dolní hranou základu (šipka).



Obrázek 15.: Betonáž rozšíření základu po částech – viz Obr. 11, 14, 16, 17.



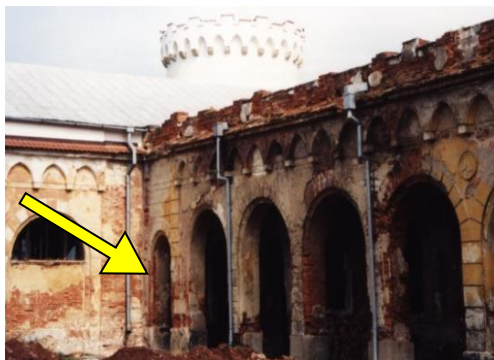
Obrázek 16.: Úprava starého základu mikrohřeby (šipka).



Obrázek 17.: Nový základ po vybetonování - viz Obr. 14 až 16.

Úpravy základů se obvykle navrhnu ve formě směrných detailů. Nelze nikdy vyloučit, že tvar zesílení bude nutné modifikovat (podle okolností zjištěných při rekonstrukčních pracích na stavbě).

Technologický postup zesílení se musí podrobně (nejlépe v bodech) popsat v technické zprávě k projektu. Při návrhu a provádění zesilování základů je nezbytné pečlivé vypracování projektu a při realizaci zajistit zvýšený dozor projektanta.



Obr. 18.: Stav pilířů kolonády zámku před rekonstrukcí (šipka). V pozadí zámecká věž.



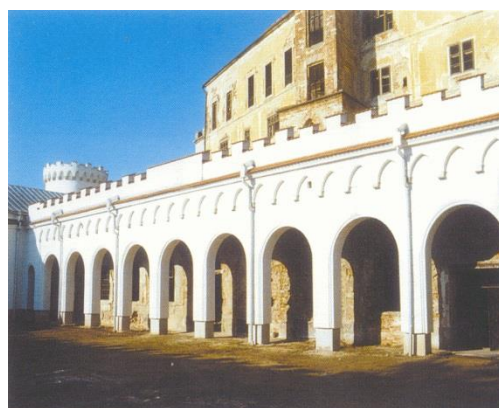
Obr. 19.: Průběh opravy – pilíř i základ odstraněny. Podepření a opravy kleneb.

4.2. Rozšíření kontaktní plochy základu

Poměrně často je nutné velmi podstatně zvětšit plochu základových pásů. Většinou se to stává v případech změny únosnosti podzákladí k horšímu nebo tehdy, kdy přetížení horní stavbou nadměrně vzrostlo; nelze též vyloučit nezbytnost ztužení základů ve vodorovné rovině.



Obrázek 20.: Nový základ (šipka) a nově vyžděný zděný sloup zámku.



Obrázek 21.: Zámecká kolonáda po opravě – viz Obr. 18.

Pokud je mezi stávajícími základy volný prostor je možné využít např. únosnosti zeminy mezi nimi (u pásů, patek) [4 až 7, 9 až 13]. Hlavní myšlenkou je použití obrácené železobetonové klenby, která může být nepředpjatá nebo předpjatá – Obr. 22 až 25.

Doporučuje se místo styku základu a klenby upravit šetrným odsekáním stávajícího základu, nebo do styčné plochy osadit injektované mikrohřeby – Obr. 12 až 16.



Obrázek 22.: Sklepní pilíř (bez základu) před započítím statického zajištění (šipka).



Obrázek 23.: Obrácená klenba ve středověkém sklepení – viz i Obr. 22, 25



Obrázek 24.: Opravený sklep z Obr. 22 a 23. V pozadí zaslepený otvor do dalších sklepních prostor. Sklep je přístupný a je běžně využíván.



Obrázek 25.: Základová reverzní klenba v 1.PP. rekonstruovaného objektu (kulturní dům s knihovnou) z 19. století před započítím betonáže.

5. Závěr

Při úpravách podélných základů je nutné:

1. Zajistit inženýrskogeologický posudek.
2. Ověřit stav a materiál původního základu.
3. Rozhodnout a způsobu zesílení (např. z jedné či obou stran, tvar přibetonování, obrácená klenba apod.).
4. Všechny práce pod terénem původního základu provádět po částech a se statickým zajištěním.

5. Lze zvážít zvýšení možného namáhání podzákladí o cca 15 – 20% u konzolidované půdy (tj. po existence stavby po 5 – 10 létech).

Poděkování

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

Literatura

- [1] MEYERFHOFF, G. G.: Bearing Capacity of Foundations. Géotechnique II, č. 4, 1951.
- [2] MENCL, V.: Mechanika zemin a skalních hornin. Academia Praha, 1966
- [3] PRANDTL, L.: Anwendungsbeispiele zu einem Henckyschen Satz über das plastische Gleichgewicht. Zeitschrift für angewendete Mathematik und Mechanik, 1923.
- [4] BAŽANT Z., KLUSÁČEK L.: Statika při rekonstrukcích. 6. vydání (upravené). CERM s.r.o. Brno, 01/2015,.
- [5] VANĚK, T.: Rekonstrukce staveb. SNTL, Praha 1989.
- [6] WITZANY, J.: Poruchy a rekonstrukce staveb. ČVUT Praha 1994.
- [7] BAŽANT, Z.: Zakládání staveb. SNTL Praha 1960.
- [8] BAŽANT, Z., HUBATKA, F., PASEKA, A.: Vliv některých faktorů na stabilitu svahu. TZB [online] 12.10.2015. www.tzb-info.cz.
- [9] HULLA, J. a kol.: Zakladanie stavieb. ALFA Bratislava/SNTL Praha 04/1987, případně Jaga Group Bratislava 1998.
- [10] HULLA, J. a kol.: Predpoklady a skutočnosť v geotechnickom inžinierstve. Jaga Group Bratislava 2002.
- [11] PETER, P., KOS, J., TKANÝ, Z., VERFEL, J.: Zakládání staveb. SNTL Praha, 1973
- [12] KOS, J.: Rekonstrukce staveb. CERM s.r.o. Brno, 1999.
- [13] KLUSÁČEK, L., BAŽANT, Z., VOLF, M., PASEKA, A.: Zesilování základů předpjatými konzolami a klenbami – věž radnice ve Vyškově. Beton TKS, Praha, 6/2015.

Kontakt

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

STATICKÉ POZNÁMKY K PŘESTAVBĚ HISTORICKÉHO OBJEKTU

STATIC NOTES FOR RECONSTRUCTION OF HISTORIC STRUCTURE

Zdeněk Bažant, Radim Nečas

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

Anotace:

Při rekonstrukci areálu radnice okresního města bylo rozhodnuto zásadně přestavět stávající zchátralý řadový objekt. Dům se nacházel v historické zóně města, části domu byly chráněny památkovou péčí - jednalo se o středověké sklepy pod domem a o uliční zeď. Bylo také nutné adaptovat sklepní prostory, fasády a štítové zdi. Během prací na projektu a při vlastní realizaci bylo třeba z různých důvodů výkresy několikrát přepracovat, zčásti zcela zásadně.

Annotation:

Within the reconstruction of town hall premises, the authorities of a district town decided to rebuild existing ramshackle group house radically. The house is located in a historic area of the city and therefore some parts of the house, namely the medieval cellars and street front, are listed. In addition, the adaptation of the underground spaces, facades and gable walls was necessary, too. In the course of designing process and also during the reconstruction works, the drawings had to be repeatedly revised, partly quite fundamentally.

Klíčová slova:

Radnice, zčásti středověký objekt, celková rekonstrukce, základy, svíslé a vodorovné konstrukce, užití předpínání

Keywords:

Town hall, partly medieval building, total renovation, foundations, vertical and horizontal structures, using of prestressing

1. Úvod

Nová dispozice objektu postavila statiky nejen před úkol zajistit po dobu výstavby stabilitu původní fasádní zdi, ale i její návaznosti na vnitřní prostory domu, včetně historických sklepů a vedlejších staveb. Nové základy byly spojeny se zesíleným původním pásovým základem pod uliční zdí.

Bylo nutné vypořádat se s protlačením sloupů deskou u nezvykle tvarovaného schodiště a také se zlepšením únosnosti a průhybu stropní konzolové části desky pomocí předpětí.

2. Popis a stav původního objektu

Původní řadový objekt sloužil kdysi jako obytný dům, byla v něm provozována i drobná řemeslnická dílna. Po zakoupení domu městským úřadem byl zde umístěn archiv a místnosti městské policie.



Obrázek 1.: Původní uliční fasáda, zčásti vyzděná z vepřovic (viz Obr. 18).



Obrázek 2.: Pohled na původní zchátralý dům ze dvora (viz Obr. 19).

Jednalo se o zděný (cihly, vepřovice) řadový dvoupodlažní podsklepený dům s dřevěnými trámovými stropy a se sedlovou střechou, krytou plechovými šablonami.

Hlavní fasáda domu směřovala do úzké uličky, spojující obě hlavní náměstí města, zadní fasáda byla obrácena do radničního dvora – Obr. 1, 2. Protože vzhled hlavní uliční fasády nebylo možné měnit a bylo také třeba zachovat historické sklepní prostory, požádal Státní památkový ústav o jejich citlivou sanaci a jejich včlenění do nové stavby.

Vzhledem ke stáří objektu (zjištěný rok stavby 1569), intenzivnímu využívání, stavebně-statickému stavu (nevhodnému stavebnímu materiálu, deformacím stropů, krovu, schodiště atd.) bylo nezbytné zajistit jeho téměř celkové odstranění (mimo hlavní fasádní zeď) a novou výstavbu. Při výstavbě byla zajištěna bezpečnosti obou štítů dříve opravovaných domů po levé a pravé straně

prováděné stavby a oprava či náhrada podzemních vedení. Pro upřesnění vzájemných výškových úrovní byly nejprve vedeny vrty přes zdivo štítů, přes které byly později provedeny průchody do přilehlých objektů – Obr. 3, 4.

3. Návrh rekonstrukce

Mimo fasádu do ulice a sklepů byl dům opatrně zbourán; nový návrh dispozice pak respektoval požadavky památkové péče. Protože bylo účelné propojit dům s vedlejšími, úřadem také používanými objekty, bylo dohodnuto vhodně upravit výškové úrovně nových stropů.

Fasádní zeď byla zachována a staticky zajištěna svislým předepnutím pomocí lan – monostrandů $\varnothing 15,5$ mm [1].



Obrázek 3.: Úprava dvojitého průchodu do přilehlého objektu u levého štítu.



Obrázek 4.: Pohled na štít objektu po pravé straně po bouracích pracích.

Vlastní stavba byla navržena a realizována s mohutnými, zčásti předpjatými roštovými základy, kryjícími i původní sklepní prostor [2].



Obrázek 5.: Fasádní zeď po odbourání vnitřních částí domu. Tato zeď byla stabilizována svislým předpětím [1].



Obrázek 6.: Původní vstup do středověkých sklepů, které byly po rozsáhlé opravě zachovány [2].

Výše byl použit vnitřní monolitický železobetonový skelet se zděnými obvodovými stěnami, s kruhovými sloupy, lokálně podepřenými stropními deskami a polokruhovým schodištěm.

Krov byl proveden jako jednoduchá krokrová soustava, opřená o předpjatou stropní desku nad 3.NP., pro střešní plášť byly použity krytinové šablony.

4. Přestavba základů

Staré základy (mimo sklepů – Obr. 6) byly odbourány. Byl použit pouze původní základ pod památkově chráněnou průčelní zdí (který nemohl být odstraněn, neboť na něm tato zeď spočívala – Obr. 5.).

Nové základy byly vybudovány jako železobetonový rošt. Zesílení starého základu bylo provedeno oboustranným přibetonováním podélných základových věnců, které byly příčnými předpínacími tyčemi tuze spojeny s původním zdivem. Pro zlepšení spojení zdiva a betonu byly použity mikrohřeby.

Hlavní nosný prvek, sloup nad klenbou sklepů, byl vynesl průvlakem roštového základu. Klenba byla na horním povrchu vyztužena nadbetonovanou kotvenou železobetonovou skořepinou – Obr. 7.



*Obrázek 7.: Úprava vstupů do sklepů
(v pozadí uliční fasáda) [2].*



*Obrázek 8.: Navázání nového zdiva na
štít (viz Obr. 3).*

5. Svislé konstrukce

Jako nosné bylo použito také zdivo z bloků Porotherm (Obr. 8, 9). Prostorové ztužení stavby bylo zajištěno zděnou výtahovou šachtou s věnci po výšce, provázanými navíc i s monolitickým schodištěm – Obr. 10.

Svislé i vodorovné konstrukce monolitického skeletu byly provedeny z betonu C35/45 o konzistenci S3 vyztužené ocelí B500B.



Obrázek 9.: Schodiště při stavbě (bednění, obvodová stěna, věnec).



Obrázek 10.: Schodiště a centrální sloup po betonáži (viz Obr. 9).

6. Vodorovné konstrukce

Provedeny byly jako železobetonové lokálně podepřené desky o maximálním rozpětí 6,25 m, vyztužené ve dvou směrech na sebe kolmých (Obr. 9, 10). Poněvadž bylo (z architektonických důvodů) pod podstřeším navrženo značné konzolové vyložení stropní desky, zatížené na okraji hmotností krovu a střechy, bylo zapotřebí pro redukci průhybů zmíněné desky použít předpětí. Trasování předpínacích lan – monostrandů $\varnothing 15,5$ mm (Obr. 13, 14, 15 a 18) bylo zvoleno ve tvaru pěti překrývajících se příčných smyček s kotvením obou konců lan na okraji konzolové části desky a z šesti lan podélných v přilehlém sloupovém pruhu. Předepnutí sloupového pruhu vytvořilo skrytý předpjatý příčník ve stropní desce, ke kterému bylo možno bezpečně připnout příčná konzolová lana stabilizující konzolu z hlediska průhybů. Přepínací lana byla před betonáží fixována v armokoši. Napínání lan na síly cca 200 kN proběhlo úspěšně [3, 5, 8].



Obrázek 11.: Výztuž stropu nad 3.NP. u dvorní fasády. Osazená ocelová hlavice (šipka).



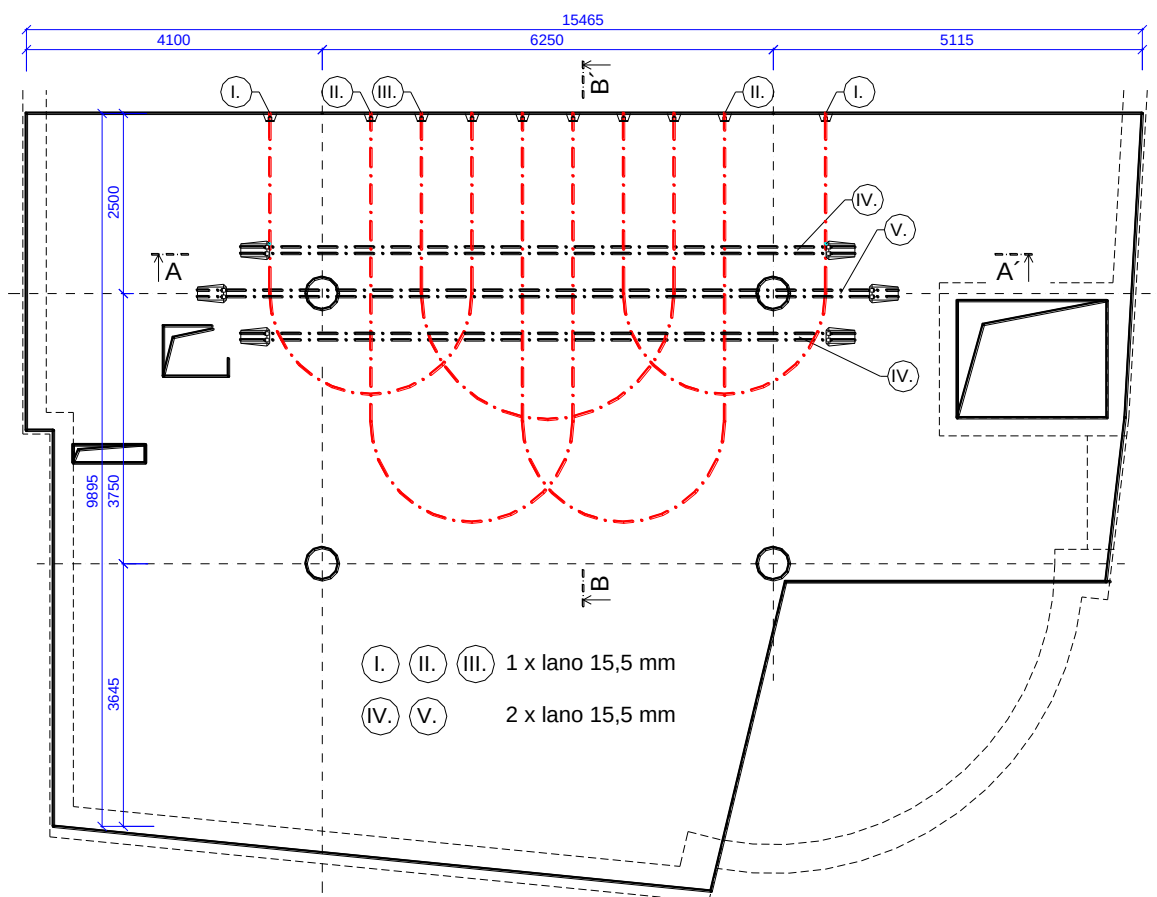
Obrázek 12.: Výztuž stropu nad 3.NP. nad uliční fasádou – předepnutá konzola vpravo - viz Obr. 13, 14.



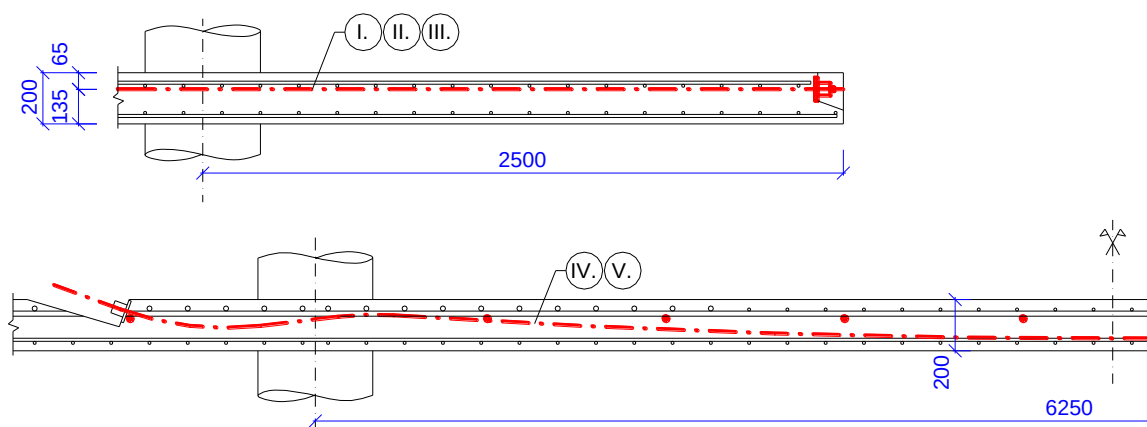
Obrázek 13.: Příprava na předpínání konzoly stropu nad 3.NP.



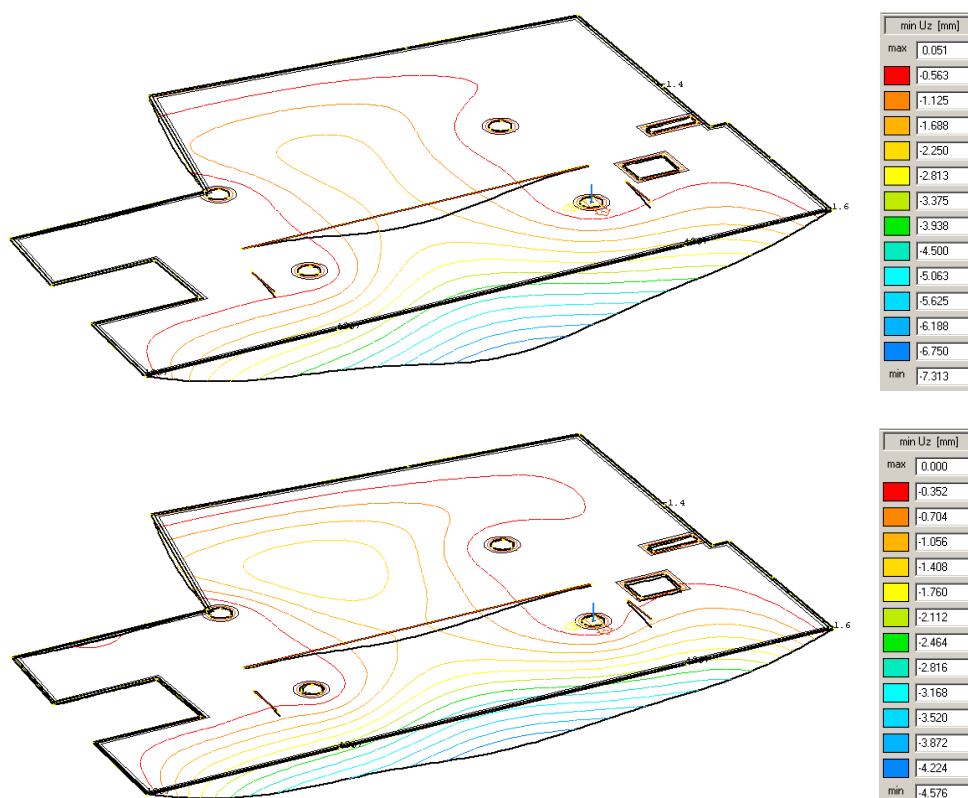
Obrázek 14.: Ukotvení předpínacích lan na okraji konzoly (šipka). Osazen krov.



Obrázek 15.: Vedení předpínacích lan (smyčky ve tvaru U). Nahore uliční fasáda, dole fasáda dvorní. Sloupy opatřeny ocelovými hlavicemi.



Obrázek 16.: Vedení předpínacích lan v konzolové části a ve skrytém průvlaku – viz Obr. 13, 14.



Obrázek 17.: Průhyb stropní desky bez předpětí (nahore) a po předpětí (dole). Viditelné jsou izolinie deformované průhybové plochy stropní konstrukce.

7. Výhoda předpjaté konstrukce

Jak je patrné z Obr. 17 nebylo možné zmenšit průhyb než s použitím předpínání. I když bylo jednáno o možnosti umístit na konci desky do dispozice kovové štíhlé sloupy, byl tento návrh odmítnut, neboť tento prostor pod střechou by měl sloužit jako konferenční místnost, kde jsou podpory nežádoucí.



Obrázek 18.: Pohled na rekonstruovaný objekt z ulice. V pozadí radniční věž, stabilizovaná již dříve [4].



Obrázek 19.: Dvorní fasáda po rekonstrukci. Prostor dvora byl také upraven.

8. Závěr

Rekonstruovaný objekt byl úspěšně postaven – Obr. 18, 19. Úpravy sklepů, základy a předepnutí fasádní zdi byly provedeny s předstihem cca 1/2 roku. Na závěr lze konstatovat, že použití částečného předpětí lany bez soudržnosti – „monostrandy“ je pro konstrukce poměrně komplikovaného geometrického tvaru vhodné.

Poděkování

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

Literatura

- [1] KLUSÁČEK L., BAŽANT Z.: Stabilizace nosných stěn svislým předpětím. Sborník z 3. konference „Zděné a smíšené konstrukce 2004“, Brno 10/2004, ISBN 80-903501-1-9.
- [2] BAŽANT Z., STRNAD J.: Výstavba nových a zajištění starých základů historického objektu. Sborník z „XIV. mezinárodní symposium Sanace“, 05/2004 Brno, 5, ISSN 1211-3700.
- [3] BAŽANT Z., KLUSÁČEK L., NEČAS R.: Rekonstrukce objektu s použitím lokálně podepřených a předpjatých stropních desek. Sborník ČBS „11. Betonářské dny 2004“, Hradec Králové 12/2004, ISBN 80-903501-3-5.
- [4] BAŽANT Z., KLUSÁČEK L.: Statika při rekonstrukcích. 6. vydání (upravené). CERM s.r.o. Brno, 01/2015.
- [5] BAŽANT Z., NEČAS R.: Skryté ocelové hlavice u lokálně podepřených desek. Stavitel 12/2006, 2 strany, (30 - 31), ISSN 1210-4825.
- [6] VANĚK, T.: Rekonstrukce staveb. SNTL, Praha 1989.
- [7] WITZANY, J.: Poruchy a rekonstrukce staveb. ČVUT Praha 1994.
- [8] BAŽANT Z., PERLA J.: Možnosti použití skrytých ocelových hlavic sloupů u lokálně podepřených desek. Sborník ČBS „20. Betonářské dny 2013“, Hradec Králové 11/2013, ISBN 978-80-87158-34-0.
- [9] BAŽANT Z., NEČAS R.: Rekonstrukce historického objektu s použitím lokálně podepřených předpjatých stropních desek a skrytých hlavic. Materiály pro stavbu. Praha, 7/2014, ISSN 1213-0311.
- [10] HULLA, J. a kol.: Predpoklady a skutočnosť v geotechnickom inžinierstve. Jaga Group Bratislava 2002.

Kontakt

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

Ing. RADIM NEČAS, Ph.D., tel: 00420 541 147 855, e-mail: necas.r@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

NOVÉ MOŽNOSTI RYCHLÝCH OPRAV PORUCH CEMENTOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

NEW POSSIBILITIES OF RAPID RECONSTRUCTIONS OF THE CONCRETE STRUCTURES

**Zdeňka Bažantová, Karel Kolář, Petr Konvalinka,
Jiří Litoš, Pavel Reiterman**

Experimentální centrum, Fakulta stavební ČVUT v Praze

Anotace:

V příspěvku jsou uvedeny základní informace o složení a vlastnostech suché prefabrikované směsi pro snadnou a spolehlivou přípravu silikátového multifunkčního kompozitu pro sanaci poruch betonových konstrukcí s rychlým nárůstem provozních parametrů tvrdnoucího kompozitu a spolehlivou objemovou stabilitou v průběhu vytvrzování.

Annotation:

There are introduced basic information about the composition and the properties of the precast cement-based mixture in the paper. Studied multi-functional composite was developed for the easy and rapid reconstruction of the concrete structures. This composite exhibited rapid evolution of utility properties and volume stability during the process of hardening.

Klíčová slova:

Suchá prefabrikovaná směs, silikátový kompozit, řízené procesy tuhnutí tvrdnutí, zpracovatelnost čerstvé směsi, objemová stabilita v procesu tuhnutí a tvrdnutí.

Keywords:

Precast concrete mixture, silicate composite, controlled process of setting and hardening, workability, volume stability during the setting and hardening.

1. Úvod

V současné době jsou známy prefabrikované směsi pro přípravu betonů pro stavební využití. Beton je buď na místo použití dovážen již připravený, či je přímo na místě připraven přidáním záměsové vody do prefabrikované směsi, případně přidáním dalších látek.

Základními součástmi suchých prefabrikovaných směsí jsou pojivová matrice zajišťující soudržnost tuhnoucího betonu, plniva a regulační systémy zajišťující kontrolované tuhnutí a vytvrdnutí betonu.

Stávající přístup k formulaci kompozitních materiálů využívá nejrůznějších zdrojů plniv zrnitého nebo vláknitého charakteru různého typu z přírodních či průmyslových zdrojů a pojivové matrice založené na dlouhodobě nejpoužívanějším cementu silikátové báze. Ten je představován buď tzv. čistým portlandským cementem, nebo tzv. cementy směsnými obsahujícími z důvodů technických, ekonomických či ekologických různé příměsi. Použité příměsi mohou být latentně hydraulicky aktivní, nebo inertní, avšak musí být s výhodou takové granulometrie, která doplňuje granulometrii použitého pojiva, na získání plynulé granulometrie celého systému pevných složek při finální přípravě čerstvě připravované směsi ze záměsovou vodou.

Použití běžně vyráběných silikátových cementů deklarovaných jako čisté portlandské cementy, či cementy směsné a normované např. podle ČSN EN 197-1, nebo jiných normových předpisů, přináší pro formulaci speciálních cementových kompozitů překonání celé řady úskalí vyplývajících ze základních normových požadavků na fyzikálně – chemické parametry běžně vyráběných cementových pojiv. Jedná se především o spolehlivé řízení hydratačních a vytvrzovacích mechanismů použitého typu silikátového cementu označované jako časové průběhy tzv. procesů tuhnutí a tvrdnutí, dosažení přijatelné zpracovatelnosti čerstvě míchané navržené směsi, nenáročného způsobu zpracování a ukládání na místo spotřeby, objemové stability tvrdnoucího kompozitu, dosažení predikovaných parametrů a dlouhodobé stability v různých podmínkách použití.

V obecně dostupné literatuře je popsána celá řada možností regulace výše uvedených vlastností pro použití různých pojiv silikátového typu a nutnost jejich úpravy, či doplnění, pro vytváření cementový kompozit méněhodnotného, či vysokohodnotného, charakteru. Jsou uváděny rozmanité možnosti úpravy tzv. poměrů tuhnutí a procesu tvrdnutí, celou řadou zpomalujících či urychlujících přísad, použití plastifikátorů či superplastifikátorů a stabilizátorů nejrůznějšího složení, způsobu míchání pro potřebnou homogenizaci čerstvé směsi kompozitu s nutnou dávkou záměsové vody, případně s dalšími podmínkami pro dosažení deklarovaných parametrů např. z pohledu časové náročnosti přípravy kompozitu, potřebné techniky ukládání a zhutňování čerstvě připraveného kompozitu se záměsovou vodou apod.

Pro výběr superjemných příměsí jsou používány minerální a pucolánové složky z přírodních, či umělých, zdrojů jako jsou např. mikromletý vápenec, mikrosilika, mletá vysokopecní zásaditá struska popílků, různé aluminosilikáty a jiné. Při jejich použití musí být respektovány jejich základní fyzikálně – chemické parametry, aby

nedošlo k nežádoucímu ovlivnění nejen použité regulace procesů tuhnutí a tvrdnutí, ale i k udržení dostatečné doby zpracovatelnosti použitým ztekucovačem a dosažení objemové stability vznikající pevné struktury kompozitu. Další jemná plniva nad cca 0,1 mm bývají podle účelu finálního použití většinou inaktivní k základním vlastnostem čerstvé cementové matrice, jsou tvořena převážně pískovými frakcemi o různé čistotě (vysoký obsah čistého SiO_2), ale mohou být ve zdůvodnitelných případech i jiné mineralogie (korund, karborundum, šamot, čedič apod.) hutné či pórovité. Použití vyžaduje respektovat jejich fyzikální vlastnosti (nasákavost apod.), což vede k nutnosti pečlivé formulace uvažovaného kompozitu.

2. Experimentální program

Jednotlivé složky multifunkční suché prefabrikované směsi jsou běžně dostupné od komerčních dodavatelů. Pojivové složky jsou výrobky českých cementářských firem z lokalit Čížkovice, Lochkov, Prachovice, Mokrá, Hranice, přísadové systémy v práškovém stavu potřebné po sestavení předkládaného kompozitu jsou k dispozici na domácím trhu od firem SIKA, BASF, STACHEMA, CHRYSO, RADKA a dalších. Mikroplniva i hrubší součásti plniv, případně výztuže vláknité inertního, či latentně hydraulicky aktivního typu, jsou též běžně dostupné v různých cenových úrovních.

V tomto příspěvku jsou uvedeny výsledky některých výhodných variant suché prefabrikované multifunkční kompozice, které byly 1,5 min. míchány na pomalotáčkových míchačkách s nuceným oběhem o různých objemech míchacích nádob. Získaná prefabrikovaná směs byla míchána 1,5 min. s 0,1 hmot. dílem záměsové vody vztaženo na hmotnost suché prefabrikované směsi.



Obrázek 1.: Výroba suché prefabrikované směsi

Testovány byly poměry tuhnutí cementářskou metodikou, zpracovatelnost metodikou rozlití podle maltářských norem bez použití poklepu.

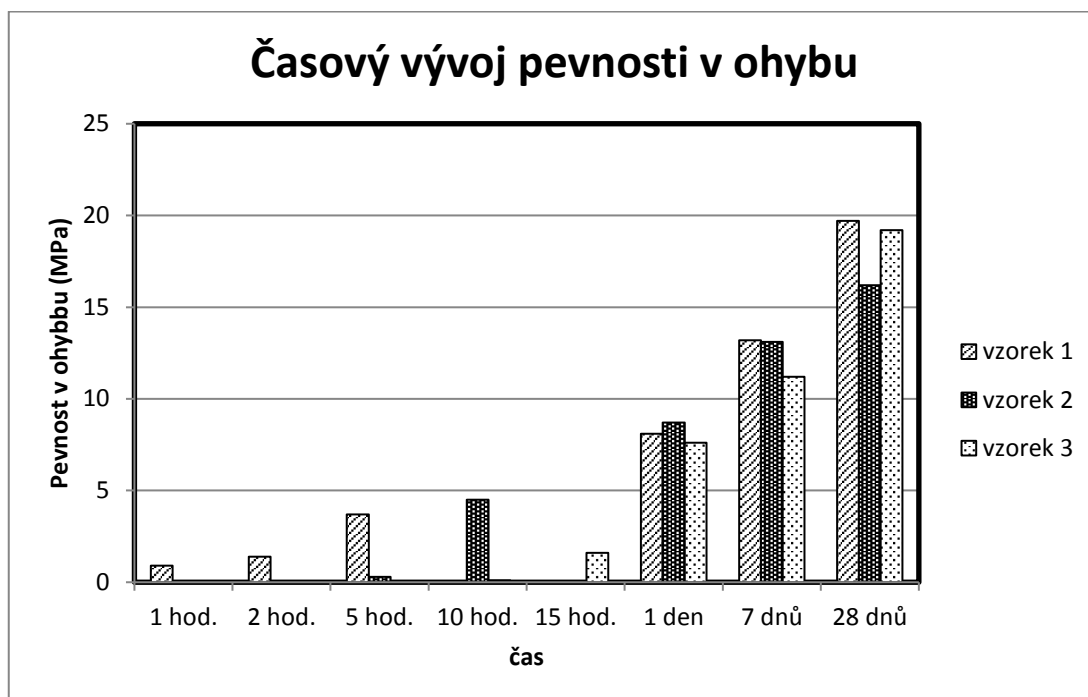
Dále byly testovány časové průběhy vývinu mechanických vlastností jako je pevnost v tlaku a ohybu cementářskou metodikou a průběhy objemových změn metodami pro sledování ještě nezatuhlých směsí používanými na našem pracovišti. Pro zkrácenou ilustraci dosažených výsledků rozsáhlého experimentálního programu jsou uvedeny výsledky tří vybraných směsí s odstupňovanými dobami zpracovatelnosti v rozmezí několika desítek minut až několik hodin. Odstupňované doby zpracovatelnosti byly nastaveny kombinací různých variant složení regulačního systému poměru tuhnutí stávajících silikátových cementů a vhodnou dávkou použitého plastifikátoru pro dosažení samozhutnitelné konzistence čerstvě připravované směsi s nízkou dávkou záměsové vody.

