

Objednatel:

HG partner, s.r.o.
Smetanova 200
250 82 Úvaly

**Stavebně technický průzkum na akci
„VD Předměřice nad Labem,
oprava jezu“**

Zpracoval:

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



Praha, červenec 2017

1. Úvod

Předkládaný stavebně technický průzkum byl proveden na základě objednávky projekční a inženýrské kanceláře AG partner, s.r.o., Smetanova 200, 250 82 Úvaly z 27. dubna 2017. Cílem prací bylo co nejprůkazněji charakterizovat aktuální stav železobetonových konstrukčních prvků na vodním díle Předměřice, a to zejména z hlediska jejich další využitelnosti a možnosti jejich sanace.

Rozsah prací vycházel z předem odsouhlasené věcné a cenové nabídky a sestával z těchto položek:

- odběr jádrových vývrtů o průměru cca 54 mm,
- stanovení pevnosti v tlaku na tělesech zhotovených z jádrových vývrtů,
- stanovení kvality a homogenity betonu nedestruktivně metodou Maškova špičáku,
- test alkalické reakce kameniva, průkaz přítomnosti alkalicko-křemičitých gelů na jádrových vývrtech,
- stanovení mrazuvzdornosti betonu podle ČSN 73 1326,
- stanovení pevnosti v tahu povrchových vrstev betonu – odtrhové zkoušky,
- stanovení tloušťky krycí vrstvy betonu nad výztuží,
- stanovení tloušťky zkarbonatované vrstvy,
- závěrečná zpráva s doporučením pro sanaci.

Zpracovatel průzkumu neměl žádné textové ani výkresové podklady k předmětnému objektu a veškeré dále vedené závěry tedy vycházejí pouze z provedených terénních a následných laboratorních zkoušek.

V následující kapitole jsou podrobně popsány výsledky jednotlivých dílčích zkoušek, v závěrečné kapitole jsou pak tyto výsledky shrnuty a na jejich základě je uvedeno doporučení pro sanaci objektu – tří jezových věží.

2. Provedené zkoušky a jejich výsledky

Z celkového provedení posuzovaného vodního díla Předměřice je zřejmé, že bylo provedeno v meziválečném období minulého století, pravděpodobně v 30. letech. Jeho stáří je cca 80 let. Z fotodokumentace je zřejmé povrchové chátrání betonových konstrukčních prvků, které je třeba zastavit tak, aby nedocházelo postupně k jejich rozpadu.

V příloze zprávy je uvedena vybraná ilustrativní fotodokumentace jak vodního díla samotného, tak i jádrových vývrtů a dalších laboratorních zkoušek (lomové plochy na odtrhových terčích, stav vzorků po zkouškách mrazuvzdornosti). Celková fotodokumentace je k dispozici na datovém nosiči (CD), který je přílohou této zprávy.

2.1. Hodnocení a zkoušky jádrových vývrtů

Celkem bylo odebráno 6 jádrových vývrtů o průměru cca 54 mm. Všechny jádrové vývrty byly odebrány z vnějších svislých povrchů jezových věží.

Vývrty byly ihned po převozu do laboratoře detailně fotograficky zdokumentovány (viz příloha) a vizuálně zhodnoceny.

Z jádrových vývrtů pak byla zhotovena řezáním válcová zkušební tělesa, která byla okoncována speciální rychletuhnoucí sírovou směsí a odzkoušena v tlakovém elektronicky řízeném stroji EDT 1600.

Na odřezcích, resp. úlomcích pak byly provedeny testy uranyl-acetátovou metodou, která umožňuje identifikovat alkalicko-křemičité gely, tedy přítomnost alkalické reakce kameniva v betonu. Na povrchových oblastech všech jádrových vývrtů pak byly provedeny testy mrazuvzdornosti podle ČSN 73 1326, metoda A.

Prioritní význam jádrových vývrtů je v možnosti posoudit strukturu betonu na jejich plášti. Tato skladba, stav této struktury i hloubka narušení povrchových vrstev umožňují neobjektivněji zhodnotit další využitelnost betonových konstrukčních prvků.

Vzhledem k tomu, že všechny jádrové vývrty mají zcela identickou skladbu a strukturu, je jejich popis proveden společně.

