

Objednatel:



**Stavebně technický průzkum věžového objektu na
vodním díle Vidhostice**



Zpracoval:

Miroslav Gottwald
hlavní technik diagnostiky staveb

Schválil:

Doc. Ing. Jiří Dohnálek, CSc.
autorizovaný inženýr a soudní znalec

Praha, listopad 2020

1. Obsah

1. Obsah	2
2. Úvod	3
3. Stručný popis posuzovaného vodního díla	4
4. Výsledky stavebně technického průzkumu.....	5
4.1 Vizuální prohlídka posuzovaného vodního díla	6
4.1.1 Vizuální prohlídka věžového objektu	6
4.1.2 Vizuální prohlídka bezpečnostního přelivu.....	9
4.1.3 Vizuální prohlídka mostní konstrukce	11
4.2 Pevnost betonu v tlaku	13
4.3 Pevnost betonu v tahu povrchových vrstev	17
4.4 Korozní stav výztuže.....	18
4.5 Mrazuvzdornost betonu.....	19
4.6 Alkalická reakce kameniva	20
5. Celkové zhodnocení výsledků zkoušek a doporučení nápravných opatření	22
5.1 Věžový objekt.....	22
Doporučený sanační zásah pro věžový objekt	23
5.2 Bezpečnostní přeliv	25
Doporučený sanační zásah pro objekt bezpečnostního přelivu	26
5.3 Mostní konstrukce věžového objektu	27
Doporučený sanační zásah pro most věžového objektu	28

2. Úvod

Na základě objednávky firmy HG partner s.r.o. H20/014-1 byl dne 21.10.2020 proveden stavebně technický průzkum věžového objektu na vodním díle Vidhostice.

Stavebně technický průzkum byl koncipován tak, aby bylo možné předložit poznatky o kvalitě všech zkoumaných konstrukcí předmětného věžového objektu a současně definovat jejich rozsahy poškození. Předkládaná zpráva se zabývá objektem jak z vnějšího, tak i vnitřního líce. Součástí hodnocení stavu je i pole bezpečnostního přelivu, podpory mostu a mostovka.

Stavebně technický průzkum byl proveden v tomto znění:

- celoplošná vizuální prohlídka všech částí věžového objektu, stanovení rozsahu poruch, akustické trasování a fotodokumentace,
- odběr jádrových vývrtů o průměru cca 70 mm,
- stanovení pevnosti betonu v tlaku destruktivně na relevantních jádrových vývrtech, včetně stanovení objemové hmotnosti betonu,
- stanovení pevnosti betonu v tlaku nedestruktivně na povrchu jednotlivých hodnocených konstrukčních prvků,
- stanovení pevnosti betonu v tahu povrchových vrstev odtrhovou zkouškou,
- stanovení tloušťky krycí a zkarbonatované vrstvy betonu, včetně prognózy vývoje koroze výztuže,
- stanovení mrazuvzdornosti betonu podle ČSN 73 1326 – metoda A, na 75 zmrazovacích cyklů,
- ověření přítomnosti alkalické reakce kameniva v betonu uranylacetátovým testem,
- vypracování hodnotící zprávy o stavu všech konstrukčních prvků a doporučení sanačního zásahu.

Cílem stavebně technického průzkumu je především popsat co nej přesněji aktuální stav, kvalitu a rozsah poškození jednotlivých částí věžového objektu a na základě získaných informací doporučit taková nápravná opatření, která povedou ke stabilizaci objektu jako celku.

Předkládaná zpráva tak v tomto směru neřeší pouze formální charakterizaci kvality betonu či jeho korozního stavu výztuže, ale celkové koncepční zhodnocení věžového objektu a navržení takových opatření, která by projektantovi poskytla zřetelné vodítko při rozhodování o typu potřebného sanačního zásahu.

3. Stručný popis posuzovaného vodního díla

Předmětem stavebně technického průzkumu je věžový objekt vodního díla s bezpečnostním přelivem a mostní konstrukcí, která jej spojuje. Ten je součástí Vidhostické nádrže.

Mlýnecký potok, který protéká stejnojmennou vesnicí napájí vodní nádrž, která slouží mimo jiné jako chovný rybník. Udávaná rozloha Vidhostické vodní nádrže je 24,25 hektarů.

Věžový objekt je půdorysného tvaru obdélníku, jehož základní rozměry jsou 8,8 x 5,5 m, který je situován cca 25 m od koruny hráze. Sklon svahu hráze postupně navazuje na monolitický železobetonový bezpečnostní přeliv, situovaný pod mostní konstrukcí.



Foto celkový pohled z hráze vodního díla

Zkoumaný věžový objekt od úrovně hladiny až po výšku stropní desky je cca 8 m vysoký s tím, že nad hladinou vyčnívá ve výšce cca 2,2 m mostní konstrukce včetně monolitických železobetonových podpor, navazujících na oblé přelivné hrany bezpečnostního přelivu. Dno

bezpečnostního přelivu se nachází cca 10 m pod úrovní hladiny a umožňuje přeliv přetékaající vody směrem z konstrukce (v patě hráze).

Samotný věžový objekt je členěn ve dvou výškových úrovních, a to cca 5,8 m od horního líce stropní desky až po spodní líc stropu u regulačních šoupat bezpečnostního přelivu. Hloubka na dno věžového objektu z úrovně podlahy nadzemní části v této úrovni je cca 10 m.

Mostní konstrukce, která je uložena na koruně hráze a v místě úložného prahu má délku cca 25 m, šířku cca 3,5 m. Vynášena je trojicí svislých železobetonových obdélníkových podpor s délkou cca 5,9 m a šířkou cca 0,80 m. V rámci věžového objektu jsou svislé podpory v oblasti navázání na bezpečnostní přeliv kontaktně dobetonovány.

Zmiňovaný bezpečnostní přeliv je situován přímo pod mostní konstrukcí s přelivnými zaoblenými poli po obou stranách mostovky.

Mostní konstrukci, tedy hlavní nosné prvky, tvoří železobetonové nosníky v tloušťce cca 250 mm.

4. Výsledky stavebně technického průzkumu

Níže jsou v textu popsány metodiky jednotlivých provedených zkoušek a současně jejich výsledky. Z vytipovaných oblastí věžového objektu byly odebrány jádrové vývrty s cílem zachytit aktuální kvalitu a složení betonu, včetně typu poškození konstrukce, vedoucí k degradaci jejich povrchových vrstev. Odebrané jádrové vývrty tak byly bezprostředně podrobeny zkoušce pevnosti betonu v tlaku. Zároveň byla na tělesech provedena zkouška mrazuvzdornosti ČSN 73 1326 – metoda A. Současně byla v konstrukci ověřována kontaminace betonu reakčními gely alkalické reakce kameniva, a to jednoúčelovou fluorescenční metodou.

Provedené zkoušky probíhaly v souladu s českými normami, popř. s harmonizovanými tzv. evropskými normami. Některé zkoušky vycházejí z Technických podmínek pro sanace železobetonových konstrukcí TP SSBK III s využitím dlouhodobých zkušeností zpracovatelů stavebně technického průzkumu. Výsledky zkoušek jsou uvedeny v příložených tabulkách.