Tabulka 1.: Vlastnosti čerstvé směsi

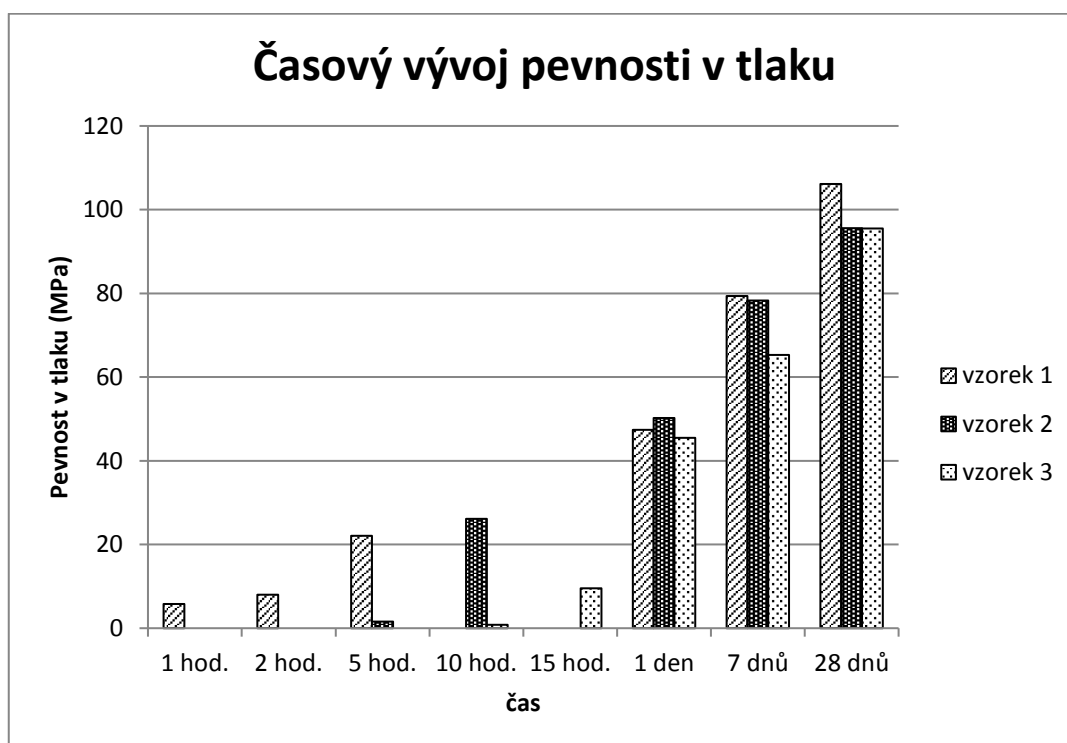
	Označení směsi		
	1	2	3
Konzistence rozlití bez poklepu [cm]	28	28	28
Počátek tuhnutí [min.]	20	130	330

Tabulka 2.: Mechanické vlastnosti studovaných směsí

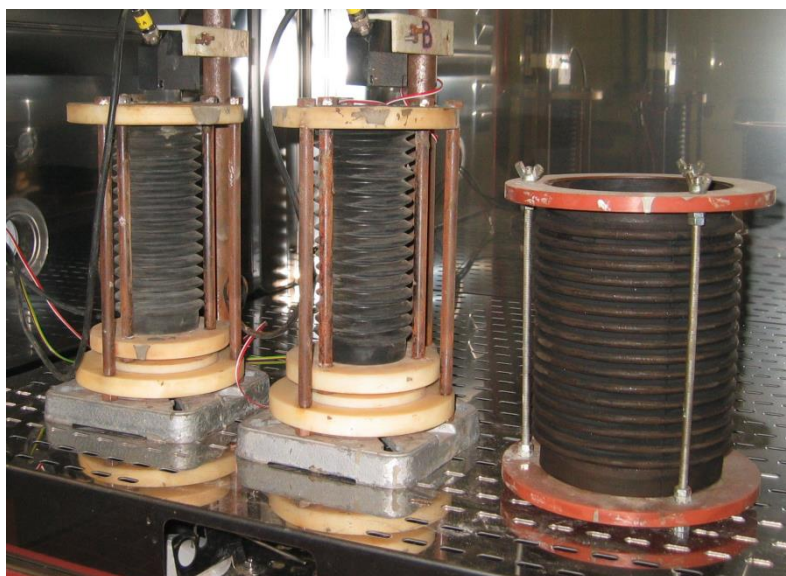
	Označení směsi					
	1		2		3	
	Pevnost					
	v ohybu [MPa]	v tlaku [MPa]	v ohybu [MPa]	v tlaku [MPa]	v ohybu [MPa]	v tlaku [MPa]
1 hod.	0,9	5,8	-	-	-	-
2 hod.	1,4	8,0	-	-	-	-
5 hod.	3,7	22,1	0,3	1,6	-	-
10 hod.	-	-	4,5	26,1	0,1	0,8
15 hod.	-	-	-	-	1,6	9,5
1 den	8,1	47,4	8,7	50,2	7,6	45,5
7 dnů	13,2	79,4	13,1	78,3	11,2	65,3
28 dnů	19,7	106,1	16,2	95,6	19,2	95,5



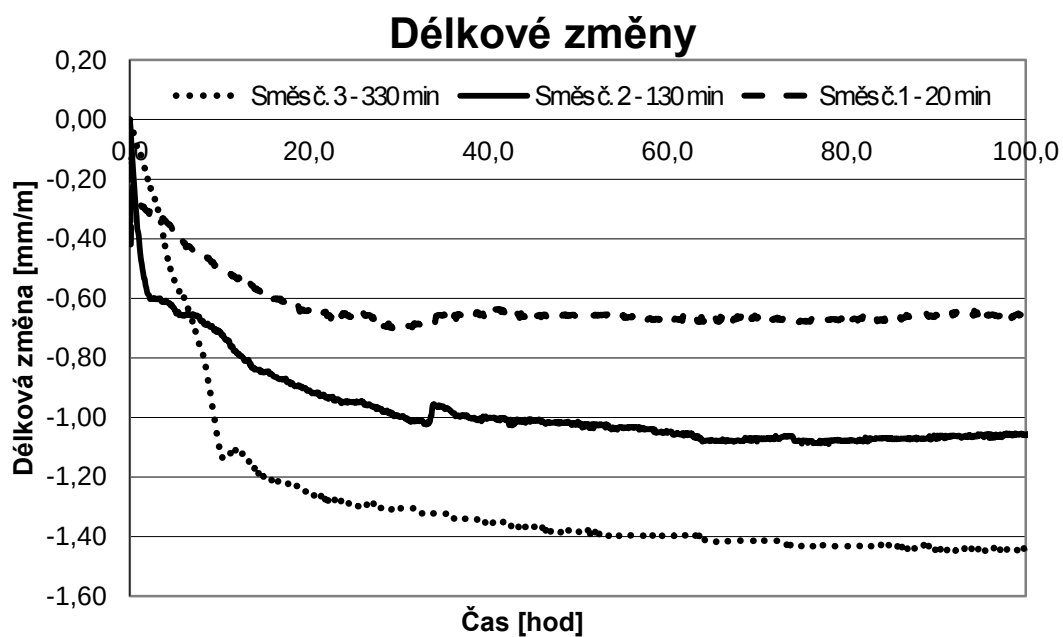
Obrázek 2.: Vývoj pevnosti v tahu za ohybu



Obrázek 3.: Vývoj pevnosti v tlaku



Obrázek 4.: Ukázka vlnovcové formy pro měření objemových změn



Obrázek 5.: Záznam objemových změn v čase

Tabulka 3.: Hodnoty efektivní lomové energie

Obsah vláken % obj.	Efektivní lomová energie J/m ²
0	80
0,5	3 000
1	11 000
2	17 000
3	22 000

3. Závěr

Suchá směs je tvořena novou a velmi výhodnou kombinací běžně dostupných složek, které při kombinaci svých, někdy i protichůdných, parametrů vedou k výhodnému efektu. Směs se snadno zpracovává a potřebuje nízkou dávku záměsové vody.

Multifunkční kompozit připravený ze suché prefabrikované směsi je snadno aplikovatelný pro praktické použití s co nejširší škálou aplikačních schopností, s řízeným hydratačním procesem, jednoduchou a snadnou technologií přípravy. Kompozit si udržuje dostatečnou dobu zpracovatelnosti, má rychlý nárůst počátečních mechanických vlastností a dosahuje spolehlivé stability po výsledném zatvrdnutí.

Poděkování

Vývoj multifunkčního vysokohodnotného cementového kompozitu se zvýšenou odolností proti účinkům rázu je součástí projektu Materiálový výzkum pro Inova SEED" č. CZ.1.05./3.1.00/14.0301 a byl dále podpořen projektem SGS16/064/OHK1/1T/11.

Literatura

- [1] KOLÁŘ, K., LITOŠ, J., BAŽANTOVÁ, Z., REITERMAN, P.: Measurement of Volume Changes of High Performance Cement Based Composites, Applied Mechanics and Materials 827 (2016) 328-331.
- [2] Czech Standard CSN EN 197-1 Methods of testing cement – Part 1: Determination of strength, 2005.
- [3] M. Valcuende, F. Benito, C. Parra, I. Minano, Shrinkage of self-compacting concrete made with blast furnace slag as fine aggregate, Construction and Building Materials 76 (2015) 1–9.

Kontakt

Ing. Arch. ZDEŇKA BAŽANTOVÁ, CSc., tel: 00420 224357613, e-mail: zdenka.bazantova@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, FSv ČVUT v Praze, Thákurova 7, 129 60 Praha

Doc. Ing. KAREL KOLÁŘ, CSc., tel: 00420 224357613, e-mail: karel.kolar@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, FSv ČVUT v Praze, Thákurova 7, 129 60 Praha

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

Prof. Ing. PETR KONVALINKA, CSc., tel: 00420 224354306, e-mail: petr.konvalinka@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, FSv ČVUT v Praze, Thákurova 7, 129 60 Praha

Doc. Ing. JIŘÍ LITOŠ, Ph.D., tel: 00420 224355429, e-mail: litos@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, FSv ČVUT v Praze, Thákurova 7, 129 60 Praha

Ing. PAVEL REITERMAN, Ph.D., tel: 00420 224357613, e-mail: pavel.reiterman@fsv.cvut.cz, Experimentální centrum, FSv ČVUT v Praze, Thákurova 7, 129 60 Praha

CHYBY A PORUCHY BETÓNOVÝCH NÁDRŽÍ BIOPLYNOVEJ STANICE

ERRORS AND FAILURES OF CONCRETE TANKS FOR BIOGAS PLANT

Juraj Bilčík, Július Šoltész

Katedra betónových konštrukcií a mostov,
Stavebná fakulta STU v Bratislave

Anotácia

V mnohých prípadoch je betón vystavený silným účinkom environmentálneho zaťaženia, čo ovplyvňuje najmä trvanlivosť konštrukcie. V príspevku sa identifikujú stupne prostredia z hľadiska pôsobenia na betón a betonársku výstuž bioplynových nádrží a analyzujú ich chyby a poruchy.

Annotation

There are many situations where concrete is highly stressed by the environmental exposure, which may affect the durability of the structure. The paper identifies the exposure classes of biogas tanks that attack concrete and steel reinforcement and analyses the effectiveness of primary and secondary protection.

Kľúčové slová:

Bioplynová stanica, betónové nádrže, trvanlivosť, trhliny, primárna a sekundárna ochrana

Keywords:

Biogas plant, concrete tanks, durability, cracks, primary and secondary protection

1. Nádrže bioplynových staníc

Súčasťou bioplynových staníc (BPS) sú najmä otvorené alebo zakryté valcové nádrže (obr. 1). Dno, steny i strop nádrží BPS sa najčastejšie zhotovujú z monolitického železobetónu. Pri ich návrhu je vhodné zohľadniť odporúčania smernice pre vodonepriepustné betónové konštrukcie [1],[2]. Jedná sa o technologické, konštrukčné a výrobné opatrenia na obmedzenie vzniku a šírky trhlin a tesnosť pracovných škár. Problematický je styk steny s dnom a stropom, ako aj samotný strop. Ten sa väčšinou betónuje v jednom cykle, bez pracovných škár.



Obrázok 1.: Železobetónové valcové nádrže bioplynovej stanice

V závislosti od použitej vstupnej suroviny na výrobu bioplynu sa môžu funkcie nádrží odlišovať. Jedná sa najčastejšie o tieto typy nádrží:

- homogenizačné na zber a premiešanie vstupnej suroviny (hnoj/hnojovica alebo rastlinná siláž)
- primárneho a sekundárneho fermentora so stropom alebo pri skladovaní bioplynu s plynotesným fóliovým krytom
- koncového skladu pre fermentovaný substrát.

Nádrže BPS majú z prevádzkových a staticko-konštruktívnych dôvodov najčastejšie valcovitý tvar. Plášť železobetónovej nádrže má výšku 6 až 9 m, priemer do 40 m a hrúbku 0,25 až 0,30 m. Na zhotovenie valcových nádrží z monolitického betónu sa používa veľkoplošné stenové kruhové debnenie [3]. Vo vysokých, úzkych stenách pôsobí pomerne veľký tlak čerstvého betónu a problematické je aj ukladanie a zhutňovanie betónu zhora. Vhodné je preto plnenie debnenia samozhutniteľným betónom odspodu. Tento spôsob betónovania má viaceré výhody (vylúčenie zhutňovania, nedochádza k segregáciám, dokonalejšie obalenie výstuže, kvalitnejší povrch stien). Rýchlosť betonáže sa môže kontrolovať a usmerňovať monitorovaním ťahových síl v kotvách debnenia.

Pri návrhu nádrže je treba zohľadniť viaceré priame i nepriame zaťaženia a účinky. Navyše sú nádrže vystavané environmentálnemu zaťaženiu (fyzikálne a chemické účinky prostredia), ktoré môže ohroziť ich odolnosť, používateľnosť a najmä trvanlivosť.

1.1. Nádrž primárneho a sekundárneho fermentora

Fermentor je srdcom bioplynovej stanice, kde za anaeróbnych podmienok prebieha rozklad organických látok. Fermentoru treba venovať zvláštnu pozornosť, lebo pri fermentácii dochádza aj k uvoľňovaniu agresívnych plynov - amoniaku a sírovodíka, ktoré vyvolávajú riziko výbuchu a urýchľujú koróziu nosných materiálov. Optimálna teplota pre fermentáciu sa pohybuje medzi 35 až 55 °C. Na udržanie tejto teploty má plášť fermentora vonkajšiu tepelnú izoláciu, ktorú nemožno považovať za ochrannú vrstvu zvyšujúcu trvanlivosť betónu.

Ak premena biologicky rozložiteľného odpadu prebieha bez prístupu vzduchu (anaeróbna digestia) dochádza k vzniku bioplynu. Ten sa skladá predovšetkým z metánu a oxidu uhličitého.

Všeobecne možno konštatovať, že kvapalná fáza náplne fermentora predstavuje menšiu agresívnosť biogénnej kyseliny na betón ako plynná fáza. Za určitých okolností dochádza k tvorbe kyseliny sírovej, kyseliny uhličitej, sírniku železnateho a vo vode rozpustných solí. Zároveň prebieha karbonatácia betónu. Pôsobením uvedených účinkov dochádza k degradácii betónu (pokles pH, nárast plynopriepustnosti, korózia a zmenšovanie hrúbky betónovej krycej vrstvy), čo môže spôsobiť aj depasiváciu a koróziu betonárskej výstuže [4].

Odpadový substrát z rastlinnej, resp. živočíšnej výroby a produkty ich kvasenia predstavujú v kvapalnej fáze pre betón chemicky slabo, resp. stredne agresívne prostredie (XA1, resp. XA2), s pH od 6 do 8 pri jednostupňových, resp. od 4,5 do 6,3 pri dvojstupňových reaktoroch.

Nad substrátom vznikajúci bioplyn obsahuje sírovodík (H_2S). Oxidačné (sírne) baktérie za prítomnosti kyslíka oxidujú sírovodík na biogénnu kyselinu sírovú (H_2SO_4). Tá vytvára silno agresívne chemické prostredie (XA3) s teoretickou hodnotou $pH \geq 1,0$, čo významne urýchľuje koróziu betónu a výstuže

To znamená, že v oblasti anaeróbného kvasenia substrátu z rastlinnej výroby (XA1) sa odporúča trieda pevnosti betónu $\geq C25/30$, kým v oblasti skladovania plynu (XA3) trieda $\geq C35/45$. V prípade použitia vnútornej ochrannnej výstelky je možné použiť betón nižšej triedy.

1.2. Ostatné nádrže BPS

Pri špecifikácii betónu nádrží na zber, skladovanie a premiešanie vstupných surovín, ako aj fermentovaného substrátu možno postupovať podobne, ako pre nádrže fermentora. Pri stanovení stupňov agresívnosti prostredia sa zohľadní najmä druh vstupnej, resp. výstupnej suroviny a technologický proces prebiehajúci v nádrži. V otvorených nádržiach a bunkroch je siláž vystavená vonkajšej poveternosti. Pri daždi dochádza k vylúhovaniu fermentovaných organických

kyselín zo siláže, ktorých agresívnosť narastá. Navyše zmrazovacie a rozmrazovacie cykly zosilňujú účinok zriedených fermentačných kyselín.

Pre steny otvorených nádrží, resp. bunkrov v kontakte so silážou platia na špecifikáciu betónu tieto stupne prostredia XC4, XF1 a XA3. Tomu zodpovedá odporúčaná pevnostná trieda betónu $\geq C35/45$.

Pri návrhu nádrží koncových skladov so stropom alebo s fóliovým krytom na uskladnenie plynu sa použije špecifikácia betónu ako pre fermentory [5].

2. Príčiny vzniku deliacich trhlín

Rozlišujú sa dve hlavné príčiny vzniku a rozvoja trhlín v betónových konštrukciách:

- od účinku priamych zaťažení vznikajú *statické* trhliny
- od účinku nepriamych zaťažení (objemových zmien) vznikajú *technologické* trhliny.

Od statických účinkov tlaku náplne alebo zásypu nádrže vzniká v základových doskách a stenách kombinácia ohybových momentov a normálových síl. Tie v základových doskách a stenách kvádrových nádrží väčšinou vyvolávajú čiastočné trhliny. Ako primárnu príčinu vzniku deliacich trhlín možno označiť pretvárne účinky objemových zmien (teplotné rozdiely a zmrašťovanie betónu), v stenách valcových nádrží aj účinok ťahovej normálovej sily od hydrostatického tlaku.

Obmedzenie tvorby a rozvoja zvislých deliacich trhlín v stene možno dosiahnuť

- a) rozdelením steny pracovnými škárami na menšie betónovacie úseky, resp. vytvorením nepravých škár
- b) predpäťm steny alebo predpäťm steny a základovej dosky
- c) technologickými opatreniami na zníženie hydratačnej teploty betónu
- d) kontrolou šírky trhlín betonárskou výstužou.

Návrh a overenie výstuže nádrže na účinky priameho zaťaženia pre MSÚ sa riadi STN EN 1992-1-1. Navrhnutá výstuž musí spĺňať podmienky spoľahlivosti a minimálneho stupňa vystuženia. Usporiadanie výstuže musí vyhovovať konštrukčným zásadám a umožniť bezproblémové uloženie a zhotovenie ČB v zmysle STN EN 13670.

Železobetónové prvky vodonepriepustných konštrukcií sú spravidla vystužené betonárskou výstužou v tvare pravouhlej siete pri oboch povrchoch. Ak má výstuž obmedzovať šírku trhlín postupuje sa pri návrhu výstuže a kontrole šírky trhlín podľa STN EN 1992-1-1 nasledovne:

- návrh minimálnej plochy výstuže na obmedzenie šírky trhlín
- overenie navrhutej výstuže sa robí kontrolou šírky trhlín:
- bez priameho výpočtu alebo
- výpočtom šírky trhlín.

Návrh výstuže na kontrolu šírky trhlín bez priameho výpočtu, aj s priamym výpočtom sa podrobne analyzuje v článkoch [6],[7]. Návrh výstuže, ako aj výpočet šírky trhlín je založený na viacerých predpokladoch a zjednodušeníach. Hlavné príčiny rozdielov medzi vypočítanou a skutočnou šírkou trhlín sú: zjednodušenia výpočtového modelu, rozptyl materiálových vlastností a kvalita zhotovenia.

Vychádzajúc z nesprávneho predpokladu, že v stenách obdĺžnikových nádrží je nosná zvislá výstuž sa návrh vodorovnej výstuže stien často zanedbáva. Najmä pri návrhu nádrží si treba uvedomiť, že okrem priameho zaťaženia pôsobia na nosné prvky aj nepriame a environmentálne zaťaženia. Úlohou vodorovnej výstuže v stene nádrže je aj kontrolovať šírku trhlín od nepriameho zaťaženia (objemové zmeny betónu). Väčšina v stenách nádrží zaznamenaných presakujúcich zvislých deliacich trhlín je dôsledok nedostatočnej vodorovnej výstuže v kombinácii so zanedbaním technologických opatrení na zníženie hydratačnej teploty.

3. Vplyv trhlín na trvanlivosť nádrží

Závažnosť výskytu presakujúcich trhlín z hľadiska spoľahlivosti nádrží BPS možno dokumentovať porušením stien nádrží, ktoré boli zaznamenané na nových, resp. nedávno sprevádzkovaných nádržiach. Dno a steny nádrže sa spravidla navrhujú na limitnú šírku trhlín 0,2 mm [8]. Aj keď sa podarí dodržať túto šírku trhlín, je použiteľnosť a trvanlivosť nádrže ohrozená. To sa týka predovšetkým nádrží bez izolácie na vnútornom povrchu, ale aj prípadov ak vzniknú trhliny aj na izolácií. Extrémne, až havarijné stavy vznikajú ak poddimenzovaná vodorovná výstuž steny sa dostane do plastického stavu, čo má za následok nadmerné šírky trhlín – obr. 4a. Namiesto bielych výluhov hydroxidu vápenatého na vonkajšom povrchu nádrže naplnenej vodou, vznikajú na nádrži fermentora hnedé až čierne výluhy digestátu (vyhnilý biokal) – obr. 4b (stena nádrže bola predopnutá až po vzniku trhlín).



Obr. 2 a) Stena fermentora so širokou trhlinou b) hnedé až čierne výluhy digestátu (stena nádrže bola predopnutá až po vzniku trhlín).

Pri nádržích vystavených stupňu prostředí XA1 až XA2 sa možno spoliehať primárne ochranné opatrenia a vodo- a plynonepriepustnosť betónu iba v prípadoch, ak v betóne nevzniknú trhliny, resp. sa použijú sekundárne ochranné opatrenia. Zabránenie vzniku trhlín v stenách valcových nádrží je prakticky možné iba pri plnom predpätí stien [9]. V nádržích so stupňom prostředí XA3 treba kombinovať primárne a sekundárne ochranné opatrenia aj u predpätých nádrží.

4. Záver

Príspevok poskytuje prehľad o stupňoch agresívnosti prostředí betónových nádrží bioplynových staníc. Trvanlivosť alebo tesniaca funkcia kvalitného betónu môžu byť porušené trhlínami. Ani vodonepriepustnosť kvalitných betónov, resp. dosiahnutie projektovanej šírky trhlín ($< 0,2$ mm) nezabráni priesaku agresívnych kvapalín cez deliace trhliny v nádržích vystavených prostrediu XA1 a XA2. V tomto prípade treba urobiť opatrenia na zabránenie vzniku trhlín (predpätie), prípadne kombinovať primárnu i sekundárnu ochranu betónu. V prostredí XA3 sa špeciálne pružné náterové systémy alebo fólie na vnútorné povrchy betónu predpisujú aj v prípade, že sa jedná o nádrže bez trhlín (predpätý betón). Vzhľadom na problémy s trhlínami a agresívnosť prostředí je použitie sekundárnej ochrany účinný prostriedok na zabezpečenie použiteľnosti a trvanlivosti betónových nádrží BPS.

Pod'akovanie

Príspevok vznikol za podpory výskumného projektu VEGA 1/0583/15 „Analýza spoločlivostných rizík navrhovania a zhotovovania betónových konštrukcií“.

Literatúra

- [1] Smernica pre vodonepriepustné betónové konštrukcie – biele vane (SmeBV). SKSI, 2012, 67 str.
- [2] TP 04 Vodonepropustné betonové konstrukce. ČBS, 2015, 93 str.
- [3] MILICH, J., KOCOUREK, R.: Výstavba kruhových monolitických železobetonových nádrží, Beton TKS, č. 3/2012, str. 32-35
- [4] KÖNIG, A., RASCH, S., NEUMANN, T., DEHN, F.: Betone für biogenen Säureangriff im Landwirtschaftsbau. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), Heft 11, S. 714-724
- [5] BOSE, T.: Landwirtschaftliches Bauen-Chemische Angriffe bei landwirtschaftlichen Betonbauten. 8. Symposium Baustoffe und Bauwerksunterhaltung. Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 17. März 2011, S. 59-71

- [6] ŠMEJKAL, J., PROCHÁZKA, J.: Výpočet šířky trhlin – 1. část. Beton TKS, č. 6/2014, str. 68-76
- [7] ŠMEJKAL, J., PROCHÁZKA, J.: Výpočet šířky trhlin - 2. část. Beton TKS, č. 1/2015, str. 72-78
- [8] SIEBERT, B.: Betonbau bei chemischem Angriff – neue DBV-Arbeitshilfen. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), Heft 7, S. 489-494
- [9] BILČÍK, J., DOHNÁLEK, J.: Analýza, diagnostika a sanácia trhlín v stenách betónových nádrží. Beton TKS, č. 3/2015, str. 26-31

Kontakt

Prof. Ing. JURAJ BILČÍK, PhD., tel: 00421 2 59274 546, e-mail: juraj.bilcik@stuba.sk, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Radlinského 11, 810 05 Bratislava.

Doc. Ing. JÚLIUS ŠOLTÉSZ, PhD., tel: 00421 2 59274 378, e-mail: julius.soltesz@stuba.sk, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Radlinského 11, 810 05 Bratislava.

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

SANACE PŘELIVNÉ HRANY JEZU NA SVITAVĚ, CACOVICE

REPAIR THE SPILLWAY EDGE WEIR ON SVITAVA, CACOVICE

Zdeněk Bíza

SASTA CZ, a.s.

Anotace:

Předmětem stavby je zajištění stability stavebních součástí pevného jezu opravou konstrukce Cacovického jezu včetně zavazovacích křídel a nábrežních zdí pod konstrukcí jezu. Jednalo se o povrchové opravy stávajících konstrukcí bez zásahu do stabilních částí konstrukcí. Výsledkem stavby bylo zvýšení stability konstrukcí sanací jejich povrchu.

Annotation:

The object of the construction is to ensure the stability of structural components weir repair the weir construction Cacovického including lace wings and embankment walls under construction weir. It was a superficial repairs of existing structures without interfering with the stable parts of the structure. The result of the construction was to increase structural stability remediation their surface.

Klíčová slova:

Sanace, jez, Cacovice, Svitava

Keywords:

Repair, weir, Cacovice, Svitava

1. Úvod

Řešený stávající pevný jez Cacovice je situován na řece Svitavě v km 10,157. Jez je ve vlastnictví Povodí Moravy, s.p. Pevný jez je betonový s proudnicovou přelivnou plochou. Oprava byla nutná z důvodu poškození jezu proudící vodou, povodňovými průtoky, působením nepříznivých klimatických podmínek a chodem splavenin. V důsledku toho došlo ke značným poruchám jak přelivné plochy jezu, tak zavazovacích křídel a podjezí. V konstrukcích vznikly kaverny, které vyžadovaly opravy. Předmětem stavby bylo zajištění stability stavebních součástí pevného jezu opravou konstrukce Cacovického jezu včetně zavazovacích křídel a nábrežních zdí pod konstrukcí jezu. Projekt opravy byl zpracován projekční kanceláří Regioprojekt Brno, s.r.o., zodpovědný projektant Ing. Petr Marčák. Zhotovitelem opravy jezu bylo sdružení firem MORAVOSTAV Brno, a.s. stavební společnost a Ekostavby Brno, a.s.

Rozměry konstrukce:

- výška jezu 3,2 m
- šířka přelivné hrany 44,80 m
- přelivná hrana na kótě 209,510 m n.m.
- kapacita přelivu je na $Q = 135 \text{ m}^3/\text{s}$
- dno v nadjezí leží na kótě 208,00 m n.m.
- dno v podjezí leží na kótě 206,72 m n.m.

2. Popis vodního díla

Stávající pevný jez vzdouvá vodu pro vodní dílo MVE Cacovice na Svitavě. MVE Cacovice je derivační, nízkotlaká, poloautomatická elektrárna. Je vybudována v prostoru bývalého mlýnského (nyní skladového) objektu. Elektrický proud se dodává do veřejné sítě. Jedná se o staré vodní dílo, kdy je osazena stávající turbína z roku 1929. Je zde osazena dvojité horizontální Francisova turbína, s převodovkou a generátorem, dosahujícím přibližně 154 hp (113,19 kW). Objekty vodního díla MVE (náhonu) jsou vlastnictvím soukromé osoby. Oprava jezu probíhala ve spolupráci s provozovatelem malé vodní elektrárny, který operativní manipulací snižoval hladinu vody přetékaající přes jezovou konstrukci.

3. Postup sanace

Pro provedení sanace přelivné hrany, pro kvalitní provedení prací, bylo třeba provést převedení vody. Oprava jezu a převedení vody probíhala ve dvou etapách, kdy bylo vždy provedeno jímkování pro převod jednoleté vody a bylo prováděno průběžné čerpání prosáklé vody z pracovního prostoru. V první etapě bylo

provedeno zajímkování levé poloviny toku, v druhé etapě byla zajímkována pravá strana jezu.

Stávající přelivná plocha byla již značně degradována, povrchové vrstvy byly narušeny a vytvořily se na ploše kaverny. Povrch byl již v minulosti sanován betonovou vrstvou tl. 100mm s výztužením KARI sítí. Stávající konstrukce jezu byla nejprve obourána o již zmíněnou původní vrstvu sanace betonu včetně výztužné sítě až na původní podkladní betonovou konstrukci, plocha byla zbavena porušených a nesoudržných částí, pro vytvoření únosného pokladu pro novou vrstvu sanace. Tvar obourané konstrukce byl upraven pro tvarování přelivu do požadovaného průběhu projektem. Tloušťka odbourávané vrstvy byla přibližně 150 mm, někde vzhledem k požadovanému výslednému tvaru konstrukce až cca. 300mm. Odstraňování vrstev probíhalo pomocí zbíjecích pneumatických kladiv. Po obourání byla celá konstrukce očištěna tlakovou vodou.

Kontrola připravenosti povrchu byla ověřována zkouškami pevnosti povrchových vrstev v tahu. Zároveň s ověřením kvality povrchu bylo prováděno geodetické zaměření tvaru konstrukce a ověření jejího tvaru.

Na očištěný a připravený povrch byly položeny dvě vrstvy tvarovaných výztužných svařovaných sítí KARI průměru 8 mm s oky 100x100mm. Výztužné sítě byly do podkladního betonu pro zmonolitnění s původní konstrukcí kotveny pomocí kotev z betonářské oceli průměru 12mm, délky 600mm, s kotvením do podkladu do hloubky 350-400mm na chemickou kotevní maltu. Rastr kotev R12 byl 400x400mm.

Pro náhradu konstrukčního betonu byl dle požadavků projektu zvolen materiál nanášený metodou mokrého betonového torkretu, minerální jednosložková torkretová reprofilační směs určená pro aplikaci metodou mokrého nástřiku Knauf TS425. Materiál musel vyhovět požadavku projektu na beton vrstev chránících vodohospodářské konstrukce proti účinkům obrušování a otloukání unášenými splaveninami nesmí obsahovat kamenivo drcené z uhlíkatých hornin. Aplikace probíhala po pásích střídavě, v tzv. smršťovacích pásích. Pro nanášení byla použita strojní omítačka PFT G4, materiál byl dodáván pytlovaný. Z důvodu tloušťky aplikované vrstvy bylo nutné nanášet materiál po vrstvách. Krytí horní vrstvy výztuže a kotev bylo 40mm. Povrch nové konstrukce byl vyrovnán do požadovaného tvaru a uhlazen pomocí ručních hladítek. Pro zajištění správného průběhu tuhnutí a tvrdnutí byl povrch ošetřován vlhčením a zakrýván.

Souběžně s prováděním sanace přelivné hrany byly prováděny opravy nábrežních zdí. Původní konstrukce měla již značně degradovanou povrchovou vrstvu, především na úrovni běžné hladiny. V patách zdí byly lokálně zjištěny kaverny. Pro sanaci ploch byla zvolena obdobná metoda jako na přelivnou hranu. Povrch byl mechanicky zbaven nesoudržných částí původní betonové konstrukce, očištěn tlakovou vodou. Na připravený povrch byla provedena armatura z KARI sítě 8/8-

100/100, kotvená kotvami R12 dl. 450mm v osově rozteči 500mm do stávajícího zdravého betonu. Následně byla provedena vrstva metodou mokrého torkretu v tl. 80mm, aplikovaná po pásech vystřídaně, povrch byl vyrovnán a uhlazen. Pro zajištění kvalitního vyplnění kaveren byly provedeny injektážní vrty s vystrojením injektážní trubicou a provedena vysokotlaká injektáž aktivovanou cementovou směsí.

Po provedení sanací přelivné hrany byly v souběhu s odstraněním dočasných hrázek provedeny opravy dlažby spadiště, doplněno opevnění nadjezí a doplněno stávající opevnění svahů včetně opravy dlažby v podjezí a provedení kamenné rovinaniny za spadištěm.

Materiálová skladba:

- Knauf TS110
- Knauf TS425
- Sanax Plug 30 sec.
- Sanax PurInjekt Cut

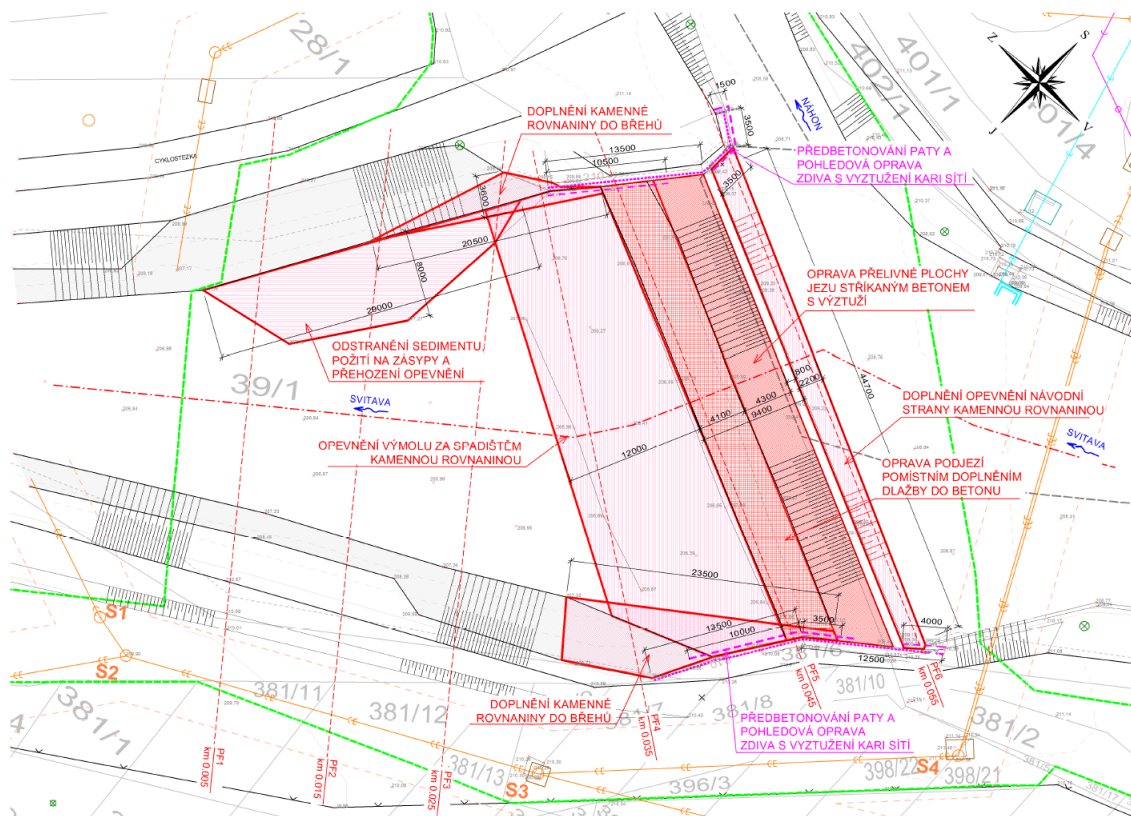
Literatura

- [1] Projektová dokumentace "Jez na Svitavě, Cacovice, Oprava stavební části vč. zahrazení", zpracovatel: Regioprojekt Brno, s.r.o., duben 2014
- [2] Realizační dokumentace
- [3] Technologický postup sanace ŽB konstrukcí
- [4] Generel odvodnění města Brna z roku 2007, zpracovatel: Povodí Moravy s. p., útvar hydroinformatiky, Brno, Dřevařská 11
- [5] Návrh pohyblivé jezové konstrukce, bakalářská práce, autor: František Betlach, VUT v Brně, 2014
- [6] Povodí Moravy s. p.: www.pmo.cz

Kontakt

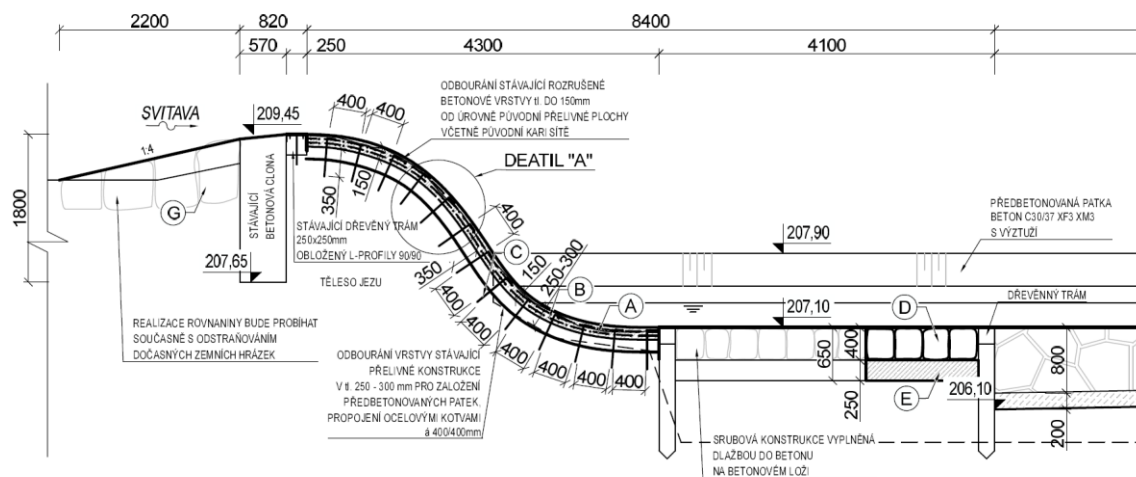
Ing. ZDENĚK BÍZA (technolog), tel: 00420 739 297 274, e-mail: biza@sasta.cz, SASTA CZ, a.s., Votroubkova 546/11, 620 00 Brno, www.sasta.cz

Fotodokumentace



Obrázek 1.: Situace stavby

ŘEZA A-A', M 1:50



Obrázek 2.: Řez sanovanou konstrukcí

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno



Obrázek 3.: Stav jezu před opravou



Obrázek 4.: Bourání degradované původní konstrukce



Obrázek 5.: Armování a kotvení



Obrázek 6.: Aplikace sanačního materiálu

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno



Obrázek 7.: Jez po sanaci



Obrázek 8.: Jez po sanaci

SANACE BETONOVÝCH KONSTRUKČÍ ČOV ŠAKVICE

REPAIR OF CONCRETE STRUCTURES ČOV ŠAKVICE

Zdeněk Bíza

SASTA CZ, a.s.