V příloze zprávy jsou pro ilustraci uvedeny záběry jednotlivých jádrových vývrtů. Kompletní fotodokumentace jádrových vývrtů, která umožňuje detailní prohlídku, je k dispozici na datovém nosiči CD.

Strukturu skladby betonu u všech jádrových vývrtů lze charakterizovat jako velmi dobrou. Maximální zrna kameniva mají velikost převážně do 40 mm, přiměřený je však i obsah drobnějších frakcí kameniva. Hutnost betonu, s ohledem na dobu vzniku vodního díla, lze charakterizovat velmi jako dobrou. Je třeba vzít v úvahu, že v 30. letech minulého století byly pro betonáž používány obvykle zavlhlé betonové směsi, které se v bednění hutnily dusáním a propichováním. Lokální obsah vzduchových pórů je tedy zcela logický.

Jedinou podstatnou částečně nepříjemnou skutečností je vysoký obsah křemenných zrn těžného kameniva. V případě křemenu se jedná o horninu, která je velmi citlivá k alkáliím obsažených v betonu. Při interakci hornin tohoto typu s alkáliemi obsaženými v cementu mají tendenci ve vlhkém exteriérovém prostředí vznikat tzv. alkalicko-křemičité gely, které mají větší objem než výchozí fáze a mohou tak strukturu betonu poškozovat. Proto také byly provedeny dále komentované testy alkalicko-křemičité reakce pomocí tzv. uranyl acetátové metody.

Velmi dobrou hutnost betonu dokládá i vysoká průměrná objemová hmotnost zjištěná na válcových tělesech, připravených řezáním z jádrových vývrtů. Objemová hmotnost na úrovni 2260 kg.m^{-3} odpovídá kvalitně zhutněnému konstrukčnímu betonu dle současných parametrů.

Na čelech jádrových vývrtů je patrná mrazová degradace, která s ohledem na stáří objektu (cca 80 let) je však zcela přirozená. Aktuální hloubka se pohybuje v intervalu do 5 mm. U jádrového vývrtu č. 5 byla odvrtem zachycena i výztužná armatura, a to v hloubce cca 145 mm pod vnějším povrchem. Výztuž je bez koroze, její průměr je na úrovni 20 mm. **Z hlediska vizuálního zhodnocení struktury betonu lze tedy hodnocený beton charakterizovat jako dobře složený, na dobu svého vzniku kvalitně zpracovaný, který je schopen dlouhodobě plnit statickou funkci u jednotlivých konstrukčních prvků. Větším rizikovým faktorem je vyšší četnost zrn křemenného kameniva s rizikem vzniku alkalické reakce.**

Z odebraných jádrových vývrtů, po jejich fotodokumentaci a popisu, byla řezáním zhotovena válcová tělesa. Na těchto tělesech byla zjištěna objemová hmotnost betonu a

stanovena válcová pevnost v tlaku. Výsledky těchto zkoušek jsou uvedeny v příložených tabulkách.

Při interpretaci výsledků je třeba brát v úvahu, že zvýšené hodnoty jsou významně podhodnoceny nevhodným poměrem maximálního zrna kameniva (až 40 mm) k minimálnímu rozměru zkušebního tělesa (54 mm). Tento poměr by měl být v optimálním případě 1:4 v krajním 1:3. Pokud tento poměr není dodržen, dochází v důsledku přítomnosti větších zrn kameniva v malých tělesech k výraznějšímu rozptylu dílčích výsledků a současně i k negativnímu ovlivnění výsledků zkoušky.

Tato skutečnost je patrná z příložené tabulky, ve které nejnižší stanovená jednotlivá hodnota pevnosti v tlaku je 13,3 MPa, současně však na jádrovém vývrtu č. JV 2/1 byla stanovena válcová pevnost v tlaku 58,19 MPa. Obecně se v odborné literatuře uvádí, že výsledky na malých tělesech s velkými zrny kameniva jsou podhodnoceny min o 15% – 20%.

Dále v návaznosti na ČSN EN 13 771 „Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a prefabrikovaných betonových dílcích“ můžeme při zařídování betonu použít o 15% nižší tzv. charakteristickou (statisticky jistěnou) pevnost. Tomu přibližně odpovídá možnost zvýšit zjištěné pevnosti o 15%.

