

ZDRUŽENIE PRE SANÁCIU BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ pri SZSI

a

Katedra betónových konštrukcií a mostov SvF STU

13. seminár

SANÁCIA BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ

Stavebná fakulta STU v Bratislava

4. december 2025

SPEKTRUM
STU

**ZDRUŽENIE PRE SANÁCIU BETÓNOVÝCH
KONŠTRUKCIÍ pri SZSI
a
Katedra betónových konštrukcií a mostov SvF STU**

Zborník príspevkov z 13. seminára

**SANÁCIA BETÓNOVÝCH
KONŠTRUKCIÍ**

Stavebná fakulta STU v Bratislave,

**4. december 2025
BRATISLAVA**

**© Združenie pre sanáciu betónových konštrukcií
pri SZSI v Bratislave
a
Stavebná fakulta STU, Katedra betónových
konštrukcií a mostov**

ISBN 978-80-227-5551-1

Obsah:	str.
Róbert Sonnenschein, Juraj Bilčík ANALÝZA PRÍČIN PRESAKUJÚCICH TRHLÍN V ZÁKLADOVEJ DOSKE	5
Radek Hermann, Rostislav Drochytka, Peter Koteš PROBLEMATIKA CHEMICKÉHO ZATÍŽENÍ KANALIZAČNÍCH STOK	10
Oto Makýš NOVÁ METODIKA POSUDZOVANIA SANAČNÝCH PROTIVLHKOSTNÝCH ZÁSAHOV DO MŮROV PAMIA TKOVO CHRÁNENÝCH STAVIEB	16
Peter Koteš, František Bahleda, Michal Zahuranec, Andrej Krištof DIAGNOSTIKA A HODNOTENIE STAVU BUDOVY S KOMBINOVANÝM SYSTÉMOM	22
Róbert Sonnenschein, Lucia Majtánová DIAGNOSTIKA PORÚCH VEŽE SMOLENICKÉHO ZÁMKU	28
Peter Koteš, Martin Vavruš, František Bahleda, Jozef Prokop, Michal Zahuranec DIAGNOSTIKA A PREPOČET MOSTU VO ZVOLENE	33
Jakub Gašpárek, Peter Paulík MC-CLDS MODEL AKO NÁSTROJ PRE VÝBER A POSÚDENIE SANÁCIE BETÓNU KONTAMINOVANÉHO CHLORIDMI	39
Juraj Bilčík, Karol Kukumberg NÁVRH A REALIZÁCIA INTEGRÁLNYCH VODONEPRIEPUSTNÝCH PODZEMNÝCH BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ	48
Peter Czirák, Martin, T. Palou, Jana Čepčianska, Matúš Žemlička VPLYV PODMIENOK VYTVRDZOVANIA NA VLASTNOSTI STVRDNUTÉHO BETÓNU. POROVNÁVACIA ŠTÚDIA VLHKÉHO, SUCHÉHO A PROSTREDIA OBOHATENÉHO O CO ₂	53
Jakub Ježek, František Girgle, David Vašátko, Ďorđe Čairović, Martin Zlámál, Petr Štěpánek ODEZVA A ZBYTKOVÁ ÚNOSNOST GFRP VÝZTUŽE PO EXPOZICI EXTRÉMNMÍM TEPLOTÁM	64
Šimon Racek APLIKÁCIA MULTI-MATERIÁLOVÉHO RIEŠENIA PRI PROJEKTOVANÍ NOSNÝCH STAVEBNÝCH KONŠTRUKCIÍ	71

Veronika Kollárová, Matúš Todorov, Tadeáš Fecko, Viktor Borzovič EXPERIMENTÁLNE OVEROVANIE ŠMYKOVÝCH ODOLNOSTÍ ZOSILNENÝCH NOSNÍKOV CFRP TKANINAMI	77
Július Šoltész, Ivan Hollý, Pavol Skovajsa, Andrej Bartók SANÁCIA DODATOČNE PREDPÍNANÝCH PRIEHRADOVÝCH VÄZNÍKOV	86

ANALÝZA PRÍČIN PRESAKUJÚCICH TRHLÍN V ZÁKLADOVEJ DOSKE

Róbert Sonnenschein¹
Juraj Bilčík²

Abstrakt

Integrované vodonepriepustné betónové konštrukcie (VBK) sa budujú už niekoľko desaťročí, najmä v strednej Európe. Sú hospodárnym a trvanlivým riešením pre mnohé podzemné konštrukcie. Vo vyšetrovanej základovej doske bol zistený veľký počet presakujúcich trhlín. Vzhľadom na význam presakujúcich trhlín z hľadiska prevádzkyschopnosti a trvanlivosti VBK sa kladie dôraz na účinok zvýšenej teploty v základoch. V článku sa analyzujú stratégie na zabránenie alebo zmenšenie množstva presakujúcich trhlín v ranom veku. Bola urobená analýza s cieľom identifikovať príčiny a zodpovednosť za presakujúce trhliny v ranom štádiu v základovej doske z masívneho betónu.

1 Úvod

Vyšetrovaný bytový a nákupný komplex pozostáva z nadzemnej päťposchodovej budovy a trojposchodovou podzemnou parkovacou garážou. Vodonepriepustnosť podzemných podlaží zabezpečujú železobetónová podzemná stena a základová doska, často označované ako „biela vaňa“ (obr. 1).



Obr. 1 Biela vaňa s horizontálnym rozperným rámom

¹ doc. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

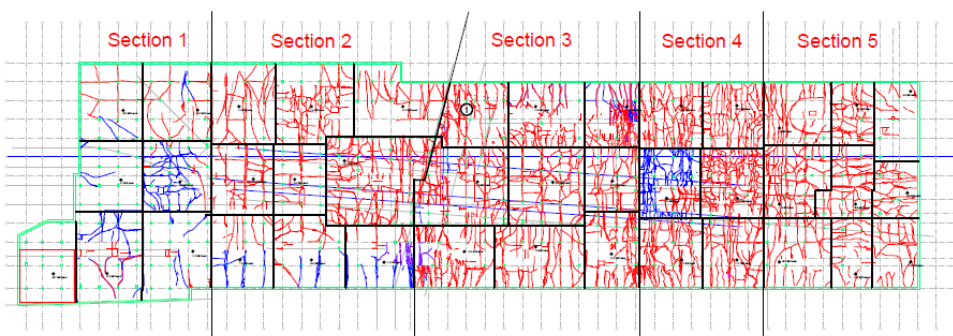
² prof. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

Monolitická základová doska má pôdorysné rozmery približne 390 m x 105 m a hrúbku od 1,0 m do 1,5 m. Spodná plocha základovej dosky siaha do hĺbky od približne 14,3 m do 14,8 m pod úroveň terénu a od 9,0 m do 9,5 m pod hladinou podzemnej vody. Pomer hladiny podzemnej vody k hrúbke podložia je menší ako 10, t. j. hraničná hodnota w_{max} pre vypočítanú šírku trhliny w_k je 0,2 mm [1], [2].