Anotace:

Sanace železobetonových konstrukcí na stavbě "Rekonstrukce ČOV Šakvice" byla dle projektové dokumentace navržena vzhledem ke stavu stávajících konstrukcí na všechny části čistírny, kde probíhají jednotlivé mechanické a chemické kroky čištění odpadních vod. Opravy probíhaly za současného provozu čistírny odpadních vod.

Annotation:

Reinforced concrete structures on the construction "Reconstruction of ČOV Šakvice" was designed according to the project documentation due to the condition of existing structures on all parts cleaners, which run various mechanical and chemical action of wastewater treatment. Repairs were carried out for simultaneous operation of wastewater treatment plants.

Klíčová slova:

Sanace, čistírna odpadních vod, Šakvice, beton, nátěry

Keywords:

Restoration, repair, wastewater treatment plant, Šakvice, concrete, paint

1. Úvod

Čistírna odpadních vod Šakvice leží na jižním okraji obce, v sousedství původního zemědělského družstva. Čistírna odpadních vod je vybudována mechanicko-biologická. Původní ČOV před rekonstrukcí byla realizována jako typ Niž Ostrava — Hydrovit 500 S, v provozu od roku 1997. ČOV je využívána k čištění odpadních vod pro obec Šakvice a přilehlé objekty družstva. V obci Šakvice žije podle oficiálních údajů k 1.1.2015 1352 obyvatel v 545-ti domech. Odpadní vody z obce, včetně vod srážkových, jsou gravitačně odváděny jednotnou stokovou sítí na čistírnu odpadních vod. Vyčištěné odpadní vody pak odtékají do bazénu ČS Štinkava pod hrází vodní nádrže Nové Mlýny III a odtud jsou přečerpávány do této nádrže. Povedením opravy došlo v obci Šakvice ke snížení stočného v roce 2016 o 5,9%.

Součástí prováděné celkové rekonstrukce provozu byly sanace betonových konstrukcí na objektech:

- Rekonstrukce dešťové zdrže
- Rekonstrukce splaškové ČS
- Stavební úpravy stávajících nádrží,
- Drobné objekty
- Trubní rozvody

Pro sanaci železobetonových konstrukcí byl zvolen ucelený sanační systém firmy BETOSAN s.r.o.. Generálním dodavatelem rekonstrukce ČOV byla firma VHS Břeclav s.r.o.

2. Popis provozu ČOV

Mechanickou část tvoří provzdušňovaný lapák šterku s dvojicí hrubobublinných aeračních elementů a hrubé strojně stírané česle s odtokem odpadní vody do čerpací stanice. Odpadní voda zbavená mechanických nečistot gravitačně natéká do čerpací jímky biologické linky, odkud je čerpána do aktivace. Dešťová zdrž je průtočná, její půdorysné rozměry jsou 5,2 x 18,0 m a užitný objem činí 178 m³. Akumulační objem dešťové zdrže odpovídá při maximálním dešťovém nátoku 30-ti minutám retence. Dmychárna se nachází v přízemí provozní budovy. V objektu je osazeno dmychadlo o výkonu 223 m³/hod sloužící k provzdušňování aktivační nádrže.

Biologické čištění odpadní vody probíhá v lince, která se sestává z aktivační nádrže a dosazovací nádrže. Obě nádrže jsou nadzemní, kruhového půdorysu, montované ze smaltovaných plechů. Biologická linka je dále doplněna čerpací jímkou, která slouží k čerpání mechanicky vyčištěné odpadní vody do nadzemní aktivační nádrže a dále je vybavena zařízením pro srážení fosforu.

Odpadní vodu do aktivační nádrže dopravují čerpadla osazená v jímce biologické linky. Přes jímku biologické linky jsou do aktivační nádrže dále čerpány vody z kalových polí a odsazená voda z kalové nádrže. Biologická linka je řešena jako nízkozatěžovaná směšovací aktivace s chemickým srážením fosforu. Vlastní nádrž je jedna nadzemní, kruhová vnitřního průměru 12,0 m, užitný objem 557 m³. Nádrž je vystrojena jemnobublinným aeračním pneumatickým systémem a ponorným vrtulovým míchadlem pro míšení obsahu nádrže.

Aktivovaný kal se od vyčištěné odpadní vody separuje v dosazovací nádrži. Tato nádrž je navržena kruhová s vertikálním průtokem. Vločky aktivovaného kalu jsou schopny prosté sedimentace. Usazený kal je odčerpáván kalovým čerpadlem. Pro snížení koncentrace fosforu ve vyčištěné vodě je u dosazovací nádrže umístěna zásobní nádrž srážedla fosforu s dávkovací stanicí.

Kalové hospodářství sestává z jedné uskladňovací nádrže. Z kalové nádrže je kal odvážen přímo k dalšímu zpracování, případně bude ponechán a odvodněn na kalových polích a až poté odvezen k dalšímu zpracování.

3. Postup sanace betonových konstrukcí

Sanace původních konstrukcí byla provedena za použití certifikovaného sanačního systému. Pro odstranění degradovaných vrstev betonu bylo využito mechanické úpravy pomocí ručního elektrického nářadí (sekací a pemrlovací kladiva) a následně byl povrch dočištěn vysokotlakým vodním paprskem. Obnažená výztuž původní konstrukce byla očištěna od rzi a opatřena pasivačním nátěrem (Densocrete 111). Kvalita předúpravy povrchu pro sanaci byla ověřována zkouškami pevnosti povrchových vrstev v tahu akreditovanou zkušebnou.

Pro provedení reprofilyce povrchu na očištěný a navlhčený podklad byl použit sanační materiál Mococrete PPE TH, v případě nutnosti nahrazení větší tloušťky hmoty materiál Monocrete Monomix TH. Pro sjednocení a vyhlazení povrchu sanované konstrukce byla aplikována jemná stěrka Densofix. Součástí sanace bylo vodotěsné zabetonování veškerých stávajících, nadále nevyužívaných prostupů přes stávající stavební konstrukce pod úroveň provozní hladiny nebo pod úroveň terénu.

Povrchová úprava sanovaných ploch byla následně volena dle požadované funkčnosti a provozních požadavků. Pohledové plochy sanované konstrukce byly opatřeny dvousložkovým vodou ředitelným nátěrovým systémem na bázi nízkomolekulární modifikované epoxidové pryskyřice. Pochozí vrstvu na železobetonových konstrukcích tvoří pochozí nátěrový systém na beton s protiskluznou úpravou (mechanicky a chemicky odolný, pružný se schopností překlenování trhlin), ve skladbě epoxidová penetrace materiálem Betolit KP a dvousložkový ochranný nátěr Betofix SW UV TOP a aplikací vsypu křemičitého

písku pro zajištění protiskluzné úpravy povrchu. Vnitřní povrch nádrží, žlabů a kanalizačních šachet byl opatřen krystalizačním nátěrem (stěrkou) pro zajištění vodotěsnosti materiálem Xypex Concentrate. Pro utěsnění dilatačních spár bylo použito přetěsnění tmelem umožňující pohyby konstrukcí, za použití primeru a těsnících provazců.

4. Materiálová skladba

Pro sanaci betonových konstrukcí byl využit ucelený sanační systém společnosti BETOSAN s.r.o.:

- DENSOCRETE 111
- MONOCRETE PPE TH f jemná
- MONOCRETE Monomix TH
- DENSOFIX
- BETOLIT KP W
- BETOFIX SW UV TOP
- BETOFIL FJ křem. plnivo
- XYPEX CONCENTRATE
- EPOLIT W
- BETOLASTIC tmel 25 MS UNI

Literatura

- [1] Projektová dokumentace "Šakvice, Kanalizace a ČOV", zpracovatel: AQUA PROCON s.r.o., květen 2014
- [2] Realizační dokumentace fy. SASTA CZ, a.s.
- [3] Technologický postup sanace ŽB konstrukcí, SASTA CZ, a.s.
- [4] Kanalizace Šakvice - Kanalizační řád, zpracovatel: AQUA PROCON s.r.o., červen 2015, <http://www.sakvice.cz/uredni-deska/stocne-na-rok-2016-445.html>

Kontakt

Ing. ZDENĚK BÍZA (technolog), tel: 00420 739 297 274, e-mail: biza@sasta.cz, SASTA CZ, a.s., Votroubkova 546/11, 620 00 Brno, www.sasta.cz

Fotodokumentace



Obrázek 1.: Stav konstrukce před sanací



Obrázek 2.: Mechanické čištění konstrukce

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno



Obrázek 3.: Měrný objekt po sanaci



Obrázek 4.: Provádění sanace dešťové zdrže



Obrázek 5.: Těsnění pracovních spár dešťové zdiře



Obrázek 6.: Sanace technologických kanálů

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno



Obrázek 7.: Sanace šachet



Obrázek 8.: Dešťová zdrž po sanaci

VYSOKOTLAKÉ ZAŘÍZENÍ FIRMY HAMMELMANN PRO SANACE BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ „AQUAJET 14“ – VYŠŠÍ VÝKON PRO SANAČNÍ PRÁCE.

Ladislav Glovacz

HAMMELMANN-Servis.cz s.r.o.

Anotace:

Příspěvek představuje vývojové trendy uplatňované firmou HAMMELMANN na vysokotlakých zařízeních určených pro sanační práce s manuálními postupy a s využitím jednoduchého přípravků umožňujících maximální využití instalovaného výkonu.

Klíčová slova:

Vysokotlaké zařízení, sanace betonových konstrukcí

1. Úvod

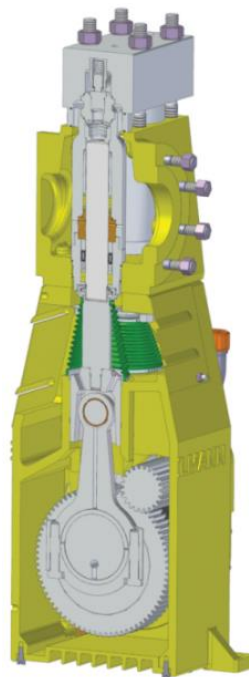
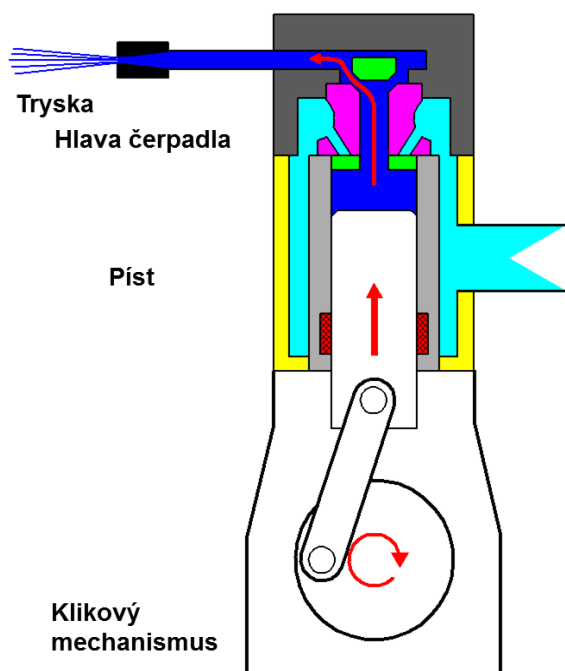
Firma HAMMELMANN je známá tím, že neustále věnuje pozornost výzkumu v oblasti hydrodynamiky. Vše je zde směřováno ke zvyšování užitečných vlastností nabízených výrobků. Spojení teoretického výzkumu vysokotlakého vodního paprsku a její okamžité uplatnění v praxi je významným faktorem, který charakterizuje zařízení firmy HAMMELMANN.

Dalším významnou vlastností je provozní spolehlivost jejich zařízení, která umožňuje zákazníkům a uživatelům zařízení zn. HAMMELMANN být vždy o krok před konkurencí.

2. Vysokotlaká pístová čerpadla zn. HAMMELMANN

Základním prvkem každého vysokotlakého zařízení pro technologii vysokotlakého vodního paprsku je vysokotlaké čerpadlo. V našem případě se jedná o pístové čerpadlo s pohonem pístů přes klikový mechanismus, kdy pístní sestavy jsou ve svislé poloze. Svislé konstrukční řešení umožňuje optimální rozložení sil působících na pohybující sestavu a

eliminuje negativní působení zemské přitažlivosti na opotřebení pístní sestavy, které se projevuje u konstrukčního řešení s písty v horizontální poloze. Dále umožňuje automatické centrování celé soustavy. Konstrukční řešení je vidět na obrázcích č. 1 a 2.



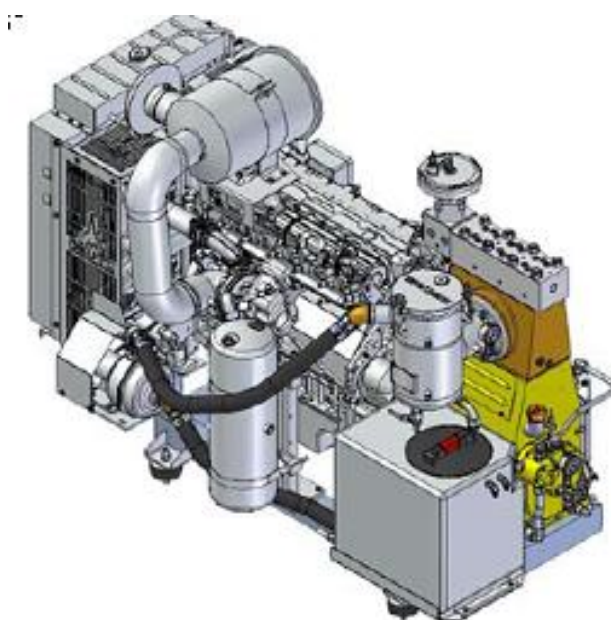
Obr. č. 1 Princip vysokotlakého čerpadla s klikovým pohonem

Obr. č. 2 Řez čerpadlem Hammelmann

Výhodou svislé konstrukce je také mnohem menší zastavěná plocha pro umístění čerpadla na rámu vysokotlakého zařízení (viz. obr. č. 3).

Součástí konstrukčního řešení čerpadel HAMMELMANN je kompaktní převodový mechanismus tvořený předlohou hřídelí a ozubeným věncem přímo na klikovém mechanismu. Jedná se o převod do „pomala“ jehož výsledkem je, že koncové rychlosti pohybujících se částí čerpadla jsou mnohem menší než u obdobných pístových čerpadel (rozmezí od 0,67 m/s do 1,54 m/s). Menší rychlosti pohybujících se částí vytvářejí příznivější podmínky provozu tj. menší opotřebení a delší životnost všech částí čerpadla.

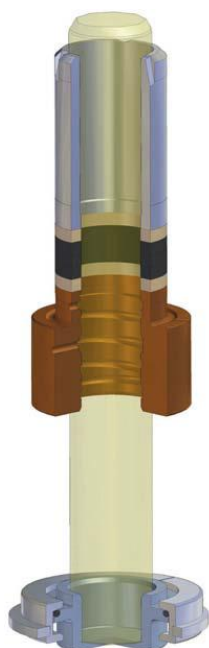
Výsledkem propracované konstrukce čerpadel HAMMELMAN je jeho celková hmotnost. Ve srovnání s výkonnostně obdobnými pístovými čerpadly je hmotnost čerpadla HAMMELMANN o 25 – 30% nižší.



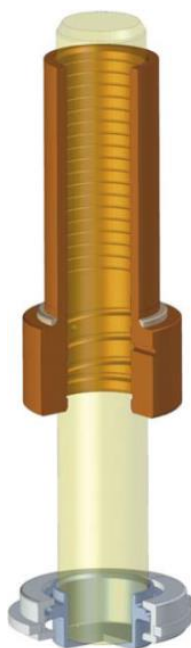
Obrázek č. 3 Stojící pozice čerpadel HAMMELMANN v kompletu s dieselovým motorem

Výrobci vysokotlakých pístových čerpadel museli vyřešit zásadní problém. Jak spolehlivě a dlouhodobě utěsnit pracovní prostor, kde dochází k vytlačení vody pod vysokým tlakem, tj. prostor mezi pístem a válcem. V současné době existují dva způsoby :

1. Mechanickou ucpávkou zkonstruovanou z různých materiálů (viz. obr. č. 4) nebo
2. Bezdotkový kovový těsnící systém (viz. obr. 5)



*Obr. č. 4: Utěsnění
mechanickou ucpávkou*



*Obr. 5: Bezdotykový kovový těsnicí systém
s labyrinthem s tvrdokovem*



Během pohybu pístu protéká velmi malá část media přes malou štěrbinu mezi pouzdem a pístem. Po celé délce vnitřního povrchu pouzdra se nacházejí drážky, které část procházejícího média zadržují. To způsobuje postupné snižování rychlosti protékajícího media až je rychlost redukována na minimální hodnoty. Na konci pouzdra je tlak velmi malý. Píst je veden pomocí vodního polštáře a nedotýká se pouzdra, tj. nedochází zde k mechanickému tření. Kovové díly jsou nepatrně protékajícím médiem mazány a medium pak kontrolovaně protéká zpět do sacího prostoru.

U mechanických ucpávek se při provozních tlacích přes 2000 barů značně snižuje jejich provozní spolehlivost. Musí se v poměrně krátkých intervalech měnit a to jistě není levná záležitost a znamená to také časové ztráty.

Jediná firma HAMMELMANN šla cestou vývoje bezdotykového kovového těsnicího systému, který je také jejím patentem.

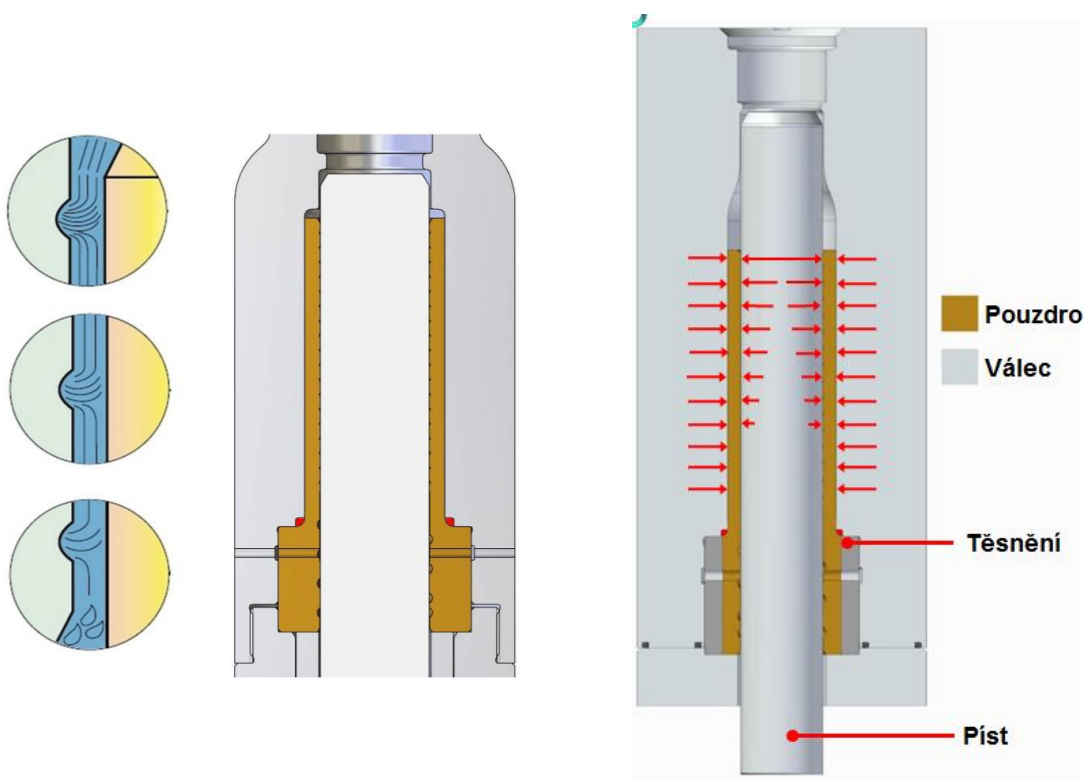
Protože zde nedochází k mechanickému tření mezi pístem a těsnicím systémem, zavedla firma Hammelmann novou hodnotu pro odpočet provozních hodin vysokotlakého čerpadla = pumpohodina = čas, kdy vysokotlaké čerpadlo pracuje ve vysokotlakém režimu, tj. čas, kdy skutečně dochází k opotřebení bezdotykového kovového těsnicího systému v důsledku působení tlakových sil šířících se ve vodním sloupci. Při volnoběžném = beztlakovém režimu se bezdotykový kovový těsnicí systém neopotřebovává, protože zde není mechanické tření mezi pohybujícím se pístem a stojícím těsnicím systémem.

Vývoj labyrintového systému se nezastavil a dalším vývojovým stupněm se stal labyrintový systém s dynamickým efektem. Princip je velmi názorně vidět na obrázku č. 7.

Malá štěrbinina je jak mezi pístem a labyrintovým systémem v pouzdru, tak i mezi vnější stěnou pouzdra a tělesem válce. Při vzniku vysokého tlaku nad pístem zde vzniká tlakový rozdíl, který stlačuje pouzdro z vnější strany. Tím se zvyšuje účinnost celého těsnicího systému.

Za použití speciálních materiálů vyznačujících se vysokou tvrdostí a velmi dobrými kluznými vlastnostmi, vznikl zatím poslední typ bezdotykového kovového těsnicího systému, tzv. „Hardmetalsystem“, tj. píst a těsnící pouzdro je vyrobeno z tzv. tvrdokovu (viz. obr. 4 a obr. 7).

U tohoto kovového těsnicího systému již chybí v těsnícím pouzdru drážky labyrintu a větší mírou je zde využít dynamický těsnící efekt popsáný u obrázku č. 6., tj. stlačování vysokotlakého pouzdra z vnější strany.



Obr. č. 6 Princip kovového těsnicího systému s labyrintem

Obr. č. 7 Princip dynamického efektu bezdotykového kovového těsnicího systému.

V současné době je tento kovový dynamický těsnící systém použit u všech vysokotlakých čerpadel zn. Hammelmann s provozním tlakem přes 2000 barů. Praxe ukázala, že tento těsnící systém je schopen spolehlivě a dlouhodobě pracovat s provozním tlakem až 3500 barů v trvání 2500 pumpohodin a i více.

V praxi jsem již zaznamenal čerpadlo typu HDP 124, které mělo odpracováno cca. 10000 pumpohodin. Ve firemních zkouškách je již čerpadlo s provozním tlakem 4000 barů.

3. Vysokotlaké zařízení Hammelmann AQUAJET 14 pro sanace betonových konstrukcí – užití špičkové technologie v praxi.

Firma HAMMELMANN pro užití ve stavebnictví nebo v průmyslu vyvinula pojízdná zařízení pod obchodním označení „AQUAJET“. Přiřazené číslo pak označuje typovou řadu použitého vysokotlakého čerpadla s daným výkonem pohonu např. AQUAJET 07 = vysokotlaké čerpadlo řady HDP 74, které používá pohon s dieselovým motorem o výkonu 70 kW.

Praxe ukázala a také současné trendy to potvrzují, že pro sanační práce technologií vysokotlakého vodního paprsku prováděné manuálními pracovními postupy, je nejvhodnější vysokotlaké zařízení, které je schopno vygenerovat vodní paprsek s provozním tlakem přes 2000 barů a s průtokem 20 – 30 l/min.. Samozřejmostí je možnost plynulé regulace provozního tlaku, kdy je možné pracovat i s nižším tlakem pod 2000 barů nebo i naopak s maximálními tlaky až 3000 barů.

Proto se stalo nejvíce používaným zařízením firmy Hammelmann pro sanační práce zařízení AQUAJET 12 s čerpadlem

HDP 124 s výkonnostními daty v rozmezí 18 – 27 l/min. a s max. provozním tlakem v rozmezí 2200 – 3000 barů při instalovaném výkonu dieselového motoru 129 kW (zn. DEUTZ).

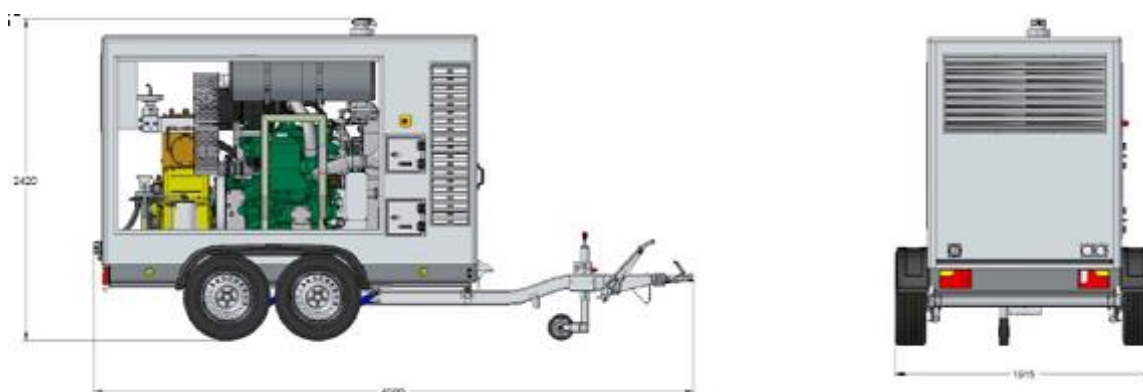
Na zpřísnující se normy pro provoz dieselových motorů v EU pro množství vypouštěných pevných částic firma HAMMELMANN zareagovala zařazením silnějších motorů vybavených všemi potřebnými komponenty. Nabízí jako ideální řešení splňující výše popsané podmínky vysokotlaké zařízení AQUAJET 14 (viz. obrázek č. 8). Přívěsný vozík o hmotnosti 2,6 tuny na tandemovém podvozku pod protihlukovou ochranou kapotáží veze dieselový motor.

Zákazník má na výběr tři motory od různých výrobců :

- DEUTZ, typ TCD 6,1 L06 o instalovaném výkonu 160 kW při 1800 ot./min a 2150 ot./min.,
- Caterpillar CAT C 7.1, s výkonem 151 kW při 1800 ot./min a 2150 ot./min.,
- VOLVO TAD 572 VE, s výkonem 160 KW při 1800 ot./min a 2150 ot./min..

Dieselový motor pohání vysokotlaké třípístové čerpadlo HAMMELMANN, typ HDP 144 s parametry: max. provozní tlak 2500 barů a objem vody 30 l/min., nebo max. provozní tlak 2600 barů a objem vody 25 l/min.. Je zde i varianta s max. provozním tlakem 3000 barů při 22 l/min.

Provozní režimy vysokotlakého čerpadla a všechny kontrolní a bezpečnostní funkce jsou řízeny elektronickou řídicí jednotkou ES2. Ovládaní řídicí jednotky se provádí pomocí dotykového displeje, který je přístupný na vnější stěně ochranné kapotáže pod uzamykatelnými dvířky.



Obrázek č. 8 Vysokotlaké zařízení zn. HAMMELMANN „AQUAJET 14“

Ochranná kapotáž je konstruována s velmi účinnou protihlukovou výplní zajišťující, že zařízení při plném provozu má hlučnost ≤ 85 dB měřeno ve vzdálenosti 1 m od stěny.

Zařízení s motorem VOLVO lze dodat také s „nízkou verzí“ s výškou jen 2 m.



Obrázek č. 9 AQUAJET 14 v klasické verzi a ve verzi s „nízkou“ kapotáží

4. „JETBOJ“ – přípravek Hammelmann – jednoduchý pomocník pro snadnější práci při sanaci betonových konstrukcí.

Práce s vysokotlakým vodním paprskem při manuálních postupech vyžaduje od každého pracovníka určitý stupeň šikovnosti a velkou roli zde hraje i fyzická síla konkrétního pracovníka. Bezpečnostní předpisy jsou zpracovány tak, aby samotná ruční manipulace s vysokotlakým paprskem byla pro běžného pracovníka bezpečná. Proto jsou stanoveny maximální přípustné hodnoty vzniklé reakční zpětné síly na ručním nářadí. Při manipulaci s ruční vysokotlakou stříkací je přípustná maximální reakční síla 150 N při pohybu bez opory. Při pohybu se stříkací pistolí opatřenou prodloužením s opěrkou, tj. možnost použít část těla pracovníka jako oporu pro pistoli, pak lze pracovat s vysokotlakým paprskem, který vytváří reakční zpětnou sílu, až 250 N. Při reakční zpětné síle nad 250 N jsou ruční pracovní postupy zakázány.

Zařízení AQUAJET 14 disponuje při maximálních provozních hodnotách velmi vysokým výkonem, který při klasických manuálních pracovních postupech je využíván z výše uvedených bezpečnostních důvodů tak z cca. 60 – 80%.

JETBOJ - přípravek je jednoduché zařízení, které kompenzuje vzniklou maximální reakční sílu až 300 N na pracovním nástroji. Umožňuje snadnou a pro obsluhujícího pracovníka skoro bez námahy, manipulaci s pracovním nástrojem při sanaci podlahových ploch a hlavně při práci nad hlavou při opracování stropů. Následné obrázky č. 10 a 11 jsou velmi názorné.



Obrázek č. 10 Použití JETBOJ – přípravku na sanaci povrchu betonové podlahy.



Obrázek č. 11 Použití JETBOJ – přípravku na sanaci povrchu betonového stropu.

5. Závěr

Vysokotlaká zařízení značky Hammelmann patří mezi špičková zařízení v oblasti využití vysokotlakého vodního paprsku pro sanace betonových konstrukcí. Unikátní konstrukční řešení pístového čerpadla zaručuje bezproblémový dlouhodobý provoz při maximálních provozních hodnotách. Vysoký instalovaný výkon čerpadla AQUAJET 14 zaručuje dostatečnou rezervu pro plnění všech úkolů v rámci sanačních prací. Použití jednoduchého pracovního přípravku JETBOJ práci zařízení AQUAJET 14 ještě více zefektivňuje.

Firma Hammelmann se snaží neustále nabízet nová řešení tak, aby technologie vysokotlakého vodního paprsku nabízela stále vyšší výkony další možnosti použití.

Kontakt

Ing. LADISLAV GLOVACZ, HAMMELMANN-Servis.cz s.r.o., Míkulčická 8, 627 00 Brno, Výhradní obchodní zastoupení fy. HAMMELMANN pro ČR a SR

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

K MOŽNOSTEM NEDESTRUKTIVNÍHO VYŠETŘOVÁNÍ MATERIÁLOVÝCH VLASTNOSTÍ DRÁTKOBETONU

ON THE APPROACHES TO NONDESTRUCTIVE ANALYSIS OF MATERIAL PROPERTIES OF FIBRE CONCRETE

Leonard Hobst, Jiří Vala

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

Používání drátkobetonu ve stavebních konstrukcích, podporované připravovanými technickými normami, stimuluje rozvoj metod pro nedestruktivní vyšetřování jeho struktury, podmiňující mechanické vlastnosti, např. odolnost vůči porušení při tahovém namáhání. Příspěvek ukazuje přehled dostupných metod, založených i) na zpracování obrazů a ii) na měřeních elektromagnetických veličin.

Annotation:

Utilization of fibre concrete in building structures, supported by technical standards in preparation, stimulates the development of methods for nondestructive analysis of its structure, crucial for mechanical properties, as fracture resistance under tensile loads. The paper presents an overview of available methods, based i) on image processing and ii) on measurements of electromagnetic quantities.

Klíčová slova:

Drátkobeton, nedestruktivní testování, výpočtové modelování, identifikační problémy, zpracování obrazů, elektromagnetická měření.

Keywords:

Fibre concrete, nondestructive testing, computational modeling, identification problems, image processing. electromagnetic measurements.

1. Úvod

Drátkobeton, v mezinárodní terminologii obvykle FRC (z anglického názvu „Fibre-Reinforced Concrete“), tedy kompozitní materiál na cementové bázi vyztužený tenkými kovovými (nejčastěji ocelovými) drátky, se v poslední době ukazuje jako vhodný konstrukční materiál pro navrhování a realizaci nosných konstrukcí. Problematickou stránkou drátkobetonu je dosažení žádoucího prostorového rozložení drátků, zpravidla (z makroskopického pohledu) homogenního a izotropního, ve struktuře kompozitního materiálu. Dosažení takového rozložení, jež je ještě přijatelné pro konstrukční materiály, je podmíněno technologií výroby. Nezbytná jsou kontrolní měření nejen na čerstvých drátkobetonových směsích, ale i na ztvrdlých drátkobetonech, především na jejich exponovaných částech; výsledky těchto měření souvisejí se spolehlivostí i životností realizovaných konstrukcí.



Obrázek 1: Kontrolní měření transparentních epoxidových vzorků s kovovými drátky v laboratoři na FAST VUT v Brně (nalevo) s detailním pohledem na používanou magnetickou sondu PeMaSo-2 (napravo).

Aktuální příprava technických norem [20], [21] a [22], vycházející ze zahraničních zkušeností (srov. [19]) zvyšuje zájem o spolehlivé a nepřiliš nákladné nedestruktivní, případně aspoň málo invazivní zkoušení drátkobetonu v laboratorních podmínkách i na hotových stavebních konstrukcích. Klasický destruktivní přístup umožňuje jen pracně ověřit množství drátků ve vzorku, nikoliv již jejich orientaci, která může být klíčová pro výsledné mechanické vlastnosti, zejména pro prevenci porušení při tahovém namáhání. V tomto příspěvku se proto soustředíme na stručný přehled alternativních postupů, navržených a odzkoušených (včetně nezbytné výpočtové podpory) v posledních letech v rámci několika navazujících výzkumných projektů na Ústavu stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně (viz ilustrativní obr. 1), doplněný o odkazy na konkrétní aplikace i na hlubší fyzikální i matematické základy jednotlivých přístupů, ve snaze o otevření neformální diskuse na uvedené téma.

V dalších úvahách se soustředíme především na dva základní parametry materiálového vzorku:

- a) na objemový podíl drátků v materiálovém vzorku,
- b) na směrové rozložení drátků.

Jak uvidíme, optimální metoda pro levné a spolehlivé současné určení a) i b) za různých podmínek není dosud k dispozici, což lze interpretovat jako výzvu pro další základní i aplikovaný výzkum.

2. Metody založené na zpracování obrazů

Dostupnou skupinu přímých nedestruktivních metod představuje pořizování dvourozměrných či třírozměrných snímků testovaných vzorků a jejich následné vyhodnocování různými metodami zpracování obrazů (označovanými, často i v českých textech, souhrně jako „image processing“). Žádoucí jsou údaje o struktuře nejen o povrchu vzorku a blízké oblasti, ale o celém objemu vzorku. Příkladem dvourozměrného zpracování obrazů je tak opakované vyhodnocování promyšleně pořizovaných řad rentgenografických snímků, na rozdíl od výrazně nákladnějšího využití hardwarových i softwarových vymožeností počítačové tomografie (známé pod zkratkou CT, tj. „Computer Tomography“).

2.1. Zpracování dvourozměrných radiografických snímků

Využití radiografického snímkování představuje dnes již klasický nedestruktivní přístup k získávání informací o struktuře drátkobetonu, zejména typu b). Podrobněji se tomuto přístupu věnuje [6], kde se přímou detekcí polohy drátků z jednotlivých snímků zjišťuje jejich počet, příslušný jednotlivým třídám úhlů v rovině, z čehož lze následně sestavovat tzv. směrové růžice. Na grafických výstupech tohoto typu (jsou-li k dispozici v dostatečně reprezentativním množství) lze tak snadno kontrolovat, zda byla technologickým postupem dodržena makroskopická izotropie materiálu, důležitá pro zamezení vzniku trhlin při tahových namáháních z různých směrů. Problémy nicméně mohou být s idealizovanou makroskopickou homogenností materiálu, zejména při soustředění drátků (zejména při jejich poměrně nízkém objemovém podílu v materiálu), třeba i (přibližně) nahodilých směrů, do několika center, mezi nimiž zůstává nevyztužená matrice.

Věrohodné usuzování na prostorové rozložení drátků z jednoho snímku (či jejich malého množství), jakkoliv by bylo při známé délce drátků stejného typu teoreticky (klasickými metodami deskriptivní geometrie) možné, není realistické s ohledem na obvyklou kvalitu snímků a technologický postup při přípravě drátkobetonu. Detekce polohy drátků musí být dostatečně robustní, aby zpracovala i různě zakřivené drátky, případně i zmiňovaná nežádoucí centra.