Zjištěné pevnosti jsou pevnostmi válcovými a pevnosti krychelné obvykle u nás používané jako základní specificační parametr jsou v případě konstrukčního betonu této úrovně cca o 7 MPa vyšší. S uvažováním všech těchto aspektů jsou reálné krychelné pevnosti hodnoceného betonu na úrovni 45 MPa. Této úrovni pevnosti odpovídá jejich zjištěná objemová hmotnost v průměru 2260 kg.m⁻³. **Posuzované jezové věže jsou tedy zhotoveny z kvalitního konstrukčního betonu, který lze s jistotou zařadit do aktuální třídy C 30/37 podle platné ČSN EN 206.**

2.2. Stanovení kvality povrchových vrstev betonu nedestruktivně metodou Maškova špičáku

Metoda Maškova špičáku vychází ze zarážení ocelového sondovacího dláta dvaceti údery palice o hmotnosti 2 kg ze vzdálenosti 50 cm pod povrch zkušebního místa. Měřeným

- jezová věž č. 1	40,6 MPa,
- jezová věž č. 2	43,3 MPa,
- jezová věž č. 3	39,1 MPa.

2.3. Pevnost v tahu povrchových vrstev

Výsledky zkoušek jsou uvedeny opět v příložených tabulkách odděleně pro jednotlivé jezové věže. Průměrné hodnoty pevnosti v tahu jednotlivých jezových věží jsou následující:

- jezová věž č. 1 4,23 MPa.

- | | |
|-------------------|-----------|
| - jezová věž č. 2 | 3,90 MPa, |
| - jezová věž č. 3 | 3,47 MPa. |

Přibližná průměrná hodnota tahové pevnosti je tedy na úrovni 3,9 MPa. To je hodnota mimořádně vysoká. Této hodnoty dosahují obvykle dnešní konstrukční betony kvalitových tříd C 35/45 případně vyšších.

Vysoká kvalita betonu vyplývá i z provedeného orientačního přepočtu mezi tahovou a tlakovou pevností. U konstrukcí betonu této úrovně lze použít přepočítací koeficient 1:15. Tomu by odpovídala tlaková pevnost na úrovni 58 MPa!

Stanovené pevnosti v tahu povrchových vrstev tedy prokazují výborné mechanické vlastnosti betonu na jezových věžích vodního díla Předměřice. I provedené testy pevnosti v tahu povrchových vrstev potvrdily vysokou kvalitu betonu stanovenou na základě nedestruktivních zkoušek Maškovým špičákem a destruktivních zkoušek těles zhotovených z jádrových vývrtů.

Zároveň pro sanaci těchto betonů je velmi podstatné, že k podkladu s těmito tahovými pevnostmi lze spolehlivě přikotvit opravné reprofilační vrstvy adhezí bez nutnosti mechanického přikotvení.

2.4. Alkalická reakce kameniva

Alkalická reakce kameniva v betonu je procesem, kdy alkálie přirozeně obsažené v cementu reagují s určitými typy hornin, zejména pak s tzv. amorfním křemen. V této reakci je opět nezbytná přítomnost vody v kapilárním pórovém systému, takže alkalickou reakcí jsou prakticky výhradně postiženy betonové a železobetonové konstrukce, exponované v exteriérových podmínkách.

V důsledku reakce alkálií vzniká alkalicko-křemičitý gel, jehož objem je o více než 200 % větší než objem výchozích fází. Dochází tak podobně jako při tvorbě ledu v betonu k předpětí mikrostruktury cementového tmelu, k vzniku tahových a tlakových napětí a k postupnému rozpadu betonu. Na rozdíl od mrazové degradace, která postihuje především povrchové promrzávající oblasti konstrukčních prvků, alkalická reakce kameniva má celobjemový charakter a postihuje konstrukční prvek v celém průřezu. Alkalická reakce se

relativně obtížně identifikuje. Na lomové ploše betonu nebo řezné ploše (např. na plášti jádrových vývrtů) lze v počátečních fázích alkalické reakce kameniva zaznamenat kolem určitých zrn tmavé oblasti, které signalizují tvorbu křemičitého gelu. Na řezných nebo lomových plochách se používá tzv. uranyl-acetátová metoda, kdy se na povrch aplikuje nástřikem roztok uranyl-acetátu. Takto ošetřená plocha se pak pozoruje v ultrafialovém světle určité vlnové délky. Alkalicko-křemičité gely se pak projevují typickým zeleným odstínem. V případě významnějších staveb se pak provádí dlouhodobé dilatometrické měření vzorků betonu tak, aby bylo možné posoudit, zda dochází k jeho expanzi, která je vyvolána právě tvorbou alkalicko-křemičitých gelů. Jedná se o proces pomalý a dlouhodobý, který zpočátku nemá výraznější degradační účinky na beton. Pro naše podmínky je typická pomalá alkalická reakce kameniva, která se významněji začne projevovat po 30 až 50 letech.