4.1 Vizuální prohlídka posuzovaného vodního díla

Základním a velmi důležitým parametrem pro stav konstrukce je jeho vizuální hodnocení, prohlídka. Vizuální prohlídka předmětných konstrukcí je níže rozdělena do 3 samostatných podkapitol. Jedna z podkapitol se zabývá samotným věžovým objektem, a to jak uvnitř, tak i z vnějšího líce. Další podkapitola se týká bezpečnostního přelivu a závěrečná část vizuální prohlídky se věnuje mostní konstrukci.

4.1.1 Vizuální prohlídka věžového objektu

Vizuální prohlídka vnějšího líce věžového objektu byla prováděna pomocí horolezecké techniky a současně byla kontrolována z menšího nafukovacího raftu, kde byla z úrovně hladiny vody obhlížena konstrukce především s ohledem na zjištěné defekty či rozsah koroze výztuže.

V rámci vizuální prohlídky tak byly na vnějším líci konstrukce zachyceny degradace betonu s hloubkou poškození od 5 mm do 10 mm, a to na ploše 16 m². Hlubší poškození konstrukce zejména v oblasti kolísání vodní hladiny byla zaznamenána na úrovni cca 22 m², a to s hloubkou poškození od 10 mm do 50 mm. Zejména v oblasti korodující výztuže jsou známky degradace hlubšího charakteru. Současně byly zachyceny na konstrukci hlubší defekty v místě odlomených hran konstrukce či v oblasti probíhající rozsáhlejší koroze výztuže s hloubkou poškození od 50 mm do 70 mm, a to na ploše 11 m².



Foto: narušení konstrukce degradací v místě kolísání vodní hladiny

Na vnějším líci věžového objektu byla dále zaznamenána koroze výztuže v celkovém rozsahu 19 m s korozními úbytky, pohybujícími se v intervalu od 2 do 4 mm, v lokálních oblastech však i na úrovni 6 mm. Dále byly zastiženy korodující rádlovací dráty, což se

projevuje na povrchu konstrukce v podobě bodové koroze, která zastupuje plochu na úrovni cca 12 % povrchu.

Akustické trasování povrchu prokázalo výskyt dutin na ploše cca 10 m². Jedná se především o oddělené krycí vrstvy betonu nad výztuží. Současně je zřejmé, že některé partie jsou hůře probetonovány, a to na ploše cca 12 m². Jedná se o defekty technologické nekázně z doby ukládky betonu do konstrukce. Špatně ztuhlé oblasti (hnízda) umožňují transport vlhkosti do konstrukce, tedy i k výztuži. Současně také umožňují rozsáhlejší rozvoj mrazové degradace povrchu.

Dále byly na konstrukci zachyceny trhliny, které především kopírují rastr svislé výztuže. Expanzní účinky korozních zplodin na výztuži postupně vedou k oddělování krycích vrstev. Šíře trhlin nepřesahuje 0,4 mm a jejich celková délka je cca 17 m.



Foto koroze výztuže v oblasti s odpadnutou krycí vrstvou betonu

Na konstrukci byla dále zaznamenána úsada mečů v celkovém rozsahu cca 20 % povrchu.

V čele objektu je zřejmé také oddělení části atiky obvodovou trhlinou, především v místě vzniklé pracovní spáry, která není dostatečně dotěsněna. Při obhlídce horního líce střešního pláště je zřejmé, že ten byl dodatečně obnoven a v současnosti nejeví známky zásadního poškození. Tímto stavem také bylo zabráněno dalšímu vnikání vlhkosti do konstrukce z horního líce. Na spodním líci konstrukčních prvků stropu (prefabrikované

panely) jsou zřejmé lokální průsaky z doby, kdy do konstrukce zatékalo. Vizuální prohlídka poté pokračovala vnitřním prostorem věžového objektu.

Na vnitřním líci zkoumaného objektu jsou celoplošně aplikovány vápenocementové omítky, jejichž tloušťka se pohybuje v intervalu od 10 do 18 mm. Ty jsou především nad úrovní podlahy zasaženy rozsáhlou vlhkostí a dochází tak postupně k jejich delaminaci. Zcela zásadní defekty jsou zaznamenány v oblasti prosvětlovacích výplňových prvků typu Copilit, které vykazují rozsáhlé poškození na úrovni minimálně 30 % povrchu. Jelikož tyto konstrukční prvky nezamezují zásadnímu pronikání mrazových cyklů a na konstrukci tak vznikají poměrně rozsáhlé teplotní spády, dochází k poškození především samotné okenní špalety, která vykazuje rozsáhlou degradaci na vnitřním líci konstrukce. Tato oblast je zasažena trhlinami a dutinami.

Lokální degradace je také zaznamenána na spodním líci stropní konstrukce, a to především vypadáváním záливkové malty mezi jednotlivými prefabrikáty. Tím, že je obnoven horní líc střešního pláště, nedochází k dalšímu poškozování konstrukce a lze hovořit o zastavení či stabilizaci stávající stropní desky. Nepříznivým faktorem uvnitř objektu je zvýšená vlhkost. Ta se projevuje především v místech rohů, kde lokálně vznikají plísň nebo dochází k výskytu některých defektů především zvýšenou korozí uvnitř konstrukčního prvku (sloupy).



Foto: lokální defekty uvnitř věžového objektu (nadmírná část)

Podlaha nadzemní části objektu je zasažena sítěmi všesměrných trhlin, které signalizují poškození a oddělení spádové mazaniny od podkladu.

Při prohlídce vnitřního líce části armaturního prostoru na úrovni dna bezpečnostního přelivu (u šoupat) nejsou na spodním líci stropní desky zřejmé významnější defekty. Obvodové stěny v této části objektu vykazují lokální průsaky, doplněné trhlinami a výskytem uhličitánových výluhů. Současně zde byla zachycena lokální koroze výztuže. Přesto nejsou stěny zásadně poškozeny.

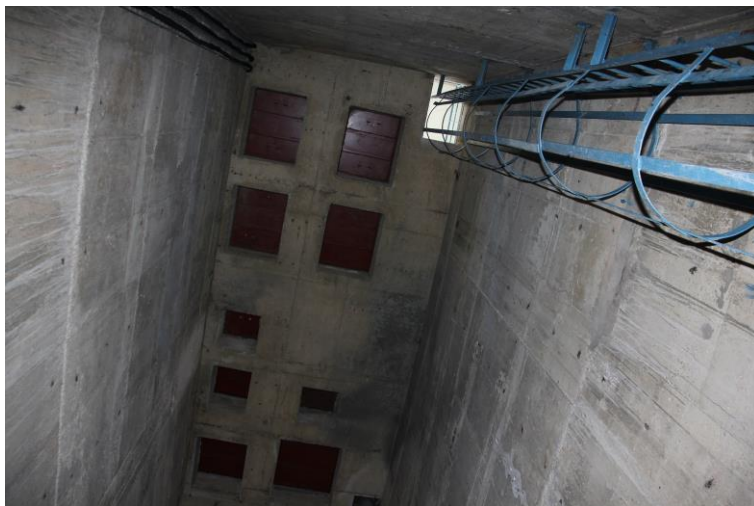


Foto lokální defekty uvnitř věžového objektu (podzemní část – armaturní prostor)

U nadzemní části objektu ve vnitřních prostorech je zřejmé, že některé ocelové prvky, především rámy u výplní typu Copilit jsou zasaženy poměrně značnou korozí. I když je objekt udržován obnovováním ochranných nátěrů, tak jsou zřejmé zásadní úbytky na těchto konstrukcích, které postupně vedou i k poškozování samotného betonu.