Obecně je takové přímé zjišťování polohy drátků pracné, a tak se hledají alternativní, podstatně rychlejší přístupy – srov. [11]. Pro vyhodnocení rovinných

snímků se nabízí rychlá diskretní Fourierova transformace (algoritmus FFT, tj. „Fast Fourier Transform“). Uvažujeme-li (pro jednoduchost) úrovně šedé (bílé až černé) barvy $f(x, y)$ na čtvercovém obrazu obsahujícím $N \times N$ pixelů (hypotetická limitní formulace s $N \rightarrow \infty$ převádí součty na integrály, odpovídající klasické spojitě transformaci), má diskretní přímá a inverzní Fourierova transformace jednoduchý (i když stále komplexní) tvar

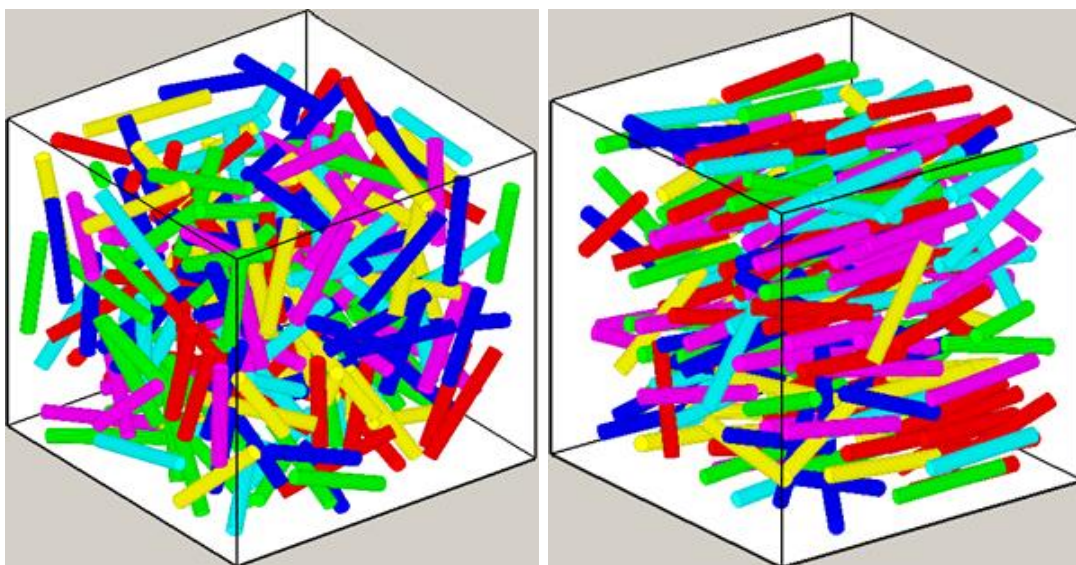
$$F(u, v) = \sum_{x,y=0}^{N-1} f(x, y) \exp \frac{-2\pi i(ux + vy)}{N},$$

$$f(x, y) = \frac{1}{N^2} \sum_{u,v=0}^{N-1} F(u, v) \exp \frac{2\pi i(ux + vy)}{N}$$

s tím, že veškeré informace potřebné k vytvoření směrové růžice obsahuje příslušné spektrum $P(u, v) = |F(u, v)|^2$; podrobnosti (včetně instruktivních příkladů, pocházejících z konkrétních měření, srovnatelných s [6]) lze nalézt v [16] a [17].

2.2. Třírozměrná počítačová tomografie

Vyšší vývojový stupeň zpracování obrazů představuje průmyslová počítačová tomografie. Vhodná zařízení (jiná než zařízení pro lékařské aplikace, pracující na obdobném fyzikálním principu – podrobněji viz [18]) pro testování speciálních typů drátkobetonových vzorků (v předepsaném tvaru kvádra či válce) jsou na VUT k dispozici na výzkumných centrech CEITEC („Central European Institute of Technology“) a AdMaS („Advanced Materials, Structures and Technologies“). Jejich využití je nicméně výrazně omezeno nutností přípravy speciálních vzorků (a tedy praktickou nepoužitelností in situ) a značnými finančními náklady, jakož i nutností práce se specializovaným hardwarem a softwarem, jen obtížně přizpůsobovatelným vlastním potřebám. Pro konkrétní vzorek je nicméně tento přístup schopen poskytnout zcela přesné údaje a) i b) (v případě b) včetně prostorového zobecnění směrových růžic), což jej předurčuje jako vhodný ke kalibraci jiných, zejména nepřímých metod, konkrétně měření intenzity stacionárního magnetického pole Hallovo sondou podle obr. 1. Srovnání obou zmiňovaných přístupů je důkladně provedeno v [7] a [9].



Obrázek 2: Generování vláknových struktur pro výpočtové modelování na základě teorie her – ukázka nahodilých směrů vláken (nalevo) a směrů vláken odpovídajících předem zadanému pravděpodobnostnímu rozdělení (napravo).

Další možnosti využití přesných údajů o poloze drátků z tomografických snímků jsou diskutovány v [15]. Dosud nepublikovaný algoritmus softwarového generování polohy drátků ve směrech odpovídajících zadanému pravděpodobnostnímu rozdělení, navazující na výsledky [13], představuje východisko pro výpočtové modelování a simulaci nepřímých měření, zejména elektromagnetických, metodou Monte Carlo, případně dalšími metodami teorie her, s využitím standardních technik metody konečných prvků a objemů. Obr. 2 dokládá použitelnost tohoto přístupu i pro extrémně vysoký (hypotetický) objemový podíl drátků ve vzorku.

3. Metody založené na elektromagnetických měřeních

Vzhledem k nedostatečné informaci o a) z rentgenografických snímků a nákladnosti a omezenosti tomografického snímkování je účelné hledat alternativní, pokud možno nedestruktivní metody pro identifikaci a) – a nejlépe současně i b). Tyto metody jsou vesměs nepřímé, tedy vycházející z analogie s jinými fyzikálními procesy. Elektromagnetické metody, vhodné především pro kovové drátky, jsou založeny na rozdílné (relativní) magnetické permeabilitě, resp. dielektrické permitivitě, případně i dalších materiálových charakteristikách drátků a matrice v kompozitním materiálu. Aktuálnost vývoje takových metod, jejich rozšíření v posledních letech a možnost jejich podrobnější klasifikace dokumentuje [4]. Jistou nevýhodu představuje nutnost výpočtové homogenizace materiálových charakteristik, vedoucí k jejich jistým efektivním hodnotám, porovnávaným s naměřenými údaji. Obvyklé matematické teorie homogenizace, prezentované v [2], jmenovitě tzv. dvouškálová homogenizace, pracují teoreticky

s deterministickými, přesně periodickými materiálovými strukturami, přičemž rozměry mikrostrukturálních objektů mají být natolik zanedbatelné, že je lze limitně zkoumat jako blížící se k nule. Zeslabení některého z uvedených předpokladů, zejména odstranění periodicity či připuštění stochastického charakteru materiálové struktury, je sice možné, ale vede k mimořádně komplikované matematické teorii konvergence na tzv. homogenizačních strukturách, diskutované v [12], od níž je k praktickým výpočtovým algoritmům dosud velmi daleko. I pro dvouškálovou konvergenci je třeba pro určení efektivních materiálových charakteristik, např. efektivní permitivity při studiu rozložení stacionárního magnetického pole, většinou numericky ou řešit pomocný problém v podobě parciální diferenciální rovnice s periodickými okrajovými podmínkami; analytické výrazy jsou k dispozici jedině pro extrémně jednoduché (zpravidla nerealistické) případy, např. pro (předem předpokládaný) stejný směr veškerých drátků. Alternativně se proto v praxi často vychází ze zjednodušených předpokladů, zejména z různých variant teorie směsí – srov. [5].

3.1. Analýza stacionárního magnetického pole

Fyzikálně, matematicky i technicky jednodušší je analýza stacionárního magnetického pole, jejíž možnou praktickou realizaci, fungující na základě Hallova jevu, ukazuje obr. 1: permanentní magnet generuje magnetické pole, jehož zeslabení, měřené v jistých (vhodně volených) vzdálenostech od magnetu, vypovídá zprostředkovaně o a), méně již (neprovádí-li se experiment opakovaně v různých směrech) o b). Při představě o možné homogenizaci problému jde na makroskopické úrovni (přibližně) o řešení Laplaceovy rovnice pro intenzitu magnetického pole, kde příslušná magnetická permeabilita vystupuje jen v okrajové podmínce; porovnání [17] s realističtější výpočtovou konfigurací včetně zahrnutí Hallovy sondy nicméně neukazuje významnou systémovou chybu takové idealizace.

V rámci této idealizace lze pro dostatečně nízký objemový podíl drátků (výrazně menší než na obr. 2, prakticky v souladu s [9] do 1 %) použít explicitní vzorec přizpůsobený z [5]

$$\xi(\mu, \mu_s) = 1 - \frac{\mu_s - \mu}{\mu_s - \mu_c} \left(\frac{\mu_c}{\mu_s} \right)^{3L(1-2L)(2-3L)} M^{(3L-1)^2/(2-3L)/(1+3L)}$$

s μ_s odkazujícím na (relativní) permeabilitu drátků (výrobci drátků zpravidla negarantovanou), s μ_c odkazujícím na známou (relativní) permeabilitu matrice (prakticky v našem případě většinou jednotkovou), přičemž μ je pak efektivní (relativní) permeabilita směsi; potřebné pomocné proměnné

$$L = \frac{\zeta}{4\vartheta^3} \left(2\zeta\vartheta + \ln \frac{\zeta - \vartheta}{\zeta + \vartheta} \right), \quad M = \frac{(1+3L)\mu_c + (2-3L)\mu_s}{(1+3L)\mu + (2-3L)\mu_s}$$

obsahují tvarové parametry ϑ a ζ , jež lze vyjádřit (po delším výpočtu s limitním přechodem) jako

$$\zeta = a/b, \quad \vartheta = \sqrt{\zeta^2 - 1}$$

pro (přibližně) válcové drátky zjednodušené (kvůli hladkosti hranice) na protáhlé rotační elipsoidy, přičemž a a b jsou délka hlavní osy a (stejná) délka obou vedlejších os. Dodatečný netriviální problém nicméně představuje identifikace μ jako funkce ξ pro neznámou hodnotu μ_s na základě měření intenzity magnetického pole a numerické metody nejmenších čtverců, vycházející z [14]; podrobnější analýza je obsažena v [16]. Souvislost s reálnou kalibrační křivkou, odvozenou pro předem známé objemové podíly drátků, je zřejmá z [9], kde je rovněž dokumentována aplikace diskutované metody na drátkobetonové segmenty ostění tunelu, podrobené destruktivním zkouškám v Kloknerově ústavu ČVUT v Praze. becně je nepominutelnou nevýhodou uvedeného postupu jeho částečná destruktivnost: k získání věrohodných (nikoliv jen předběžně informativních) výsledků, zejména o rozložení drátků hlouběji pod povrchem masivní konstrukce, je třeba v praxi provádět řadu vývrtů do hotové konstrukce (srov. obr. 1). V rámci analýzy stacionárního magnetického pole není tato nevýhoda dobře odstranitelná, neboť mimo polohu magnetů a Hallova senzoru nejsou pro případnou lepší organizaci experimentu k dispozici žádné další volitelné parametry.

3.2. Analýza nestacionárního elektromagnetického pole

Svůdným návodem k překonání kritizovaných nedostatků analýzy stacionárního elektromagnetického pole se zdá být přechod k analýze nestacionárního elektromagnetického pole. Mimo intenzitu magnetického pole H zde můžeme pracovat i s intenzitou elektrického pole E a s potřebnými materiálovými charakteristikami: dielektrickou permitivitou ε , elektrickou vodivostí σ a magnetickou permeabilitou μ (obecně maticové, zde pro jednoduchost výkladu uvažované jako skalární). Kompletní fyzikální a matematická analýza nicméně vede k počátečním a okrajovým úlohám pro soustavu Maxwellových parciálních diferenciálních rovnic, která dosud (vzhledem ke své výrazné nelinearitě) skrývá i různá teoretická úskalí a jejíž i přímé numerické řešení, nemluvě již o identifikačních problémech. Za řady zjednodušujících předpokladů lze nicméně (dosti dlouhým odvozením, provedeným v [15]) dospět k výsledným rovnicím

$$\Delta H = \sigma \mu \dot{H} + \varepsilon \mu \ddot{H}, \quad \Delta E = \mu \sigma \dot{E} - \mu \varepsilon \ddot{E}.$$



Obrázek 3: Ukázka přípravy transparentních epoxidových vzorků s garantovaným objemovým podílem a směrovým rozložením drátků (nahore nalevo) a hotový vzorek (nahore napravo) s následným využitím experimentálního zařízení pracujícím s harmonickým elektromagnetickým polem, vyvíjeného ve spolupráci s Ústavem mikroelektroniky FEKT VUT v Brně (dole).

Mimo standardní Laplacův operátor ještě horní tečky v těchto rovnicích naznačují derivace podle časové proměnné, které pro obecně nestacionární problém nelze odstranit. Pro speciální harmonické buzení lze nicméně tuto soustavu převést (opět způsobem naznačeným v [15]) do tvaru jediné formálně stacionární rovnice v komplexním oboru s volným parametrem budicí frekvence a s vhodnými okrajovými podmínkami.

Na uvedené myšlence je založena plně nedestruktivní elektromagnetická metoda testování a) i b). Detailní technický popis metody je dosud předmětem projednávaného návrhu na patentovou ochranu. Obr. 3 dokumentuje praktickou

přípravu zkušebních vzorků a organizaci měření, prozatím v laboratorních podmínkách.

4. Predikce mechanických vlastností

Ve své podstatě geometrické charakteristiky a) a b) jsou sice podstatné pro predikci mechanických vlastností drátkobetonu, nicméně jeho krátkodobé i dlouhodobé vlastnosti ovlivňuje i řada dalších faktorů, např. soudržnost mezi výztuží a maticí či absence již zmiňované lokální koncentrace drátků. Ve shodě s [3] je třeba považovat za nejpodstatnější studium možného kvazikřehkého lomu drátkobetonu s cílem jeho vyloučení či aspoň maximálního omezení vhodným umístěním drátků (nebo dokonce i jejich promyšlenou orientací, i když zde se naráží na reálné technologické možnosti). Zachytit je třeba i tahová napětí, která vznikají v raných stádiích vývoje betonu v důsledku objemových změn, vyvolaných vybranými chemickými reakcemi.

Studium případných postkritických stavů (ve smyslu inicializace a šíření trhlin) představuje samostatný výzkumný problém, výpočtově zvládnutelný pomocí kohezních prvků pro modelování předem odhadnutelných trhlin, případně i vhodným rozšířením běžné metody konečných prvků (X-FEM čili „eXtended Finite Element Method“ apod.). Závažný problém pak ovšem (se zvýrazňováním nelineárního charakteru úlohy a uplatňováním nevratných fyzikálních dějů) představuje návrh a identifikace potřebných efektivních materiálových charakteristik.

Vztah mezi a), b) a dalšími měřitelnými charakteristikami na jedné straně a chováním zatížené konstrukce na bázi drátkobetonu na druhé straně představuje dodnes nevyřešený problém. Jeho řádné studium (s ohledem na přítomnost řady fyzikálních i chemických procesů, jež nelze zohlednit v relativně jednoduchém matematickém modelu) musí být nutně založeno na součinnosti experimentálních prací v různých typech laboratoří s vývojem původních nástrojů pro výpočtové simulace.

5. Závěr

V tomto příspěvku jsme se pokusili poukázat na význam problému identifikace struktury drátkobetonu pro jeho použití ve stavebních konstrukcích a prezentovat některé dostupné experimentální metody a relevantní výpočtové nástroje, reálně používané na FAST VUT v Brně. Podrobnosti o jejich praktických aplikacích lze většinou nalézt v odkazované literatuře.

S postupujícím studiem otevřených problémů v souvislosti se zkoušením drátkobetonu a predikcí jeho mechanických vlastností neubývá; tyto problémy nelze vyřešit odkazem na připravované technické normy [20], [21] a [22]. Příspěvek lze tak chápat i jako výzvu k diskusi a výzkumné spolupráci v nejbližší budoucnosti.

Poděkování

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

Literatura

- [1] BOULMEZAOUD, T.Z.; EL RHABI, M.: On time-harmonic Maxwell's equations in Lipschitz and multiply-connected domains of $\mathbb{R}^3$. In: Monografías del Seminario Matemático García de Galdeano 27 (2003), p. 127–134.
- [2] CIORANESCU, D.; DONATO, P.: An Introduction to Homogenization. Oxford University, 1999.
- [3] CUNHA, V.M.C.F.; BARROS, J.A.O.; SENA-CRUZ, J.M.: An integrated approach for modelling the tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete. In: Cement and Concrete Research 41 (2011), p. 64–76.
- [4] FAIFER, M.; FERRARA, L.; OTTOBONNI, R.; TOSCANI, S.: Low frequency electrical and magnetic methods for non-destructive analysis of fiber dispersion in fiber reinforced cementitious composites: an overview. In: Sensors 13 (2013), p. 1300–1318.
- [5] GIORDANO, S.: Effective medium theory for dielectric ellipsoids. In: Journal of Electrostatics 58 (2003), pp. 59–76.
- [6] HOBST, L.; ANTON, O.; VODIČKA, J.; ŠČUČKA, J.: Homogeneity detection of fibre-concrete structures by using radiographic technique. In: Nondestructive Testing of Materials and Structures 2012 – Proceedings of International Conference in Istanbul, p. 323–328. RILEM Bookseries 6, Springer, Berlin, 2013.
- [7] HOBST, L.; BÍLEK, P.; ANTON, O.; ZIKMUND, T.: Stanovení přesné polohy drátků v kalibračních vzorcích drátkobetonu počítačovou tomografií. In: Zkoušení a jakost ve stavebnictví 2013 – sborník příspěvků konference v Brně, p. 33–42. VUT v Brně, 2013.
- [8] HOBST, L.; BÍLEK, P.; LÁNÍK, J.; VODIČKA, J.: Předběžné měření koncentrace drátků v drátkonetonových segmentech ostění tunelu. In: Zkoušení a jakost ve stavebnictví 2014 – sborník příspěvků konference v Brně, p. 93–101. VUT v Brně, 2014.
- [9] HOBST, L.; BÍLEK, P.; ANTON, O.; ZIKMUND, T.: Sledování anomálního rozmístění drátků v kalibračních vzorcích drátkobetonu počítačovou tomografií (CT). In: Sanace betonových konstrukcí – sborník přednášek XXIV. mezinárodního sympózia v Brně, p. 27–33. SSBK (Sdružení pro sanaci betonových konstrukcí), 2014.
- [10] HOBST, L.; KOMÁRKOVÁ, T.; VALA, J.: Electromagnetic approach to nondestructive testing of fibre concrete. In: International Journal of Materials 2 (2015), p. 35–39.
- [11] KÄRKKÄINEN, S.; VEDEL JENSEN, E.B.: Estimation of fibre orientation from digital images. In: Image Analysis and Stereology 20 (2001), p. 199–202.

- [12] NGUETSENG, G.; SVANSTEDT, N.: ϵ -convergence. In: Banach Journal of Mathematical Analysis 5 (2011), pp. 101–135.
- [13] POSPÍŠIL, T. On statistical description of random structures. In: Engineering Mechanics 17 (2010), p. 383–392.
- [14] VALA, J.: Computational approaches to some inverse problems from engineering practice. In: PANM (Programs and Algorithms of Numerical Mathematics) – Proceedings of 17th Seminar in Dolní Maxov (2014), p. 215–230. Matematický ústav AV ČR v Praze, 2015.
- [15] VALA, J.: Structure identification of metal fibre reinforced composites. In: Algoritmy 2016 – Proceedings of 20th Conference on Scientific Computing in Podbanské (Slovakia), p. 244–253. STU Bratislava, 2016.
- [16] VALA, J.; HOBST, L.; KOZÁK, V.: Detection of metal fibres in cementitious composites based on signal and image processing approaches. In: WSEAS Transactions on Applied and Theoretical Mechanics 10 (2015), p. 39–46.
- [17] VALA, J.; HORÁK, M.: Nondestructive identification of engineering properties of metal fibre composites. In: 10th ICNAAM (International Conference of Numerical Analysis and Applied Mathematics) in Kos (Greece) – Proceedings, p. 2208–2211. AIP (American Institute of Physics) Conference Proceedings 1479, 2012.
- [18] WEIDEMANN, G.; STADIE, R.; HILLEMEIER, B.: Computer tomography study of fibre reinforced autoclaved aerated concrete. In: Materials Testing 50 (2008), p. 278–285.
- [19] BS EN 14721: Test method for metallic fibre concrete – Measuring the fibre content in fresh and hardened concrete. BSI, 2005, 2007.
- [20] ČSN P 732350: Vláknobeton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Předběžná česká technická norma. ÚNMZ, 2015.
- [21] ČSN P 732351: Vláknobeton – Zkoušení čerstvého vláknobetonu. Předběžná česká technická norma. ÚNMZ, 2015.
- [22] ČSN P 732352: Vláknobeton – Zkoušení ztvrdlého vláknobetonu. Předběžná česká technická norma. ÚNMZ, 2015.

Kontakt

Prof. Ing. LEONARD HOBST, CSc., tel: 00420 541 147 636, e-mail: hobst.l@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veverí 95, 602 00 Brno.
 Prof. Ing. JIŘÍ VALA, CSc., tel: 00420 541 147 602, e-mail: vala.j@fce.vutbr.cz, Ústav matematiky a deskriptivní geometrie, FAST VUT v Brně, Veverí 95, 602 00 Brno.

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

**OBNOVA BETONU VE VRSTVÁCH:
ŘEŠENÍ NEBO PROBLÉM?
(OBNOVA A OCHRANA BETONU ZCELA JINAK)**

**RESTORATION OF CONCRETE IN LAYERS:
SOLUTION OR PROBLEM?
(CONCRETE RESTORATION
AND PROTECTION TOTALLY DIFFERENT)**

Pavel Jarolím

Ecomineral, s.r.o.

Annotation:

Limits of popular cement and chemical-additive based mortars and the complex, layered systems used to repair concrete are becoming a thing of the past. This technical paper introduce the GeoLite®, new, eco-friendly, mineral geo-mortar, which can passivate, repair, finish and protect deteriorated concrete in a single solution. Kerakoll has changed the way concrete is restored by introducing a new natural geo-binder with high dimensional stability. GeoLite® is the world's first range of geo-mortars to obtain three different CE marks: meets every requisite of EN 1504-7, EN 1504-3 and EN 1504-2. This monolithic repair guarantees the easier and more effective execution of the reinforced concrete maintenance job, in accordance with applicable regulations and in total brings savings of time, costs and environment.

1. Limity sanací pomocí polymer-cementových hmot (obnova ve vrstvách)

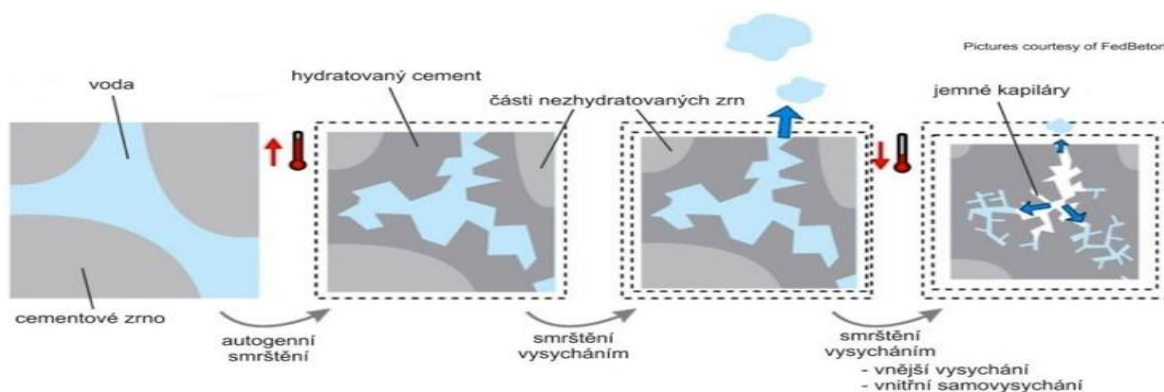
Víme, že technické a výkonnostní parametry běžných malt na bázi cementu, chemických přísad a složitých systémů vrstev používaných při obnově betonu mají přirozeně své výkonnostní limity. Použití obnovy ve vrstvách, běžně využívané od 80.let, vyžaduje aplikaci různých po sobě jdoucích materiálů na ochranu výztuže. Je však třeba si uvědomit, že současné nedodržení technologických postupů pro aplikaci jednotlivých sanačních systémů a vrstev je jednou z nejčastějších příčin chyb při realizaci sanací betonových konstrukcí. Nutnost použití více sanačních materiálů pro splnění požadavků norem (EN 1504) tak přináší:

- Riziko nedodržení řady požadavků na správnou aplikaci jednotlivých použitých materiálů.
- Riziko změny klimatických podmínek díky nezbytnému prodloužení doby realizace a tím i riziko nedodržení předepsaných technologických požadavků na realizaci



Obrázek č. 1 - Tradiční postup sanace betonových a železobetonových konstrukcí

Dalším velkým problémem jsou různé vlastnosti opravované betonové konstrukce a aplikované cementové hmoty, které vytvářejí přirozené podmínky pro trhliny mezi vrstvami. Hydraulické smrštění je příčinou velké většiny prasklin, které se vytvářejí v konstrukcích.



Obrázek č. 2 – Smršťování betonu při vysychání

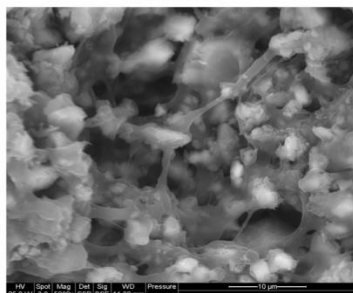
Hledání řešení pro odstranění slabých míst cementových malt vedlo v posledních třiceti letech k velmi rozšířenému používání polymerů petrochemického původu a organických látek, jež daly vzniknout cementovým maltám upraveným organickými polymery, které právě představují velmi složité systémy, neboť každá látka může ovlivňovat vlastnosti jiných materiálů: materiály, které jsou dokonale vyvážené v laboratoři, jsou často kritické v různých podmínkách stavby.

Existuje tedy řešení uvedených rizik?

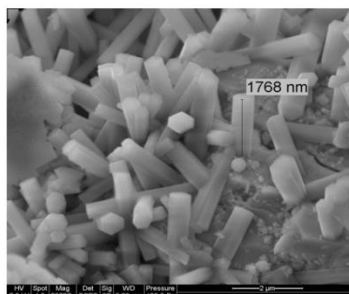
2. Řešením uvedených rizik mohou být minerální geomalty od společnosti Kerakoll

Geomalty mohou být klasifikovány do přírodních skal, protože jsou anorganického původu a o zatvrdnutí pomocí krystalizace tvoří monometrickou jednotku, které je v souladu se strukturou minerální horniny.

Cementovo-polymerová malta



GeoLite®



Hornina

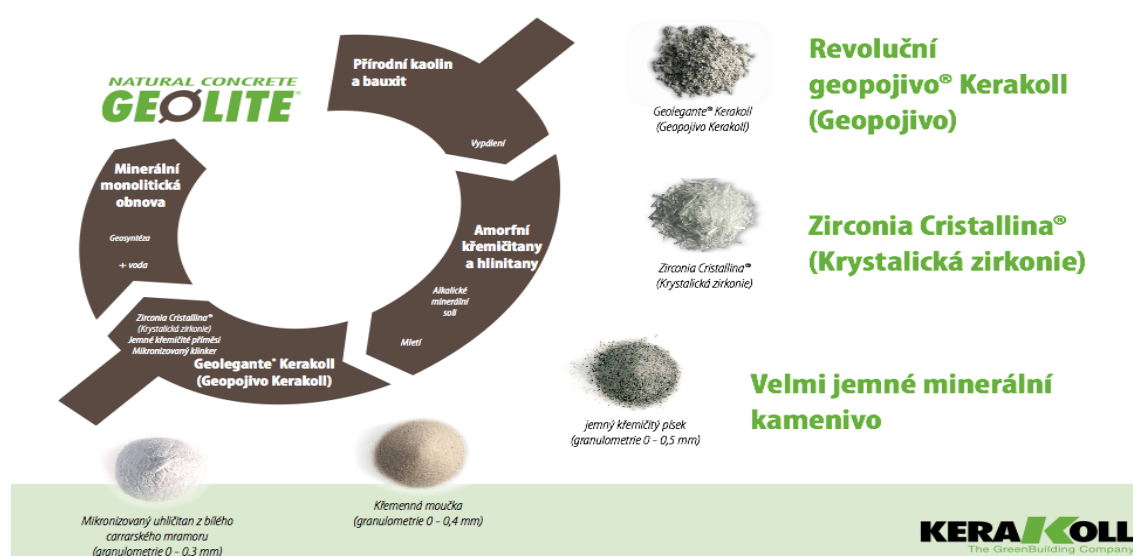


Obrázek č. 3 – GeoLite krystalizuje do monolitu podobnému hornině

REVOLUČNÍ GEOLEGANTE® KERAKOLL (GEOPOJIVO KERAKOLL)

Úspěchem vývoje Kerakoll je vyvinutí ekokompatibilního geopojiva s velmi nízkými emisemi oxidu uhličitého, vyšší odolností vůči chemickým prostředkům a vynikajícími mechanickými vlastnostmi i v extrémních podmínkách.

Nejrevolučnější aspekt geopojiva Kerakoll je jeho vysoká přirozená rozměrová stabilita, která určuje prakticky nulové hodnoty smrštění ve srovnání s portlandským cementem. Díky novému geopojivu Kerakoll bylo možné vytvořit geomalty, které nahrazují malty na výrobu betonu vyráběné z portlandského cementu a petrochemických přísad.



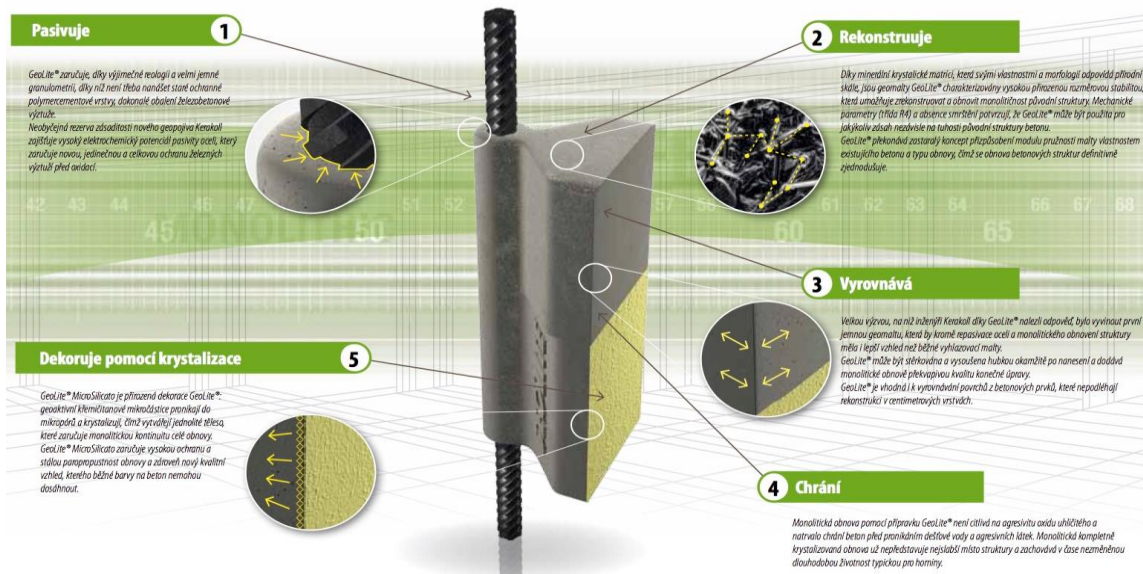
Obrázek č. 4 - Klíčem k revolučním vlastnostem při zachování přijatelné ceny je složení

Zirconia Cristallina ® (Krystalická zirkonie)

Ekokompatibilní krystalická zirkonie použitá v GeoLite® zlepšuje mechanickou odolnost a zvyšuje pružnost a pevnost v tahu, ale hlavně stabilizuje proces krystalizace nátěru na struktuře, která má být obnovena. Velmi důležitou vlastností přípravku je to, že během fáze tuhnutí geopojiva se forma makrostruktury krystalické zirkonie nemění, stabilizuje geosyntézu GeoLite® a zaručuje tak, aby proces krystalizace proběhl beze změn.

VELMI JEMNÉ MINERÁLNÍ PŘÍSADY (0 - 0,5 mm)

GeoLite® je revoluční i díky svým jemným příměsím, které byly poprvé použity při vývoji malt na obnovu betonu, třídy R4. Granulometrie s pouhými 0 - 0,5 mm společně s přirozenou rozměrovou stabilitou geopojiva Kerakoll zaručuje, že GeoLite® stačí k ochraně výztuže svým obalením a není třeba používat pasivační produkty. Kvalita a přísný výběr nejkvalitnějších směsí přírodních, velmi jemných příměsí, zaručují obnovu výjimečné kompaktnosti a monolitčnosti, kterou může zajistit pouze GeoLite®.



Obrázek č.5 - GeoLite® pasivuje, rekonstruuje, vyrovnává a chrání: jedná se monolitickou obnovu betonu pomocí krystalizace.

GeoLite® je geomalta s přizpůsobitelnou dobou tuhnutí

Jednou z řady výhod geomalty GEOLITE® je možnost přizpůsobení doby tuhnutí. Jedná se o vůbec první řadu geomalt třídy R4 s touto vlastností.

Výzkumní pracovníci firmy Kerakoll vyvinuli dvě verze inovační řady GeoLite®: tixotropní se třemi dobami tuhnutí, které lze mezi sebou míchat (80, 40 a 10 minut), a tekutou se dvěma dobami tuhnutí (60 a 20 minut). GeoLite® se dokáže přizpůsobit všem potřebám stavby podle druhu prací i klimatických podmínek, neboť je možné přizpůsobit dobu jejího tuhnutí a tím i zpracovatelnosti a zároveň zachovat nezměněné technické charakteristiky produktu (Třída odolnosti R4). Díky této unikátní funkci, malta GeoLite zaručuje nejlepší technické provedení a lze ji přizpůsobit tak, aby úspěšně vyřešila všechny požadavky na staveništi.

Více než 5ti leté zkušenosti z aplikací z celé Evropy ukazují, že GEOLITE® zajišťuje celkovou bezpečnost konstrukční třídy R4 za jakýchkoliv podmínek.

Norma ČSN EN 1504 předpokládá 4 třídy odolnosti pro malty pro obnovu:

Nekonstrukční malty: Třída R1 a R2 o nízké mechanické a fyzické pevnosti, vhodné pro obnovu nearmovaných betonů nebo pro konečné úpravy.

Konstrukční malty: Třída R3 a R4 s vysokými parametry pro rekonstrukci, konstrukční obnovy a ke spolupoužití na železobetonových objektech.

Norma ČSN EN 1504-3 předepisuje, že pro obnovu železobetonu musí být použity výlučně malty odolné proti karbonataci. U malt, které jsou klasifikovány jako nekonstrukční (R1, R2), norma nepředepisuje odolnost proti karbonataci, takže není možné je používat na obnovu železobetonu, používat je lze pouze tehdy, jestliže jsou chráněny povrchovým nátěrem s nepotvrzenými vlastnostmi ochrany proti karbonataci, v souladu s ČSN EN 1504-2 (princip 1-PI).

Malty třídy R4 zaručují lepší ochranu a dlouhodobější životnost ve srovnání s maltami třídy R3.

GeoLite® třídy R4 je za jakýchkoliv podmínek na vrcholu své výkonnosti, protože je testována jak v podmínkách CC tak v podmínkách PCC.

GeoLite® zaručuje pasivaci železných výztuží (CA - Control of Anodic Areas), ochranu před vnikáním CO₂ (Carbonation Resistance: Passes – ČSN EN 1504-3) a obnovu v souladu s principy: CR (Concrete Repair), SS (Structural Strengthening) a RP (Restoring Passivity). Dále GeoLite®, díky svým možnostem použití i jako ochranné vyhlazení, odpovídá požadavkům principů ochrany a obnovy: MC (Moisture Control), PR (Physical Resistance) a IR (Increasing Resistivity). GeoLite® MicroSilicato doplňuje strategie obnovy prováděné pomocí GeoLite® a GeoLite® Magma a umožňuje provádět ochranné zásahy v souladu s principy PI (Protection Ingress), MC a IR.

GEOLITE®: ZJEDNODUŠUJE TECHNICKÉ PROJEKTY OPRAVY A OCHRANY ŽELEZOBETONU V SOULADU S NORMOU ČSN EN 1504-9

GeoLite® umožňuje provádět obnovy v souladu s principy a metodami ochrany a obnovy předepsanými normou ČSN EN 1504-9. Díky monolitickým obnovám zaručeným přípravkem GeoLite® je dnes možné, aby projektanti mohli připravit zjednodušené technické projekty, které umožní dokonalé a snadné provádění opravy a údržby železobetonových struktur podle platných norem.

Toto vše se zároveň promítá přímo i do vlastní sanace. Dochází ke zjednodušení technologického postupu a k eliminaci rizik spojených s technologickou nekázní na stavbě. K dispozici je jeden materiál pro pasivaci, reprofilaci i jemnou stěrku a druhý jako ochranný a sjednocující nátěr.

Systém vrstev a technologicky překonané produkty více než 4 produkty, 4 nanášecí fáze, 6 pracovních dní



Staré, polymery upravené cementové malty, vzniklé v 80 letech, představují složité systémy s komplexní aplikací, jsou nákladné a velmi citlivé na klimatické podmínky na stavbě, které mohou omezit jejich účinnost a životnost. Toto ještě dnes nutí výrobce doporučovat **pro zásahy obnovy aplikovat vrstvy různých materiálů**, což může být příčinou chyb na stavbě nebo jen částečné aplikace systému a omezení jeho účinnosti.



2 minerální produkty, pouze 2 nanášecí vrstvy, pouze 5 pracovních hodin



Obrázek č. 6 a 7 - Zjednodušení technologického postupu při splnění požadavků na sanaci dle normy ČSN EN1504

GEOLITE® je nejbezpečnější geomaltou na světě

GeoLite® je revoluční i tím, že věnuje velkou pozornost ochraně životního prostředí a lidského zdraví.