Pro alkalickou reakci je zároveň typické, že tvorba alkalicko-křemičitých gelů se postupně zpomalí a zastaví v důsledku vyčerpání alkálií v cementu. Reakce tedy po určité době již aktivně neprobíhá. V našich podmínkách je reakce většinou po 50 až 60 letech již ukončena a na struktuře betonu tedy nelze identifikovat výraznější množství alkalicko-křemičitých gelů v aktivní podobě (citlivých k UV světlu), ale již v podobě zreagované ve formě bílých stop ve struktuře betonu, a to zejména na jeho lomových plochách.

Alkalická reakce kameniva významně postihuje zejména tahové vlastnosti betonu, zatímco pokles pevností tlakových je výrazně pomalejší.

Uranyl acetátový test byl proveden na vzorcích betonu ze všech jádrových vývrtů. V příloze zprávy je uvedena fotodokumentace zachycující jednotlivé vzorky ve viditelném spektru a dále vzorky osvětlené UV světlem. Zeleně světélkující oblasti indikují přítomnost alkalicko-křemičitého gelu. Snímky pořízené v UV světle jsou k dispozici i na datovém nosiči, takže je lze prohlédnout s optimálním zvětšením a jasem obrazu. V příloze uvedená tištěná fotodokumentace má pouze ilustrativní význam.

Ze snímků provedených v UV světle je patrné, že u všech vzorků se ve větší či menší míře vyskytují zrna postižená výskytem alkalicko-křemičitého gelu. To potvrzuje i poznatky z úvodní vizuální prohlídky pláště jádrových vývrtů, kde bylo konstatováno, že v použitém betonu je vysoký obsah těženého kameniva z křemene, který je vůči alkáliím v cementu zvláště citlivý.

S ohledem na stáří betonu je však velmi pravděpodobné, že alkalická reakce kameniva betonu již aktuálně neprobíhá nebo probíhá jen s nepatrnou intenzitou. K významnějšímu zhoršování mechanických vlastností betonu by tedy nemělo docházet.

Přesto je při sanačním zásahu třeba vycházet ze skutečnosti, že jedinou možností jak eliminovat alkalickou reakci, resp. zpomalit či zastavit její průběh je zamezit vstupu vody do povrchových oblastí betonových konstrukčních prvků. Proto bude vhodné veškeré povrchové úpravy provádět tak, aby byly maximálně vodotěsné/vodoodpudivé a veškeré konstrukční prvky zejména oplechování řešit tak, aby srážková voda stékající přes vodorovné plochy měla možnost odtékat volně mimo svislé povrchy betonových konstrukčních prvků!

2.5. Mrazuvzdornost betonu

Mrazuvzdornost betonu je v tuzemských podmínkách dominantním degradačním procesem u staveb v exteriéru. I když k degradaci v důsledku snížené mrazuvzdornosti betonu dochází pouze na povrchu konstrukčních prvků, je zcela zásadním parametrem, který rozhoduje o strategii sanačního zásahu. V případě, že je adhezně kotvená povrchová úprava provedena na nemrazuvzdorném podkladu, do kterého má možnost vtékat srážková voda, dochází běžně k pokračování degradace a k delaminaci nových povrchových úprav v původním nemrazuvzdorném podkladu.

Současně platí, že z nemrazuvzdorného betonu nelze jakýmkoliv dodatečným zásahem zhotovit beton mrazuvzdorný. „Sanace“ může tedy spočívat pouze v omezení či zamezení vniku srážkové vody do nemrazuvzdorných konstrukčních prvků.

Vzhledem k tomu, že mrazuvzdornost betonu nelze testovat nedestruktivně, je odběr jádrových vývrtů naprosto kardinální podmínkou pro hodnocení exteriérových staveb a návrh jejich sanace.