Celá základová doska je rozdelená do piatich sekcií; najväčšia sekcia č. 2 meria približne 102 m x 98 m. Spodná plocha základovej dosky je relatívne členitá šachtami a podzemnými stenami pod stĺpmi suterénu. Aby sa zmenšili účinky zmien objemu, základová doska bola rozdelená na 40 betónových sekcií s priemernou pôdorysnou plochou približne 100 m². Projekt vyžadoval aspoň sedem dní medzi betonážou susedných sekcií. V tomto relatívne krátkom čase bolo zmrašťovanie od vysychania betónu malé. Preto pri posudzovaní rizika vzniku trhlín v ranom veku nebolo zmrašťovanie pri vysychaní zohľadnené [3].

2. Presakujúce trhliny v základovej doske

Vo všeobecnosti sú široké trhliny v betóne nežiadúce, najmä v prvkoch pod úrovňou podzemnej vody. Poloha a orientácia presakujúcich trhlín v konečnej fáze v základovej doske sú znázornené na obr. 2.



Obr. 2 Rozdelenie presakujúcich trhlín v základovej doske

Z obr. 2 je zrejmé, že okrem iných dôvodov má atmosférická teplota počas betonáže významný vplyv na množstvo presakujúcich trhlín: v úsekoch betónovaných v chladnejších mesiacoch (úseky 1 a 2) sa vyskytlo neúmerne menej trhlín, ako v lete (úseky 3, 4 a 5). Celková dĺžka trhlín umožňujúcich presakovanie podzemnej vody cez základovú dosku do suterénu bola 2 681,6 m.

Podzemná voda presakovala cez trhliny aj niekoľko mesiacov po odstavení čerpacích studní. To znamená, že tieto trhliny majú väčšiu šírku, ako je šírka trhlín pre samoutesnenie. Na zmenšenie počtu presakujúcich trhlín sa mali urobiť konštrukčné, technologické a vykonávacie opatrenia, aby sa zabránilo tvorbe deliacich trhlín v základovej doske.

2.1 Konštrukčné opatrenia

Na spodnej ploche základovej dosky je dôležité vyhnúť sa náhlym výškovým zmenám, nakoľko môžu spôsobiť koncentráciu ťahových napätí a tým zvýšiť možnosť vzniku trhlín. Ak toto kritérium nie je možné splniť, mali by sa uplatňovať tieto pravidlá:

- akákoľvek zmena hrúbky spodnej plochy základovej dosky by mala mať sklon $\leq 30^\circ$,
- v týchto miestach by sa malo umiestniť viac výstuže, aby sa obmedzila šírka lokálnych trhlín.

2.2 Technologické opatrenia

Počas tuhnutia a tvrdnutia sa betón zahrieva hydratáciou cementu. Zvýšenie teploty betónu závisí od množstva cementu C , hydratačného tepla cementu H_w a špecifickej tepelnej kapacity betónu c_c ($c_c \leq 2,5 \text{ J/mm}^3 \cdot \text{K}$). Teoretický nárast teploty betónu možno vypočítať z rovnice:

$$T_{\text{theor}} = C \cdot H_w / c_c \quad [4]$$

Odporúčané technologické opatrenia možno zhrnúť:

- maximálna trieda pevnosti betónu C25/30 (po 56 alebo 90 dňoch),
- obsah cementu: $c \leq 320 \text{ kg/m}^3$,
- cement s nízkou teplotou: $\leq 270 \text{ J/g}$ po 7 dňoch podľa EN 197-1 [5],
- teplota čerstvého betónu: $\leq 15^\circ \text{C}$,
- pomer voda/cement: $w/c \leq 0,6$, atď.

2.3 Vykonávacie opatrenia

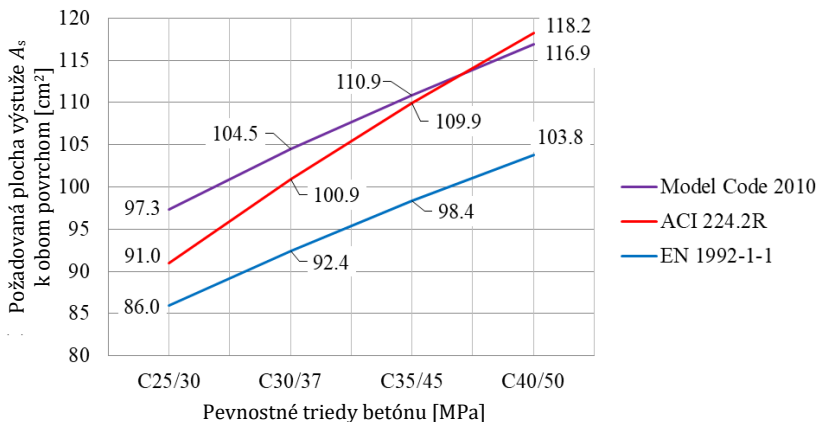
Vykonávacie opatrenia na zmenšenie ťahových napätí sú jednou z ekonomických metód na zmiernenie rizika vzniku tepelných trhlín v ranom veku. Medzi tieto možnosti patrí plánovanie: objemu ukladaného betónu, postupu výstavby, rozmiestnenia pracovných škár, tepelnoizolačné opatrenia (napr. chladenie betónu počas jeho transportu) a 7 dňové ošetrovanie po jeho uložení.