Samotná podesta v rámci regulace šoupat do bezpečnostního přelivu je mrazově poškozena především z horního líce, a to v rozsahu 100 % povrchu především do hloubky cca 5 mm. V těchto oblastech jsou také rozsáhlejší úsady mechů, a to na ploše 30 % povrchu. Do vnějšího líce stěny objektu je také fixován ocelový žebřík, který zpřístupňuje horní líc střešní konstrukce, vybavený po celé výšce ochranným košem. I tyto ocelové prvky jsou opatřeny ochranným nátěrem, kterým prostupuje koroze, prozatím bez zásadních úbytků materiálu.

4.1.2 Vizuální prohlídka bezpečnostního přelivu

Obě přelivné hrany bezpečnostního přelivu jsou zaobleny a jedná se o masivní stěny, které vykazují na svém povrchu stran vizuálního hodnocení především nedotěsněné pracovní spáry, kterými do konstrukce zatéká a vznikají zde výkvěty uhličitánových výluhů. To souvisí s tím, že se vyplavuje hydraulické pojivo z cementové matrice betonu. Rozsah trhlin i takto

nedotěsněných pracovních spár lze odhadovat na cca 28 m. Šíře těchto trhlin nepřesahuje 0,5 mm. Zmiňované trhliny jsou doprovázené uhličitánovými výluhy v celkovém rozsahu 12 m².



Foto: celkový pohled na přelivná pole bezpečnostního přelivu

Na povrchu přelivných ploch se vyskytují také úsady mechů v celkovém rozsahu 40 % povrchu. Za zcela zásadní lze považovat, že některé oblasti přelivných ploch jsou špatně probetonovány a vzniklá hnízda tak byla zaznamenána na ploše cca 15 % povrchu konstrukce.

Dále zde byly zaznamenány korodující rádlovací dráty (bodová koroze), a to v plošném rozsahu cca 20 % povrchu konstrukce. Prozatím v těchto oblastech nedochází k výraznému oddělování krycích vrstev. Dutiny zde byly zaznamenány v rozsahu cca 2 m².



Foto: trhliny a nedotěsněné pracovní spáry na přelivných plochách

Přelivná pole bezpečnostního přelivu jsou zasažena degradací do hloubky 5 mm na ploše 100 % povrchu. Svislé části stěn směrem do bezpečnostního přelivu, tedy do šachty odtoku, vykazují v místě kolísání hladiny poškození především v intervalu od 8 do 12 mm na ploše 20 m². Rozvoj degradace betonu podporuje současně i mrazové poškozování konstrukce.

Celkově lze však hodnotit, že stávající bezpečnostní přeliv je poměrně solidně zpracován a není zřejmé žádné zásadní poškození. Podstatou pro sanační zásah bude provést dotěsnění povrchové vrstvy, její obnovu a tím zajistit prodloužení životnosti stávajících konstrukčních prvků.

4.1.3 Vizuální prohlídka mostní konstrukce

V podélném směru konstrukce jsou uloženy hlavní nosné prvky v počtu 3 kusy vedle sebe. Mezi jednotlivými spárami vizuální prohlídka zaznamenala výluhy v celkové délce 5 m. Je zřejmé, že z horního líce do konstrukce zatéká. Při obhlídce horního líce konstrukce (nabetonávka) bylo zjištěno, že dochází v některých oblastech k jejímu úplnému rozpadu, a to na ploše cca 6 m². Současně je povrch celoplošně zasažen všesměrnými trhlinami, a to opět celoplošně. Je tedy zřejmé, že povrchové vrstvy se postupně od konstrukce oddělují a dochází k jejich úplnému rozpadu. To také souvisí s tím, že do konstrukce dlouhodobě zatéká, což ji v dalším střednědobém časovém horizontu může výrazněji poškodit.



Foto výluhy na spodním líci mostovky – stopy po zatékání do konstrukce

S mrazovou degradací také souvisí narušení zhlaví konstrukce, resp. boku nosných prvků, kde byla zachycena hloubka poškození až 8 mm, a to na ploše cca 5 m². Podobné poškození se vyskytuje také v případě zhlaví podpor mostovky, a to v celkovém rozsahu 20 % povrchu.



Foto poškození nabetonávky mostní konstrukce mrazovou degradací

U podpor také byly zaznamenány koroze výztuže v celkové délce 2 m s úbytky materiálu od 2 do 4 mm. Současně probíhá koroze i v bodových oblastech navázání rádlovacích drátů, a to v rozsahu 20 % povrchu. U těchto prvků byly dále zaznamenány hůře probetonované oblasti v celkovém rozsahu 6 m². Opět se jedná o defekty, které byly vytvořeny při ukládce betonu do konstrukce. Souvisí to s technologickou nekázní a tyto oblasti umožňují transport vlhkosti do vnitřních prostor konstrukce, tedy i k výztuži.

Akustická trasovací metoda zachytila na konstrukcích podpor dutiny v celkovém rozsahu 2,5 m². Jedná se především o oddělené krycí vrstvy betonu nad výztuží, kde expanze korozních zplodin na výztuži je natolik výrazná, že došlo k porušení povrchové vrstvy.

V místě podpory, která je kontaktně dobetonována k věžovému objektu, bylo zaznamenáno oddělení zhlaví konstrukce v místě uložení mostovky. Jedná se o oddělenou část zhlaví v celkovém rozsahu cca 0,9 m².



Foto defekty zhlaví stěny, sloužící jako úložný práh mostovky

4.2 Pevnost betonu v tlaku

Z předmětných konstrukcí obvodové stěny věžového objektu a bezpečnostního přelivu byly odebrány celkem čtyři jádrové vývrtky, situované v místě kolísání vodní hladiny (ve více poškozených partiích).

Jádrové vývrtky č. 1 a 2 byly odebrány z přelivného pole bezpečnostního přelivu, a to z boku konstrukce těsně nad stávající hladinou vody. Čela obou vývrtů vykazují poškození konstrukce vlivem degradace do hloubky až 10 mm. Na plášti vynesných jádrových vývrtů je zřejmý jemnozrnný beton, tvořený jak těžným říčním kamenivem, tak i lokálně drceným lomovým kamenivem převážně frakcí 4/8 a 8/16. Větší zrna kameniva na plášti vývrtů zcela absentují. Přesto je možné konstatovat, že i když se jedná o jemnozrnné betony, že kamenivo je rovnoměrně rozloženo na plášti vynesných jádrových vývrtů. Maltový tmel je velmi hutný a nevykazuje známky významnějších vzduchových pórů. Při odběru jádrových vývrtů byla ve vzdálenosti cca 100 mm zachycena výztuž o průměru 16 mm. Ta je korozně zcela intaktní. Hloubka zkarbonatované vrstvy, zjištěná na povrchu pláště jádrových vývrtů, je cca 12 mm. Jiné degradační procesy či poškození vývrtů není zcela zřejmé.