Ke zkouškám byly využity všechny jádrové vývrty, tedy jádrové vývrty č. 1, 2, 3, 4, 5 a 6 s tím, že testována byla vždy povrchová oblast v tloušťce několika cm.

Zkouška je prováděna podle ČSN 73 1326, metoda A, kdy testovaný povrch je ponořen do cca 5 mm tlusté vrstvy tříprocentního roztoku chloridu sodného (standardní provedení),

nebo pouze do vodného roztoku v těch situacích, kdy konstrukční prvky nepřicházejí do kontaktu s posypovými/rozmrzovacími solemi. U betonu jezových věží byl test proveden pouze ve vodném roztoku.

Jako běžně užívané kritérium pro mrazuvzdorný beton nesmí maximální hodnota, tzv. plošného odpadu překročit 1.000 g/m^2 . Zkouška probíhá tak, že se po každých 25 cyklech zkouška automaticky přeruší, odpad, oddělený v důsledku mrazových cyklů z povrchu testovaných vzorků, se vysuší, zváží a přepočte na m^2 . Základním parametrem je pak celkový odpad po 75 zmrazovacích cyklech.

Výsledky jsou uvedeny v příložené tabulce a graficky znázorněny. U poloviny vzorků u jádrového vývrtu č. 1, 2 a 4 byla zjištěna zcela vyhovující mrazuvzdornost (plošné odpady po 75 zmrazovacích cyklech cca 80 g/m^2 , 522 g/m^2 , 323 g/m^2).

U vzorku č. 3, 5 a 6 je situace komplikovanější. Po 50 zmrazovacích cyklech vykázal beton těchto vzorků uspokojivou mrazuvzdornost s odpady pod 1000 g/m^2 . Po dalších 75 cyklech však došlo prakticky k totálnímu rozpadu vzorků.

Z celkového hodnocení vyplývá, že všechny testované betony prokázaly vyhovující mrazuvzdornost na 50 zmrazovacích cyklů. Polovina pak nevyhověla na 75 cyklů. Z uvedených výsledků vyplývá, že hodnocený beton je podmíněně mrazuvzdorný.

V době realizace betonu vodního díla Předměřice nebyla známá technologie provzdušňování betonu, které v současnosti je standardním postupem pro zajištění jeho mrazuvzdornosti. O mrazuvzdornosti tedy rozhodovala náhodná skladba resp. zhutnění betonové směsi v dané oblasti, tedy lokálně rozdílný objem a charakter pórového systému. Při posuzování reálné trvanlivosti hodnocených objektů je podstatné posoudit, jak se zjištěná hodnota mrazuvzdornosti promítá do reálné životnosti povrchových oblastí vyjádřenou v letech. Na základě odborných diskusí se uvádí, že v průběhu jednoho roku mohou proběhnout přibližně 2 – 4 zmrazovací cykly úměrné/identické zmrazovacím cyklům podle zkušebního postupu. V tomto případě by tedy 50 cyklů odpovídalo až 25 letům bezporuchové životnosti.

Rozhodující je však vždy intenzita vstupu srážkové vody do povrchu betonu. Pokud beton není plně nasycen vodou nemají zmrazovací cykly destruktivní účinek. Samotné nízké teploty suchý nebo přirozeně vlhký beton nijak nedegradují. Degradční mechanismus je

důsledkem vzniku ledu a jeho zvětšování objemu o cca 10% vodou v plně vodou zaplněném kapilárním pórovém systému betonu.

S ohledem na tyto skutečnosti lze hodnocené betony považovat za přiměřeně mrazuvzdorné a způsobilé k tomu aby k nim byly adhezně kotveny povrchové úpravy. Tedy povrchové úpravy bez doplňujícího mechanického kotvení.

2.6. Korozní stav výztuže – tloušťka zkarbonatované a krycí vrstvy

Pro nedestruktivní posouzení korozního stavu výztuže je nejjednodušší, pokud se u vybraných konstrukčních prvků zjistí tloušťka zkarbonatované vrstvy tzv. fenolftaleinovým kolorimetrickým testem a současně se magnetickým indikátorem výztuže ověří tloušťka krycích vrstev. Pro rozběh elektrochemické koroze obecně platí, že musí být splněny současně tři podmínky, a to:

- k výztuži musí mít přístup kyslík,
- kapilární pórový systém musí být zavodněn (přítomnost elektrolytu),
- alkalita betonu (pórového roztoku v betonu) musí být menší než 9,6.