2.4 Výstuž na kontrolu trhlín

Vo vodonepriepustných betónových konštrukciách sa očakáva, že navrhnutá plocha výstuže $A_{s,\text{prov}}$ by mala byť výrazne väčšia ako $A_{s,\text{min}}$. Z hľadiska použiteľnosti vodonepriepustných betónových konštrukcií sa vyžadujú menšie šírky trhlín, napr. 0,2 mm [6], [7].

Pre diskutovanú základovú dosku bola navrhnutá a použitá oceľová výstuž s priemerom $\varnothing 16 \text{ mm}$ a rozstupom 140 mm ($A_s = 28,7 \text{ cm}^2$ pre oba povrchy) určená podľa rakúskej smernice [8]. Ako je vyššie uvedené, niekoľko konštrukčných a technologických opatrení nesplnilo požiadavky uvedenej smernice (trieda pevnosti betónu, cement bez C_3A a pod.). Porovnanie požadovanej plochy ocele $A_{s,\text{prov}}$ na kontrolovanie šírky trhlín a rôzne pevnosti v betóne tlaku podľa troch noriem je znázornené na obr. 3. Výpočty boli urobené pre trhliny päť

dní po uložení betónu, medzná šírka trhlín 0,2 mm, priemer výstuže 25 mm a hrúbka základovej dosky 1,0 m.



Obr. 3. Potrebná plocha výstuže pre rôzne triedy betónu a vybrané normy

Výstuž má byť umiestnená čo najbližšie k povrchu, ale nie menej ako sú minimálne požiadavky na krytie výstuže. Zistilo sa, že namiesto navrhovanej krycej vrstvy 35 mm bolo krytie výrazne väčšie (55 až 70 mm). Zvýšená hrúbka betónovej krycej vrstvy spôsobuje širšie trhliny.

3. Zhrnutie a závery

Na základe veľkého množstva presakujúcich trhlín, výsledkov skúmania technickej dokumentácie a skúseností možno vyvodiť tieto závery:

1. Zmeny teploty v masívnych základových doskách sú hlavnou príčinou vzniku trhlín v ranom veku. Pri posudzovaní rizika vzniku trhlín v ranom veku je možné neuvažovať vysychanie a autogénne zmrašťovanie betónu.
2. Namiesto použitia veľkého množstva výstuže sa odporúča znížiť pevnosť a hydratačné teplo prehodnotením zloženia a ošetrovania masívneho betónu.
3. Zmenšenie teploty čerstvého betónu počas jeho ukladania je tiež účinný spôsob na zmenšenie napätia v ťahu a tým k vzniku trhlín.
4. Pri použití betónu s vyššou pevnosťou je potrebné zvýšiť množstvo výstuže, ktorá je potrebná na zmenšenie šírky trhlín.
5. Presakovanie podzemnej vody cez deliace trhliny v základovej doske bolo úspešne utesnené injektovaním polyuretánovou živicom.

POĎAKOVANIE

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0358/23 "Navrhovanie a zosilňovanie betónových konštrukcií s ohľadom na životné prostredie".

LITERATÚRA

- [1] German Committee for Structural Concrete). (2003). *Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie)*, Berlin.
- [2] CEN. (2006). *Design of Concrete Structures - Part 3: Liquid Retaining and Containment Structures*. EN 1992-3, Brussels.
- [3] Bamforth, P. B. (2007). *Early-age thermal crack control in concrete*. CIRIA C660, London.
- [4] Lohmeyer, G., and Ebeling, K. (2009). *Weisse Wannen einfach und sicher*. Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf, Germany.
- [5] CEN. (2012). *Cement – Part 1: Composition, specification and conformity criteria for common cements*. EN 197-1, Brussels.
- [6] Edvardsen, C. (1999). "Water permeability and autogenous healing of cracks in concrete". *ACI Mat. Journal*, 96(4), pp. 448-454.
- [7] ACI 2004. ACI (American Concrete Institute). (2004). *Cracking of Concrete Members in Direct Tension*". ACI 224.2R-92, Farmington Hills, MI.
- [8] ASCT. (2002). *Richtlinie: Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weiße Wannen*, Vienna.

PROBLEMATIKA CHEMICKÉHO ZATÍŽENÍ KANALIZAČNÍCH STOK

Radek Hermann¹
Rostislav Drochytka²
Peter Koteš³

Abstrakt

Článek se zabývá chemickým zatížením betonových konstrukcí v kanalizačních stokách. Na případové studii z městské stoky je zdokumentována rapidní destrukce nového podkladního betonu, ke které došlo přibližně během 12 měsíců po rekonstrukci a aplikaci obkladů z taveného čediče. Mineralogický profil ve směru od čedičové dlažby k ostění ukazuje přechod od portlanditu přes ettringit k thaumasitu. V podkladním betonu nebylo použito vápencové kamenivo, uhlíčitanová složka pro tvorbu thaumasitu se však ve vzorcích objevila. V závěru je diskutována souvislost s rostoucím využíváním cementů s vápencovou příměsí a LC3 cementů a možné zvýšení rizika obdobných poruch v budoucnu.

Úvod

Betonové a železobetonové konstrukce kanalizačních stok jsou dlouhodobě vystaveny kombinaci chemického, fyzikálního a biologického zatížení. Z hlediska trvanlivosti betonu se tradičně pozornost soustředí zejména na biogenní síranovou korozi v horní části profilu stoky a na karbonataci či chloridovou korozi výztuže. V mnoha případech je vnitřní povrch stok dnes chráněn keramickými, čedičovými nebo polymerními obklady, což výrazně omezuje přímé působení agresivních složek odpadních vod na konstrukce.

Zkušenosti z posledních let však ukazují, že významnou roli může v některých objektech sehrávat také chemické zatížení z vnější strany konstrukce, zejména působení podzemní vody např. se zvýšeným obsahem síranů. V chladném, trvale zavodněném prostředí podzemních stok tak vznikají podmínky pro rozvoj tzv. thaumasitové formy síranové koroze, která se od klasické ettringitové koroze liší mechanismem i projevy.