Foto vnesená tělesa jádrových vývrtů č 1 a 2

Jádrové vývrty č. 3 a 4 byly odebrány z vnějšího líce pláště věžového objektu, a to především v oblasti regulačních šoupat. Čela jádrových vývrtů jsou poškozena do hloubky cca 12 mm a fenolftaleinový test prokazuje, že hloubka poškození je na úrovni až 20 mm. Současně v těsných podpovrchových partiích byla zachycena výztuž ve vzdálenosti cca 35 mm o průměru cca 16 mm. Oblast uložení výztuže je také velmi špatně zhutněna a vykazuje zde dutiny. Výztuž je povrchově korozně napadena, přesto prozatím nejsou korozní úbytky na výztuži natolik velké, aby expanzní účinky korozních zplodin oddělily čelo betonu od výztuže. Beton je tvořen frakcemi kameniva 4/8 a 8/16, a to především těžného říčního, doplněného lomovým kamenivem. Na plášti obou vývrtů byla v lokálních oblastech také zachycena větší zrna o maximálním rozměru 25 x 40 mm a současně 20 x 50 mm. Jedná se pouze o dislokovaná kameniva v počtu 1 kus na každém vývrtu. V ostatních případech se jedná o jemnozrnné betony s převažující frakcí 4/8, resp. 8/16. Maltový tmel je velmi kvalitně zpracován, je hutný a nevykazuje známky zásadních vzduchových pórů. Současně na plášti vnesených jádrových vývrtů nebyly zachyceny žádné degradační procesy či jiné poškození.



Foto vnesená tělesa jádrových vývrtů č 3 a 4

Z vynesných jádrových vývrtů byla řezáním zhotovena zkušební válcová tělesa, která byla následně změřena a zvážena tak, aby na nich mohla být stanovena objemová hmotnost. Tělesa byla vyřezána z podpovrchových partií vynesných jádrových vývrtů. Následně byla okoncována speciální rychletuhnoucí sírovou směsí a odzkoušena na pevnost betonu v tlaku destruktivně v elektronicky řízeném hydraulickém zkušebním stroji EDT 1600.

Uvedené výsledky zkoušek se dle normativních odkazů běžně stanovují na válci o průměru 150 mm a výšce 300 mm. S ohledem na skutečnost, že takto velká tělesa nelze v mnoha případech z konstrukce odebírat, jsou u menších těles pomocí souboru výše uvedených zkoušek tyto výsledky kalibrovány a zařídovány a současně hodnoceny dle ČSN EN 13 791, postupu B, pro určení minimální charakteristické pevnosti betonu v tlaku v konstrukci dle ČSN EN 206.

Povrchové vrstvy všech zkoumaných konstrukčních prvků byly podrobeny nedestruktivnímu stanovení pevnosti betonu v tlaku metodou Maškova špičáku.

Metoda vychází ze zarážení speciálního ocelového sondovacího dláta dvaceti údery palice, jejíž hmotnost je 2 kg, pod povrch náhodně vybraného zkušebního místa. Hloubka vniku Maškova špičáku je měřeným parametrem, který se pomocí obecného kalibračního vztahu převádí na pevnost betonu v tlaku. Použitý obecný kalibrační vztah má toleranční meze ± 20 % a jeho přesnost je srovnatelná s metodou Schmidtova tvrdoměru podle ČSN 73 1373. Cílem nedestruktivních zkoušek je u všech zkoumaných konstrukčních prvků ověřit jejich aktuální povrchovou pevnost a současně homogenitu povrchové vrstvy konstrukce.

Přehledová tabulka výsledků zkoušek pevnosti betonu v tlaku

Konstrukce - povrch	Nedestruktivně stanovená pevnost	Odpovídající třída betonu	Destruktivně stanovená pevnost	Odpovídající třída betonu	Objemová hmotnost
	[MPa]		[MPa]		[kg/m ³]
Vnější líc obvodové stěny - nad hladinou	36,6	C 25/30	15,78	C 16/20	2271
Vnější líc obvodové stěny - pod hladinou	20,3	C 16/20			
Pole bezpečnostního přelivu	25,4	C 20/25	30,44	C 35/45	2326
Podpěra mostu - nad hladinou	33,3	C 20/25	Nehodnoceno	-	-
Podpěra mostu - pod hladinou	23,8	C 20/25			
Mostovka (nosníky)	29,6	C 20/25	Nehodnoceno	-	-

Upozorňujeme, že z dlouhodobých zkušeností víme, že při vyhodnocování výsledků pevnosti betonu v tlaku v konstrukci jsou výsledky u menších průměrů těles mírně podhodnocovány v řádu cca 15 %. Je to dáno především tím, že s kumulací zrn kamene uvnitř jádrového vývrtu v lokálních oblastech dochází ke zvýšení, resp. ke zpevnění konstrukce. Naopak oblasti, kde kamenivo téměř absentuje, mají velmi nízké hodnoty pevnosti betonu v tlaku. Důležitým parametrem při stanovení pevnosti betonu v tlaku je tak i minimální rozměr kameniva vůči průměru tělesa. Jednotlivé zkoušky jsou pak kalibrovány v rámci souboru provedených zkušebních postupů.

Na základě výše uvedených výsledků zkoušek lze konstatovat, že se jedná o vyhovující hodnoty. Po dobu expozice zkoumaných konstrukčních prvků v tomto prostředí došlo k nepatrnému snížení mechanických vlastností betonu, a to především v oblastech, kde dochází ke kolísání vodní hladiny. Konstrukce jsou z hlediska pevnosti betonu v tlaku nadále využitelné, ovšem s cíleným typem sanačního zásahu, který by je dlouhodobě stabilizoval.

4.3 Pevnost betonu v tahu povrchových vrstev

Pevnost v tahu povrchové vrstvy byla ověřována odtrhovou zkouškou. Na očištěný povrch (nejlépe obroušený diamantovým brusným kotoučem) se nalepí zkušební terč o velikosti 5 cm x 5 cm epoxidovým lepidlem. Po vytvrzení lepidla se ke zkušebnímu terči připojí hydraulická aparatura Dyna Z 16, která vyvozuje tahovou sílu kolmou k podkladu a registruje její úroveň na mezi porušení. Důležitým parametrem jsou jednak zjištěné výsledky v MPa a dále lomová plocha zkoumaná na zkušebním terči.

Tahová pevnost povrchové vrstvy betonu umožňuje identifikovat její aktuální kvalitu a současně některé degradační procesy, probíhající v těsných podpovrchových partiích, které nejsou vizuálně zřetelné.

Současně je tato metoda využívána v rámci souboru zkoušek jako prvek kalibrace některých výsledků. Pokud uvažujeme, že poměr mezi pevností v tahu k pevnosti betonu v tlaku je u běžného konstrukčního betonu na úrovni 1:15, můžeme z uvedených tahových pevností přepočtem odvodit pevnosti tlakové (orientačně).