V novém mladém betonu je výztuž přirozeně chráněna jeho vysokou alkalitou, která se pohybuje na úrovni 12,5 až 13,0. V důsledku tzv. karbonatace, tedy postupné reakce vzdušného oxidu uhličitého s hydroxidem vápenatým v betonu, dochází k postupnému snižování alkality. Pokud rozhraní vrstvy se sníženou alkalitou se přiblíží k výztuži, jsou všechny tři výše uvedené podmínky splněny a v exteriéru pak zpravidla dojde s vysokou jistotou k rozběhu elektrochemické koroze. Optimální strategií by tedy bylo zamezit, aby povrchové krycí vrstvy betonu nad výztuží karbonatovaly. To však obecně není možné. Snahou proto je zvýšit hutnost těchto krycích vrstev (zpomalit proces karbonatace) a zároveň zvětšit tloušťku krycí vrstvy betonu nad výztuží tak, aby doba, potřebná ke zkarbonatování krycí vrstvy byla co nejdelší.

Druhou strategií pak mohou být všechna opatření, která vedou ke snížení vlhkosti betonu, tedy v exteriéru k omezení vniku srážkové vody do povrchu konstrukčních prvků. Viditelně korodující výztuž, nad kterou již došlo k odpadnutí krycích vrstev, je tedy obvykle jen pouhou dílčí částí výztuže, která v konstrukci koroduje. Převážná část korodující výztuže

koroduje „skrytě“ s ohledem na to, že objem korozních zplodin na výztuži zatím nedosáhlo takového objemu, který by vyvolal expanzní tlaky nezbytné k oddělení krycích vrstev.

Provedené zkoušky, které se zaměřily na stanovení tloušťky zkarbonatované a krycí vrstvy jsou uvedeny v příložených tabulkách.

Zjištěné tloušťky zkarbonatovaných vrstev jsou s ohledem na stáří konstrukce mimořádně nízké. V průměru se pohybují na úrovni 2,7 mm, 2,3 mm a 3,3 mm. Tato malá tloušťka zkarbonatovaných vrstev pravděpodobně souvisí s výše komentovanou vysokou hutností betonu spojenou i s jeho vysokými mechanickými parametry.

Naopak tloušťka krycí vrstvy betonu nad výztuží je v průměru s ohledem na stáří sítí v dobu realizace konstrukce nadstandardní a odpovídá i současným náročnějším požadavkům. V průměru jezové věže č. 1 byla zjištěna tloušťka krycích vrstev v průměru 43,7 mm, u jezové věže č. 2 37,0 mm a u jezové věže 3 52,1 mm. V porovnání tloušťky krycí a zkarbonatované vrstvy vyplývá, že tloušťka krycí vrstvy je v průměru více než 15x větší než tloušťka vrstvy krycí.

Rozhodující část výztuže je tedy uložena dosud hluboko v alkalickém betonu a je dlouhodobě chráněna před rozběhem elektrochemické koroze. Tuto skutečnost potvrdil i jeden z jádrových vývrtů, kterým byla zasažena výztuž relativně hluboko pod povrchem bez jakýchkoliv náznaků koroze.

Výztuž hodnocených jezových věží tedy není celoplošně korozně poškozená. To však nevylučuje existenci lokálních oblastí, kde nebyla dodržena tloušťka krycí vrstvy a ke korozi může docházet.

2.7. Vizualní hodnocení

Z příložené fotodokumentace je zřejmé, že celkový stav posuzovaných objektů, tedy tří jezových věží na vodním díle Předměřice je s ohledem na jejich stáří cca 80 let uspokojivý, a to zejména díky dobré kvalitě betonu, tak jak bylo prokázáno provedenými zkouškami. Současně se však projevují lokální defekty související zejména s částečně omezenou mrazuvzdorností povrchových vrstev. K mrazovému rozpadu betonu dochází zejména v oblastech pod sklobetonovými okny, a to v důsledku stékání vody po těchto okenních

výplních, čímž dochází k intenzivnějšímu prosycování betonu hlavně ve vnější parapetní oblasti. Částečně se na těchto poruchách podílí i sníh, který v této oblasti odtává. Kromě sanace je nezbytné řešit tento aspekt takovou úpravou vnější partie parapetu, aby veškerá srážková voda z deště či tajícího sněhu mohla volně odtékat a odkapávat mimo svislou plochu fasády.