Současně se ve stavební praxi prosazuje trend snižování uhlíkové stopy cementu formou směsných cementů s obsahem vápence a nově také LC3 cementů. Tyto materiály mění bilanci složení uvnitř cementového kamene a snižují obsah

¹ Ing., PhD., Veveří 331/95, 602 00, Brno, Česká republika

² prof. Ing., CSc., MBA, dr.h.c. Veveří 331/95, 602 00, Brno, Česká republika

³ prof. Ing. Peter Koteš, PhD. Univerzita 8215/1, 01026, Žilina, Slovenská republika

slínku a $\text{Ca}(\text{OH})_2$, ale zvyšují podíl uhličitánové složky, což může být z hlediska thaumasitu rozhodující.

Thaumasitová koroze (TSA) a role směsných cementů s vápencem

Podstatou thaumasitové formy síranové koroze je typ koroze cementového kamene, při němž vzniká minerál thaumasit se složením přibližně $\text{CaSiO}_3 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 15\text{H}_2\text{O}$. Pro jeho tvorbu musí být současně přítomny:

- síranové ionty (SO_4^{2-}),
- uhličitany (CO_3^{2-}),
- vápník a křemičitany pocházející z $\text{Ca}(\text{OH})_2$ a C–S–H fází cementového kamene.

Na rozdíl od běžné síranové koroze, kde hlavním produktem je ettringit a sádrovec, dochází u thaumasitu k přímému rozkladu C–S–H fáze. Následkem je postupná ztráta soudržnosti cementového kamene a přeměna betonu v měkkou, bělavě šedou kašovitou hmotu. Typickými podmínkami pro rozvoj TSA jsou:

- trvale nízká teplota betonu,
- dlouhodobá saturace vodou, bez možnosti vysychání,
- permanentní přítomnost síranů a uhličitánů v pórovém systému betonu.

Klasickým prostředím, které tyto podmínky splňuje, jsou podzemní stoky a šachty v mírném klimatickém pásmu, zejména pokud jsou vystaveny působení podzemní vody bohaté na sírany [1].

Směsné cementy s vápencem

Směsné cementy typu CEM II/A-LL a CEM II/B-LL obsahují 6–35 % mletého vápence. Tato vápencová složka plní více funkcí – působí jako jemné plnivo, urychluje do jisté míry hydrataci a umožňuje snížit podíl slínku, a tím i uhlíkovou stopu cementu. Z hlediska chemické odolnosti je důležité, že:

- v systému je vyšší množství uhličitánové složky,
- část $\text{Ca}(\text{OH})_2$ je navázána v karbonátových fázích,
- mikrostruktura bývá poměrně hutná, takže transport iontů může být pomalejší.

V prostředí s omezenou síranovou agresivitou a bez trvalé saturace vodou mohou být tyto cementy zcela vyhovující. V chladném prostředí s dlouhodobým působením síranů však přinášejí do systému dodatečný zdroj CO_3^{2-} , který spolu s Ca a Si z C–S–H napomáhá vzniku thaumasitu. Pokud není přísun síranů omezen (např. izolací pláště), může to zvyšovat riziko TSA.

LC3 cementy

LC3 (Limestone Calcined Clay Cement) je nová třída nízkouhlíkových cementů, kde je významná část slínku nahrazena kombinací mletého vápence a kalcinovaného jílu. Výsledkem je:

- nižší obsah portlanditu a C_3A ,
- jemná, relativně hutná mikrostruktura,
- poměrně vysoký podíl vápencové složky.

Z hlediska klasické síranové koroze vycházejí LC3 cementy v publikovaných studiích často velmi příznivě, protože nízký obsah $Ca(OH)_2$ a C_3A omezuje tvorbu ettringitu. V prostředí, kde jsou současně přítomny sírany, uhličitany a nízké teploty, však není vliv LC3 na rozvoj thaumasitu dosud dostatečně ověřen. Lze předpokládat, že vysoký podíl vápence může v takových podmínkách působit obdobně jako u cementů CEM II/B-LL – tj. zvyšovat potenciální dostupnost CO_3^{2-} pro tvorbu thaumasitu.

S narůstajícím využíváním vápencových a LC3 cementů je proto pravděpodobné, že se výskyt thaumasitové koroze v chladných, sírany zatížených konstrukcích může stát častějším problémem, pokud nebudou vhodně navržena doprovodná ochranná opatření (volba cementu, izolace, drenáž).

Popis rekonstruované stoky a diagnostika

Případová studie se týká úseku kanalizační stoky kruhového profilu. Původní konstrukce byla kombinací monolitického betonu a cihelného zdiva; v patě stoky byla provedena kyneta a po obou stranách chodníčky z cihel. Profil stoky je a přechod z cihelné na betonovou část je patrný na následujícím obr.



Obr. 1 Profil stoky

V rámci rekonstrukce byly původní cihelné prvky odstraněny a na očištěné ostění byl aplikován nový podkladní beton („suchý beton“), z něhož byla vytvarována kyneta a pochozí chodníky. Po vyzrání byly na tento podklad nalepeny čedičové dlaždice a tvarovky pomocí speciálního polymercementového lepidla a spárovací hmoty s deklarovanou vysokou chemickou odolností. Kamenivo použité v podkladním betonu bylo převážně křemičité; vápencové kamenivo použito nebylo. Vápencová složka je tak v systému přítomna pouze jako příměs ve směsném cementu.

Přibližně po 12 měsících provozu byly zaznamenány poruchy: lokální měknutí a drolení podkladního betonu za čedičovými prvky, výdutě a místní odtržení dlaždic, zatímco samotné čedičové prvky i lepicí systém působily vizuálně neporušeně.

Pro zjištění příčin byly provedeny:

- vizuální prohlídka a fotodokumentace,
- odběr vrtaných jader v několika profilech přes čedič – lepidlo – podkladní beton – původní ostění,
- mineralogické analýzy (RTG difrakce),
- orientační chemické stanovení obsahu síranů a uhličitánů v jednotlivých hloubkových horizontech.

Výsledky

Čedičové dlaždice i polymercementové lepidlo byly v době průzkumu bez zjevných poruch. Lepicí vrstva nevykazovala známky chemického napadení a přilnutí k čediči i podkladnímu betonu bylo velmi dobré. To naznačuje, že vnitřní prostředí stoky (odpadní voda, plyny) bylo vůči tomuto systému účinně odříznuto. Na následujícím obrázku jsou patrné poruchy kynety.