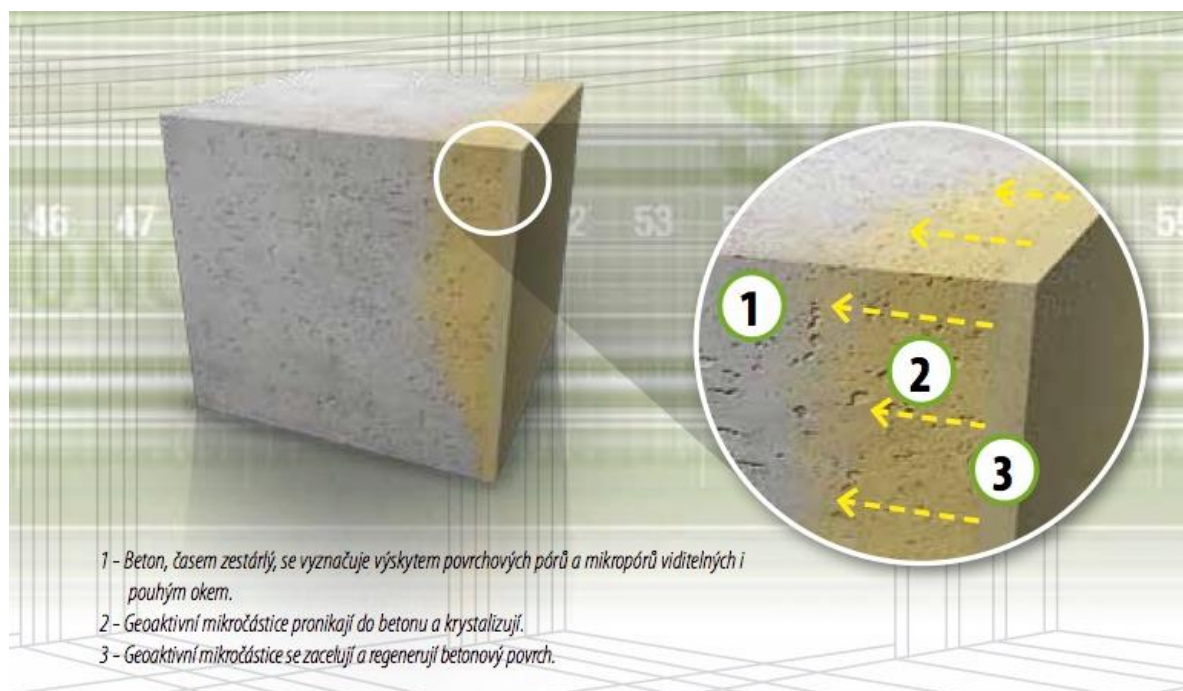
Testy provedené výzkumnými pracovníky GreenLab Kerakoll potvrzují prakticky nulové emise těkavých organických sloučenin (VOC), a to jak v okamžiku přípravy na stavbě, tak v hodinách a dnech následujících po provedení obnovných prací. GeoLite® se nachází na nejvyšším stupni v ochraně zdraví pracovníků, což vyplývá z certifikátů EC 1 Plus, vydaných GEV a potvrzujících, že GeoLite® patří mezi nejbezpečnější stavební produkty na světě.

GEOLITE® MICROSILICATO REGENERUJE BETONOVÉ STRUKTURY POMOCÍ KRYSTALIZACE

Beton je kompaktní materiál, na němž se vyskytují póry a mikropóry viditelné i pouhým okem. GeoLite® MicroSilicato je revoluční geo-barva, která obsahuje geo-aktivní křemičitanové mikročástice, jež pronikají do mikropórů a přes intersticiální krystalizaci s cementovou matricí betonu se zacelují a zabraňují tak pronikání agresivních chemických činitelů z okolního prostředí.

GeoLite® MicroSilicato chrání beton před karbonatací a absorpcí dešťové vody a díky své přirozené transpirační schopnosti zaručuje stálou propustnost podloží, chrání, ale ponechává mikropórům volnost při "dýchání".

Beton, regenerovaný přípravkem GeoLite® MicroSilicato, se udržuje svěží a v dokonalém stavu.



Obrázek č. 8 – Regenerace a ochrana betonové struktury pomocí nátěru.

Požadavky na diagnostiku, návrh postupu, volbu a vlastnosti sanačních materiálů pro sanace betonových prvků, provádění a kontrolu kvality jsou obsaženy v souboru norem ČSN EN 1504, část 1–10 [4].

3. GeoLite® trojí označení, trojí bezpečnost

GEOLITE®: MONOLITICKÁ OBNOVA PODLE NORMY ČSN EN 1504

Podle místních předpisů musí být materiály určené pro údržbu, obnovu, zpevňování a ochranu existujících železobetonových struktur označeny CE podle normy ČSN EN 1504. **GeoLite® je jediná řada geomalt na světě, která získala trojí označení CE: GeoLite® splňuje všechny požadavky normy ČSN EN 1504-7 (pasivace výztuží), normy ČSN EN 1504-3 (konstrukční obnova) a normy ČSN EN 1504-2 (ochrana);** GeoLite® Magma splňuje všechny požadavky normy ČSN EN 1504-7 (pasivace výztuží), normy ČSN EN 1504-3 (konstrukční obnova) a normy ČSN EN 1504-6 (ukotvení).

Kontakt

PAVEL JAROLÍM, Ecomineral, s.r.o., Teplárenská 601/7, 108 00, Praha 10,
Telefon: +420 606 093 183, E-mail: paveljarolim@ecomineral.cz

VYUŽITÍ PĚNOBETONŮ PRO SANACI PODLAHOVÝCH KONSTRUKCÍ

REHABILITATION OF FLOOR STRUCTURES USING FOAM CONCRETE

Karel Mikulica, Martin Labaj, Rudolf Hela

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

Anotace:

Tento příspěvek se zabývá použitím pěnobetonů v rámci sanace mezivrstvy mezi nosnou a roznášecí částí podlahových a stropních konstrukcí, kdy díky svým tepelně izolačním vlastnostem dokáže zastat vrstvu tepelné izolace a zároveň díky kapalnému skupenství v čerstvém stavu dokáže dokonale vyplnit všechny nerovnosti a dutiny při výsledné znivelizované vrstvě.

Annotation:

This paper deals with the use of foam concrete for the interlayer between the support and load distribution parts of the floor and ceiling structures during their rehabilitation. Foam concrete, due to its thermal insulation properties, can substitute the thermal insulation layer and at the same time, thanks to a liquid form in fresh state, can perfectly fill all unevenness and cavities in the final vertically aligned layer.

Klíčová slova:

Podlahové konstrukce, pěnobeton, škvára.

Keywords:

Floor constructions, foam concrete, slag.

1. Úvod

Každodenně se řada architektů, projektantů a stavitelů potýká s otázkou, jak co nejlevněji, nejsnadněji a při zachování co nejlepších tepelně a zvukově izolačních vlastností, vyplnit prostor mezi podkladní/stropní nosnou a podlahovou roznášecí konstrukcí. V době hi-tech technologií a nepřeborném množství stavebních materiálů je těžké se na trhu orientovat. Řada výrobců nabízí téměř shodné výrobky s papírově velmi podobnými vlastnostmi z přírodních či uměle vyráběných materiálů, které mohou být na stavbu dodávány již ve ztvrdlém stavu, nejčastěji v podobě desek či granulátu nebo vyráběny přímo in-situ či v nedaleké betonárně a na místo pokládky dopravovány v kapalném skupenství. Tento prostor se netýká pouze nových obytných a průmyslových objektů, ale i těch z dob minulých, které momentálně čeká rekonstrukce.



Obrázek 1.: Typická ukázka klenbového stropu z 18. století připraveného pro následné roznášecí podlahové konstrukce

S moderní dobou jsou i naše nároky na pohodu životního prostředí mnohem vyšší než kdykoliv dřív. Tam, kde se dřív schovávala stavební suť, škvára, sláma či odpad z probíhající výstavby, je dnes pečlivě poskládaná tepelně izolační vrstva splňující ty nejpřísnější nároky na fyzikálně-mechanické vlastnosti, ekologičnost, životní pohodu, dlouhověkost a následnou recyklaci. Také útlum kročejového hluku

a vzduchová neprůzvučnost naše předky příliš nezajímala, ale to bylo způsobeno spíše tím, že nejenže neexistovaly normy zabývající se tímto problémem, neexistovala ani zařízení, která by dokázala nějak změřit danou problematiku a už vůbec neexistovaly materiály, které by řešily daný problém.

Problémem jsou především rekonstrukce starých objektů, u kterých často nevíme, co za překvapení na nás čeká pod vrstvami starých podlahovin či roznášecích desek. Často jsou tvořeny z materiálů, které sice v době vzniku stavby mohly být moderní či dokonce hi-tech, ale my již s ohledem na dlouhodobý výzkum víme, že tomu tak ve většině případů není. Dokonce bylo prokázáno, že některé tyto materiály mohou být člověku nebezpečné. Příkladem je třeba dříve velmi hojně využívaná škvára či škvárobeton.



Obrázek 2.: Ukázka hurdiskové stropní konstrukce po odklizení předchozí vrstvy škvárobetonu

Dalším jevem především u rekonstrukcí je, že oproti dnešním trendům ve stavebnictví, ve kterém je kladen velký důraz na bezbariérový pohyb osob, zvířat a věcí v objektu, normální, když jednotlivé prostory na sebe výškově nenavazovaly, protože byly dodatečně až přistavovány. Při rekonstrukci musíme brát v potaz různou tloušťku jednotlivých vrstev vzhledem i k rozličným tloušťkám nášlapných podlahovin a roznášecích podlahových konstrukcí lišících se dle budoucího zatížení. [1]

2. Materiály a metody

Tento příspěvek se věnuje problematice sanace vrstvy mezi nosnou a roznášecí podlahovou konstrukcí pomocí pěnobetonů, které nahrazují dříve hojně používané škváry a škvárobetony. V první řadě budou představeny obecné vlastnosti jednotlivých materiálů a následně bude navrženo několik receptur pěnobetonů, na kterých budou ověřeny jejich fyzikálně-mechanické vlastnosti.

2.1. Škvára a škvárobeton

Škváry vznikají při spalovacím procesu různých druhů kamenného a hnědého uhlí, hořlavých břidlic a jiných pevných paliv a představují zpevnělé, nikoliv však úplně zesklenné minerální zbytky uvedených pevných paliv, mohou vznikat na roštech nebo i jiných topeništích. [2]

Volně sypaná škvára dosahuje objemové hmotnosti v rozmezí 400-1000 kg/m³. Bohužel nemůžeme jako kamenivo použít jakoukoliv škváru. Je příliš mnoho vlivů, které by na následnou betonovou směs měly fatální následky, převážně se jedná o druh výchozího paliva a množství a stav jeho zbytků na škváře. Hlavně škvára vzniklá ze zbytků hnědého uhlí má velkou objemovou nestálost - rozpíná se ve vlhku. Dále nesmí být přítomen volný oxid vápenatý a hořečnatý. Škodlivost vápna se však dá odstranit dlouhotrvajícím skladováním (volně uložena na odvalech alespoň 6 měsíců), pokud došlo k jeho rozhašení již v době úpravy při drcení. Nebezpečím mohou být i rozpustné soli a sloučeniny síry.

Škváru před zpracováním nikdy nesusíme, naopak vlhčíme. Objemová hmotnost škvárového betonu bývá 1300 až 1700 kg/m³ podle požadované pevnosti a dávky cementu. Tomu odpovídající pevnost v tlaku bývá 3-8 MPa při mezerovité struktuře betonu nebo až 12 MPa při hutném betonu. Při větším obsahu cementu a při větších objemových hmotnostech je však možné u hutného škvárového betonu dosáhnout pevnosti v tlaku až 17 MPa. [2]

2.2. Pěnobeton

Pěnobetony jsou velmi lehké betony vyráběné z jemnozrnných cementových malt jejich napěněním pomocí pěnotvorné přísady. Pěnobeton se v širším poli působnosti využívá až posledních cca 30 let. Jeho historie je však daleko starší. Již v roce 1923 byl vyvinut a patentován v Rusku jako izolační materiál. Původní pěnidlo bylo vyráběno z dnes již neznámé rostliny rostoucí ve střední Asii. V roce 1954 byl pěnobeton odborné veřejnosti představen ve stavebním věstníku. Z důvodu nestejných vlastností původních pěnotvorných přísad však nedošlo ihned k jeho začlenění mezi ostatní stavební materiály a to až do doby průmyslové výroby pěnotvorného koncentrátu o identických vlastnostech. V současnosti se pěnobeton používá především jako izolační a vyrovnávací vrstva ve vodorovných konstrukcích podlah a střeš a jako materiál k vyplňování dutin. [3] Pro výrobu pěnobetonů je nejdůležitější kvalita technické pěny, která je alfou a omegou celé koncepce výroby pěnobetonu. Přímo na technické pěně můžeme

zkoušet několik specifických vlastností jako je objemová hmotnost, vydatnost, poločas odloučivosti pěny a číslo napěnění. Stabilita v čase technické pěny po zamíchání je velmi důležitá pro dobu zpracovatelnosti, ale především pro stabilitu vzduchových pórů do doby než dojde k tunutí a následnému zatvrdnutí cementového mléka. Pokud by vyrobená technická pěna nebyla vyhovující došlo by ke zhroucení pórovité struktury pěnobetonu v celé vrstvě.

Technickou pěnu můžeme vyrábět odděleně mimo míchací centrum s cementovým mlékem pomocí pěnotvorných trysek pracujících s atmosférickým či se stlačeným vzduchem nebo přidáme pěnotvorný koncentrát do míchacího centra přímo během dávkování záměsové vody, ale v tomto případě je potřeba míchací centrum schopné dosahovat takové rychlosti míchání, aby se dala technická pěna během míchání vyšlehat. [1]

3. Experimentální ověření užití pěnobetonu

3.1 Postup experimentálních prací

- Byl proveden návrh a příprava 5 směsí pěnobetonu s rozdílným způsobem výroby a s rozdílnou objemovou hmotností.
- Byla stanovena objemová hmotnost čerstvého pěnobetonu podle EN 12 350-6 [4].
- Byla vyrobena zkušební tělesa pro stanovení objemové hmotnosti podle ČSN EN 12390-7 [5] a pevnosti v tlaku podle ČSN EN 12390-3 [6]. Uvedené vlastnosti byly sledovány v době po 7, 28 dnech a po vysušení v sušárně při teplotě 105 °C po dobu 24 hodin.
- Stanovení součinitele tepelné vodivosti λ metodou topného drátu podle EN 993-14 [7].

3.2 Návrh receptur

Receptury byly navrženy podle nejčastějšího použití pro praxi, návrhy samotného pěnobetonu se obešly bez použití granulátu pěnového polystyrenu, to kvůli méně častějšímu používání v praxi, kdy dobře navržený pěnobeton dosahuje stejných tepelně izolačních vlastností jako polystyrenpěnobeton navržený na stejné fyzikálně mechanické vlastnosti.

Pro výrobu technické pěny byly použity dva druhy výroby, každý pracující na jiné bázi a s jinou přísadou. Receptury s přísadou SIRCONTEC FN1 vznikly pomocí pěnogenerátoru SIRCONTEC pracujícím se stlačeným vzduchem a receptury s přísadou SIKA SB2 vznikly pomocí pěnotvorné trysky pracující s atmosférickým vzduchem.

Tabulka 1.: Složení jednotlivých receptur v kg/m³

Složka		A	B	C	D	E
CEM II/B-M(S-V-LL) 32,5 R		275	300	-	210	-
CEM I 42,5 R		-	-	270	-	300
voda		180	195	180	95	200
pěna (SIRCONTEC FN1)	voda	45	44	-	70	-
	pěnidlo	1,76	1,71	-	1,8	-
pěna (SIKA SB2)	voda	-	-	60	-	50
	pěnidlo	-	-	2,4	-	2,0
kamenivo frakce 0/4 mm		-	-	220	530	300
popílek		-	-	110	-	120

3.3 Výsledky

Na navržených recepturách byly provedeny zkoušky fyzikálně-mechanických vlastností v čerstvém stavu a po 7 a 28 dnech zrání dle stanovené metodiky práce a změřen součinitel tepelné vodivosti λ na vysušených vzorcích, kdy výsledné hodnoty jsou zaznamenány v následujících tabulkách.

Tabulka 2.: Naměřené hodnoty objemových hmotností v čase v kg/m³

Stav	A	B	C	D	E
D _{vysušený}	360	430	580	720	770
D ČB	510	630	810	880	1050
D ZB ₇	370	460	690	720	920
D ZB ₂₈	410	490	650	730	870

Tabulka 3.: Naměřené hodnoty pevností v tlaku v čase v MPa

Stav	A	B	C	D	E
R _c vysušený	0,8	1,2	1,3	0,4	2,6
R _{c7}	1,0	1,0	1,1	0,4	1,5
R _{c28}	1,5	1,4	1,6	0,4	2,8

Tabulka 4.: Naměřené hodnoty součinitele tepelné vodivosti λ v W/m.K

Stav	A	B	C	D	E
Vysušený	0,0808	0,0958	0,0932	0,1379	0,1430

3.4 Diskuze k výsledkům

Jak z návrhu jednotlivých receptur vyplývá, snažili jsme se vytvořit souhrn receptur o objemové hmotnosti od 350 do 1000 kg/m³ s použitím různě vyrobené technické pěny ať už s plnivý a příměsemi nebo bez nich. Vliv na pevnosti v tlaku mělo i využití dvou různých cementů o různých pevnostních třídách a jejich celková dávka. Nejvyšší pevnost v tlaku jsme naměřili u receptury E a to 2,8 MPa, jinak se pevnosti pohybovali průměrně kolem 1 MPa, kromě receptury D, ale ta byla navržena jako kompromis mezi nízkou dávkou cementu a vysokým podílem plniva. Co se týče objemových hmotností v čase, stojí za zmínku fakt, že velmi pórovitá tělesa v čase nasávala vzdušnou vlhkost z okolí a tím nepatrně narůstala jejich hmotnost, to se projevilo převážně u receptur A a B, kde nebyla použita žádná plniva ani příměsi. Co se týče součinitele tepelné vodivosti λ , jeho hodnota narůstá lineárně s rostoucí objemovou hmotností, kdy nejnížší, tedy nejlepší hodnoty jsme naměřili u receptury A a to 0,0808 W/m.K.

4. Závěr

Pěnobeton, jakožto velmi lehká, ale dostatečně stabilní stavební hmota s dobrými tepelně izolačními vlastnostmi lze využít jako náhrada deskových tepelně izolačních materiálů z polystyrenu či minerální vaty. Díky dobrým samonivelačním vlastnostem je cementový pěnobeton využíván k vyrovnání nivelety nad podkladními vrstvami v podlahových konstrukcích. Během ukládání tohoto materiálu jde o mokré proces výroby, při kterém je materiál v kapalném skupenství, dokáže tedy oproti deskovým materiálům zcela obtéci nejrozsáhlejší instalace, které jsou vkládány do podlahových konstrukcí, čímž nedochází ke vzniku dutých míst. Díky tomu nevznikají v konstrukci tepelné mosty a i dané instalace jsou tím pádem daleko lépe chráněné proti deformacím vlivem stálého a užitného zatížení podlahové konstrukce. V případě pokládky deskových tepelně izolačních materiálů totiž většina míst v blízkosti těchto instalací zůstává nevyplněná nebo je zřídka alespoň obsypána pískem či jiným jemnozrnným materiálem. Tato skladba podlahy už není tak kompaktní.

Pěnobeton lze jednoduše vylít do předem určené nivelety dle skladby podlahového souvrství. Za pomoci jednoduchého principu vibrace pomocí lehkých duralových tyčí se dosáhne téměř rovného povrchu bez ohledu na předcházející výškovou různorodost podkladních konstrukcí. Na takto znivelizovaný podklad lze položit např. systémovou desku z polystyrenu určenou pro pokládku teplovodního podlahového systému, hliníkovou odrazovou folii pro podlahové vytápění na bázi elektrického odporového drátu či po separaci Pe-folií nanést anhydritovou či cementovou mazaninu.

Kromě podlah lze pěnobeton využít také jako materiál na výplň dutých míst, jako jsou klenby a dutiny. Právě pro svou lehkost, relativní pevnost a možnost snadného odstranění v případě potřeby.

Poděkování

Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu FAST-J-16-3736 "Studium technologie lehkých stavebních materiálů na cementové bázi, zejména pak pěnobetonů"

Literatura

- [1] Bc. Karel Mikulica Porovnání technických vlastností a technologií pokládky lehkých stavebních hmot pro podlahové konstrukce. Brno, 2014. 124 s., 0 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav technologie stavebních hmot a dílců. Vedoucí práce prof. Ing. Rudolf Hela, CSc.
- [2] DROCHYTKA, Rostislav; MATULOVÁ, Pavla. *Lehké stavební látky*. 1. vyd. učební opory VUT FAST Brno, 2006. 203 s.
- [3] MIKULICA, Karel. *Technologie výroby cementových pěnobetonů a jejich vlastnosti*. Brno, 2013. 67 s., 0 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav technologie stavebních hmot a dílců. Vedoucí práce prof. Ing. Rudolf Hela, CSc..
- [4] ČSN EN 12 350-6. Zkoušení čerstvého betonu - Část 6: Objemová hmotnost. Praha: Český normalizační institut, 10/2009. Třídící znak 12 350-6.
- [5] ČSN EN 12 390-7. Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 7: Objemová hmotnost ztvrdlého betonu. Praha: Český normalizační institut, 11/2009. Třídící znak 12 390-7.
- [6] ČSN EN 12 390-3. Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles. Praha: Český normalizační institut, 10/2009. Třídící znak 12 390-3.
- [7] ČSN EN 993-14. Zkušební metody pro žárovzdorné výrobky tvarované hutné – Část 14: Stanovení tepelné vodivosti metodou topného drátu (křížové uspořádání). Praha: Český normalizační institut, 2/1999. Třídící znak 72 6020.

Kontakt

Ing. KAREL MIKULICA, tel: 00420 541 147 522, e-mail: mikulica.k@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. MARTIN LABAJ, tel: 00420 541 148 214, e-mail: labaj.m@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Prof. 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, Veveří 95, 602 00 Brno.

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

WEBER.REP SURFACE – VÍCEÚČELOVÁ SPRÁVKOVÁ MALTA NA BETON 3V1

WEBER.REP SURFACE - MULTI-PURPOSE CONCRETE REPAIR MORTAR 3V1

Petr Müller

Saint Gobain Construction Products CZ, divize Weber

Anotace:

Doplnění lokálně chybějícího nebo náhrada plošně odbouraného betonu správkovými maltami, znamená ve většině případů použití vícevrstvé technologie několika na sebe vzájemně navazujících operací.

V příspěvku je představen inovativní materiál, který slučuje jednotlivé kroky použití správkových malt do jediné aplikace.

Klíčová slova:

Sanace betonové konstrukce, správková malta, doplnění betonu

Keywords:

Refurbishment of a concrete construction, repair mortar, refilling of concrete

1. Úvod

Doplnění chybějícího či odbouraného betonu správkovými pmc nebo cm maltami se provádí léty ustálenou technologií – pasivace ocelové výztuže ochranným nátěrem – adhezí vrstva (některá systémy nevyžadují) – a správkové malty hrubé-jemné-vyhlazující, aplikované dle druhu a rozsahu poškození betonové konstrukce. Samozřejmě uvedené jednotlivé kroky vyžadují také technologické přestávky. Suma-sumárum, jedná se o relativně časově náročnou záležitost, přímo úměrnou vzdálenosti stavby od sídla stavební firmy. Univerzální správková malta Weber.rep surface dokáže spojit jednotlivé kroky tradiční technologie do jediné aplikace.

2. Weber.rep surface – správková malta na beton

2.1. Představení technologie

Lehčená správková malta na beton s antikorozními účinky, určená pro opravy betonu bez nutnosti pasivace výztuže, na výplně lunkrů, vyrovnání nerovností nebo plošné vyhlazení povrchu.

Vhodná na průmyslové stavby i občanskou výstavbu.

Stavby nadzemní, podzemní i zapuštěné.

weber.rep surface

**zabraňuje
pronikání chloridů**

Podle normy EN206-1 se koroze betonových armatur objevuje ve chvíli, kdy míra propouštění chloridů přesahuje **0,4 %** hmotnosti cementu.



2.2. Popis technologie

Jednosložková suchá maltová směs , která se před použitím míchá s čistou vodou .Před vlastním nanášením na původní sanovanou konstrukci - malta nevyžaduje použití adhezního můstku na beton ani ochranný nátěr v případě obnažené ocelové výztuže.

Polymercementová báze , třída R 3 (EN 1504-3) .

Malta je zušlechtěna inhibitorem , armována ppl vlákny a vylehčena minerálním aditivem , tudíž s nižší spotřebou .

2.3. Provedení – technologický postup

Správková malta Weber.rep surface se zpracovává standartním způsobem jako tradiční reprofilační materiály na opravu betonu – ale s tím rozdílem , že se pracuje pouze s jediným produktem .

Očištění opravované plochy konstrukce od nepevných a zkarbonatovaných částí. Soudržnost min.1,5N/mm² , ph 12,5 .

Bouracím kladivem



18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

Rotačními jehlami



Vlhčení podkladu

Musí být provedeno do plné saturace betonu , přestáváme vlhčit v momentě kdy podklad přestane dále vsakovat vodu .

Vlhčení štětcem



Doplnění chybějícího betonu - lunkry

Maltu namícháme do těstovité konzistence a do konstrukce vtlačujeme ručně nebo s pomocí zednického nářadí

Vtlačování zednickou lžící



Vtlačování a zarovnání gletovacím hladítkem



Doplnění chybějícího betonu – poškozené rohové části konstrukce

Maltu vtlačujeme do předem připraveného bednění , většinou pomocí zednického náradí .

Vtlačování do bednění



Plošné vyhlazení betonové konstrukce

Důkladné zvlhčení konstrukce



Nanesení malty v potřebné tloušťce cca. 2-3 mm



Vyhlazení suchým houbovým hladítkem



18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

Mechanická odolnost

dobu zrání	pevnost v tlaku	pevnost v ohybu
24 hodin 7 dní 28 dní	5 Mpa 30 Mpa 40 Mpa	2,5 Mpa 6 Mpa 8 Mpa

(1)

Použití v praxi

Objekt býv. teplárny Waltrovky- Praha 5,Radlice -sanace železobetonového skeletu





3. Závěr

U 75% prováděných oprav betonových struktur je třeba použít i antikorozní nátěr na ochranu armatur – Weber.rep surface je vysprávková malta s antikorozními účinky a při jejím použití, ochranný nátěr armatury není potřebný.

Malta samotná chrání výztuž před korozí, prodlužuje životnost stavby.

Šetříme náklady na materiál, práci i čas.

Literatura

[1] Technické podmínky pro sanace betonových konstrukcí TP SSBK III.

[2] ČSN EN 1504-3 Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí – Definice, požadavky, kontrola kvality a hodnocení shody – Část 3

Kontakt

PETR MÜLLER, tel: 00420 387225132, e-mail: petr.muller@weber-terranova.cz,
Saint Gobain Construction Products cz , divize WEBER a.s., Radiová 3,102 00
Praha.

MOSTY Z TYČOVÝCH PŘEPJATÝCH PREFABRIKÁTŮ Z LET 1960-1990, REFLEXE SOUČASNÉHO STAVU

PRECAST PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE GIRDERS FROM THE PERIOD 1960-1990, REFLECTION OF THE PRESENT CONDITION

Květoslav Rušar, Jaromír Rušar

Rušar mosty, s.r.o.

Anotace:

Příspěvek pojednává o zkušenostech s prefabrikovanými tyčovými předpjatými prvky z let 1960-1990, jimiž byla takřka monopolně vykryvána rozpětí polí mostů 8,0 – 29,0 m (nosníky typu „KA“ a „I“). Jsou zde shrnuty poznatky z aktivní projekce těchto mostů, s jejich stavy v současnosti (informace z HP mostů či skutečného stavu při rekonstrukcích). Dále zde je pojednán dopad reálného stavu těchto objektů na mechanický model a spolehlivost při stanovení zatížitelnosti. Závěrem pak shrnutí výše zmíněných skutečností pro v současnosti široce frekventovaná dilemata, zda tyto nosníky sanovat nebo uvažovat o jejich výměně.

Annotation:

The article focus on experiences with linear structural precast prestressed elements from the period 1960-1990 that were applied almost exclusively on bridges with span of 8.0-29.0 meters („KA“ and „I“ girders types). The article summarizes findings from active projection of these bridges' types, including their current state (information from main bridges' inspection or bridges' real state during reconstructions). Furthermore, impact of the real state of the bridges on mechanical model and reliability during structural analysis of carrying capacity are described. Finally, summary of the findings are contributing to the currently frequent discussion whether to repair or consider replacement of these girders.

Klíčová slova:

Nosník, předpjatý beton, tyčový prefabrikát „KA“, „I“, sanace

Keywords:

Girder, prestressed concrete, "KA", "I" type linear structural precast element, repair

1. Historie vývoje předpjatých nosníků obecně

50. léta minulého století byla ve znamení bouřlivého vývoje a užívání tyčových předpjatých nosníků. Z té doby pochází mnoho typů těchto prvků, jež povětšinou nebyly ani dokumentovány typovými podklady, neb se nevyráběly a nepoužívaly hromadně. Mnohdy se nosníky vyráběly v dřevěných formách ambulantně přímo na stavbě. Výrobu a používání prefabrikovaných předpjatých nosníků obecně až do roku 1990 provázely následující finesy:

- Prvky byly plně předpjaté, povětšinou kabelobetonové se zainjektováním kanálků maltou z portlandského cementu. Předpínací kabely byly složeny z neusměrněných patentovaných drátů průměru 4,5 mm. Těch bylo v kanálku 12-15.
- Módní všeobecně prezentované teze o všemocnosti předpětí byly příčinou toho, že zde bylo málo podélné betonářské výztuže, jež povětšinou plnila funkci jen výztuže rozdělovací pro třmeny. Delší nosníky 15-30 m byly spínány obvykle ze tří dílů přímo na stavbě. Takovéto prvky před kolapsem nevydávají žádné signály typu velké průhyby, provázené širokými trhlinami (jako železobetonové konstrukce s ocelí s výraznou mezí kluzu), ale porušují se bez varování náhle křehkým lomem. Literatura z té doby většinou nepojednávala o statických a průřezových charakteristikách, ale v době reálného budovatelského socialismu se zejména vyžívala v prezentaci všelikých tabulek, prezentujících úsporu betonářské či předpínací výztuže, ekonomiku návrhu, a tím cestu k lepším zítřkům.
- Beton se na rozdíl od pozdějších dob užíval na tu dobu vysokopevnostní značky B 600, po roce 1960 se pak ustálil beton předpjatých prvků, vyráběných v prefách na značce B 500.
- Příčné spojení bylo zajišťováno příčným předpětím či zpraženou železobetonovou deskou. Mnohé prefabrikáty měly tvar obráceného „T“, přičemž monolitický beton nejenom zalil prostor mezi stojinami, ale příčně armován byl přebetonován cca 100 mm nad stojiny prefabrikátů (např. u nosníků MPN, zvaných „Fousáče“). Svůj díl k chování takové konstrukce jako celistvá deska přispíval i příznivý účinek smršťování betonu, jenž zajistil jakési příčné předpětí. Paradoxem je, že po třicetileté neblahé zkušenosti s nosníky s hmoždíkovými a petlicovými styky jsme se u tyčových prefabrikátů opět vrátili k osvědčené příčné vazbě ve formě monolitické spřažené desky.
- Krytí betonářské výztuže bylo obecně na 10 mm, u prefabrikátů se povolovala hodnota i 5 mm. Stěna kabelového kanálku, jež byla povětšinou tvořena trubkou SANDRIK, byla vzdálena od kraje min. 30 mm. Snahou bylo vyrobit prvek s co největší účinností předpětí (excentricitou kabelů), stlačenou výškou průřezu, a tedy minimalizací betonářské i předpjaté výztuže a spotřeby betonu. Typové podklady se pyšnily úhlednými tabulkami spotřeby materiálů s poukazem na ekonomiku návrhu. Jak krátkozraké byly tyto představy, vidíme v současné době velmi zřetelně, neb mosty jsou na polovině délky životnosti a je nutno

řešit otázku, jestli sanovat a prodloužit životnost na plánovaných 100 let, či nosnou konstrukci vyměnit.

2. Nosníky z let 1960-1990

Překotný vývoj a různorodost prefabrikátů z 50. let se ustálil počátkem 60. let a trval až do roku 1990 na třech typech tyčových prefabrikátů, jež pokrývaly délky nosných konstrukcí mostů od 3,6 do 30,0 m (3,6-9,0 m nosníky ŽMP, od 9 do 18 m nosníky KA, od 21 do 30 m prvky I). Monolity se v té době „nenosily“, prefabrikace byla všeobecně v minulém režimu většinou neekonomicky protěžována, neb každá větší mostní firma měla 1-4 prefy, jež musely plnit plán.

Naopak zase nastal extrém po sametové revoluci při zahledění se také nekriticky do sousedního Německa, země tradičně monolitického betonu, a vyvození rovněž krajních závěrů a doporučení, a to s výrobou prefabrikátů jak tyčových, tak segmentů lépe nadobro skoncovat. Monolity dostaly „zelenou“, takže při stavbách nadjezdů nad rychlostními komunikacemi byla dána naprostá libovůle stran typu monolitické konstrukce. Při jízdě po takové komunikaci lze sice spatřit pestrou „zahrádku“ zdařilých monolitů, ale zároveň se začala vkrádat pochybnost, zda by se jistá „zdravá“ unifikace nepromítla do ceny stavby a následně i do čitelnosti nároku na opravu, neb detaily (k případné pozdější sanaci) by byly podobné. Např. v USA jsou nosné konstrukce mostů konstruovány tak, aby v době životnosti objektu mohla být mostovka (horní deska) 1-2 krát vyměnitelná. Zdá se, že v současnosti nastala jistá rovnováha a volba konstrukce kromě estetických nároků podléhá rovněž ekonomickému zhodnocení, zvláště při rozvaze u staveb liniových v délce několika kilometrů s desítkami mostů (viz např. Katalog doporučených mostních konstrukcí na daná rozpětí, vydaný ŘSD).

Ale zpět do let 1960-1990 k předpjatým prefabrikátům délek 12-30 m. Jak komorové nosníky KA, tak nosníky I, kdy jsou dutiny výsledné deskové konstrukce mezi stojinami nosníků, měly své předchůdce co do příčného řezu v nosnících typu MPD, jež však byly příčně předpínány. Oba typy prvků, jež se pak užívaly od 60. let, měly příčnou vazbu ve tvaru tzv. petlicového styku, kdy z boků nosníků vybíhala uzavřená betonářská výztuž, po osazení nosníků se oka této výztuže překrývala (či byla u nosníku I doplněna uzavřeným třmenem), a pak byla překrývajícími se oky protažena podélná betonářská výztuž. Následně byl styk zabetonován betonem značky B 330. Vše se pak mělo tvářit jako monolitická ortotropní deska. Je třeba dodat, že onen petlicový styk byl tak trochu na politickou objednávku, protože s tímto vynálezem přišel ruský betonář Peredějev a v počátcích se styku většinou přezdívalo „Peredějevův“ styk. Nosníky KA, užívané tedy v letech 1960-1990, byly typizovány v řadách KA 61, KA 67 a KA 73, nosníky I pak v řadách I 62, I 67, I 73. V Moravské oblasti se vyráběly v prefě podniku Dopravní stavby Olomouc (DSO) v Tovačově, prefě Silnic Brno v Moravském Písku a prefě Silnic Hradec Králové v Novém Bydžově. Nosníky KA jsou tedy komorového průřezu šíře 980 mm, výšky 450-1100 mm a délek 9-18 (21 m u KA 61) m, podélně předpjaté, příčně na stavbě zmonolitňované pomocí výše popsanych

petlicových styků. Spáry mezi nosníky KA jsou v rozmezí 20-70 mm. Předpínací kabel tvoří vždy 12-15 patentovaných drátů průměru 4,5 mm, jež jsou umístěny v kabelovém kanálku ϕ 32 mm z bezešvých či krepovaných trubek SANDRIK. Prefabrikáty I jsou otevřené, dutina tedy vzniká až po zmonolitnění spár mezi přírubami nosníků, výšky nosníku jsou 1,0-1,40 m, šířka nosníků 1,15 m, šířka monolitických spár 280-430 mm, výška spár 120 mm (jako tl. konce příruby prefabrikátu). Předpínací výztuž, konstrukce kanálků, typy kotev, beton nosníků a spár jsou stejné jako u KA prvků. Oba nosníky měly část kabelů přímých, část zvedaných, u nosníků KA jsou kabely průběžné, kotvené v čele nosníků, u nosníků I je část zvedaných kabelů neprůběžná, kotvená v kapsách v horní přírubě prefabrikátu. Dále k odlišnostem jednotlivých typů nosníků:

KA 61, I 62

- Betonářská výztuž byla na rozdíl od dalších dvou „mladších“ řad typu ROXOR
- Nosníky svým číslem za zkratkou KA neudávaly jako u pozdějších typů délku, ale světlost mostu (9, 12, 15, 18, 21 m). Skutečná délka nosníků byla o 1,60 m větší.
- Konce nosníků po osazení do konstrukce mostu nebyly opatřeny koncovými příčníky. Byly zde jen přepážky z cihelného zdiva nebo jen heraklit!!