Dalšími lokálními defekty je koroze výztuže, a to zejména v rohových partiích, kde evidentně nedošlo k důslednému probetonování krycích vrstev. V důsledku této snížené hutnosti se v této oblasti zvýšila tloušťka zkarbonatované vrstvy, případně i snížila tloušťka krycí vrstvy betonu nad výztuží. **Partie s korodující výztuží jsou však omezeny pouze na několik procent celkové plochy fasády.**

Při sanaci je třeba řešit i drobné korozní poruchy související s korozí tzv. rádlovacích (stahovacích drátů) původního bednění. Vizuální repasi budou vyžadovat i vodorovné pracovní spáry, které nebyly ideálně dobetonované a na povrchu fasády jsou zřetelně patrné. Z celkové fotodokumentace i v tomto popisu je však zřejmé, že celkový stav objektu, i přes jeho stáří, je konsolidovaný, současně však provedení sanačního zásahu, s ohledem na lokální defekty je nezbytné.

3. Celkové závěry a doporučení pro sanaci

Z provedeného stavebně technického průzkumu i následného zhodnocení výsledků zkoušek vyplývají tyto závěry:

- Skladba a struktura betonu je na velmi dobré úrovni. Vysokou hutnost betonu dokládá i jeho objemová hmotnost ověřená na válcových tělesech vyřezaných z jádrových vývrtů. Maximální zrno kameniva je do 40 mm s tím, že obsah vzduchových pórů je přiměřený tehdejší technologii hutnění, která převážně spočívala v dusání a přechování.
- Kvalita betonu, charakterizovaná destruktivními i nedestruktivními zkouškami odpovídá krychelné pevnosti na úrovni 45 MPa. Beton lze spolehlivě zařadit do třídy C 30/37 podle platné ČSN EN 206.

- Vysoká je zejména tahová pevnost betonu, resp. pevnost v tahu povrchových vrstev stanovená odtahovými zkouškami. Ta se v průměru pohybuje na úrovni 3,9 MPa, což v současnosti odpovídá velmi kvalitnímu konstrukčnímu betonu tříd C 35/45 resp. vyšších.
- Povrchové oblasti odebraných jádrových vývrtů jsou degradovány v tloušťkách do 5 mm. Jedná se o přirozenou mrazovou degradaci povrchových vrstev, s ohledem na stáří objektu na úrovni 80 let.
- Zkoušky mrazuvzdornosti podle ČSN 73 1326 (metoda A) prokázaly, že beton je zčásti zcela mrazuvzdorný, z části však jeho mrazuvzdornost výrazně klesá po 50 zmrazovacích cyklech. Celkově lze však mrazuvzdornost hodnoceného betonu hodnotit v horizontu dalších 30 až 40 let jako přijatelnou.
- Ve všech jádrových vývrtech byla s vyšší či menší intenzitou zachycena alkalická reakce kameniva. Po 80 letech jsou však procesy alkalické reakce však převážně ukončeny a nemělo by docházet k jejímu dalšímu negativnímu působení na konstrukční prvky. Přesto jak s ohledem na proměnlivou mrazuvzdornost betonu, tak i potenciální výskyt alkalické reakce kameniva je nezbytné aby sanační zásah v maximální možné míře omezil vstup srážkové vody do všech konstrukčních prvků, resp. jejich vnějších povrchů.
- Korozní stav výztuže, nedestruktivně posouzený porovnáním tloušťky krycí a zkarbonatované vrstvy, prokázal, že tloušťka krycích vrstev je v průměru více než 15x větší než tloušťka vrstvy zkarbonatované. Rozhodující část výztuže (cca více než 95%) je tedy uložena dostatečně alkalickém betonu a je chráněna před rozběhem elektrochemické koroze.
- Současně z provedené vizuální obhlídky a z přiložené fotodokumentace vyplývá, že lokálně ke korozi výztuže dochází a to zejména v rohových partiích objektu, případně, tam kde došlo ke zmenšení krycí vrstvy betonu nad výztuží. Korodují i ukončené/uštípnuté konce rádlovacích drátů z původního bednění.