Nejvýraznější změny byly zjištěny v novém podkladním betonu:

- v pásmu těsně pod lepidlem (jednotky milimetrů) byly identifikovány hydratační produkty odpovídající relativně málo narušenému portlandskému cementu: portlandit, omezené množství ettringitu, částečně přítomný kalcit,
- směrem k vnějšímu plášti ubývalo portlanditu, zatímco množství ettringitu výrazně narůstalo; v matrici byly patrné trhliny a lokální rozpínání,
- v zóně blíže k původnímu ostění se již vedle ettringitu významně vyskytoval thaumasit,
- v bezprostřední blízkosti ostění převládal thaumasit a původní struktura C–S–H fáze byla prakticky destruována; materiál byl makroskopicky měkký, bělavě šedý a snadno se drolil.



Obr. 2 Poruchy kynety a chodníčků

S ohledem na nepřítomnost vápencového kameniva je třeba výskyt kalcitu a thaumasitu spojit především s vápencovou složkou směsného cementu a s karbonatací hydratačních produktů. Mineralogické složení, ve kterém podíl ettringitu a thaumasitu roste směrem k ostění, jednoznačně ukazuje, že zdroj síranů se nachází vnější straně konstrukce – tj. v podzemní vodě či v původním zdivu a zásypových materiálech – a koroze postupuje z vnějšího pláště směrem k čedičovému obkladu.

Mechanismus poruchy

Na základě provedené diagnostiky lze mechanismus shrnout následovně:

1. Z vnějšího pláště stoky proniká do nového podkladního betonu voda se zvýšeným obsahem síranů.
2. V chladném, trvale zavodněném prostředí dochází nejprve k tvorbě ettringitu v zóně bohaté na Ca(OH)_2 a alumináty.
3. Přítomnost uhličitánů pocházejících z vápencové příměsi ve směsném cementu a z karbonatace hydratačních produktů vytváří podmínky pro následnou tvorbu thaumasitu, který rozkládá C-S-H fázi.
4. Koroze probíhá od ostění směrem dovnitř; čedičová dlažba a odolné lepidlo brání přístupu vody a agresivních složek z vnitřního prostředí, ale zároveň zakrývají probíhající destrukci podkladního betonu.

Případ tedy dokládá, že i relativně malý podíl vápence ve směsném cementu může v prostředí s vysokou síranovou agresivitou a nízkou teplotou postačovat k rozvoji thaumasitové koroze, pokud není omezen přístup síranů z vnějšího prostředí. Na následujícím obrázku je znázorněný zdegradovaný podkladní beton.



Obr. 3 Zdegradovaný podkladní beton

Dopady na návrh rekonstrukcí stok

Obvyklý přístup při rekonstrukci stok spočívá v ochraně vnitřního povrchu pomocí chemicky odolných obkladů. Předložený případ ukazuje, že takové opatření je nutnou, nikoli však postačující podmínkou. Pro zajištění trvanlivosti je třeba:

- samostatně posoudit vnitřní a vnější chemické zatížení,

- v prostředí se zvýšeným obsahem síranů v podzemní vodě uvažovat o síranovzdorných či struskových cementech s omezeným obsahem vápence,
- minimalizovat propustnost podkladního betonu (nižší w/c, kvalitní zhutnění, vhodné příměsi),
- zvažovat hydroizolační opatření z vnější strany (izolační povlaky, injektáže, drenáž), která omezí přísun síranů,
- mít na paměti, že rostoucí využití vápencových a LC3 cementů může v obdobných konstrukcích zvyšovat riziko thaumasitu a vyžaduje proto cílené trvanlivostní ověření.

Závěr

Popsaná případová studie dokumentuje rychlou destrukci podkladního betonu v kanalizační stoce, ke které došlo navzdory použití chemicky odolného čedičového obkladu. Diagnostika prokázala thaumasitovou formu síranové koroze, jež postupovala z vnějšího pláště konstrukce směrem k vnitřnímu povrchu. Klíčovou roli sehrála kombinace vysokého přísunu síranů, nízké teploty, trvalé saturace a přítomnosti uhličitánů ze směsného cementu s vápencovou příměsí.

Vzhledem k současnému trendu nahrazování čistě portlandských cementů směsnými cementy s vápencem a LC3 cementy lze očekávat, že obdobné případy nebudou do budoucna ojedinělé. Pro návrh rekonstrukcí stok a dalších podzemních konstrukcí je proto nezbytné věnovat zvýšenou pozornost **thaumasitové korozi** jako samostatnému degradačnímu mechanismu a přizpůsobit volbu pojiva i ochranných opatření konkrétním podmínkám chemického a teplotního zatížení.

Poděkování

Tento příspěvek byl podpořen projektem „Environmentálne efektívne stavebníctvo ako nástroj pre zmiernenie klimatickej zmeny v cezhraničnom regióne“ (NFP403201DPP8) v rámci operačního programu Interreg VI-A Slovensko – Česko, spolufinancovaný ze zdrojů Evropského fondu regionálního rozvoje.

NOVÁ METODIKA POSUDZOVANIA SANAČNÝCH PROTIVLHKOSTNÝCH ZÁSAHOV DO MÚROV PAMIATKOVO CHRÁNENÝCH STAVIEB

Oto Makýš¹

Abstrakt

Zavlhňanie murovaných konštrukcií pamiatkovo chránených stavieb je akútny problém, ktorý sprevádza existenciu takmer každej stavby postavenej približne pred polovicou 20. storočia. Sanácia takto postihnutých budov je výzva, ktorú sa ľudia snažili vyriešiť už dávno. Ich riešenia ale boli závislé od dobovej dostupnosti vhodných materiálov a technológií. V posledných desaťročiach nastal v tejto oblasti významný posun k lepšiemu a dnes tak máme k dispozícii viacero účinných spôsobov. V praxi sa ale zároveň používajú aj riešenia, ktoré nie sú dostatočne účinné. Pomôcť metodikom Krajských pamiatkových úradov v rozhodovaní ktoré riešenia povoliť a ktoré nie sa Pamiatkový úrad SR rozhodol spracovaním príslušných metodík rozhodovania.