KA 67, I 67

- Betonářská výztuž je z kulaté oceli ϕ V (10 425), podélné pruty jsou z velmi slabých profilů, u nosníků KA to jsou jen 4 ϕ 8 mm v rozích jako rozdělovací osnova. V montážních spárách při spínání nosníků z dílů na stavbě spárou neprochází podélná výztuž žádná
- Nosníky svým číslem, u prvků KA to je 9, 12, 15, 18 m, u I nosníků 21, 24, 27, 30 m udávají skutečnou délku nosníků
- Konce nosníků po osazení do konstrukce mostu byly opatřeny koncovými příčníky, zasahujícími do dutin a přesahujícími min 200 mm konce nosníků
- Ve snaze omezit počet neuralgických míst typu dilatační závěry jsou mezi nosníky v podélném směru vkládány vazby typu táhlo-krycí deska, jež zajišťují působení konstrukce v podélném směru jako u konstrukce spojitě. Ohybově se samozřejmě jedná o sérii prostých nosníků, spojených klouby.
- Dutiny nosníků či spáry mezi nosníky I, nebyly opatřeny odvodňovacími trubičkami
- Tyto nosníky se mírně liší podélným předpětím a byly z celé řady nejúnosnější
- Byl vypuštěn nosník KA pro světlost 21,0 m, toto rozpětí překrývá řada nosníků typu I svými nejkratšími prvky délky 21 m.

KA 73, I 73

- Betonářská výztuž byla z kulaté oceli 10 425, podélné pruty jsou jen 4 ϕ 8 mm v rozích. V montážních spárách při spínání nosníků z dílů na stavbě spárou neprochází podélná výztuž žádná
- Nosníky KA svým číslem 9, 12, 15, 18 a I 21, 24, 27, 30 udávají skutečnou délku nosníků
- Konce nosníků po osazení do konstrukce mostu byly opatřeny koncovými příčníky, zasahujícími do dutin a přesahujícími min 200 mm konce nosníků
- Ve snaze omezit počet neuralgických míst typu dilatační závěry jsou mezi nosníky v podélném směru vkládány vazby typu táhlo-krycí deska, jež zajistí na podélné síly působení konstrukce jako spojitě. Ohybově se samozřejmě jedná o sérii prostých nosníků, spojených klouby.
- Dutiny nosníků KA byly opatřeny odvodňovacími trubičkami již ve výrobě, u nosníků I byly osazovány až na stavbě
- Od prvků řady 67 se liší také menší hladinou předpětí

3. Typické vady a problémy nosníků KA a I

Globální rozdělení a analyzování příčin poruch se dá precizovat takto:

- Poruchy betonu a výztuže, které souvisí s expozicí nosníků v čase při kontaktu s okolním prostředím bez viny nedostatků při výrobě, stavbě a údržbě prefabrikátů (vlhkost vzduchu, přirozeně vyskytující se plyny ve vzduchu typu CO₂, agresivní plyny v ovzduší přítomné v lokalitě s větším výskytem škodlivých plynů či jemných pevných agresivních částic ve vzduchu (průmyslové oblasti), solné mlhy při zimním posypu (v našich zeměpisných poměrech se bez této zimní údržby neobejdeme).
- Poruchy, způsobené všeobecným dobovým povědomím o chování stavebních materiálů, absence širší palety stavební chemie, dobové znalosti a možnosti stran mechanických a výpočetních modelů stavebních konstrukcí. To souvisí s vědecko-technickou revolucí globálně bez pojmenování země, politického režimu apod.
- Specifika „domácích“ problémů, jež vznikly přímo či nepřímo vinou společensko-politického zřízení. Jedná se o více vlivů, ke kterým patří neuvážené zásahy státu do procesu stavební výroby, postupná demotivace lidí, upadající fortel a profesionální čest pracujících, a to jak ve stádiu výroby, výstavby či údržby. Dále zaostávání zemí tzv. východního bloku za vyspělejšími „západem“, což se projevilo v zastaralosti technických prostředků, nedostupnosti v té době známých technologií či materiálů díky chudnutí státu, nemožnosti tyto tuzemsky vyvinout, vyrobit či z ciziny importovat.

Nedostatky, vniklé při výrobě prefabrikátů

- Ústup od betonu značky B 600 k nižší značce B 500
- Jednoznačná preference kabelobetonu před předem předpjatým betonem
- Ústup od příčné vazby typu příčné předpětí či spřažená deska, monopolní přechod na petlicové či hmoždíkové styky prefabrikátů v příčném řezu mostu
- Malé krytí betonářské výztuže betonem, malá vzdálenost kabelových kanálků od krajů prvků
- Používání nekvalitních distančních tělísek na spodku formy prefabrikátů, někdy dokonce suplování distančního prvku podélným prutem betonářské výztuže!
- Svařování či dělení výztuže ve formě plamenem, spad úlpalků oceli na dno formy
- Nedostatečné upevnění trubky kabelového kanálku, „vyplavání“ během betonáže a vibrování betonu
- Nedostatečné zpracování betonu horní příruby či desky prefabrikátu (beton o jednu třídu nižší kvality než u ostatních částí prvku)
- Imperfekce ve vyložení petlicového styku z formy, geometrické chyby do 20 mm
- Nesprávná instalace odvodňovacích trubiček dutin prefabrikátů typu KA či dutin mezi nosníky typu I. Vrch trubiček nekoresponduje s vrchem desky, spáry, je převýšen o 10-20 mm, čímž umožňuje odvodnění vody až po překonání této výškové imperfekce
- Nedostatečné zhutnění betonu v kotevních oblastech. Při předpínání pak docházelo k naklonění či „zaboření“ kotvy do betonu
- Špatné či žádné odvodušňovací a odvodňovací opatření kanálku dodatečného předpětí

Nedostatky, vniklé na stavbě

- Nedodržení geometrie při podložení dodatečně předpínaných dílů
- Vinou neusměrněných různě dlouhých patentovaných drátů kabelu docházelo k překročení dovolených napětí některých drátů kabelu, u některých tohoto pochopitelně nebylo dosaženo
- Dlouhá doba od předepnutí po injektáž, primární koroze předpínací výztuže před injektáží
- V zimě zaplavení spodku kanálku vodou, předpínání a následná injektáž kanálku s ledem
- Nedostatečné zatlačení kotevního kuželíku, větší pokluz či dokonce prokluz drátů kotvou
- U kanálků s betonovou stěnou nepropláchnutí kanálku před injektáží vodou, nenasycení okolního betonu
- Nesprávná receptura, absence stavební chemie, nedostatečné zpracování injektážní malty v aktivační míchačce

- Neproinjektování celého kanálku vinou zavzdušnění, přítomnosti vody či ledu, přerušení kanálku betonem či lepidlem, když byl prvek spínán z dílců (zpravidla třech)
- Sednutí a odloučení vody z injektážní malty, její smršťování, což znamenalo vznik poklesu hladiny injektážní malty v horní části zvedaných kabelů (i 200-300 mm!) a vznik horních menisků (do 5 mm) u přímých či vodorovných částí kanálků
- Nepřesné osazení nosníků vinou špatné geometrie spodní stavby či nekvalitních gumových ložisek a jejich v té době povoleného vrstvení
- Špatný beton spár, z betonárny dovezený beton nedosahoval značky B 330
- Absence podélných prutů petlicového styku
- Nedostatečné zpracování betonu spár. Beton „namíchaný“ jako B 330 nebyl dostatečně zhutněn (obzvláště v úzkých spárách nosníků KA jehlovým vibrátorem), takže vyzrálý beton dosahoval značky B 250 a nižší
- U prefabrikátů KA, I 61-67 není konec nosníků opatřen koncovým příčnickem, jenž nejenže chrání kotvy předpětí, ale přispívá k větší tuhosti mostu z tyčových prvků v příčném směru (roznášení zatížení od singulárních sil kol vozidel)
- Špatná kvalita, malá tloušťka (v extrému jen 30 mm), nesprávné zhutnění, dodržení rovinatosti a ošetřování vyrovnávacího a spádového betonu na nosnících, coby podkladu pro izolaci
- Izolace do roku 1986 nebyla prováděna jako celoplošná, nebylo dobře řešeno její odvodnění i detaily napojení na prvky mostního příslušenství jako jsou odvodňovače, mostní závěry, římsy, nebylo užíváno drenážních prvků na izolaci a odvodňovacích trubiček odvodnění vanové izolace
- Užití izolačních lepenek z křehkých oxidovaných asfaltů, které v zimě při vzájemném pohybu nosníků praskaly, čímž se voda dostávala pod izolaci.
- Nesprávně nebo vůbec neproveden penetrační nátěr vyrovnávacího betonu, špatné neceloplošné natavení izolace, malé překryvy pásů, nedostatečné natavení pásů v překladech pásů lepenky
- Použití cementového potěru coby ochrany izolace. Tento se potřhal a hrany ker poškodily izolaci
- Špatná kvalita a zpracování podkladní a obrusné vrstvy vozovky, absence rovinatosti ve styku s mostními závěry a odvodňovači, projíždění vozovky, dynamické rázy od silničního provozu.

Zhoršování stavebního stavu prefabrikátů časem vlivem fyzikální a chemické koroze

Tyto časově závislé jevy by se s různou intenzitou projeví i při dobré kondici nosníků a mostu jako celku (tedy bez výše jmenovaných vad), ale jejich vinou se stavební stav nosníků zhoršoval v čase s větší intenzitou. Postiženými místy je beton, betonářská a předpínací výztuž prefabrikátů, beton a betonářská výztuž spár (petlicových styků) mezi nosníky. Typy koroze dle napadení materiálů jsou koroze cementového tmele, kameniva cementového tmele a kameniva navzájem,

betonářské oceli, předpínací oceli (šupinková, důlková, mezikrystalická). O jaké vlivy se tedy jedná:

Fyzikální koroze

- Tlak ledu v nedostatečně zainjektovaných kabelových kanálcích a nedostatečně odvodněných dutin nosné konstrukce. Voda při mrazu zvětšuje svůj objem o 9 %, vzniklý tlak 130 MPa trhá beton – umožňuje vstup korozním médiím, přímo ovlivňuje průřezové charakteristiky při statickém výpočtu.
- Po vypaření vody z pórů, zaplněných solným roztokem, vykrytalizuje Na Cl – tlak vzniklých solí dosahuje až 55 MPa
- Vytváření trhlin z napjatosti vinou vzniklých novotvarů, sloučenin s větším objemem, vzniklých při chemické korozi
- Tlak produktů, vzniklých alkalickou reakcí jistého druhu kameniva typu SiO_2 s alkáliemi v betonu – velká tahová napětí v betonu, jeho porušování trhlinami
- Napjatost vzniká v betonu působením teploty, nerovnoměrného gradientu teploty a reologických jevů typu smrštění, dotvarování, když je bráněno volnému pohybu konstrukce
- Tlak korozních zplodin oceli. Atakem chemické koroze, jež bude popsána dále, vznikají korozní zplodiny, jež nabývají na objemu 5-7 krát, přičemž vyvozují v betonu tahová napětí okolo 30 MPa, která nemůže žádný beton přenést. Vložky betonářské výztuže s malým krytím betonu tedy odrážejí krycí vrstvu betonu, a tím ještě rychleji korodují, v případě předpínací výztuže u nezainjektovaného kabelu sice není poškozen kanálek, ale o to větší vzniká nebezpečí z toho titulu, že konstrukce nevydává jasný signál o úbytku plochy předpínací výztuže, tedy hladiny předpětí, což může mít fatální následky typu náhlé zřícení mostní konstrukce.

Chemická koroze

Chemická koroze se dá rozdělit na vlivy plyných agresivních látek z ovzduší, roztoků a agresivních médií, jež se dostanou do styku s betonem či výztuží. Všudypřítomný je vliv kyslíčnicku uhličitého. V průmyslových aglomeracích přibývá škodlivosti z titulu jiných plynů. Agresivní, solemi nasycená voda při zimním posypu, je rovněž v kontaktu skoro s každým mostním objektem.

- Působením CO_2 se snižuje alkalita betonu, to je obsah zásaditého Ca(OH)_2 , jež tvoří min. 50 % cementového gelu při užití portlandského cementu, a to z původního pH 12-13 na hodnotu 8,3-9,5, kdy už dochází ke ztrátě pasivace výztuže a vzniku koroze oceli.
- Působením vody (bez vlivu chloridů) dochází k vyluhování Ca(OH)_2 , tím ke ztrátě alkality betonu, úbytku jeho hmotnosti a pevnosti
- Voda s rozpuštěnými agresivními solemi kyselin či roztoky kyselin jako takovými způsobuje jednak neutralizaci Ca(OH)_2 , a dále vznik sloučenin, jež působí rozpínávací tlaky

- Proniknutím agresivních plyných či kapalných médií k předpínací výztuži, jež není dobře chráněna injektáží kabelového kanálku, znamená úbytek plochy kabelu a ztrátu hladiny předpětí se všemi již výše zmíněnými důsledky. Je tím tedy ohrožena přímá únosnost nosníků
- Rovněž koroze betonu souvisí v případě betonu nosníku ke ztrátě pevnosti betonu v tlaku, a tím únosnosti tohoto prefabrikovaného prvku.
- Druhým důsledkem koroze betonu nosníků je nutnost zohlednit sníženou pevnost betonu při výpočtu tuhostních charakteristik ve statickém výpočtu.
- Koroze betonu a oceli spár mezi nosíky znamená posloupnou řadu degradace tohoto prvku příčné vazby v mechanickém modelu nosné konstrukce, a to od změkčení styku (vznik kloubu), k uvolnění styku s postupující korozí do stavu, že styk „zabere“ jak ohybově, tak smykově až po jistém pootočení či posunu, až po extrémní případ, kdy se spárou ve statickém výpočtu nelze počítat vůbec, nedochází k žádnému příčnému roznášení zatížení od vozidel, přímo zatížený nosník „jde“ do průhybu, aniž by byly v akci sousední prvky.

4. Mechanické modely pro výpočet vnitřních sil

V první části tohoto odstavce bude popsána teorie z titulu čisté stavební mechaniky, dále bude popsán vliv výše uvedených degradačních procesů na mechanický model nosné konstrukce z tyčových prvků KA, I.

V životě konstrukce z tyčových prvků jsou dvě stadia, která je nutno modelovat různými mechanickými modely.

Je to: 1. Stadium před zabetonováním spár mezi nosíky

2. Po zabetonování spár

První stadium se vyšetřuje na prutovém modelu, jedná se o působení vlastní tíhy prvku a předpětí.

Po zmonolitnění spár se statické schéma konstrukce výrazně mění. Vznikají nezanedbatelné příčné účinky (momenty, posouvající síly), které mohou být pro posudek konstrukce rozhodující. Tyto příčné účinky se zvětšují s růstem šikmosti nosné konstrukce. Mechanickým modelem, jenž je schopen uvedené působení akceptovat, je deska. Celkem máme k dispozici tři varianty deskových modelů, jež jsou schopné simulovat skutečnou konstrukci:

1. Kirchhoffovská deska bez vlivu smyku (jediný nezávislý parametr deformace průhyb w , smyk se dopočítává z rovnováhy, prvek kosodélník, náhradní f -ce Ahlinův bikubický polynom).

2. Mindlinovská deska (tlustá deska) s vlivem smyku (tři nezávislé parametry deformace, to je průhyb a dvě zkosení, prvek kosodélník, tři náhradní funkce)

$$w = a_1 + a_2x + a_3y$$

$$\varphi_x = a_4 + a_5x + a_6y$$

$$\varphi_y = a_7 + a_8x + a_9y$$

3. Žaluziová deska - Kirchhoffova teorie tenkých desek s jedinou funkcí $w(x, y)$ při zdvojení parametrů v uzlech kloubu:

$$\delta w / \delta y + \delta^2 w / \delta x \delta y$$

Ve skutečnosti je konstrukce trojrozměrná a měla by se řešit jako lomenice či skořepina (např. programem, NEXIS, ESA PT, bývalý program NE-07, NE-11 z dílny Prof. Kolář, Ing. Němec). Použití tohoto mocnějšího modelu a přesnost výstupů by deklasovala skutečnost, že máme mnoho nejistot při působení spár a způsobu jejich zadání. Matice pro nejobecnější řešení deskového kontinua (Mindlinova deska) má pro ilustraci tento tvar a smysl:

$$\begin{bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \\ T_x \\ T_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 & 0 & 0 \\ D_{21} & D_{22} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & D_{33} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{55} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} w'' \\ w'' \\ 2w'' \\ w' + \varphi_y \\ w' - \varphi_x \end{bmatrix}$$

U Kirchhoffovy desky se zkosení nezadává, smykové tuhosti $D_{44}=D_{55}=0$. V současnosti všechny tři modely subsumuje univerzální softwarový produkt pro řešení deskostěn s připojenými pruty NEXIS (ESA PT...) s komfortním dialogovým či grafickým zadáním vstupů v prostředí CAD a přehlednými grafickými výstupy.

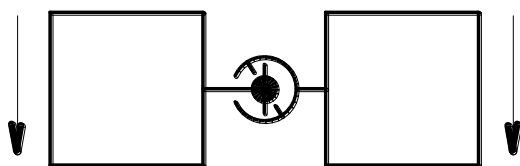
Vliv stavebního stavu spár na mechanický model konstrukce

Z bodu 3 je patrné, že není možné brát beton spáry spojující nosníky jen $E_b 330$ a jistým μ . Zdá se, že spára může dovolit následující pohyby a funkce:

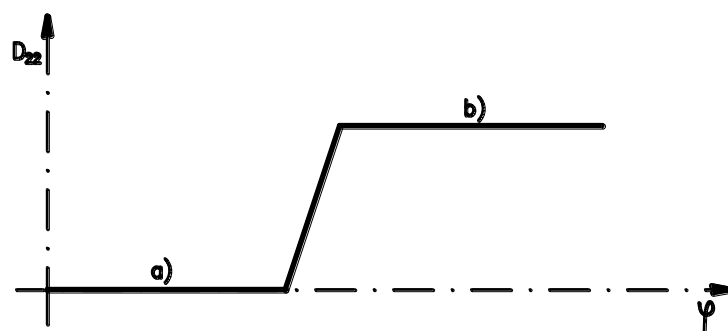
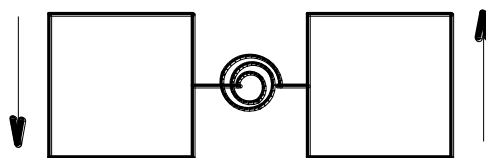
- vlivem uvolnění zakotvené výztuže, popřípadě jejího úplného zrezivění je dovoleno volné pootáčení
- Při pootáčení o jistý úhel petlicový spoj konečně zabere a spoj přenáší příčný ohyb vlivem M_y

Body a), b) (nakrucování nosníků) jsou patrné z následujících schémat

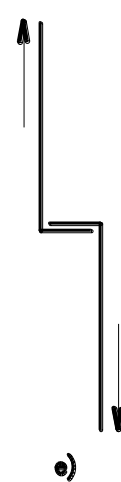
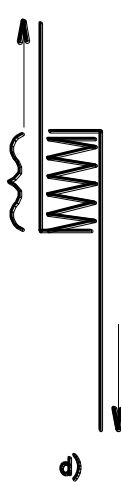
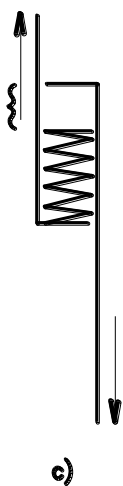
KLOUB SE ZARÁŽKOU

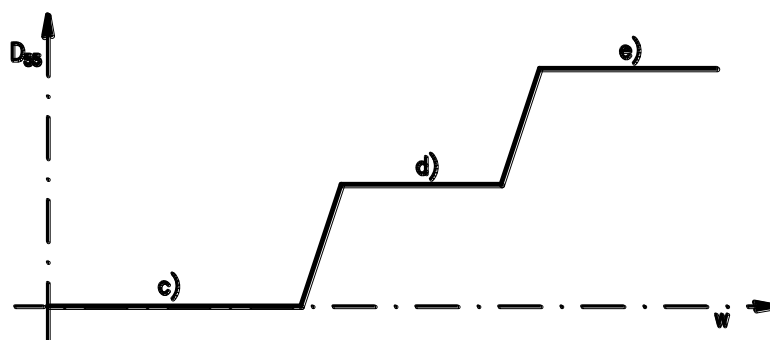


PRUŽINA



- c) Při snaze vzájemného posuvu (stříhu) ve spárách je často možný úplně volný pohyb a zatěžovací zkoušky ukázaly tento pohyb v max. velikosti 0,7 mm
d) Tomuto volnému pohybu často začnou pružně bránit stříhající se vložky
e) Nakonec zkorodovaný beton spár dolehne a dotlačí se mezi ozuby nosníku a působí jako hmoždinka. Model stavů c), d), e):





PRŮBĚH TUHOSTI D55 PŘI c), d), e)

Nutno poznamenat, že počátky jednotlivých větví grafu D22 (φ) D55 (w) jsou u každého mostu a každé spáry odlišné a mění se s časem. Z uvedeného vyplývá, že i při dobrých podkladech (např. výsledcích zatěžovacích zkoušek) je často obtížné určit, jaký podíl snížení D22 či D55 právě odpovídá skutečnému chování konstrukce. Je sice pravdou, že na dimenzování nosníku na M_x (podélný směr prvku) to vliv nemá, jinak je to s pravdivým rozdělením reakcí či vystižením namáhání oceli spáry. Při výpočtu způsobilosti 10-ti mostů z prefabrikátů KA 61, 67, 73 bylo užito modelu žaluziová deska, někdejší problémově orientovaný program NE 03. Z několika uvedených modelů možného chování spár umožňuje tento model naprosto volné otáčení nosníků vůči sobě, takže styk nepřenáší M_y , přenáší však smyk. Provedené zatěžovací zkoušky potvrdily, že tento model se chová v globálu velmi podobně (příčné průhybové křivky jsou afinní). Použitím tohoto modelu se vyhneme spekulacím ohledně podílu D22 a D55, a pro posouzení nosníku dostaneme přijatelné výsledky (jen pro M_x !).

5. Fotodokumentace stavu nosníků po 26-56 letech

Budou uvedena foto, mostů s typickými vadami, získaná při diagnostice či přímo opravě objektů z tyčových nosníků KA, I.



Obrázek 1.: Koroze zvedaných kabelů nosníku KA



Obrázek 2.: Koroze kabelů ve spodní desce nosníku KA



Obrázek 3.: Koroze betonu v kotevní oblasti, podrcený beton pod kotvou, její vybočení



Obrázek 4.: Nulové krytí vložek v dutině mezi nosníky I-73, koroze zvedaných kabelů ve stojině nosníku

6. Závěr

V příspěvku byly pojednány nosníky, jež 30 let před revolucí 1989 pokrývaly monopolně rozpětí mostů 8-29 m. Z výčtu počtu závad je třeba vyvodit závěr, že každý most je jedinečný stran nazírání na tvorbu mechanického modelu pro výpočet vnitřních sil i celkové hodnocení únosnosti průřezu prvku. Podkladem pro resumé, jestli most sanovat či nosnou konstrukci vyměnit, by měl být řádný diagnostický průzkum, ovšem ani on často neodhalí skutečný stav, jenž se „rozprostře“ až po odstranění mostního svršku a otryskání zkorodovaného betonu.

Kontakt

Ing. KVĚTOSLAV RUŠAR, Ing. JAROMÍR RUŠAR, fa Rušar mosty, s.r.o.
tel: 00420 545 222 037, e-mail: rusar@rusar.cz, sídlo firmy Brno, Slavičkova 1a

PLOŠNÉ ZAKLÁDÁNÍ PŘI REKONSTRUKCÍCH A VÝSTAVBÁCH OBJEKTŮ V PROLUKÁCH

SHALLOW FOUNDATION IN CASE OF CONSTRUCTION AND RECONSTRUCTION IN GAP SITE

Jiří Strnad

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

Anotace:

Příspěvek se zabývá možným způsobem plošného zakládání při výstavbě a rekonstrukcích objektů, umístěných v prolukách a v blízkosti jiných budov.

Annotation:

Article discusses possible ways of shallow foundation during construction and reconstruction of objects placed in gap sites and other nearby buildings.

Klíčová slova:

Plošné zakládání, pásové základy, možnosti řešení, rekonstrukce

Keywords:

Shallow foundation, strip foundations, repair possibilities, reconstruction

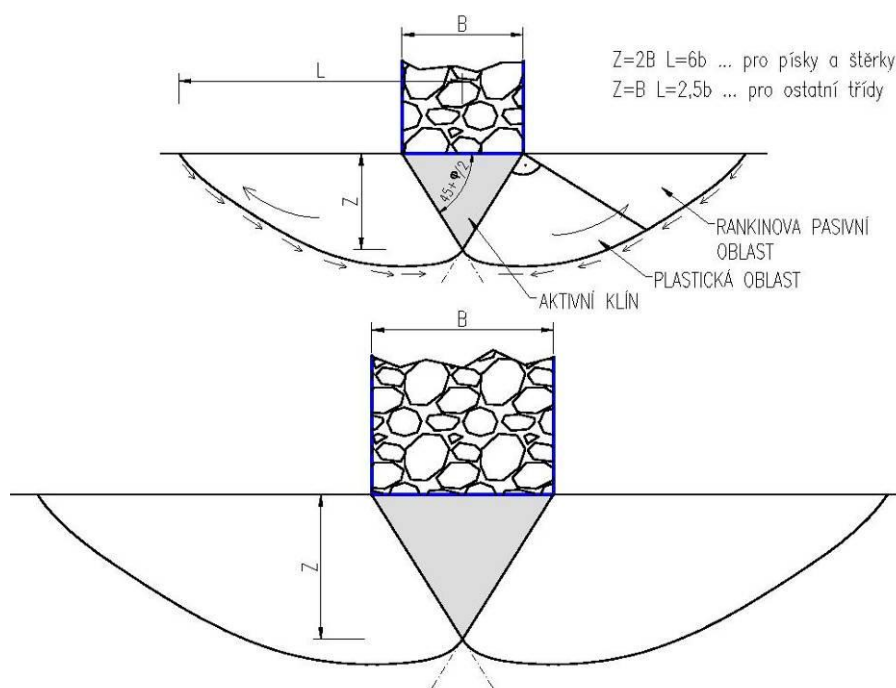
1. Úvod

Při zásadních adaptacích stávajících objektů v řadové zástavbě a při výstavbě v prolukách je jedním z rozhodujících faktorů, ovlivňujících výsledný nosný systém stavby, způsob založení nosných prvků. U rozsáhlejších staveb se zpravidla přistupuje k hlubinnému založení, Drobnější stavby se zakládají plošně

U stávajících konstrukcí se vlivem adaptačních změn mnohdy zvyšuje namáhání základové spáry a dochází tak k překročení únosnosti za současného zvýšeného sedání. V obou uvedených případech jsou v prolukách ovlivněny jakoukoli činností i přilehlé sousední objekty, u kterých může dojít k nežádoucím projevům v podobě poklesů štítových stěn, nebo jejich částí, zpravidla rohů. Nerovnoměrné poklesy mají za následek zejména vznik trhlin ve zdivu a trhliny a zešikmení podlah.

2. Změny v podloží

Při návrhu založení je tedy kladen velký důraz na minimalizaci ovlivnění podloží pod sousedními objekty. Jedním z hlavních faktorů, které mohou způsobit změny v nejbližším okolí zřizovaného plošného nebo rozšiřovaného základu je jeho velikost. Čím je základ rozměrnější, tím dochází k ovlivnění zeminy do větší hloubky. Pod vlastním základem vzniká tzv. aktivní klín, který vyvozuje do vodorovného směru značné síly. Klín tedy vytlačuje zeminu do pasivní oblasti a dochází tak k poklesům základů – Obrázek 1.



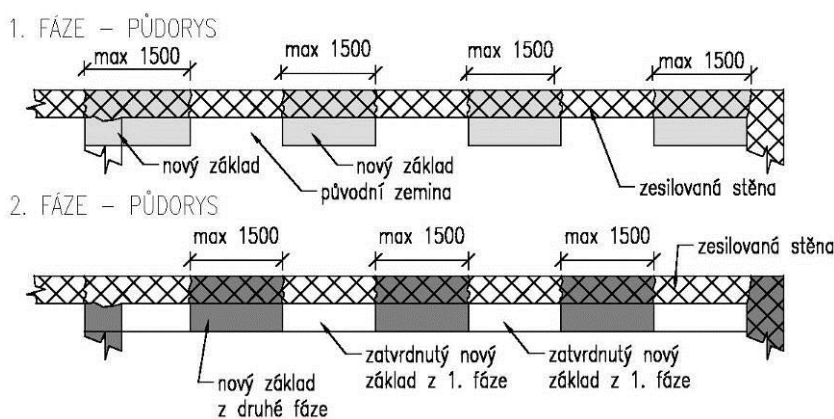
Obrázek 1.: Ovlivnění podloží aktivním klínem pod základy

Uvedený stav může způsobit vznik poruch stávajících objektů během odstraňování původní stavby a během výkopových prací při nové výstavbě. Během přítěžování základové spáry novostavbou naopak dochází k jejímu sedání, přičemž přilehlý původní základ je do jisté míry spoluunášen a také sedá. To může vést k dalšímu rozvoji poruch přilehlých konstrukcí.

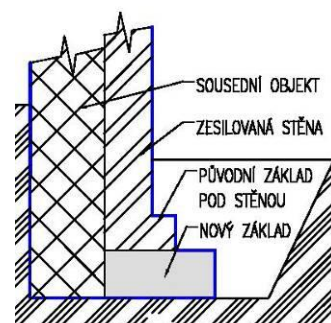
Aby se maximálně omezila interakce mezi původními a nově zřizovanými objekty, doporučuje se v případě plošného zakládání, orientovat základové pasy kolmo ke štítovým stěnám sousedních objektů. Pokud to není možné, pak se doporučuje odsazení nově zřizovaného základového pasu od současných základů a konzolové přesazení ŽB desky, nebo kolmo orientovaných pasů – viz příklady.

3. Postup při výstavbě

Při vlastním provádění je nutné vyvarovat se zejména: obnažení sousedních základů v delším úseku, umožnění přístupu vody do podloží pod sousední základy a odkopání zeminy pod základovou spáru sousedních základů. Zesilují-li se základy pod stávajícím objektem, postupuje se zpravidla po částech délky cca 1,0-1,5m vždy ob jeden úsek, respektive zesilovaný základ se rozdělí na sudé liché úseky. V první fázi se podkopou například liché úseky na nově požadovanou šířku. Následně se do zeminy v sudých úsecích vloží podélná výztuž na délku odpovídající kotevní délce, tak aby její zbývající část bylo možné provázat v lichém (vykopaném úseku). Do zeminy lze výztuž přímo zatlouct, případně předvrtat otvory a do nich výztuž vložit. Po osazení výztuže a řádném provázání se liché úseky zabetonují. Před betonáží se doporučuje ještě vložit do spáry mezi podkopaným zdivem a novým ŽB pasem hydroizolaci. Horní líc nově zřizovaného pasu se navrhuje ve svislém směru s přesahem přes nejspodnější řádek zdiva, aby došlo vlivem hydrostatického tlaku k odvodu (u zdiva větších tloušťek se použijí například odvodňovací trubičky). Při nezajištění řádného dotlačení betonu k ložné spáře pod posledním řádkem zdiva hrozí vznik významných poruch nosné konstrukce. Postup je naznačen na Obrázcích 2 a 3.



Obrázek 2.: Postupná betonáž při zesilování stávajících základů pod nosným zdivem



Obrázek 3.: Příčný řez rozšiřovaným základem z Obrázku 2

4. Příklady realizací

Řadový dům v Obřanech

Při provádění nástavby u rodinného řadového domu o dvou nadzemních podlažích byl pootočen nosný systém krovu o 90° oproti původní konstrukci. Celý krov je vynášen dvojicí středových vaznic, podepřených pouze štítovými stěnami (Obrázek 6), které byly taktéž zvýšeny o jedno podlaží. Vzhledem k zásadnímu přetížení základové spáry pod štítovou stěnou, došlo k výraznému sedání celé stěny za současného unášení přilehlé štítové stěny sousedního objektu. V důsledku sedání se vytvořily šikmo orientované trhliny ve stěnách, rovnoběžných s uliční čarou, a to u rekonstruovaného i sousedního objektu. V chodbě za vstupními dveřmi sousedního objektu navíc došlo k poklesu podlahy, přibližně o 10mm.

Při přepočtu bylo zjištěno výrazné překročení únosnosti základové půdy. Proto bylo navrženo statické zajištění v podobě rozšíření stávajícího základu. Vlastní provádění bylo navrženo v souladu s postupem, uvedeným v 3. kapitole a dle schémat na Obrácích 2 a 3. Po celé délce chodbového traktu se zhotovil nový ŽB pas, přičemž stěna byla rozdělena na sudé a liché úseky a dále na přední a zadní část. Vzhledem k přetížení základové spáry se provedl výkop lichých úseků pouze do poloviny délky, po betonáži následovalo vykopání a betonáž sudých úseků a teprve poté se práce přesunuly na druhou část stěny. Rozšířený základ je patrný na Obrázku 5.



Obrázek 4.: Celkový pohled na rekonstruovaný objekt, vyznačena štítová stěna s nutností zesílení základů



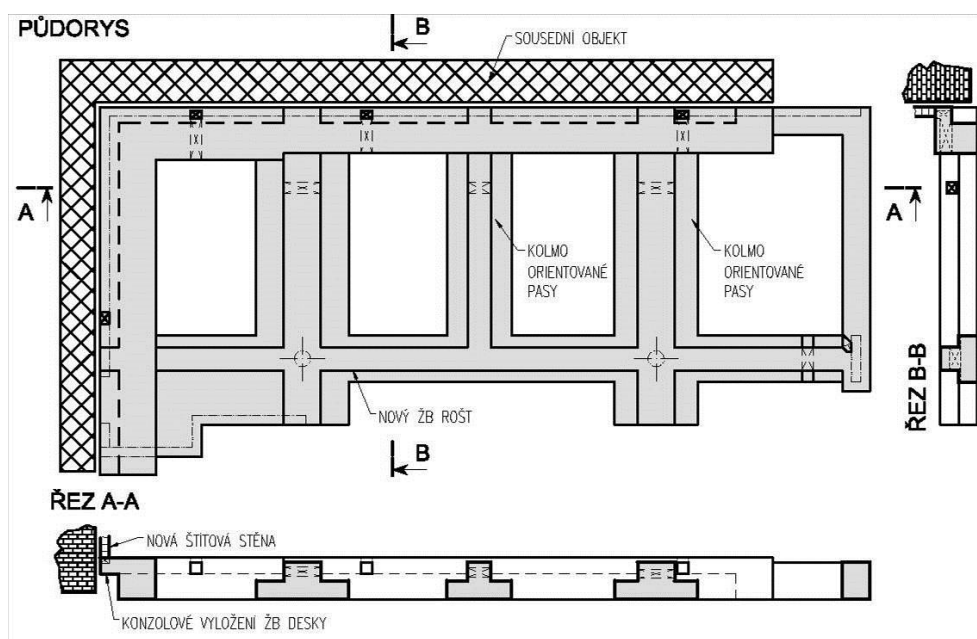
Obrázek 5.: Celkový pohled na rozšířený základ v chodbovém traktu. Šipka ukazuje na novou ŽB část základů.



Obrázek 6.: Uložení středových vaznic na dostavované štítové stěny

Polyfunkční dům v Žabovřeskách

Nový polyfunkční třípodlažní dům provozně navazuje na stávající objekt (znázorněn šrafováním vlevo na Obrázek 7) a současně přiléhá k sousednímu objektu téměř na celou svou délku. Protože je 1.NP u nového objektu určeno jako otevřený prostor pro parkování vozidel, svislé nosné prvky sestávají pouze z dvojice kruhových sloupů v místech křížení širokých svislých pasů a spodního podélného pasu, stěnového pilíře v pravém dolním rohu pod terasou a ŽB stěny, umístěné po celé délce obou sousedních objektů.



Obrázek 7.: Půdorys nového objektu v proluce s vyznačeným konzolovým vyložení ŽB desky

Vzhledem k velikosti zatížení od nosné stěny podél sousedního objektu, působícího v těsné blízkosti původního zdiva a předpokládané hloubce založení sousedního objektu, byl navržen odsazený základový pas s konzolově vyloženou ŽB deskou (tvar viz řez A-A vlevo a řez B-B vpravo).

Kroucení základového pasu brání kolmo orientované pasy, jejichž nadzvednutí ji bráněno reakcemi od sloupů ve spodní části. Během výstavby měly být zhotoveny nejprve svislé pasy, poté ve fázích podélný pas, tak aby nikdy nedošlo k obnažení původních základů v delším úseku než cca 2,0 m (Obrázek 8 a 9).



Obrázek 8.: Celkový pohled na staveniště v době provádění výkopových prací



Obrázek 9.: Detail armokoše v místě navazujícího sousedního objektu.