- Vizuální prohlídka a fotodokumentace dokládá, že mrazové poruchy se dominantně vyskytují tam, kde do konstrukčních prvků, resp. jejich povrchu vtéká s větší intenzitou srážková voda z deště či tajícího sněhu. To se týká zejména vnějších povrchů parapetů pod okenními sklobetonovými výplněmi.

Z výše uvedených konstatování pak vyplývají dále uvedená doporučení pro návrh sanace vnějších povrchů jezových věží. **Celkově sanace musí být koncipována tak, aby se omezil vstup srážkové vody do betonu.**

Oprava vnějších povrchů jezových věží se provede tak, že povrch se celoplošně předupraví vysokotlakým vodním paprskem s pracovními tlaky orientačně v intervalu 700 – 1000 Barů. Skutečný optimální pracovní tlak čerpadla musí být nastaven na základě komisionálně posouzených referenčních ploch. Optimální tlak čerpadla závisí totiž významně na jeho litrovém výkonu i použitém typu trysky. Předprava podkladu musí odstranit tenké povrchové mrazově zdegradované vrstvy, **v žádném případě by však neměla narušovat jádrový nedegradovaný beton.** Veškeré korodující pruty výztuže se mechanicky obourají a nesoudržné korozní zplodiny se odstraní drátěnými kartáči. V případě potřeby budou provedeny lokální opravy, tak aby byla vyrovnána niveleta k okolnímu povrchu. Tyto repase se budou týkat zejména oblastí vnějších parapetů pod sklobetonovými okny, oblastí pracovních spár, nadpraží dveří a rohových partií, v nichž docházelo a dochází ke korozi výztuže a mrazovému rozpadu betonu.

S ohledem na tyto lokální opravy i celoplošnou betonovou degradaci betonu bude následně nezbytné provést celoplošné sjednocení tenkovrstvou reprofilací. Tato tenkovrstvá reprofilace může být kotvena adhezí a její tloušťka by se měla pohybovat v průměru do 5 mm. Použity by měli být jemnozrnné správkové malty (stěrky) odpovídající požadavkům ČSN EN 1504-3 resp. technickým podmínkám pro sanace TP SSBK III.

Po vyztužení tenkovrstvé stěrky bude vhodné provedení povrchového vodotěsného avšak maximálně paropropustného nátěrového systému (např. Betosil W, jehož technický list je uveden v příloze). Omezit vstup srážkové vody do povrchových partií je možné posílit následnou aplikací transparentního hydrofobního prostředku Forbisil W.

Zásadní podmínkou je takové provedení veškerých detailů oplechování, které zaručí, aby srážková voda nevtékala do povrchu betonových konstrukčních prvků.

Výslovně se upozorňuje na skutečnost, že tenkovrstvé reprofilace v exteriéru pokud jsou prováděny zejména v letním období, případně v období s vyšší rychlostí větru, jsou mimořádně citlivé na ošetřování. V případě absence důsledného ošetření během prvních 3 dnů dochází s vysokou pravděpodobností k tvorbě jemných smršťovacích trhlin a vzniku tzv. všesměrné krakeláže. Provádění tenkovrstvých povrchových stěrek by tedy mělo být realizováno pokud možno v klimaticky příznivém období, kdy vnější teploty nevystupují nad 25°C a nedochází k dlouhodobému osvitu povrchu sluncem. Aplikovanou maltu je třeba průběžně vlhčit, rozprašovanou nebo stékající vodou.

Kvalitu sanačního zásahu je třeba následně ověřit provedením zkoušek soudržnosti provedené reprofilace s podkladem, tzv. odtahovými zkouškami. Vzhledem k tomu, že reprofilace mají nesilový charakter, požaduje ČSN EN 1504-3, aby průměrná hodnota soudržnosti byla na úrovni 0,8 MPa. Provedení odtahových zkoušek zároveň umožní ověřit skutečnou tloušťku reprofilace ve vztahu ke kalkulovanému, resp. fakturovanému množství materiálu. Doplnkově lze v průběhu prací ověřit i mechanické vlastnosti použité neprofilační stěrky, a to na tělesech – trámcích 40 x 40 x 160 mm zhotovených in situ nezávislým zkušebním subjektem.

Životnost správně provedeného sanačního zásahu se bude pohybovat minimálně v intervalu 30 – 40 let.