Úvod

Pamiatkový úrad SR inicioval v rámci Plánu obnovy a odolnosti² zameraného na reformu zvýšenia transparentnosti a zefektívnenia rozhodnutí Pamiatkového úradu Slovenskej republiky spracovanie **troch východiskových skupín metodík** rozhodovania Krajských pamiatkových úradov. Cieľom tejto reformy bolo v prvom rade zlepšenie kvality a efektívnosti rozhodovacieho procesu.

Obr. 1. Titulná strana metodiky Pamiatkového úradu SR zameraná na sanáciu zvlhňajúcich konštrukcií.

V rámci časti **B. Metodika princípov rozhodovania Pamiatkového úradu SR vo**



¹ doc. Ing., PhD., Slovenská technická univerzita v Bratislave., Stavebná fakulta, Katedra technológie stavieb. Centrum technológie obnovy pamiatok.

² Plán obnovy a odolnosti bol vypracovaný a schválený na základe kritérií Nariadenia Európskeho parlamentu a Rady (EÚ) 2021/241 z 12. februára 2021. Zriaďuje sa ním mechanizmus na podporu obnovy a odolnosti. Pre oblasť kultúry boli v tomto vypracované mľníky a ciele v rámci Komponentu 2: Obnova budov.

veciach stavebno-technického, alebo reštaurátorského zásahu, časti 10. Údržba a preventívna ochrana bola spracovaná metodika zameraná na „Vlhnutie objektov soli a sanácia vlhkosti a biodegradácia riasy, machy, huby, sanácia“. Autormi tejto metodiky sú Ing. Michael Balík, CSc. a doc.Ing. Oto Makýš, PhD. Recenzentami boli doc.Ing. Jaroslav Solař, Ph.D. a Ing.arch. Ondřej Šefců.

Zavlhňanie starších murovaných konštrukcií

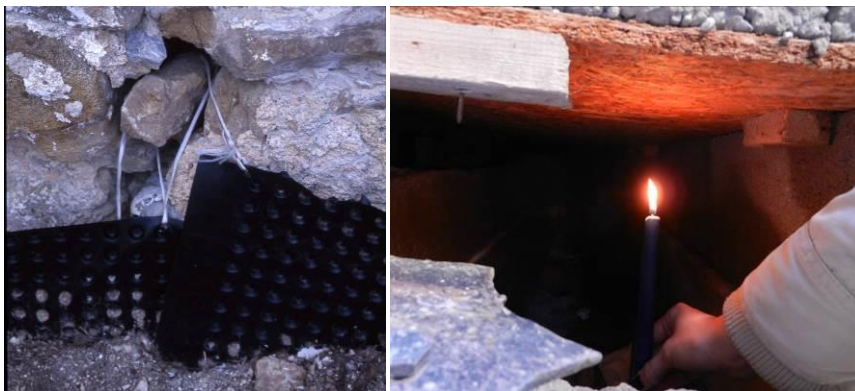
Zavlhňanie stavebných konštrukcií starších stavieb, obzvlášť tých, ktoré sú pamiatkovo chránené, je problém, ktorý ich sprevádza dlhodobo. Staviteľia sa ním zaoberali už v predchádzajúcich storočiach, ako napríklad aj Vitruvius pred asi 2000 rokmi a pokúšali sa ho aj prakticky riešiť. Zásadným obmedzením účinnosti tradičných sanačných riešení bola ale dobová materiálová aj technologická báza, ako aj obmedzenia dobového poznania sveta. Dobové možnosti tak umožňovali riešiť zavlhňanie stavebných konštrukcií len v obmedzenom rozsahu. Často napríklad konštrukčne, keď boli obytné priestory, ktoré mali byť suché, umiestňované vo vyšších nadzemných podlažiach. Alebo napríklad, v prípade terénom obalených priestorov, hrubými ílovými vrstvami a tak podobne.



Obr. 2 a 3. Na ilustrácii vľavo je konštrukčná izolácia baziliky v Šaštíne založená na oddelení hlavnej stavby od podlažia polozapusteným suterénom, čo už dnes spoľahlivo nefunguje. Na obrázku vpravo vidno rozdiel vo sfarbení muriva pod a nad ílovou izoláciou kazematov Starej pevnosti v Komárne, čo dokazuje, že táto izoláciu tu funguje.

Na základe analýzy dobových riešení sanácie zavlhňajúcich konštrukcií dnes vieme jednoznačne povedať, že väčšina tradičných sanačných riešení nie je dostatočne účinná a neumožňuje zabezpečiť priestory na dnes požadovanej úrovni kvality ich užívania. Túto znalosť je potrebné **neustále opakovať**, pretože nemálo ľudí, aj odborníkov si myslí, že v minulosti sa vlastníci vedeli o svoje zavlhňajúce budovy lepšie postarať než my dnes.

Je ale tiež pravdou, že mnoho budov dnes nie je dostatočne starostlivo udržiavaných, čo problémy so zavlhňaním často zhoršuje. Treba však zdôrazniť, že ani priebežná kvalitná údržba bez adekvátnych zásahov do konštrukcií problém zavlhňania budov nevyrieši. Dnes už máme našťastie k dispozícii viaceré moderné technológie sanácie, ktorými dokážeme dosahovať vynikajúce výsledky.



Obr. 4 a 5. Dva príklady málo účinných technológií v prípadoch vysokej hodnoty zamokrenia muriva. Fólia na obrázku vľavo nie je ani riadne zakončená a chránená pred zatekaním dažďovou vodou a v odvetrávacom kanáli vpravo neprúdi žiadny vzduch.

Technológie sanácie zvlhňajúcich budov

Technológií sanácie dnes existuje viacero a aby sme sa v nich orientovali, tak ich rozdeľujeme do niekoľkých skupín. Uvedené rozdeľovanie vychádza z nášho pôvodného rozdeľovania, ktoré má korene ešte v dobách československej republiky. Používame ho teda viac ako pol storočia. Inde v zahraničí sa sanačné technológie rozdeľujú aj inak, ale naše rozdeľovanie považujeme za tradičné a dobré.