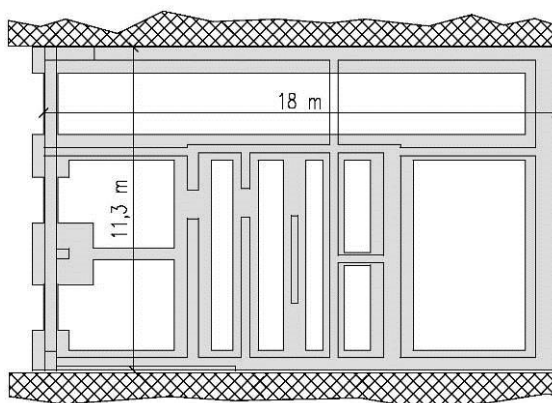
Polyfunkční dům na Palackého třídě

V rámci projektových příprav měl být starý cihlový dům (Obrázek 11) s jedním nadzemním a jedním podzemním podlažím, přestavěn na 5-ti podlažní (později 6-ti podlažní) polyfunkční objekt s malometrážními studentskými byty ve vyšších podlažích. Nosné zdivo původního objektu mělo být zachováno, pouze by se rozšířily základy dle požadavku na únosnost, v zadním traktu v místě původního dvorku by pak navazovaly základy nové (Obrázek 12).

Po odstranění veškerých nenosných konstrukcí se zhotovily v režimu sudých a lichých fází nové základové pasy pod štitovými stěnami a dále pod nosným zdivem, orientovaným rovnoběžně s komunikací. Navíc bylo předepsáno, s ohledem na výšku sousedních objektů, postupovat vždy po jednom maximálně 1,5 m dlouhém úseku, který byl po vložení výztuže okamžitě vybetonován a teprve po jeho vytvrdnutí se postupovalo na dalším obkročném úseku (Obrázek 13). V mezidobí se pracovalo na opačné straně a případně na kolmých pasech. Během dalších bouracích a stavebních prací však byly zjištěny značné poruchy v původním zdivu, které bylo nutné nahradit novou vyzdívkou.

Na základě celkového přehodnocení stavu bylo rozhodnuto odstranit celou stavbu a ponechat pouze již zhotovené ŽB základové pasy. Přestože se tak nabízelo

podstatně vhodnější dispoziční řešení, bylo nutné respektovat již zhotovené základy, a proto se tyto pouze doplnily o soustavu dalších rovnoběžných pasů, při zachování původní koncepce (Obr.10). U tohoto objektu jsou nosné stěny orientovány kolmo k štítovým stěnám sousedních objektů, rovnoběžný pas pak nese pouze vlastní tíhu štítové stěny. V průjezdu je rovnoběžný základový pas zatížen vlastní tíhou zdiva z dutinových tvárnic a v horních podlažích z plynosilikátových tvárnic a dále příslušnou částí stropní konstrukce nad půdorysem průjezdu (Obrázek 14). Ke snížení napětí v základové spáře pod podélným pasem přispíval i současně zhotovený ŽB klín v průjezdu, umožňující vjezd z ulice do podzemních garáží ve dvorním traktu. Vlastní výstavba horních podlaží probíhala až po zhotovení tohoto klínu.



Obrázek 10.: Půdorysné zobrazení celých základů. Zhotovovaných v několika fázích a obdobích



Obrázek 11.: Celkový pohled na původní objekt z dvorního traktu před zahájením prací



Obrázek 12.: Provádění výkopových prací v interiéru pro dadatečně zřizované základové pasy



*Obrázek 13.: Detail jednoho úseku
během provádění 1. fáze pod
vnitřní nosnou stěnou*



*Obrázek 14.: Celkový pohled na
novou výstavbu po odstranění
původního zdiva*

Poděkování

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

Literatura

- [1] MENCL, V.: Mechanika zemin a skalních hornin. Academia Praha, 1966
- [2] VANĚK, T.: Rekonstrukce staveb. SNTL, Praha 1989.
- [3] BAŽANT Z., KLUSÁČEK L.: Statika při rekonstrukcích. CERM s.r.o. Brno, 01/2015,.
- [4] KOS, J.: Rekonstrukce staveb. CERM s.r.o. Brno, 1999.

Kontakt

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

NEKVALITA JAKO FUNKCE ZTRÁTY INFORMACÍ

LOW QUALITY AS THE LOSS OF INFORMATION

Jaroslav Synek

Metrostav a.s.,
Katedra technologie staveb, Stavební fakulta ČVUT v Praze

Anotace

Příspěvek se zabývá významem informací jejich ztrát a zpracování během výstavbového projektu pro výslednou kvalitu staveb. Uvádí statistiky příčin poruch, ztrátové funkce a možná východiska.

Annotation:

The paper deals with the processing, the amount and importance of information for project quality and impact of their losses on construction projects and the resulting quality of construction. Presents statistics on causes of failures, lost function and possible solutions.

Klíčová slova:

Ztráta kvality, příčiny nekvality, předpoklady kvality, kvalita staveb, trvanlivost a životnost, informace pro kvalitu, funkce ztráty informací, vliv na pokles kvality

Keywords:

Quality loss, causes of poor quality, requirements of quality, quality construction, durability and longevity, information quality, feature information loss, downward impact on quality

1. Kvalita a nekvalita

Kvalita je definována v základní, obecně platné normě zabývající se kvalitou, ČSN EN ISO 9000:2008 Řízení kvality ve výrobě a při řízení procesů, takto:

„Kvalita (jakost) je stupeň naplnění požadavků souborem inherentních (obsažených) charakteristik.“

Hodnocení kvality posuzuje dosaženou míru stanovených požadavků posuzovaného produktu na základě předpokladu, že kvalitě odpovídá určitá vymezující hodnota vyjadřující množství kvality v produktu. Kvalita je určena obsahem (aspekty kvality), a mírou kvality (kvantitou, parametry). Kvalita znamená udržení produktu uvnitř stanoveného tolerančního pole povolených odchylek. Zájem zhotovitele je realizovat, a uživatele si pořídit alespoň takový produkt, který nejméně po dobu dohodnuté (stanovené záruční lhůty) bude vykazovat minimum vad a poruch, odchylky produktu zůstanou po tuto dobu v tolerančním poli. Mnoho staveb překračuje svými parametry a parametry provozu rozsah tolerančních polí, vznikají vady a poruchy generující reklamace. Nekvalita, nízká kvalita je tedy kvalita nedosahující předpokládaných parametrů jak v rozsahu, tak v parametrech. Kvalita je míra naplnění požadavků a konečným rozhodcem je zákazník. Nekvalita je tedy nenaplněné očekávání zákazníka.

1.1 Hodnocení kvality

Kvalitu hodnotí zhotovitel produktu průběžně při výrobě, společně s objednatelem po dokončení, a uživatel během užívání produktu po celou dobu trvanlivosti a životnosti díla. Základem hodnocení kvality jsou stanovené charakteristiky i jejich rozsah, a stanovené, dohodnuté parametry. Společně vytvářejí na základě dlouhodobého zkoumání kvality jednotlivých částí produktu a produktu jako celku, vč. jeho funkcí, kvalitativní standard produktu. S ohledem na převládající podíl nákladů životního cyklu je pro stavbu rozhodující kvalita provozu, soulad parametrů kladených na provoz stavby se stanovenými požadavky a spolehlivostí jejich dosahování. Parametry se zjišťují stanovenými postupy a testy. Při hodnocení kvality provozu se posuzuje i odolnost produktu proti nevhodnému používání, kvalita a dostupnost servisu stavby a jejích technických a technologických zařízení. Součástí hodnocení kvality je i estetické, subjektivní hodnocení díla. Po legislativní stránce je kvalita posuzována naplněním požadavků na použití povolených, certifikovaných výrobků. Produkty nedosahující standardu jsou nekvalitní. Z hlediska uživatele však parametry dosažené zkušebními postupy nemusejí vypovídat o celkovém vnímání kvality stavby, uživatelské hodnocení kvality je často zatíženo subjektivními aspekty.

1.2 Předpoklady kvality

Základním předpokladem pro dosažení nezbytné, smluvní kvality jsou jasné stanovené požadavky a potřebné množství nezbytných informací ve správném čase. Problémem pro kvalitu při realizaci jsou požadavky na potřebné množství

náležitých informací ve správném čase. Obecně má tyto informace obsahovat technická dokumentace stavby (design stavby), projektová dokumentace, a související informace potřebné pro řízení projektu během přípravy a realizace.

1.3 Rozdíly v hodnocení kvality

Stavebnictví, odvětví produkující stavby, má obtížné postavení oproti ostatním produkčním oborům. Stavby jsou mimořádně složité, nesourodé systémy s vysokými požadavky na trvanlivost, životnost a spolehlivost při užívání. Tyto vysoké nároky se odrážejí i v délce záruk. Uživatelé staveb jsou ve většině nepoučení laici, nicméně disponují stále větším množstvím informací o provádění a užívání stavby, laici se stále rostoucími požadavky na komfort a co nejmenší údržbu. Stavby jsou při realizaci vystaveny velmi rozdílným místním a klimatickým podmínkám, rozpracovaná stavba není dostatečně chráněna, musí odolávat klimatu i probíhající činnosti, často i změnám během realizace. Stavby jsou srovnávány s produkty průmyslu jehož výroba probíhá ve výrobních se stálými podmínkami, které producent přímo ovlivňuje. Možnosti reklamací průmyslového výrobku jsou podmíněny správným užíváním výrobku, a u produktů složitých, nákladných, je platnost záruky podmíněna plněním předepsaných záručních podmínek, pravidelného servisu, kvalifikované údržby a oprav s využíváním stanovených náhradních dílů. Takové podmínky u staveb nejsou používány, a přesto je kvalita staveb a jejich provozu srovnávána s kvalitou výrobků např. automobilového průmyslu.

2. Trvanlivost a životnost ve stavebnictví

Nároky na kvalitu všech částí výstavbového projektu zvyšuje běžná délka záruk za stavbu, požadavky na spolehlivost funkcí a životnost staveb, která je v porovnání s průmyslovými produkty mimořádná. Obvykle bývá 60 měsíců, ale na obalové konstrukce, tedy střechy, fasády a hydroizolace trvá až 10 let. Průmyslové výrobky obvykle mají záruční dobu 24 měsíců, ale jejich morální zastarávání je ale často i rychlejší. Stavby sice tak rychle nestárnou, nicméně objednatelé a uživatelé očekávají bezvadnou funkci a trvanlivost počítanou v desítkách let tak, jak uvádí i návrhový eurokód ČSN EN 1990, Zásady navrhování konstrukcí, (2015), který stanovuje návrhovou životnost běžných staveb na 50, inženýrských a významných staveb dokonce na 100 a 120 let. Ačkoliv obsahuje i pasáž uvádějící, že návrhová životnost stavby má být uváděna, příliš se nevyužívá.

3. Role informací pro dosažení vyžadované kvality

Pro dosažení vyžadované kvality při realizaci a provozu je nutné mít k dispozici potřebné informace v dostatečném množství a ve správném čase tak, aby realizaci bylo možné připravit v potřebném rozsahu pro uplatnění požadavků na lhůty

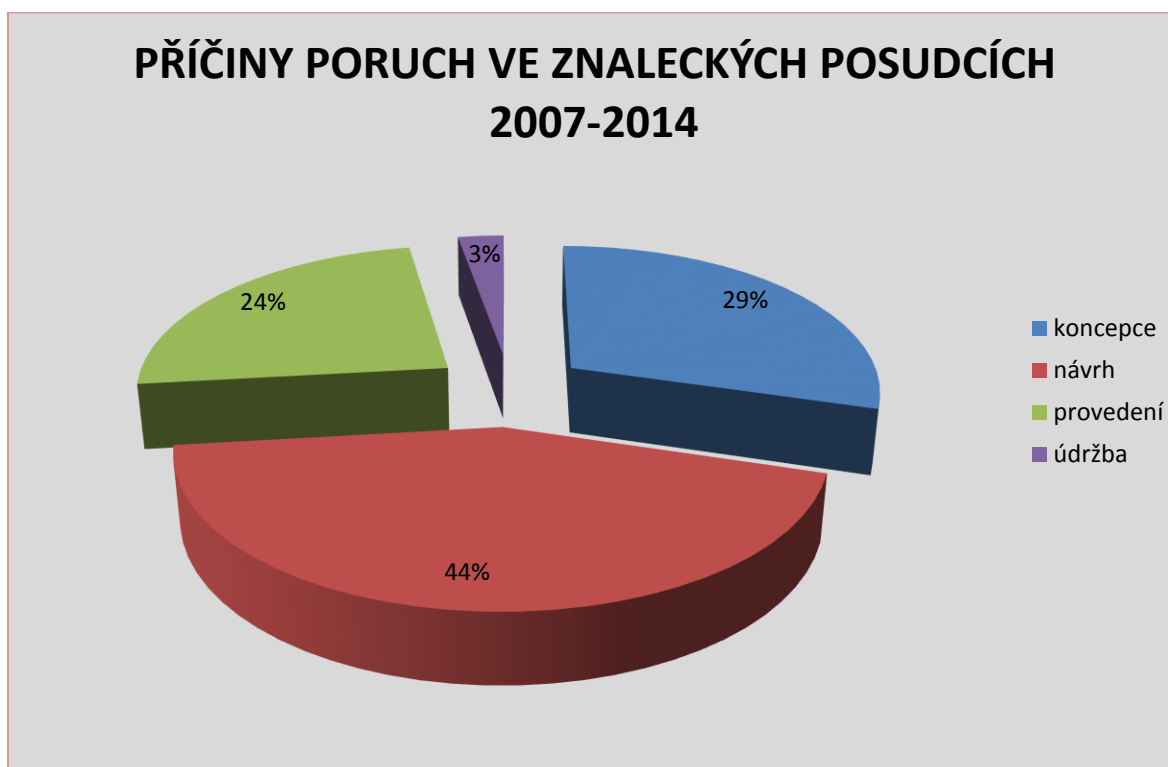
výběrů, objednávek, zpracování technologických postupů a především pro respektování technologických požadavků (technologických přestávek, dosažení stanovených hodnot /vlhkosti, pevnosti aj./) a způsobů a kontrol kvality. Základní, tedy minimální množství informací ve stanoveném čase (stupeň dokumentace) zpravidla stanovuje obecný nebo resortní předpis (vyhláška 499/2006 Sb., metodický pokyn systému jakosti PK MD ČR aj.). Pokud informace v potřebném rozsahu a čase nejsou k dispozici, příprava realizace a samotná realizace trpí nedostatkem, vadami a nutností změn vznikajících jejich doplňováním. Průmysl se jednoznačnými požadavky na včasné, úplné a ověřené informace pro návrh a kvalitu procesů výroby řídí již desítky let. Pravděpodobně je to hlavní důvod stálého vzdalování efektivity a kvality průmyslové výroby od stavebnictví, která je zaznamenána od poloviny 60. let XX. století, zatímco stavebnictví klesá, v nejlepším případě stagnuje. Příprava výroby a kontrola kvality v průmyslu je za trvalým vzestupem parametrů a celkové kvality při trvale rostoucí produkci. Tento vývoj byl předznamenán činností mnoha pracovníků, kteří svoji kvalifikaci získali řízením výrobních procesů a jejich pozdějším teoretickým rozvinutím. Mezi tyto zakladatele efektivního řízení výrobních procesů k vysoké a trvalé kvalitě výroby patřili W. E. Deming, J. M. Juran, A. V. Feigenbaum a Genichi Taguchi (Quality Engineering Handbook). Prokázali, že východiskem pro vysokou a trvalou kvalitu produktu je kvalitní, několikrát ověřovaný návrh (mj. i zkušební výrobou a provozem), design výrobku, z jehož informací a požadavků se odvíjí výsledná kvalita výroby. Současně odvodili, že kvalitu není možné vykontrolovat, tedy dosáhnout ji zvýšenou kontrolní činností, ale na výslednou kvalitu je nutné se zaměřit ve všech přípravných krocích mířících k výrobě i ve výrobě samotné. Tento uznávaný fakt kontroly kvality v průmyslu ještě nebyl ve stavebnictví dostatečně poznán. Pro přípravu kvalitní výroby kvalitního produktu jde o shromažďování, strukturování a ověřování potřebných produkčních při stálé komunikaci, kooperaci a jasné odpovědnosti za vývoj a návrh, které je podřízena výrobcí, zhotoviteli.

3.1 Potřebné informace ve stavebnictví

Ve stavebnictví je návrhem, designem, projektová dokumentace a lze tedy soudit, že její nedostatky patří mezi hlavní příčiny výsledné nekvality staveb a jejich provozu. Nedostatečnou roli kontroly kvality při zhotovení projektové dokumentace podtrhuje fakt, že zhotovitelé staveb prokazují kvality vlastních procesů podle ISO 9000 (2016), Základy managementu kvality, certifikací procesů řízení výroby, ale mezi projektanty, zpracovateli technického řešení je tato certifikace vyžadována jen v působnosti MD ČR (ŘSD, SŽDC). V pozemním stavitelství je tato certifikace zcela výjimečná. Navíc je odpovědnost za kvalitu návrhu rozdělena, obvykle ji nese projektant především vůči objednateli, kterým nebývá zhotovitel. Projekty typu D&B nejsou v ČR obvyklé. Přesto se obecně o kvalitě návrhu jako podmínce kvality stavby příliš nehovoří, a odpovědnost za vady je přesouvána téměř výhradně na zhotovitele stavby, který není autorem návrhu. Z hlediska kvality a trvanlivosti produktu jsou informace projektu prvořadé, stavba, která naplní požadavky kvality, musí mít k dispozici co nejvíce informací ve vhodné době.

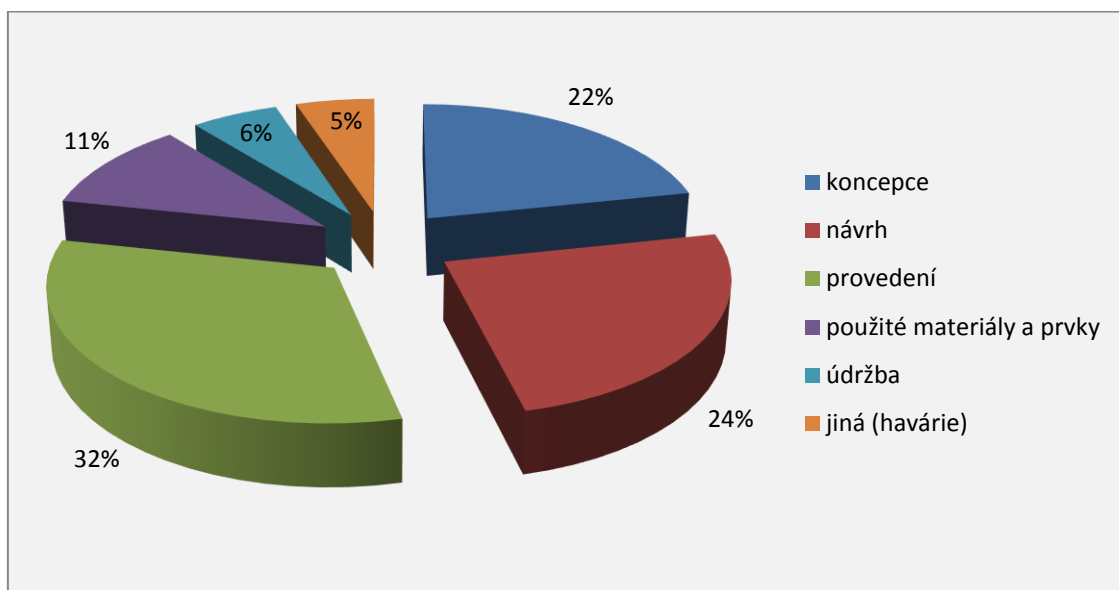
3.2 Kvalita návrhu jako podmínka kvality stavby a jejího provozu

Jestliže je uznávána zásadní souvislost mezi kvalitou návrhu a kvalitou produktu, pak je nezbytné se zaměřit na kvalitu projektové dokumentace. Důsledné kontrole dokumentace stavebního projektu se mimo zhotovitelů věnují především znalecké ústavy, věnující se posuzování poruch a vad staveb a odhalování jejich příčin. Je zájmem objednatelů i zhotovitelů, aby pro přípravu a realizaci vycházeli z kvalitní dokumentace, ale stav stavebnictví a především výběrová a smluvní praxe jim to obvykle nedovoluje. Příčinou bývá nedostatek času, odborných kapacit a obavy ze ztráty zakázky při reklamování nedostatků PD. Následující statistiky znaleckých ústavů popisující příčiny vad potvrzují rozhodující roli návrhu, projektové dokumentace. První graf zahrnuje rozložení vad v 362 posudcích zpracovaných mezi roky 2007 až 2014. Celých 73 % příčin je spojených s projektovou dokumentací, tedy architektonickým konceptem a technickým řešením. Zhruba 1/4 příčin připadá na realizaci.



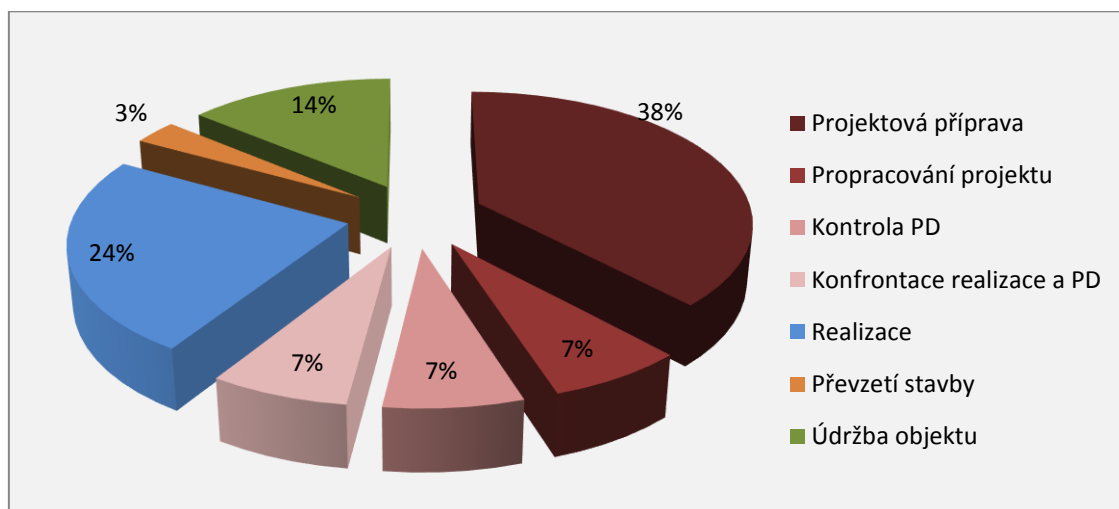
Graf 1: Příčiny poruch staveb ve 362 znaleckých posudcích v r. 2007 – 2014

Další graf zachycuje příčiny vad a poruch ze 175 znaleckých posudků jiného ústavu z let 2013-15.



Graf 2: Příčiny poruch staveb ve 175 znaleckých posudcích v r. 2013 – 2015

Další graf byl otištěn ve věstníku České společnosti pro stavební právo v r. 2011.

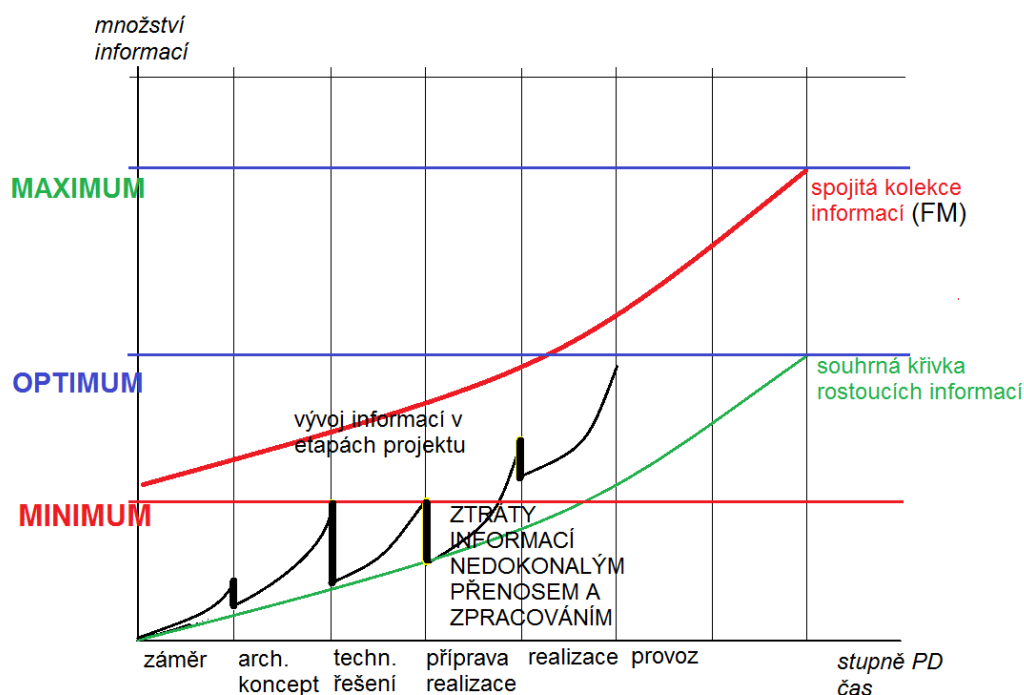


Graf 3: Příčiny havárií a vážných poruch staveb podle věstníku České společnosti pro stavební právo v r. 2011

Všechny grafy prokazují značnou shodu rozhodujících vlivů na kvalitu. Realizace byla příčinou ve 24, 32 a 24%, kdežto koncept a technické řešení byly příčinou v 73, 46 a 52 %. Výsledky potvrzují, že základní podmínkou kvality je kvalitní návrh, projektová dokumentace. Pro trvalé dosahování požadované a setrvalé kvality PD, tedy potřebného množství informací ve stanoveném stupni PD (čase), je nutné získávat a stále zvyšovat kvalitu a množství informací během projektové a realizační přípravy, soustředit se do vhodně strukturovaných souborů dat umožňujících kooperaci a koordinaci účastníků jako základní zdroje kvality pro realizaci a užívání stavby.

4. Ztráty informací jako základní příčina nekvality

Během přípravy projektové i realizační neustále vzniká velké množství informací, dat, které ale obvykle nejsou pro další aktivní využití vhodně zpracována, strukturována, shromážděna a zpřístupněna tak, aby všichni účastníci projektu je mohli pro dosažení stanoveného cíle používat společně v potřebnou dobu. Nevyužívání již získaných dat je nutné považovat za jejich faktickou ztrátu, protože v případě potřeby musí být získány znovu při vynaložené zbytečného úsilí a nákladů. Výsledkem těchto ztrát je nedostatek potřebných dat v potřebném čase, který bývá příčinou vzniku nekvality. Průběh shromažďování dat během přípravných procesů a realizaci i jejich ztráty, které vznikají nejčastěji při předávání projektových podkladů mezi účastníky výstavby nebo jednotlivými zpracovateli podkladů a zhotoviteli zachycuje následující graf.



Graf 4: Ztráty dat jako příčina ztrát stavebního projektu

Graf 4 zachycuje růst a vývoj informací (kvantity i kvality) spojitě rostoucí v jednotlivých etapách projektu, a jejich ztráty při zpracování a předávání ostatním účastníkům výstavby nesystematičností procesu. Tyto ztráty znamenají nedostatek nezbytných informací v potřebné době u uživatelů. Informace je nutné znovu opatřit, získat, zpracovat, v nějakém čase a s nějakým úsilím (náklady). Generují tak ztráty. Chybějící informace vedou k improvizaci (náprava je nutná ihned), která obvykle nezachytí veškeré aspekty problému, nesplní požadavky a je dalším zdrojem vad a poruch.

4.1 Projektová dokumentace jako základní zdroj dat

Základním nositelem informací je tedy projektová dokumentace. Data mizí špatnou komunikací, kooperací, koordinací, předáváním projektu v jednotlivých stupních mezi zpracovateli, mezi projektantem a zhotovitelem, investorem a dalšími účastníky výstavby. K omezení nekvality je tedy nutné se zaměřit na omezení ztrát již vzniklých dat. To omezí nekvalitu PD jako základního souboru dat.

5. Závěr - prevence ztrát informací

Problém efektivní práce se získanými daty a omezení jejich ztrát je myšlenkou, která stála na počátku vzniku informačního systému nazývaného BIM (Building Information Modeling nebo Building Information Management), informačního modelu stavby, anebo spíše informačního prostředí. Vývoj výpočetní techniky a softwaru, komunikace a sdílení dat postupně umožnil všem účastníkům výstavbového projektu sdílení dat spojených s projektem v jediném on-line prostředí, které umožňuje pracovat s jedním, postupně se rozvíjejícím modelem jako základem technického řešení a připojenými systémy dovolujícími model doplňovat o další a další data, potřebné informace bez jejich obvyklých ztrát. Současně výchozí model dovoluje jeho transformaci pro realizaci stavby, časové, zdrojové plánování, a dovoluje provádět na modelu i simulace potřebné např. pro výpočty stavební fyziky. Podstatou využívání BIM modelu je jeho využití v provozu stavby, kdy model předávaný uživateli, je nositelem potřebných provozních informací. Informace jsou postupně shromažďovány, zpracovávány, strukturovány a nejsou ztráceny. Jejich efektivní využívání přináší významné časové a nákladové úspory. Důvody pro používání BIM jsou tedy především ekonomické, nejen snižování škod vznikajících ztrátami informací, ale i omezování rizik (koordinace, časové plánování), zpřesňování podkladů stavby, omezení zvýšených nákladů (přesnější VV).

Překážkou pro rychlejší zavedení BIM prostředí do přípravy, realizace a provozu staveb je nepřipravenost investorů, legislativy a státní správy, která by měla rychleji reagovat na současné efektivní trendy zvyšující kvalitu a efektivitu staveb. Zhotovitelé staveb, kteří chtějí podporovat rozvoj těchto racionálních systémů přípravy a realizace se soustředí ve skupině 3, realizace, platformy CZBim.

Kontakt

Ing. Jaroslav SYNEK, ved. ÚTM, ÚVTR Metrostav a.s., Koželužská 2450, 180 00 Praha 8 Libeň, M 725 834 115 T 266 019 440, jaroslav.synek@metrostav.cz

MOŽNOSTI SANACE BETONOVÉ KONSTRUKCE OBLOUKOVÉ ČÁSTI LIBEŇSKÉHO MOSTU V PRAZE PŘES VLTAVU

POSSIBILITY OF REHABILITATION A CONCRETE ARC CONSTRUCTION OF LIBEŇSKÝ BRIDGE IN PRAGUE OVER THE VLTAVA RIVER

Vítězslav Vacek, Jiří Kolísko,
Petr Tej, Milan Hrabánek

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

Anotace:

Článek se zabývá možnostmi sanace betonové konstrukce Libeňského mostu z technického a technologického hlediska, ve vazbě na jeho zjištěný stav, způsob provedení, provozování a stáří.

Annotation:

The article deals with the possibilities of rehabilitation of concrete structures Libeňský bridge the technical and technological aspects in relation to the detected condition, execute, operate and its age.

Klíčová slova:

Beton, ocelová výztuž, karbonatace, chloridy, sanace, trvanlivost

Keywords:

Concrete, steel reinforcement, carbonation, chlorides, rehabilitation, durability

1. Historický úvod

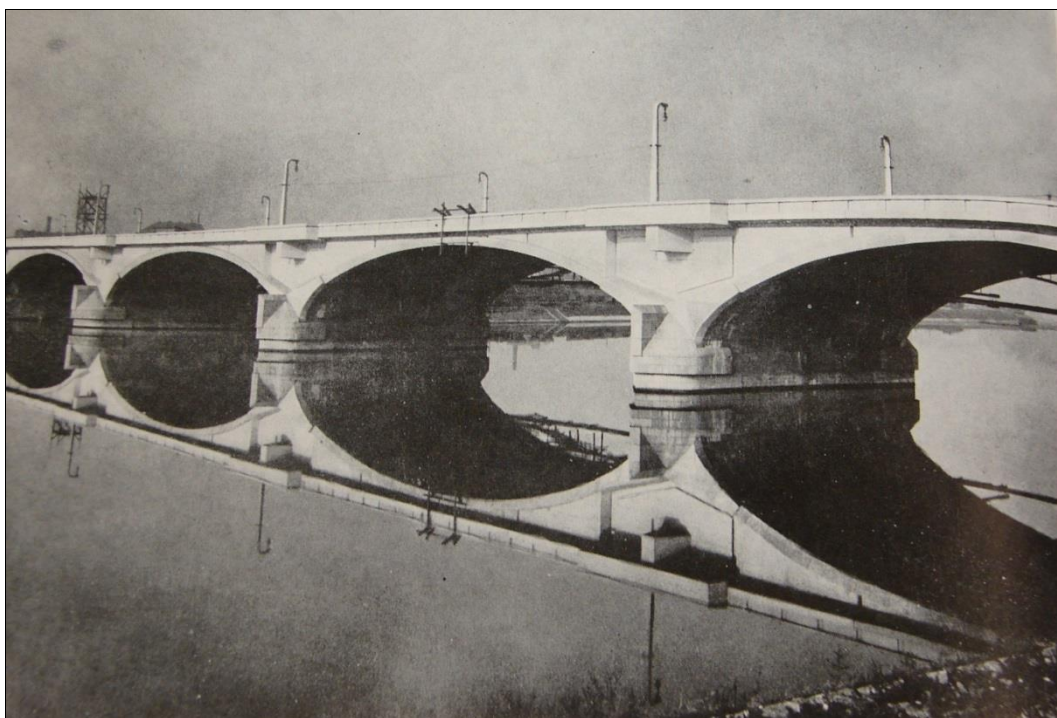
Stavba mostů v Praze, spojená s rozvojem města a jeho okolí nebyla s výjimkou Juditina a Karlova mostu, tzn. tehdy vlastně královské zakázky, nikterak běžnou záležitostí. K přechodu řeky byly historicky využívány především brody, nebo přívozy, které do značné míry postačily ke splnění potřeb dopravního provozu a nenesly s sebou významné riziko poškození drahé stavební konstrukce častými povodněmi. Přechod vltavského meandru pod Prahou byl historicky možný přes Bubenský a Holešovický brod, které ležely přibližně v poloze dnešního Hlávkova mostu a lávky pro pěší v Troji. Teprve s rostoucí hustotou a intenzitou dopravních proudů vyvstala nutnost budovat přemostění i v dalších místech, kde do té doby musel postačit např. přívoz. V dotčené oblasti přinesl novou situaci ve větší míře až rozvoj Karlína, Libně a Holešovic, spjatý s průmyslovou revolucí konce XIX. století. Mezi Holešovicemi a Libní byl mimo hlavní tok úsek řeky s nivou, tvořenou řadou ostrovů a slepých ramen, vhodný mj. např. pro zřízení říčního přístavu i loděnice. O historických proměnách oblasti Libeňského ostrova, svědčí i řada významných archeologických nálezů. Některé z nich dokonce byly následně inspirací uměleckých děl, jako tomu bylo např. u Eduarda Štorcha a jeho knih jako jsou Praha v době kamenné, U veliké řeky, Lovci mamutů a další.

Předchůdcem dnešního Libeňského mostu byl provizorní dřevěný most z roku 1903, jehož autorem byl Ing. Soukup. Pro jeho stavbu bylo využito 17 věšadlových polí ze stavby kamenného mostu u Národního divadla (dnešní most Legií), která byla doplněna jedním unikátním dřevěným obloukovým polem systému Emmyho o rozpětí 40 m, jedním věšadlovým vzpěradlem o neobvyklém rozpětí 30 m a dvěma věšadly o rozpětí 18 m. Provizorní most měl tedy 21 polí celkové délky 449 m s šířkou mostovky 7,3 m.

Jeho zatěžovací zkouška byla úspěšně provedena 15.4.1903 a sloužil svému účelu celých 25 let.

Nový, do současnosti sloužící most, byl postaven a pro veřejnost otevřen za účasti prezidenta T. G. Masaryka 29.10.1928 při příležitosti 10. výročí vzniku samostatné Československé republiky. Při otevření mostu přestříhl pásku první primátor Velké Prahy Dr. Karel Baxa, po němž byl most pojmenován (Baxův most). Mezi lidem byl však most spíše znám pod místním názvem jako Libeňský most, a to v tradici svého předchůdce provizorního dřevěného Libeňského mostu.

Tak, jako i jiné mosty střídají jména, byl pod vlivem válečných a následujících politických změn přejmenováván. Nejprve v roce 1940 na Libeňský, potom v roce 1945 zase zpět na Baxův, v roce 1952 na Stalingradský a od roku 1962 má opět svůj místní název Libeňský most.



Obr.1: Libeňský most po dokončení na podzim 1928

2. Popis objektu

Soubor objektů překračujících tok Vltavy, Libeňský ostrov a Voctářovu ulici, tzn. z Dělnické v Holešovicích až na Palmovku v Libni, pojmenovaný jako ulice Libeňský most tvoří celá řada mostních konstrukcí a zemních těles násypů, avšak jako Libeňský most je chápána především oblouková konstrukce o pěti polích přes hlavní koryto Vltavy u holešovického břehu.

Tento objekt na holešovickém břehu začíná železobetonovou rámovou konstrukcí o čtyřech polích, částečně založenou na patce navazující obloukové části mostu, přičemž první pole rámové konstrukce je uzavřeno a opticky tvoří dojem opěry. Hlavní část mostu přes Vltavu a je tvořena pěti trojkloubovými klenbovými oblouky z prostého betonu o světlostech 28 m, 38,5 m, 42,8 m, 42,8 m a 38,5 m. K prvnímu a šestému pilíři je po obou stranách připojeno tříramenné schodiště nesené konzolami. Na poslední klenbové pole navazuje opět železobetonová rámová konstrukce o třech polích uložená počátkem na poslední patce pátého oblouku.