Pevnost v tahu povrchových vrstev byla provedena na vnějším líci obvodové stěny věžového objektu, a to v úrovni pod a nad hladinou. Dalším zkušebním místem bylo pole bezpečnostního přelivu. U podpěry mostu byla tahová pevnost povrchových vrstev ověřována pouze v úrovni nad hladinou.

Níže uvedená tabulka uvádí průměrné hodnoty tahové pevnosti povrchů zkoumaných konstrukcí.

Zkušební místo	Průměrná pevnost betonu v tahu povrchových vrstev [MPa]
Vnější líc obvodové stěny - nad hladinou	2,08
Vnější líc obvodové stěny - pod hladinou	1,27
Pole bezpečnostního přelivu	2,20
Podpěra mostu - nad hladinou	2,19

Zjištěné výsledky korespondují s hodnotami zjištěnými nedestruktivně na povrchu předmětných konstrukcí. Z hlediska tahových pevností jsou povrchové vrstvy způsobilé pro cílený typ sanačního zásahu.

4.4 Korozní stav výztuže

V přístupných povrchových oblastech všech zkoumaných konstrukčních prvků bylo provedeno stanovení tloušťky krycí vrstvy betonu nad výztuží. Ke stanovení byl použit magnetický indikátor výztuže Profoscope (Proceq, Švýcarsko), který umožňuje stanovit tloušťku krycí vrstvy betonu nad výztuží s přesností ± 1 mm. Tloušťka zkarbonatované vrstvy byla stanovována kolorimetrickým testem tak, že na prach, vynášený při příklepovém vrtání, bylo sprejem aplikováno kolorimetrické činidlo – fenolftalein. Tloušťka zkarbonatované vrstvy je indikována stavem, kdy dojde k barevnému přechodu vynášeného prachu na temně fialovou. V tomto okamžiku je zastaveno vrtání a hloubka návrtu je považována za tloušťku zkarbonatované vrstvy.

Porovnáním souboru tloušťky krycí a zkarbonatované vrstvy umožňuje posoudit, zda se výztuž nachází již ve zkarbonatované oblasti, či je dosud v alkalickém betonu, jehož alkalitou je pasivována a chráněna před rozběhem koroze výztuže. Porovnání obou souborů tedy umožňuje posoudit korozní stav i v oblastech, které nejsou dosud vizuálně poškozeny oddělením krycích vrstev.

V níže uvedené tabulce jsou zaznamenány jednotlivé hodnoty, na jejichž základě lze prognózovat vývoj koroze výztuže i v oblastech, které prozatím nejsou vizuálně poškozeny.



Foto koroze výztuže v oblasti kolísání vodní hladiny – věžový objekt

Konstrukce - povrch	Veličina	min [mm]	max [mm]	Průměrná hodnota [mm]	Stav ochrany výztuže alka-litou betonu
Vnější líc obvodové stěny - nad hladinou	krytí	19	46	33,3	Výztuž není chráněna
	karbonatace	22	31	26	
Vnější líc obvodové stěny - pod hladinou (v místě kolísání)	krytí	13	46	31,3	Výztuž není chráněna
	karbonatace	37	65	49,8	
Pole bezpečnostního přelivu	krytí	48	64	54,2	Výztuž chráněna částečně
	karbonatace	16	27	21,2	
Podpěra mostu - nad hladinou	krytí	12	20	15,4	Výztuž není chráněna
	karbonatace	14	17	15,5	
Podpěra mostu - pod hladinou (v místě kolísání)	krytí	12	20	15,4	Výztuž není chráněna
	karbonatace	20	31	25,8	
Mostovka (nosníky)	krytí	20	35	28,3	Výztuž není chráněna
	karbonatace	18	31	24,6	

Z výše uvedených výsledků zkoušek vyplývá, že aktuální korozní stav výztuže u všech zkoumaných konstrukcí je z hlediska korozní stability nevyhovující, neboť prakticky veškerá výztuže se již nachází ve zkarbonatované oblasti betonu, kde není jeho alkalitou chráněna před rozběhem koroze výztuže.

4.5 Mrazuvzdornost betonu

Mrazuvzdornost betonu je mimořádně podstatným parametrem z hlediska nejen jeho životnosti, ale především v případě, má-li být povrch betonu jakkoliv sanován. Reprofilační vrstvy totiž podstatným způsobem omezí transport vlhkosti v sanovaném konstrukčním prvku a velmi často dochází pod hutnou, nově provedenou reprofilační vrstvou ke zvýšené kumulaci v kapilárním pórovém systému betonu. Pokud je tento podklad nemrazuvzdorný, dochází

velmi záhy k postupné delaminaci nově provedených povrchových vrstev a k jejich následnému odpadávání. Obecně tedy platí, že pokud podklad není mrazuvzdorný, nelze k němu nově zbudované reprofilační vrstvy spolehlivě a dlouhodobě kotvit adhezí a je nezbytné provést kotvení mechanické.

Princip zkoušky mrazuvzdornosti betonu byl hodnocen podle ČSN 73 1326 na 75 zmrazovacích cyklů (metoda A). Zkouška se provádí tak, že se z čela vynesného jádrového vývrtu odřízne cca 50 mm tlustá povrchová vrstva, která se čelní stranou ponoří do 5 mm vrstvy tříprocentního roztoku chloridu sodného ve vodě. Takto exponované těleso se vystaví vždy 25 zmrazovacím cyklům v automatické zmrazovací aparatuře. Po ukončení 25 zmrazovacích cyklů se roztok slijí a odpad, který se z povrchu tělesa oddělil, se vysuší a následně zváží. Odpad se přepočítá v g/m^2 . Standardním kritériem pro mrazuvzdorný beton je, že jeho odpad po 75 zmrazovacích cyklech musí být větší než 1.000 g/m^2 . Betony s větším odpadem jsou ve smyslu citované normy považovány za nemrazuvzdorné.

Přesto je třeba zdůraznit, že mechanické vlastnosti betonu, tedy i vysoká kvalita betonu, v žádném případě neindikují a nekorelují s vysokou mrazuvzdorností. Obecně platí, že mimořádně hutné a pevné betony jsou nemrazuvzdorné a naopak betony nižších tříd, přiměřeně provzdušněné, mají vynikající mrazuvzdornost.

Zkoušce mrazuvzdornosti betonu byly podrobeny celkem čtyři tělesa. Vzorky pochází z pole bezpečnostního přelivu (JV1, JV2) a z vnějšího líce obvodové stěny věžového objektu (JV3, JV4).

U JV3 došlo k rozpadu tělesa již po 25 zmrazovacích cyklech. U JV 1 a JV4 nastalo rozpadnutí těles po 50 zmrazovacích cyklech.

Na základě výše uvedených výsledků zkoušky lze jednoznačně konstatovat, že posuzované konstrukce (pole bezpečnostního přelivu a obvodové stěny věžového objektu) jsou vystaveny z nemrazuvzdorného betonu a při plánování sanačního zásahu je nezbytné na tuto skutečnost brát dostatečný zřetel.