Jednotlivé technológie, ktoré sa dnes používajú na riešenie sanácie zvlhňania budov u nás teda dnes rozdeľujeme do niekoľkých skupín:

A. Účinné zásahy

Ide o zásahy, ktoré zamedzia vode vzlínať do vyššie položených častí konštrukcií stavby, prípadne vodu z konštrukcií dokázateľne aktívne odstraňujú. **Ide o skupinu najúčinnnejších sanačných zásahov.**

1. **Technológie vytvorenia dodatočných nepriepustných vrstiev** (premurovanie izolačnej škáry, podrezanie muriva, zarážanie nehrdzavejúcich plechov, ukladanie dodatočnej hydroizolačnej vrstvy, napr. flovej).
2. **Technológie vytvorenia hydroizolačných clôn** (vytvorenie hydrofobizačných clôn, vytvorenie tesniacich clôn, vytvorenie tesniacich aj hydrofobizačných clôn).
3. **Technológie využívajúce elektrofyzikálne javy** (predovšetkým inštalácia zariadení aktívnej elektroosmózy, ostatné technológie tejto skupiny sú buď minimálne účinné, alebo diskutabilné, či ich účinnosť dokonca nie je ani vedecky podložená).

B. Doplnkové zásahy

Ide o zásahy, ktoré v prevažnej väčšine prípadov, obzvlášť prípadov silného zamokrenia stavieb vodu z konštrukcií neodstraňujú. Môžu situáciu zvlhčenia budovy síce zlepšiť, ale väčšinu ju uspokojivo nevyriešia.

4. **Technológie zabezpečujúce odvetrávanie** (vytvorenie odvetrávacích kanálikov, zabezpečenie odvetrania kontaktným kanálom, zabezpečenie odvetrania kontaktnou štrbinou vďaka profilovanej fólii, vytvorenie predmúrovky, vytvorenie dutinových podláh a pod.).
5. **Technológie zohrievania konštrukcií** (inštalácia skrytého vykurovania, zariadení mikrovlnného vysušovania, realizácia teplovzdušného vysušovania).
6. **Doplnkové technológie** (realizácia hydroizolačných náterov, hydroizolačných omietok, alebo tmelov, sanačných omietok, odsolovania muriva, konzervovania povrchových úprav a pod.).
7. **Súvisiace technológie** (vytvorenie drenáže, zníženie hladiny podzemnej vody, vytvorenie paropriepustných úprav okolia a pod.).

Rozdelenie technológií na účinné a na doplnkové zásahy je pomerne nové. Reaguje na už spomínaný zmätok, ktorý sa vyskytuje ako medzi laikmi, tak aj medzi niektorými odborníkmi. V pôvodnom československom rozdeľovaní sa ako prvá skupina uvádzali odvetrávacie technológie, čo mohlo vzbudzovať dojem, že nadmernú vlhkosť stačí z mokrých konštrukcií len odvetrať. Stručne povedané, väčšinou to nestačí.

V každom prípade ide pri technológiách vytvárajúcich bariéru prestupu vody murivom o najúčinnnejšie riešenia.



Obr. 4 a 5. Vľavo je stroj režúci murivo s pomocou „diamantového“ lana a vpravo injektážna súprava v akcii.

Podobne to uvádza aj prof. Gottfried Kiesov v „Biblii nemeckej pamiatkovej starostlivosti“ [Kiesow, G., 2012]: „Dodatočná aplikácia izolačnej vrstvy, pokiaľ je správne zhotovená, je síce najúčinnnejšia a najtrvanlivejšia, ale bohužiaľ súčasne aj najdrahšia. Murivo sa musí podsekať, alebo podrezať. Tiež sa **takmer nezasiahne**

do substancie a nedochádza ani k významnejším otrasom.“ Čiže **nejde o tak zásadný invazívny zásah** ako sa mnohí obávajú. Obzvlášť v porovnaní s inými nevyhnutnými invazívnymi zásahmi do stavieb, akými sú napríklad inštalácie moderného technického zariadenia budov. Závažný zásah do muriva to ale nesporne je a následok zlej realizácie môže vyvolať ďalšie poruchy. To ale platí o takmer všetkých technológiách.

Dôsledky spracovania metodík

Spracovanie metodík, ktorých je viac ako 35 a medzi ktorými sú aj metodiky posudzovania obnovy železobetónových, či murovaných konštrukcií bolo motivované snahou sprehľadniť proces povoľovanie stavebných zásahov do pamiatkovo chránených objektov. Metodiky majú slúžiť ako pracovníkom / pracovníčkami Krajských pamiatkových úradov, tak aj projektantom, realizátorom, remeselníkom, vlastníkom, či správcom a ďalším účastníkom procesu obnovy stavebných pamiatok.

Ich spracovanie bolo potrebné už dávnejšie, no brzdila ho obava z možných problémov, ktoré by prinášali niektoré možné nepresné formulácie v nich, či napríklad nejasnosti v ich chápaní ústiace do nejednotných interpretácií. Táto obava bola opodstatnená a je jej treba čeliť aj v súčasnosti. Stavebný pamiatkový fond je veľmi rozdielny a nie je možné sformulovať jednoznačné pravidlá jeho obnovy, ktoré by boli univerzálne platné. Takmer každý objekt a takmer každý zásah je potrebné posudzovať individuálne.

Napriek tomu, že metodiky zvyčajne jasne formulujú zásady prístupu k nasadzovaniu jednotlivých skupín technológií, tak v nich stále zostáva určitý priestor práve na interpretáciu týchto zásad. V tomto procese interpretácie tak vznikajú miesta aj na individuálne posudzovanie stavebných zásahov, čo v sebe skrýva možné problémy, ktoré môžu ústiť až do konfliktov. V praxi sa už vyskytli komplikácie, keď príslušný pracovník / pracovníčka vyžadovali riešenia sanácie, ktoré metodiky neodporúčajú s odôvodnením, že metodiky nie sú záväzným dokumentom, ale len odporúčacím a oni majú iný názor než príslušní odborníci.

Pre korektnosť treba ale tiež uviesť, že aj v metodikách sa môžu vyskytovať nepresnosti, alebo omyly, alebo môžu byť medzi jednotlivými metodikami aj určité rozdiely. Bude preto potrebné po určitom čase metodiky opäť dôkladne analyzovať a existujúce nepresnosti opraviť. Napokon aj vývoj technologických a materiálových riešení obnovy pamiatok neustále napreduje.