Na tuto rámovou konstrukci bezprostředně navazuje další (průjezdná) rámová konstrukce o jednom poli a světlosti cca 14 m. Dál následuje krátká sypaná část ohraničená opěrnými zdmi a další průjezdná železobetonová rámová konstrukce o dvou polích, za níž je zemní těleso s nájezdovými rampami a malou průjezdnou železobetonovou klenbou uprostřed. Zemní těleso je ukončeno průjezdnou železobetonovou rámovou konstrukcí o jednom poli, za níž je krátká sypaná část ohraničená opěrnými zdmi.

Následuje železobetonová rámová konstrukce o třech polích s převislým koncem uloženým na další část mostu, tj. patku trojkloubového oblouku o světlosti 48 m. Tento největší oblouk soumostí překračoval původní řečiště a dnes je součástí tzv. inundačního mostu. Za ním následuje další železobetonová rámová konstrukce o dvou polích a další železobetonová rámová konstrukce o dvou průjezdných polích. Většina prostor rámových polí je v současnosti uzavřena.

Poslední mostní konstrukcí je přemostění Voctářovy ulice, dnes deskou z předpjatých nosníků, po letitém dřevěném a ocelobetonovém provizoriu (dlouhodobě nevyřešené majetkoprávní vztahy k pozemkům). Soubor staveb končí zemním tělesem za opěrou posledního mostu.

Samotné mostní konstrukce mají délku 370 m, spolu se zemním tělesem pak 780 m, což činí Libeňský most nejdelším silničním mostem přes Vltavu. Odchylna osy mostu od kolmice na tok řeky činí 18,5°. Niveleta mostu má po celé délce spád 0,5 %, zatímco většina mostů má niveletu stoupající ke středu mostu.

Šířka mostu 21 m je na dobu vzniku neobvyklá, neboť obvykle byla dodržována šířka mostů 16 m. Zvětšená šířka mostu umožnila rozdělit mostní objekty obou typů (oblouky i rámy) v celé délce na čtyři souběžné konstrukce s přiznanými podélnými dilatačními spárami. Betonovalo se v příčném směru postupně, což umožnilo opakované využití drahých dřevěných mostních skruží. Nejprve byly vždy provedeny dva vnitřní pásy a po zatvrdnutí betonu se skruže vysunuly příčně do stran pro rozšíření mostu a betonáž obou průčelních pásů.

3. Konstrukční a materiálové řešení obloukové části

Trojkloubové oblouky jsou z prostého betonu. Jejich autorem je Ing. František Mencl a jsou považovány za nejhodnotnější část mostu. Oblouk o světlosti 48 m na libeňské straně je pak největší klenbou tohoto typu v Praze.

Vyložení patek kleneb na konzolách délky 3,0 - 4,5 m a použití betonových kloubových kvádrů je považováno za přínos Ing. F. Mencla, neboť u předchozích mostů požadovaly stavební předpisy použití pouze kamenných kloubových kvádrů. Betonové kloubové kvádry jsou na střední pětinu své tloušťky opatřeny olověnými vložkami. Jejich provedení bylo velmi obtížné mj. z důvodu úhlu křížení mostu s překážkou a jeho podélným tvarem.

Tloušťka oblouků je proměnná, ve vrcholu je u nejmenšího je 670 mm, u největšího 830 mm a v patních kloubech 800 mm, resp. 950 mm. V tzv. nebezpečných průřezích (čtvrtině rozpětí) je tloušťka oblouků 830 mm, resp. 1070 mm.

Návodní pilíře mají v úrovni základové spáry šířku 7 m a v místě paty kleneb 4 m a jsou zakončeny širokými balkony na mohutných konzolách s vyložení až 2 m.

Slabě vyztuženy jsou oblasti oblouků navazujících na kloubové kvádry. Z železového betonu jsou provedeny konzoly, schodiště, římsy a zábradlí.

Izolace horní strany oblouků byla provedena horkými nátěry z přírodního, údajně trinidadského asfaltu prokládaných třemi vrstvami juty. Původně měla být izolace

doplněna ještě o olověnou vložku tl. 0,3 mm, která však po přechozích špatných zkušenostech nebyla použita.

Mostní vozovka je uložena na násypech z výkopových prací a to od rubu klenby až po svršek. Na svršek chodníků a vozovky byl již použit asfalt a středový tramvajový pás byl vydlážděn žulovými kostkami.

Most od svého dokončení a uvedení do provozu neprošel žádnou zásadnější opravou či rekonstrukcí.

4. Architektonické řešení

Architektonické ztvárnění Libeňského mostu je dílem architekta Pavla Janáka a podle posledního uměleckohistorického hodnocení mostu Ústavem dějin umění AV ČR z r. 2012 je postaven v robustním puristickém stylu, v němž ještě přezívají i kubistické prvky.

Architektonický účinek mají i mohutná schodiště vyložená na dvoumetrových konzolách z krajních kleneb, která vedou na pobřežní plochy a do prostor v dutinách přilehlých konstrukcí.

Charakteristickou sjednocující linkou celého soumostí, při bočním pohledu z břehů a řeky, tvoří jeden metr vyložená římsa, na níž je uloženo plné masivní zábradlí sestavené z prefabrikátů vyrobených mimo staveniště mostu, které dává souboru objektů ucelený ráz a dotváří optický dojem délku přemostění. Typické pro autorský rukopis mostu jsou i mohutné železobetonové stožáry pro veřejné osvětlení.

Pohledové plochy, zejména boční, jsou upraveny tvrdou cementovou pemrlovanou omítkou, zábradlí je betonováno z dvojí směsi s vybraným druhem kameniva v povrchové vrstvě (viz např. Obr.6).



Obr.2: Návodní strana mostu na podzim 2015, pohled z holešovického břehu

5. Diagnostická zjištění

Výsledky provedených diagnostických průzkumů ukazují, že celkový stav obloukových konstrukcí je nutno označit za špatný. Důvodem je především použitý materiál, technologický postup jejich provádění a následně dlouhodobě zanedbávaná údržba. Největší slabinou oblouků je lokálně výrazně rozdílná hutnost betonu z těžného kameniva v konstrukci, mající za následek i velké rozdíly v pevnosti materiálu (variační součinitel pevnosti cca 30 %), který je finálně ve smyslu ČSN EN 206 zatříděn jako C16/20.

Lokální degradace je zaznamenána především v oblastech dilatačních spár mezi oblouky i samotného mostu a prostupech oblouky např. v místech svodů odvodnění. V jednotlivých případech jsou částečně odštipnuty povrchové části kloubových bloků, vrcholové klouby jsou u některých oblouků pokleslé.



Obr.3: Lokální odštipnutí bloků patního kloubu druhého pole



Obr.4: Příklady viditelného poklesu vrcholu oblouku s porušením římsy i zábradlí

Z důvodů požadované zatížitelnosti by bylo třeba zvýšit pevnost betonu oblouků. Při zachování stávajícího průřezu a materiálu by to bylo prakticky možné pouze jeho pevnostní tlakovou injektáží. Tento postup byl na objektu neúspěšně vyzkoušen, když se ukázalo, že mezerovitost betonu není natolik spojitá, aby jej bylo možné tradiční technologií jednoduše v objemu proinjektovat. Konstrukční zesílení oblouků bez zásahu do jejich tvaru je tedy možné pouze shora v rámci objemu násypu nad nimi, jehož mocnost je rozdílná, ale nad vrcholy oblouků vesměs malá, pouze v řádu několika desítek cm.

Předpolí obloukového mostu tvořené rámy ze železového betonu jsou napadeny masivní korozí ocelové výztuže, probíhající za přítomnosti chloridových iontů. V řadě oblastí dochází již k masivnímu úbytku profilu výztuže. Tento faktor se nemůže podstatně uplatnit v případě oblouků z převážně prostého betonu, avšak vyztužené části jsou již značně devastovány.

Ve havarijním stavu jsou konstrukce schodišť, která jsou již dlouhodobě z bezpečnostních důvodů vyřazena z běžného provozu. Nebezpečný je stav především konzol, s výztuží při horním povrchu.



Obr.5: Stav podhledu mezipodesty a ramene schodiště v lomu monolitické desky

Lokálně již viditelně narušené jsou některé další vyztužené části, jako výplně zábradlí, římsy nebo masivní madla zábradlí, jejichž neuspokojivý stav, budí zdánlivě vzhledem ke statické funkci menší obavy, avšak např. omezená zádržná funkce zábradlí může být podstatným rizikem, stejně jako pády části zábradlí např. na proplovající lodi.



Obr.6: Detail porušeného madla zábradlí, dvouvrstvé provedení s nepravdělnou polohou hladké ocelové výztuže



Obr.7: Stav vnitřní strany některých z výplní zábradlí mostu

6. Možnosti sanací

V hodnocení přístupu k opravě hlavního obloukového mostu jsou nyní v odborné diskusi rozlišovány v zásadě dvě varianty přístupu k rekonstrukci/nahrazení dominantní obloukové části soumostí:

Varianta A Parciální (dílčí, lokální zásahy, sanace) rekonstrukce při zachování stávajícího vzhledu, šíře 21 m. Představuje ponechání stávající nosné konstrukce oblouků a jejich dílčí opravu vzhledem ke zvýšení únosnosti tak, aby bylo dosaženo zatížitelnosti třídy A spolu s provozem tramvají.

Varianta B Rekonstrukce náhradou stávajících konstrukcí zcela novým mostem šíře 26 m dle projektové dokumentace z roku 2006, ke které je vydáno stavební povolení. Předpokládá se, že bude využita spodní stavba a nová nosná konstrukce bude uložena na zachovalé pilíře starého mostu.

Níže uvedené odstavce diskutují postupy, které by bylo nutno zahrnout do sanace dle Varianty A. Varianta B je ve své podstatě tak, jak je nyní navržena a má stavební povolení, novostavbou.

Z důvodu požadované zatížitelnosti mostu (nepříznivý vliv kombinace pozemní a tramvajové dopravy na podélně dělené konstrukci), by bylo třeba zvýšit pevnost betonu oblouků. Možnost využít pevnostní tlakovou injektáž byla na objektu neúspěšně vyzkoušena. Ukázalo se, že mezerovitost betonu není natolik spojitá, aby jej bylo možné tradiční technologií jednoduše v objemu proinjektovat. Konstrukční zesílení oblouků bez zásahu do jejich tvaru je tedy možné pouze shora v rámci objemu násypu nad nimi, jehož mocnost je rozdílná, ale nad vrcholy oblouků vesměs malá, pouze v řádu několika desítek cm. Právě problematika zesílení je v daném uspořádání velmi obtížně řešitelná.

Možnost sanace železobetonových částí je zásadně limitována vysokou koncentrací chloridových iontů (Cl^-) v betonu, která lokálně dosahovala dle průzkumů v roce 1992 1,74%, ale podle dalších zjištění v roce 2001 již 4,69%. U betonu je dle autorů provedených diagnostických průzkumů lokálně podezření na alkalickou reakci kameniva a současně i jeho velmi nízkou mrazuvzdornost (z testů lze odvodit méně než T25). V roce 2001 byl lokálně zaznamenán úbytek profilu ocelové výztuže 20% (rámové konstrukce předpolí).

Technologie sanace železobetonu je založena na významném zpomalení progresivního rozvoje korozního trendu ocelové výztuže. Toho lze do určité míry dosáhnout zastavením transferu reagentů do konstrukce – zde především kyslíku, který je v betonu ve formě vlhkosti vody a pórových roztoků.

Pasivace koroze výztuže alkalitou betonu je u takto starého objektu s uvedenými technologickými nedostatky v jeho hutnosti a poloze výztuže, velmi iluzorní a reálně neproveditelná. Vyztužené části navíc obsahují vysoké koncentrace

chloridů, které korozi ocele významně podporují, čemuž alkalita betonu nijak účinně nebrání.

Realkalizace betonu stejně jako dramatické snížení obsahu chloridových iontů v něm je sice elektrochemickými postupy teoreticky popisovaná, avšak prakticky na konstrukci této velikosti neproveditelná.

Chloridy jsou rozpustné vodou, takže do jisté míry je možné je z betonu i vypláchnout. Tento mechanismus byl zaznamenán u řady objektů (mosty, podlahy a nosné konstrukce garáží apod.), kde byla zjištěna v různém čase jejich rozdílná koncentrace, a to nejen vyšší směrem k povrchu, což by odpovídalo kumulativnímu charakteru procesu jejich vnikání do betonu, ale i naopak, což ukazuje právě na určitou sezónní možnost jejich zpětného vyplavování ven.

Varianta použití bariérové ochranné vrstvy na povrchu je limitována vzhledem – struktura a barevnost materiálu, ale i jeho difúzními parametry pro vodní páru, CO₂ a vodu. Technicky i esteticky reálnějším řešením by zde bylo použití bezbarvých hydrofobních systémů, avšak s časově kratší účinností a poněkud nižší, i když zajímavou efektivitou (např. zadržení 90% CL⁻).

Alkalickou reakci kameniva je rovněž v rané fázi teoreticky možno tlumit ochranou konstrukce proti vodě a vlhkosti, avšak prakticky je krajně i obtížné ji řešit ve větším rozsahu, neboť její výskyt bude patrně souviset s použitím vytěženého říčního štěrkopísku, který jistě může obsahovat proměnné množství nevhodných minerálů.

Skutečně nulová reversibilita je u koroze ocelové výztuže, zejména při lokálních úbytích v řádu desítek procent průřezu. Konvenční sanační technologie počítají s odstraněním vrstvy korozních zplodin, lokální pasivací a reprofilací, což nutně vede k náhradě min. části betonu.

Protikorozní ochrana výztuže migrujícími inhibitory v betonu, je spíše hypotézou, která ztěžuje obstojí i teoreticky, její praktický přínos, je-li jaký, je zase spíše zanedbatelný.

Návrh sanačního postupu takového objektu je za daných okolností v kontextu běžně očekávané trvanlivosti, velmi obtížně zvládnutelný úkol. Postupovat dle varianty A tedy bohužel znamená uvědomit si řadu úskalí. Z hlediska výhledu na životnost je nutno realisticky specifikovat cíle a uvědomit si velmi omezené možnosti konvenčních postupů i značné riziko neúspěchu.

7. Závěr

Sanace betonových konstrukcí, tak jak je běžně chápána a prováděna, není postupem významně šetrným k zachování autentického materiálu – betonu ani původního vzhledu konstrukcí. Jejím cílem je především technické zachování a prodloužení funkční životnosti sanovaných konstrukcí, tzn. jejich užitných, nikoli dominantně vizuálních parametrů.

Pro historické objekty je zřejmě příhodnější konzervátorský přístup, jehož možnosti i výsledky jsou často v rozporu s požadovanými konečnými užitnými parametry, když se snaží o uchování autentického materiálu a vzhledu.

Stávající betonový most, se všemi zjištěnými vadami, plní svou funkci již 88 let a významně se tedy blíží dnešní návrhové životnosti nových mostních konstrukcí (100 let).

Libeňský most je jistě z mnoha hledisek významnou a cennou stavbou, která bohužel z koncepce své materiálové podstaty nemá podobnou rezervu trvanlivosti jako třeba mosty kamenné, i když i jejich kvádry je někdy nutno měnit častěji, než bychom si rádi připustili. Záleží nyní na společenské objednávce, jestli bude jeho hodnota oceněna natolik, aby bylo k jeho záchraně možno vynaložit nemalé a z „ekonomického hlediska“ prakticky nenávratné prostředky. Při tomto rozhodování bude důležité správně vážit přiměřený způsob provozování a požadovanou výhledovou životnost konstrukce.

Poděkování

Příspěvek vznikl za podpory grantu IGS ČVUT v Praze, č. SGS15/176/OHK1/2T/31.

Literatura

- [1] FISCHER, J., FISCHER, O.: Pražské mosty. Academia, vydavatelství ČSAV, Praha, 198.
- [2] MÍČKA, T.: Libeňský most přes Vltavu v Praze - Posouzení stavu pro Libeňské soumostí, 1 etapa. Pontex, s.r.o., 2019.
- [3] TEJ, P., KOLÍSKO, J., VACEK, V., BOUŠKA, P.: Expertní zpráva „Libeňský most, Praha 7 a 8, č. a. 999 984, Analýza a posouzení současného technického stavu soumostí a možností oprav či výstavby nového mostu na základě předložených diagnostických prohlídek a projektové dokumentace“, ČVUT v Praze, Kloknerův ústav, 17.12.2015.

Kontakt

Ing. VÍTĚZSLAV VACEK, CSc. tel: 224 353 848, e-mail: vitezslav.vacek@cvut.cz, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.

Doc. Ing. JIŘÍ KOLÍSKO, Ph.D., tel: 224 353 545, e-mail: jiri.kolisko@cvut.cz, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.

Ing. PETR TEJ, Ph.D., tel: 224 353 512, e-mail: petr.tej@cvut.cz, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.

Ing. MILAN HRABÁNEK, Ph.D. tel: 224 353 554, e-mail: milan.hrabanek@cvut.cz, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

HODNOCENÍ PANELOVÉ SOUSTAVY PS 61 V PLZNI

Luděk Vejvara, Michal Novák

Západočeská univerzita v Plzni, Katedra mechaniky

Anotace:

Popis a zhodnocení technického řešení panelové soustavy PS61 užívané v šedesátých letech minulého století v západních Čechách.

Annotation:

Description and evaluation of technical solutions PS61 panel system used in the sixties of the last century in Western Bohemia.

Klíčová slova:

Panelová soustava, panely, stropy, stálé a proměnné zatížení

Keywords:

Panel system, panels, ceilings, permanent and variable loads,

1. Úvod

Panelové objekty představují významnou část současného bytového fondu nejen v našich městech, ale i v menších sídlech. Od konce padesátých let bylo do začátku devadesátých let realizováno v bývalém Československu kolem 80 000 objektů. V době svého vzniku představovaly panelové objekty moderní a dostupné řešení pro výstavbu zejména bytových domů. V západních Čechách se jednalo o objekty v soustavách PS61, T06B a PS69. Soustava PS61 byla první krajskou ucelenou variantou pro výstavbu určenou k tomuto účelu.

2. PS 61 - základní informace

Rok výstavby: od roku 1961

Konstrukční systém: příčný stěnový systém s panelovými stropy

Modul konstrukčního systému: 3,85 m

Konstrukční výška: 2,75 m (dutinové panely 140 mm)
2,73 m (plné panely 120 mm)

Světlá výška: 2,55 m

Počet podlaží: 4, 6, 7, 8 a 10 podlaží



Obr. 1 – Ukázka půdorysu typického podlaží soustavy

Typický znak:

- předstoupené pilastry příčných stěn
- tloušťka příčných nosných stěn 250 mm
- specifický modul konstrukčního systému 3,85 m (světlost travé 3,60 m)

Užití: V Plzni:

sídlíště Slovany 1961 – 1965, Doubravka 1962 – 1965

Ostatní místa v tehdejší západočeském kraji: (Rokycany, Klatovy)

3. Materiál a konstrukce

Svislé stěny

Označení: PS 61_1

Typ konstrukce: **Obvodová stěna - průčelí, 250 mm**

j-tá vrstva*	Materiál	Tloušťka	Hustota	Souč. tep. vodivosti	Tepelný odpor
		d_j [mm]	ρ_j [kg/m ³]	λ_j [W/(m·K)]	R_j [m ² ·K/W]
1	Škvárobeton	250	1200	0,650	0,385

Stropní konstrukce

Nosná část je montované z prefabrikátů – panelů

- dutinové stropní panely (140 mm, z T 16)
- železobetonové lehčené stropní panely (140 mm, B 250)
- plné stropní panely (120 mm, od roku 1963)

Základním rozměrem pro stropní panely je tzv. skladebná velikost 3,85 x 2,40 m.
Na objektech jsou použity také panely pro skladebnou šířku 1200 mm.

Příčky

Příčky (nenosné) původně zděné z dutých cihel, později nahrazeny betonovými příčkami z dílců tloušťky 60 mm z B 170

Střešní konstrukce

U systému jsou použity pouze jednoplášťové ploché střechy

Příklady skladeb střechy z původní dokumentace objektů:

Jednoplášťové střechy			
Skladba 1	[mm]	Skladba 2	[mm]
Vodotěsná krytina		4x pomocný asfaltový nátěr	
Cementový potěr	10	6x filerový asfaltový nátěr	
Cementový potěr s rabitsovým pletivem	30	2x lepenka A500 + verisol /ASP/ + 1x T500	
Lepenka A 500		Penetrační nátěr	
Dusaná škvára	130 - 280	Cementový potěr	20
Parotěsná zábrana		Penobetonové desky	80
Stropní konstrukce	140	Spádový škvárobeton	20 - 220
		Parotěsná zábrana	
		Stropní konstrukce	140

Konstrukce podlah

Tloušťka podlah je 60 mm nebo 70 mm podle užitých panelů

Skladby: Kuchyně: - podlahy z xylolitových dlaždic
 Obytné místnosti: - vlysové podlahy
 Předstíh, ložie, koupelny, WC: - teracová dlažba

Základové konstrukce

Základové konstrukce provedeny z monolitických pásů z prostého betonu B 105 pod příčnými a obvodovými stěnami. Základy byly navrženy na dovolené namáhání zeminy 200 kPa

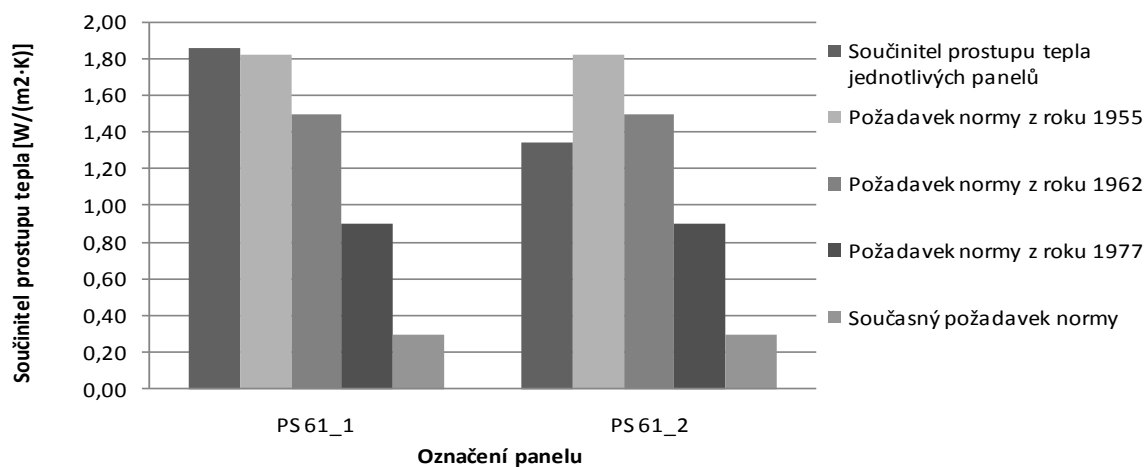
Počet podlaží	Pod konstrukcí	Šířka základu [mm]	Hloubka základu [mm]
4	Vnitřní stěna	965	400
	Vnější stěna	855	400
6	Vnitřní stěna	1 265	600
	Vnější stěna	1 065	600
7	Vnitřní stěna	1 465	700
	Vnější stěna	1 165	700

4. Tepelně technické vlastnosti panelů

Původní panely

1	PS 61_1	Průčelní panel	tl. 250 mm
16	PS 61_2	Štítový panel	tl. 385 mm

Č.	Součinitel prostupu tepla	V/N	Teplotní faktor vnitřního povrchu	V/N	Kondenzace vodní páry	V/N	Relaxační doba	Teplota vnitřního povrchu po 8 h	Tepelná ztráta prostupem přes 1 m ² konstrukce
	U [W/(m ² ·K)]		f _{Rsi} [-]		Mc [kg/m ² ·a]		τ ₀ [h]	θ _{i,1} [°C]	Φ _{T,ie} [W/m ²]
1	1,86	N	0,629	N	0	V	13,3	-1,1	63,1
16	1,35	N	0,717	N	0	V	31,5	11,1	45,9



Graf 1: Porovnání součinitelů prostupu tepla původních obvodových panelů stavební soustavy PS 61

Tloušťka tepelné izolace dle ČSN 73 0540: 2011

Pro splnění hodnot součinitele prostupu tepla dle ČSN 73 0540: 2011

V tabulce uvedena tloušťka tepelné izolace z polystyrenu s $\lambda = 0,039 \text{ W/(m·K)}$

Požadavek normy na součinitel prostupu tepla		Tloušťka dodatečné izolace	Požadavek normy na součinitel prostupu tepla		Tloušťka dodatečné izolace
U [W/(m²·K)]		[mm]	U [W/(m²·K)]		[mm]
Požadovaný	0,30	140	Požadovaný	0,30	120
Doporučený	0,25	180	Doporučený	0,25	155
Doporučený pro pasivní domy	0,18	300	Doporučený pro pasivní domy	0,18	235
	0,12	530		0,12	410

PS 61_1

PS 61_2

Stavební soustava	Typ panelu	Dodatečná izolace	Odpovídající součinitel prostupu tepla
		[mm]	U [W/m²·K]
PS 61	Průčelí	250	0,20
	Štít	220	0,19

Obr. 4: Doporučená tloušťka izolantu pro jednotlivé panely



Obr. 5 a 6 - Pohledy na desetipodlažní objekt systému PS61 v době dokončení na počátku 60. let a po cca 50 létech po roce 2010 ještě před zateplením fasády (archiv autora).

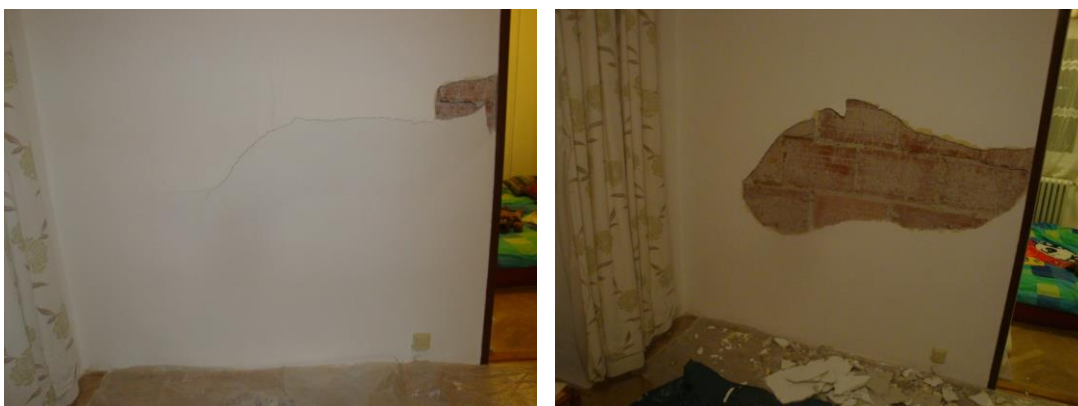


5. Vady a poruchy

- Největší vada: **absence podélných ztužujících stěn** objektů do 8 podlaží => nedostatečné zajištění tuhosti konstrukce v podélném směru – částečně přebírá obvodový plášť a příčky, ty ale nejsou na toto zatížení navrženy
- Velké **dotvarování nestejnorodého škvárobetonu** svislých panelů, projevuje se stlačením svislých panelů – vliv na příčky na stropech. Poruchy příček sledovány od vzniku stavby po rok 2016.
- Svislé styky mezi nenosným obvodovým pláštěm a nosnou konstrukcí jsou navrženy tak, že neumožňují dilatační pohyby ve svislé rovině obvodového pláště. Vlivem cyklického střídání teplot obvodového pláště dochází k trhlinám v obvodovém plášti a mezi pláštěm a nosnou konstrukcí – trhliny se zvětšují směrem k vyšším podlažím. Obvodový plášť má tendenci v letním období stoupat vzhůru a při studeném počasí klesá.
- Výrazným tepelným mostem v konstrukci obvodového pláště je předstoupení nosných stěn přes průčelí objektu. Vlivem smršťování a roztahování panelů dochází v tomto místě k rozvoji trhlin – snížení životnosti omítek v rohu
- Nedostatečný spoj mezi jednotlivými panely – pouze promaltováno (navíc často nedostatečně) – špatné přenášení smykových sil
- Chybějící nebo nedostatečná věncová a příčná výztuž v úrovni stropních tabulí **Nevyhovující pro mimořádné namáhání** od výbuchu nebo nárazu. Ohrožena zejména štítová pole.
- Nízké tepelné odpory stěny a střechy
- Nízké povrchové teploty v místě tepelných mostů /např. styků/
- **Přestavby jsou limitovány nosností stropů a průhyby 120 mm stropní desky**
- **Stav balkónů** ve štítech, po 55 letech stáří . stav železobetonu konzolové desky.
- Karbonatace betonu styků vzhledem k řešení v době vzniku (malé krytí výztuže) a stáří 55 let

6. Přílohy

PS 61 – poškození zděné příčky



Stlačení vyzdívek příčky, vyboulení a vylomení
– příčka je v podélném směru

PS61 2014, Plzeň, Nepomucká 4

7. Závěr

Panelová soustava PS61 v západních Čechách byla používána od roku 1961 do roku 1967. V současné době jsou objekty užívány převážně jako bytové domy. U realizovaných objektů je třeba při úpravách prověřit stávající příčky a omezit další zatížení stropů tloušťky 120 mm. Nové otvory ve stěnách je možné řešit pouze po důkladném rozboru statikem. Problémem zůstává stlačení škvárobetonových panelů stěn s důsledkem tlaku na nenosné příčky. Dodatečným zateplením pláště stavby došlo ke snížení rozílu teplot působících na nosnou konstrukci domu. Jde zejména o snížení namáhání styků obvodového pláště a předstupujících příčných stěn od tepelné roztažnosti pláště. Při použití kontaktního zateplovacího systému je třeba ale izolovat i tyto vystupující část příčných stěn.

Poděkování

Práce na analýze byla začleněna do programu SGS -2016.038 na ZČU v Plzni.

Literatura:

- [1] Katalog prvků PS61 – příloha k projektům, 1961
- [2] Posouzení objekt Nepomucká 4 v Plzni – Ing. Luděk Vejvara, Ph.D, 2012,
- [3] 2015: Zaměření a fotografie: archiv autora
- [4] Diplomová práce: Bc. Zbyněk Vícha, ZČU v Plzni, 2016

Kontakt

Ing. Luděk Vejvara, Ph.D., tel. 603216966, email: vejvaral@kme.zcu.cz,
a vejvara@vejvara.cz, Západočeská univerzita v Plzni, Katedra mechaniky,
Univerzitní 8, 30614 Plzeň

OPRAVA POŽÁRNÍ NÁDRŽE V OBCI LETOVICE - JASINOV

REPAIR OF FIRE RESERVOIR IN THE VILLAGE LETOVICE - JASINOV

Jan Všetečka, Zdeněk Bíza

SASTA CZ, a.s.

Anotace:

Předmětem zakázky bylo provedení opravy nádrže vybudované jako zásobník pro místní hasiče. Nádrž byla vybudovaná v roce 1973. Konstruktivně byla složena z betonových desek a panelů, které již vlivem času a přes občasnou údržbu netěsnili, nádrž protékala a její konstrukce se začala rozpadat. Oprava měla být provedena v ekonomickém řešení, pro obnovení funkčnosti nádrže.

Annotation:

The contract was to repair reservoirs built as a reservoir for local firefighters. The reservoir was built in 1973. The design was composed of concrete slabs and panels that have influence over time and occasional maintenance leaked tank flowed and its construction began to fall apart. Repair should be done in an economical solution for restoring functionality tanks.

Klíčová slova:

Oprava, nádrž, stříkaný beton, injektáž, Letovice, Jasinov

Keywords:

Repair, tank, gunite, grouting, Letovice, Jasinov

1. Úvod

V roce 1973 byla v rámci akce Z vybudována požární nádrž v obci Jasinov, dnes součástí obce Letovice. Sbor dobrovolných hasičů Jasinov byl založen v roce 1942. Hlavním důvodem založení bylo snížení škod způsobených požáry místních zemědělských stavení. Nádrž byla vybudována z betonových desek a panelů, spáry byly vyplněny betonem. Během údržby byla nádrž několikrát natřena různými druhy izolačních nátěrů. Vlivem stáří ale začala nádrž protékat a povrch se začal postupně rozpadat. Největší poškození ploch bylo v části nad hladinou, zejména okraje nádrže, kde bylo použito bloků z opuky spojených betonem a povrchově opatřeny cementovou stěrkou.

Nádrž je napouštěna z místního potoka pomocí trubního vedení, odtok přebytečné vody byl přes okraj nádrže. Pro celkové vypuštění je nádrž opatřena výpustným potrubím na dně, šoupě umístěné v technické šachtě vedle nádrže, výpusť je zaústěna do dešťové kanalizace.

2. Popis opravy

Požadavkem investora bylo provést opravu, která by minimalizovala úniky vody z nádrže a byl odstraněn havarijní stav hlavních konstrukcí. Vzhledem k účelu nádrže investor zvolil k realizaci opravu způsobem, že původní konstrukce z větší části poslouží jako podklad a ztracené bednění a nová konstrukce bude provedena dovnitř stávající nádrže.

Opravy byly zahájeny zemními pracemi, kdy byl proveden výkop okolo stávajících břehů na úroveň založení hlavy. Následně se provedly bourací práce, kdy elektrickým ručním náradím byly osekány degradované vrstvy hlavy, v některých místech vlivem vložené opuky do konstrukce došlo vlivem provozních podmínek a času k výraznému poškození konstrukce a tedy odstranění degradované hmoty bylo výraznější a byly obnaženy původní výztužné pruty výztuže. Současně byl odstraněn bezpečnostní ocelový žebřík, který již byl výrazně poškozen korozí. Povrch uvnitř nádrže byl očištěn od zbytků původních nátěrů a izolačních hmot, výplň spár, která již neplnila svoji funkci, byla vysekána a obnažené ocelové spoje panelů byly opatřeny pasivačním nátěrem po jejich očištění.

Z důvodu úniků vody z nádrže byla aplikována expandující polyuretanová injektáž zejména v místech dilatačních a pracovních spár původní nádrže, čímž byly utěsněny zpětné výrony vody z podloží při vypuštění nádrži. Po utěsnění průsaků byla provedena výztuž ze svařovaných sítí, kotvená k podkladu. Pro betonáž dna byl použit transportbeton, na stěny byl aplikován stříkaný beton, stržený do tvaru cidlinou. Následně byl proveden nový okraj nádrže, který je nově navýšen ve spodní části nádrže snížením jeho sklonu. Okraj nádrže byl vyztužen opět ze

savařovaných KARI sítí a byly provedeny kotvy z betonářské výztuže do původní konstrukce. Pro betonáž byl použit transportbeton.

Současně s betonáží nového okraje byl proveden nový přepad přebytečné vody z nádrže pomocí prefabrikovaných žlabovek a pomocí žlabu byl sveden do blízké kanalizační šachty dešťové kanalizace. Pro sjednocení povrchu a zajištění vodotěsnosti nádrže byla aplikována hydroizolační stěrka. Místo prostého zahrnutí okrajů nádrže původním výkopkem byla na žádost investora provedena obvodová drenáž a do štěrkového lože uložené dlaždice 500x500mm. Jako poslední prvek byl dodán nový ocelový žebřík pro výstup z nádrže na straně hloubky.

Základní rozměry konstrukce:

- objem nádrže: 300 m³
- půdorysné rozměry: 20 x 11 m
- obvod nádrže: 62 m
- plocha sanace: 350 m²

Materiálová skladba:

- Sanax Plug 30 sec.
- Sanax PurInjekt Cut
- Knauf TS110
- beton C25/30
- stříkaný beton - receptura SASTA
- Knauf TS570DS

Literatura

- [1] Dokumentace pro výběr zhotovitele
- [2] Realizační dokumentace fy. SASTA CZ, a.s.
- [3] Obec Jasinov, <http://www.obecjasinov.estranky.cz/>
- [4] Jasinov – Wikipedie, <https://cs.wikipedia.org/wiki/Jasinov>

Kontakt

Ing. JAN VŠETEČKA (stavbyvedoucí), tel: 00420 736 147 722, e-mail: vsetecka.jan@sasta.cz, SASTA CZ, a.s., Votroubkova 546/11, 620 00 Brno, www.sasta.cz

Ing. ZDENĚK BÍZA (technolog), tel: 00420 739 297 274, e-mail: biza@sasta.cz, SASTA CZ, a.s., Votroubkova 546/11, 620 00 Brno, www.sasta.cz

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

Fotodokumentace



Obrázek 1.: Konstrukce před opravou



Obrázek 2.: Stav před opravou



Obrázek 3.: Injektáž



Obrázek 4.: Betonáž dna

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno



Obrázek 5.: Betonáž stěn stříkaným betonem



Obrázek 6.: Stav po dokončení stěn



Obrázek 7.: Betonáž hlavy



Obrázek 8.: Aplikace hydroizolační stěrky

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno



Obrázek 9.: Nádrž po opravě



Obrázek 10.: Nádrž po opravě

18. – 20. 5. 2016

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno



Sborník recenzovaných přednášek
XXVI. mezinárodního symposia Sanace 2016

18. - 20. 5. 2016

Sdružení pro sanace
betonových konstrukcí
a
Ústav stavebního zkušebnictví,
Fakulta stavební, VUT v Brně

Vydavatel: Vysoké učení technické v Brně

Tisk: Tribun EU s.r.o., Cejl 32, Brno

Editor: Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.

Náklad: 130 ks

Rok vydání: 2016

ISBN 978-80-214-5340-1