4.6 Alkalická reakce kameniva

Obsah alkálií (obsah sodíku a draslíku) v betonu je jedním z rozhodujících faktorů, který ovlivňuje riziko vzniku alkalické reakce kameniva v betonu. Reálné stanovení obsahu alkálií v betonu však komplikuje celá řada skutečností. Tam, kde je beton vystaven působení deště

nebo jiných zdrojů vody, může být obsah alkálií výrazně snížen dlouhodobým vyluhováním. Podobně, pokud byl beton vystaven transportu vlhkosti, např. na jedné straně byl konstrukční prvek zavlhčován a na druhé spíše vysoušen, mohlo dojít v jedné oblasti k redukci obsahu alkálií, naopak v druhé k jejímu zvýšení. Rozdílné názory panují, pokud se týká vlivu alkálií, obsažených v rozmrazovacích solích. V tomto ohledu je tedy nejspolehlivějším postupem odběr vzorků betonu z takové hloubky pod povrchem, kam objektivně posypové soli nemohly proniknout.

Obsah alkálií dále mohou zvyšovat alkálie, obsažené v různých typech kameniva, např. v živici. Pokud existuje podezření, že alkálie mohou být přítomny v minerálech kameniva, doporučuje se, aby bylo z hlediska obsahu alkálií analyzováno separátně kameniva, a to zejména jemné frakce. Naopak některé typy kameniva mohou alkálie absorbovat. Výrazný vliv a obsah alkálií v betonu mohou mít dále přísady popílku a jemně mleté vysokopecní strusky v betonu.

Posouzení vlivu těchto příměsí vyžaduje, aby byl k dispozici jejich hmotnostní podíl, obsažený v betonu a stanovený obsah alkálií se s ohledem na tyto skutečnosti mohl redukovat.

Současně je nezbytné si uvědomit, že alkálie se v betonu vyskytují od prvopočátku. Identifikace reakčního gelu je tak nezbytné provádět porovnáním výsledků ověřovací fluorescenční metody s výsledky laboratorních zkoušek.

Posouzení přítomnosti alkalické reakce kameniva v betonu bylo provedeno fluorescenční metodou podle AASHTO-T-299-93. Test se provádí na odebraných vzorcích z konstrukce tak, aby vnikla čerstvá lomová plocha zkoumaného vzorku. Tento je opláchnut vodou a na něj je nanesen roztok octanu uranylu, kterým je možné detekovat reakční produkty alkalické reakce kameniva, tzv. reakční gely. Roztok se nechá reagovat po dobu 3 až 5 minut. Potom je opláchnut vodou a následně je vzorek nasvícen UV lampou vlnové délky 254 nm. Přítomnost ASR gelu se projeví žlutozelenou fluorescencí.

Pokud je detekce ASR výše uvedenou metodou neúspěšná a přesto konstrukce vykazuje typické poruchy, může se jednat o stav, kdy k reakci došlo již v uplynulém čase a nyní je z konstrukce postupně vyluhována.

Z odebraných jádrových vývrtů byla zhotovena zkušební tělesa, která byla podrobena orientační zkoušce přítomnosti alkalicko-křemičitých gelů fluorescenční metodou. **Žádné z těles nevykazuje navázání reakčních gelů. Je tedy zcela zřejmé, že konstrukce není kontaminována alkalickou reakcí kameniva.**

5. Celkové zhodnocení výsledků zkoušek a doporučení nápravných opatření

Na základě provedeného stavebně technického průzkumu věžového objektu Vidhostice jsou níže shrnuty výsledky diagnostických prací a současně doporučeny jednotlivé typy sanačních zásahů.

5.1 Věžový objekt

- Přehledová tabulka poruch zjištěných na vnějším líci věžového objektu.

Celkový součet poruch na vnějším líci věžového objektu	
Degradace betonu 5-10 mm	16 m ²
Degradace betonu 10-50 mm	22 m ²
Degradace betonu 50-70 mm	11 m ²
Dutiny	10 m ²
Hůře probetonované oblasti	12 m ²
Trhliny do 0,4 mm	17 m
Koroze výztuže (korozní úbytky)	19 m (2-4 lok. 6mm), 12 % povrchu rádlovací dráty
Úsady mechu	20 % povrchu

- Dále je patrné oddělení části atiky obvodovou trhlinou v místě pracovní spáry, která je nedostatečně dotěsněna. Trhlina vzniká nejspíše z důvodu kontaktního dobetonování horní mazaniny střešního pláště.
- Střešní plášť (z horního líce) nejeví známky jakéhokoliv poškození. Na spodním líci je však patrné lokální poškození, a to vypadání zálivkové malty.
- Vnitřní prostory věžového objektu vykazují zvýšenou vlhkost, což se projevuje plísněmi a má to negativní vliv na probíhající korozi uvnitř konstrukčních prvků, včetně zámečnických. U omítky dochází vlivem vztlínání vlhkosti k jejímu poškození.
- Prosvětlovací prvky typu Copilit jsou poškozeny v rozsahu cca 30 % povrchu, a to včetně okolní špalety.

- Spodní líc stropní konstrukce armaturního prostoru věžového objektu je bez patrného poškození. Stěny armaturního prostoru nevykazují žádné zásadní poškození, přesto se na jejich povrchu vyskytují trhliny, průsaky, které jsou doprovázeny uhličitánovými výluhy a také lokální koroze výztuže.
- Vnější podesta (regulace šoupat) je celoplošně mrazově poškozena a na jejím povrchu se nachází úsada mechů na ploše cca 20 % celkového povrchu.
- Stanovená pevnost betonu v tlaku na jádrových vývrtech z povrchu vnějšího líce obvodových stěn věžového objektu odpovídá pevnostní třídě betonu C 16/20. Pevnost povrchových vrstev odpovídá pevnostním třídám C16/20 (pod hladinou) a C 25/30 (nad hladinou) podle platné ČSN EN 206. Kvalita povrchových vrstev je v souladu s tahovými pevnostmi povrchových vrstev, které byly ověřeny odtrhovou zkouškou. **Stávající konstrukce jsou způsobilé pro typologicky vhodný sanační zásah.**
- **Z hlediska predikce koroze výztuže lze konstatovat, že u věžového objektu probíhá uvnitř všech konstrukcí koroze výztuže. Prozatím nedošlo k výraznějšímu oddělení krycí vrstvy betonu nad výztuží.**
- **Věžový objekt je vystaven z nemrazuvzdorného betonu. Na tuto skutečnost je potřeba brát při plánování sanačního zásahu dostatečný zřetel.**
- Provedené ověření přítomnosti alkalické reakce kameniva v betonu prokázalo, že konstrukce není kontaminována reakčními gely. Konstrukce je způsobilá pro celkovou sanaci.

Doporučený sanační zásah pro věžový objekt

Zkoumaný věžový objekt vykazuje řadu defektů, které souvisí s degradačními procesy především mrazového charakteru. **Podstatnou informací před zahájením jakýchkoliv sanačních prací je skutečnost, že konstrukce není vystavěna z mrazuvzdorného betonu.** Nejvíce problematické jsou tedy oblasti kolísání vodní hladiny, kde hloubky degradace jsou zcela zřejmé a poměrně rozsáhlé, současně doplněné odhalenou výztuží, která je korozně napadena.

V tomto případě je tedy třeba počítat s typologicky koncipovaným sanačním zásahem, a to nejen s ohledem na výskyt viditelných trhlin, ale především na nemrazuvzdornost podkladního betonu.

Cílem samotného sanačního zásahu by mělo být dotěsnění stávajících povrchových vrstev, a to i za předpokladu, že hutné reprofilační vrstvy v tomto směru omezí transport vlhkosti z konstrukce ven. To je z hlediska životnosti i současného poznání o stavu konstrukce v rámci navrhovaných opatření nevyhovující.

Z hlediska nemrazuvzdornosti betonu je podstatné maximálně omezit transport vsakující se vody nebo tajícího sněhu do konstrukce. Proto difúze vodní páry pro navrhované materiály je podstatná a řeší tak funkčnost či úspěšnost provedeného sanačního zásahu.

V tomto směru je nezbytné řešit sanační zásah takovým způsobem, aby reprofilační vrstva měla menší podíl polymerních přísad a umožňovala tak difúzi vodní páry.

Vizuální prohlídka zachytila na povrchu konstrukce smršťovací trhliny, nebo trhliny, probíhající nad horní osnovou výztuže, která je uvnitř konstrukčního prvku korozně napadena. V rámci jakékoliv sanace je nezbytná kvalitní předúprava povrchu vysokotlakým vodním paprskem, kterému předchází mechanické obourání všech nesoudržných partií. Účinnost předúpravy povrchu doporučujeme ověřit na referenčních plochách. Běžně se u těchto konstrukcí používají tlaky minimálně 800 barů, které umožňují v současném stavu zcela legitimně konstrukci citlivě vypreparovat a zlepšit adhezi nově zbudovaných povrchových vrstev.

Podstatnou informací však je, že s ohledem na nemrazuvzdornost betonu nelze z dlouhodobého hlediska provést standardní sanační zásah s kotvením povrchové vrstvy adhezí a je nezbytné provést mechanicky kotvenou sanaci za pomoci mechanicky kotveného přibetonování.

Po předúpravě povrchu je nezbytné trhliny pod šířku 0,5 mm dotěsnit např. těsnicí krystalizační přísadou, nebo nízkoviskózní epoxidovou zálivkou. Současně je možné počítat s tím, že mechanicky kotvená sanace bude provedena pouze v oblasti kolísání vodní hladiny. Při plánování tohoto kroku je však nezbytné brát v úvahu, že rozsah kolísání vodní hladiny je značný a tak sanace musí být provedena pod úrovní pomyslné rysky, a to minimálně 50 cm v obou směrech.

Je nezbytné si uvědomit, že všechny zkoumané konstrukční prvky jsou dožité a pro jejich celkovou revitalizaci je nutné počítat s plošnými sanacemi, nejlépe mechanicky kotvenými, případně mechanicky kotvenou přibetonávkou konstrukce.

Po předúpravě povrchu, mechanickém obourání nesoudržných partií je nezbytné odhalenou výztuž očistit od korozních zplodin a na její povrch pak aplikovat vhodný antikoroziční nátěr nebo adhezni můstek s inhibitory koroze. Teprve poté je možné provést fixaci subtilních KARI sítí (rastr ok cca 40 x 40 mm a průměr sítě cca 1,2 mm), pomocí minimálně pěti ocelových trnů (kotev)/m². Tloušťka sanovaných ploch se řídí podle stupně vlivu prostředí dle ČSN EN 206 nebo podle požadované tloušťky projektem. Skutečnost, že konstrukce je vystavěna z nemrazuvzdorného betonu, je podstatná a dlouhodobě neumožňuje kotvit k povrchu spolehlivě žádné reprofilační vrstvy adhezí.

U některých trhlin, např. v místě obvodové trhliny oddělené atiky, je možné provést takový sanační zásah, který by konstrukci stabilizoval. V tomto případě se nabízí sesponování konstrukce, kdy je výztuž vkládána do předem mechanicky vybouraných drážek (řezy úhlovou bruskou), přesahujících trhlinu po obou stranách v délce cca 150 mm. Osová vzdálenost těchto drážek musí být cca 250 mm.

5.2 Bezpečnostní přeliv

- Přehledová tabulka defektů, zastižených na povrchu objektu bezpečnostního přelivu.

Celkový součet poruch na bezpečnostním přelivu věžového objektu	
Degradace betonu do 5 mm	100 % povrchu
Degradace betonu na svislých stěnách 8-12 mm	20 m ²
Celkové délky trhlin (do 0,5 mm), nedotěsněné pracovní spáry	28 m
Dutiny	2 m ²
Hůře probetonované oblasti	15 % povrchu
Uhličitánové výluhy	12 m ²
Koroze výztuže (korozní úbytky)	bodová koroze rádlovacích drátů – 20 % povrchu
Úsady mechu	40 % povrchu

- Stanovená pevnost betonu v tlaku na jádrových vývrtech z povrchu objektu bezpečnostního přelivu odpovídá pevnostní třídě betonu C 35/45. Pevnost povrchových vrstev odpovídá pevnostní třídě C 20/25 podle platné

ČSN EN 206. Zjištěné výsledky povrchových vrstev odpovídají také tahovým pevnostem povrchových vrstev, ověřovaných odtrhovou zkouškou. **Konstrukce jsou z hlediska pevnosti nadále využitelné, avšak jejich životnost je ovlivněna i jinými degradačními procesy.**

- Z hlediska predikce koroze výztuže lze konstatovat, že u konstrukcí bezpečnostního přelivu částečně probíhá koroze výztuže. Prozatím expanze korozních zplodin není natolik výrazná, aby došlo k razantnějšímu oddělení krycí vrstvy betonu nad výztuží.
- **Bezpečnostní přeliv je vystavěn z nemrazuvzdorného betonu. Na tuto skutečnost je potřeba brát při plánování sanačního zásahu dostatečný zřetel.**
- Provedené ověření přítomnosti alkalické reakce kameniva v betonu prokázalo, že konstrukce není kontaminována reakčními gely. Konstrukce je způsobilá pro potřebný sanační zásah.

Doporučený sanační zásah pro objekt bezpečnostního přelivu

Pro všechny zkoumané konstrukční prvky vodního díla platí, že konstrukce jsou vystavěny z nemrazuvzdorného betonu. Je třeba počítat s tím, že konstrukce je nasycena vodou a v kapilárním pórovém systému betonu, kde se především v zimním období vytváří led, který postupně svými expanzními účinky poškozuje konstrukci degradací.

I v tomto případě doporučujeme konstrukci v oblasti přelivných polí (kontaktní oblasti s vodou, kde je nutno počítat s výškou kolísání vodní hladiny) nově opatřit mechanicky kotvenou sanací. Při volbě materiálu je tedy nezbytné postupovat velmi obezřetně a počítat s tím, že použité materiály musí být difúzně propustné (podle typu materiálu).

Současně se nabízí i druhá varianta sanačního zásahu u bezpečnostního přelivu, kde je možné uvažovat i o lokálních opravách degradovaných pozic (mimo oblast kolísání hladiny – zde výhradně mechanicky kotvit) a dotěsnění povrchové vrstvy provést např. epoxidovým, vodou ředitelným nátěrem, který by povrchové vrstvy stabilizoval. **Tento krok má však omezenou životnost na úrovni cca 6 – 8 let.**

Především se doporučuje celoplošná sanace, která bude vývoj poruch na konstrukci stabilizovat v požadovaném časovém horizontu. Mechanicky kotvená sanace má šanci na úspěšnost prodloužením životnosti konstrukce o cca 20 let.

Při volbě vhodné sekundární ochrany povrchu a její spolehlivosti je nezbytné mít na paměti, že difúze pro epoxidové nátěry by měla být na úrovni $0,000082 \times 10^{-9}$. Předpokládá se, že pro provedení opravy či fungování samotného nátěru na horním líci zmiňované konstrukce je nezbytná difúzní propustnost nově aplikovaného materiálu na úrovni $S_{d, H_2O} < 1,0 \text{ m}$.

Případné trhliny v konstrukci s viditelnými výluhy či průsaky budou utěsněny tlakovou injektáží na cementové, resp. epoxidové bázi. Všechny užití hmoty mají za úkol tvořit ucelený kompatibilní systém (pokud možno od jednoho výrobce). U menších trhlin s šířkou do 0,5 mm se doporučuje provedení dotěsnění rychletuhnoucím těsnicím tmelem z krystalizační přísadou, např. Xypex Patch'n Plug. Těsnění se provádí tak, že se v oblasti trhliny vysekají mechanicky žlábků, do kterých je vytvořená kaše vtlačována. V místě kotvení ocelových prvků nebo v místě nebezpečí pohybu spáry bude trhlina převrstvena pomocí materiálu na bázi MS polymerů v minimální tloušťce 1 mm.

Co se týká širších trhlin, lze považovat za jediné možné řešení jejich sešití. Ke kotvení příčně uložených trhů slouží thixotropní kotvicí cementové malty s omezenou rozpínavostí. Do spár, vytvořených ve vzdálenosti cca 250 mm, se vkládá helikální nebo žebírková výztuž, jejíž délka je cca 300 mm a minimálně průměr 6 mm. I v tomto případě se trhlina vyplňuje pomocí těsnících speciálních maltovin na bázi tmelu s přísadou krystalizačních látek.

5.3 Mostní konstrukce věžového objektu

- Na spodním líci nosníků mostu byly zaznamenány výluhy v celkové délce 5 m. Z horního líce mostovky došlo k rozpadu spádové mazaniny na 6 m^2 a její povrch je celoplošně zasažen všesměrnými vlasovými trhlinami. Dále je patrné mrazové poškození v případě boku nosných prvků, které se projevilo odpadnutím 5 m^2 .
- U zhlaví podpor mostovky je mrazová degradace na 20 % plochy s hloubkou poškození do 8 mm.

- Dále je u podpor mostní konstrukce viditelná koroze výztuže v rozsahu 2 m a s korozními úbytky na úrovni 2 – 4 mm. Na víc dochází k bodové korozi rádlovacích drátů, a to na 20 % plochy. Dutiny u podpor jsou na ploše cca 2,5 m².
- V případě hůře probetonovaných oblastech je rozsahu 6 m². V místě podpory, která je kontaktně dobetonována k věžovému objektu, došlo k oddělení zhlaví konstrukce v místě uložení mostovky. Oddělená část je na ploše 0,9 m².
- Pevnost betonu v tlaku u podpory mostu odpovídá pevnostní třídě C 20/25 podle platné ČSN EN 206. Zjištěné výsledky kvality povrchových vrstev odpovídají také tahovým pevnostem povrchových vrstev, zjištěné odtrhovou zkouškou. **Konstrukce jsou z hlediska pevnosti nadále využitelné, avšak jejich životnost je ovlivněna i jinými degradačními procesy.**
- Z hlediska predikce koroze výztuže lze konstatovat, že u podpory mostu a nosníku mostovky probíhá koroze výztuže. Prozatím nedošlo k výraznějšímu oddělení krycí vrstvy betonu nad výztuží. **Z dlouhodobého hlediska se jedná o nevyhovující stav, který je třeba řešit cíleným sanačním zásahem.**

Doporučený sanační zásah pro most věžového objektu

V rámci provedeného průzkumu je zřejmé, že do mostní konstrukce z horního líce dlouhodobě zatéká. Povrchové vrstvy nadbetonávky jsou značně poškozeny trhlinami. Současně tyto vrstvy vykazují poměrně rozsáhlé sítě trhlin a dutin. Považujeme za nezbytné tuto povrchovou vrstvu z konstrukce odstranit, a to pomocí mechanického bourání nebo odfrézování. Podstatou celého sanačního zásahu tak bude obnova horní pečetící vrstvy, resp. hydroizolační vrstvy nad nosnou mostní konstrukcí. Ze spodního líce jsou zřejmé lokální oblasti s výluhy, kde do konstrukce dlouhodobě zatéká. Pro úspěšnost samotného sanačního zásahu je nezbytné tyto jevy zcela zastavit a omezit jakékoliv vnikání vody do konstrukce. Poté se doporučuje povrchové vrstvy mostní konstrukce, resp. jejich pojížděnou část nově opatřit vhodným cemento-betonovým krytem, nebo živичným povrchem.

Co se týká spodní stavby mostu, je nezbytné uvažovat obdobně jako u věžového objektu, nebo bezpečnostního přelivu. **I zde se nabízí dvě možnosti provedení oprav. Za**

vhodnou a z hlediska životnosti spolehlivou alternativu doporučujeme celoplošně mechanicky kotvenou sanaci.

Nelze však opomenout, že i provedení lokálně mechanicky kotvené sanace, především v místě kolísání vodní hladiny je možné doplnit lokálními adhezně kotvenými opravami, a to především pod úrovní stálé hladiny vody.

I když nebyly na konstrukci zachyceny korodující výztužné pruty, je možné, že při předúpravě povrchu betonu budou tyto části výztuže odhaleny. V tomto případě je nezbytné vždy provést mechanické obourání odhalené výztuže, její zbavení korozních zplodin a následně očištěnou výztuž opatřit vhodným antikoročním nátěrem nebo adhezním můstkem s inhibitory koroze. Teprve poté je možné aplikovat reprofilační vrstvy na povrchu konstrukce.

Na paměti je však nezbytné mít, že jakékoliv adhezně kotvené materiály na povrch nemrazuvzdorného betonu mají omezenou životnost v řádu 6 až 8 let, kdy dojde k projevu dalších defektů v podobě degradace betonu a odpadnutí povrchové vrstvy. Pod provedenou novou reprofilační vrstvou totiž nadále dochází k degradaci betonu (lze využít pouze pod stálou hladinou).

Především se doporučuje celoplošná sanace, která bude vývoj poruch na konstrukci stabilizovat v požadovaném časovém horizontu. Mechanicky kotvená sanace má šanci na úspěšnost prodloužením životnosti konstrukce o cca 20 let.

Podstatným krokem v oblasti mostovky je v místě úložného prahu viditelný rozpad horní oblasti zhlaví pilíře. Tuto část konstrukce doporučujeme mechanicky obourat, fixovat výztuž (sítě) a dobetonovat. Opět je nezbytné mít na paměti všechny degradační procesy, kterými je konstrukce zasažena.