A napokon treba spomenúť ešte jednu dôležitú aktivitu, ktorá riadnemu používaniu metodík pomôže a tou sú priebežné školenia pracovníkov / pracovníčok pamiatkových úradov. Tiež ale aj projektantov, realizátorov a iných účastníkov procesu stavebnej obnovy pamiatok vhodnými odborníkmi. Obzvlášť autormi jednotlivých metodík. Takto sa dostanú ich výstupy priamo k dôležitým adresátom a zároveň tak autori získajú podklady na ďalšie aktualizovanie metodík.

Výber odporúčanej literatúry

- [1] BALÍK, Michael. STARÝ, Jiří: *Sklepy. Opravy a rekonstrukce*. Praha: Grada Publishing, 2003, ISBN 80-247-0221-5.
- [2] Balík, Michael. *Vysušování zdiva 1*. Praha: Grada Publishing, 2002, ISBN 80-247-0438-2.
- [3] Balík, Michael. *Vysušování zdiva 2*. Praha: Grada Publishing, 1997, ISBN 80-7169-440-1.
- [4] Balík, Michael. *Vysušování zdiva 3*. Praha: Grada Publishing, 1999, ISBN 80-7169-737-0.
- [5] Balík, Michael – Solař, Jaroslav: *Odvodnění domu, Anglické dvorky, drenáže, dutiny*, Praha: Grada Publishing, 2010, ISBN 978-80-247-3393-7.
- [6] Ižvolt, Pavol: *Údržba historických stavieb, Príručka pre preventívnu údržbu nehnuteľných pamiatok*, Bratislava: Pamiatkový úrad SR, 2017, ISBN 978-80-89175-76-5.
- [7] Kiesow, Gottfried: *Památková péče v Nemecku* (v originály: *Denkmalfpflege in Deutschland. Eine Einführung*). Brno: Barister&Principal (orig. Darmstadt: WGB), 2012 (orig. 2000), ISBN 978-80-86752-95-2, 2012.
- [8] Lebeda, Jaroslav a kol.: *Sanace zvlhlého zdiva*. Praha: SNTL, 1988.
- [9] Makýš, Oto: *Technologie renovace budov*. Bratislava: JAGA GROUP, 2004, ISBN 80-8076-006-3.

Zborníky

- [10] Fára, Pavel: *Rizika aplikace profilovaných fólií při sanaci vlhkého zdiva*, In: Praha: STOP, odborný seminár: Technologie, které se v památkové péči neosvědčily II – důvody, příčiny a praktické následky, 2013.
- [11] Kohút, Vladimír: *Statické problémy pri sanácii zvlhnutých pamiatkových budov*, In: zborník prednášok, Betonárske dni 2016, Bratislava: Vydavateľstvo Slovenskej technickej univerzity v Bratislave, 2016, ISBN 978-80-227-4622-9.
- [12] Fára, Pavel: *Nevhodné způsoby sanace vlhkého zdiva*, In: Praha: ročenka STOP, 2012, ISBN 978-80-86657-16-5.
- [13] Šefců, Ondřej: *Problém vlhkosti v památkách*, In: Praha: STOP, Zpravodaj, svazek 15, č. 2, téma: Údržba památkových objektů v exteriéru, 2013, ISSN 1212-4168.
- [14] Šťastný, Pavel: *Hydrofobní povrchová úprava krémy a kapalinami – teorie a zkušenosti z terénu*, In: Praha: STOP, odborný seminár: Hydrofobizace stavebních památek – možnosti a rizika, 2010.

DIAGNOSTIKA A HODNOTENIE STAVU BUDOVY S KOMBINOVANÝM SYSTÉMOM

Peter Koteš¹
František Bahleda²
Michal Zahuranec³
Andrej Krištof⁴

Abstrakt

Budova súdu v Poprade slúži svojmu účelu už desaťročia. Ide o čiastočne 4-poschodovú (vedľajšia časť budovy) a 5-poschodovú budovu (hlavná časť budovy) v pôdoryse v tvare L. Najprv sa vykonala diagnostika nosnej konštrukcie budovy a následne sa overila odolnosť jednotlivých prvkov. Ide o relatívne jednoduchú budovu, ale zložitú nosnú konštrukciu pozostávajúcu z niekoľkých typov prvkov z rôznych materiálov. Stropné a strešné dosky sú na časti zhotovené zo železobetónových I-nosníkov, medzi ktorými sú umiestnené betónové tvárnice (keramický strop), a čiastočne zo železobetónových prefabrikovaných dosiek, ktoré sú uložené na pozdĺžnych železobetónových (ŽB) nosníkoch. Pozdĺžne ŽB nosníky sú podopreté (v závislosti od poschodia) buď na železobetónových stĺpoch, alebo len na nevystužených betónových stĺpoch, alebo na murovaných stĺpoch. Stabilitu budovy zabezpečujú murované steny z murovacích prvkov rôznej kvality. Diagnostika bola zameraná na overenie geometrických rozmerov a mechanických vlastností použitých materiálov (betón, výstuž, murivo). Ako podklad slúžila pôvodná projektová dokumentácia (PD). Po diagnostike bol vykonaný prepočet nosnej konštrukcie budovy. Výpočet ukázal, že niektoré prvky nespĺňajú dnešné požiadavky uvedené v eurokódoch. Preto bola budova zhodnotená ako celok a boli navrhnuté spôsoby jej využitia vrátane možnosti zosilnenia prvkov. V príspevku sú uvedené výsledky diagnostiky a prepočtu nosnej konštrukcie budovy súdu.

1. Úvod

V rámci modernizácie a skvalitňovania súdnej infraštruktúry na Slovensku sa niektoré budovy súdov na Slovensku obnovujú a rekonštruujú. Jednou z nich je aj budova Okresného súdu v Poprade.

V rámci spolupráce s praxou bola katedra stavebných konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity v Žiline (KSKM, SvF, UNIZA) požiadaná o posúdenie stavu nosnej konštrukcie uvedenej budovy Okresného súdu

¹ prof. Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

² Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

² Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

³ Ing., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

v Poprade. Úlohou bolo overiť aktuálny stav nosnej konštrukcie, čo predstavovalo urobiť diagnostiku jednotlivých prvkov nosnej konštrukcie a následne overiť odolnosť a použiteľnosť prvkov pomocou statického prepočtu. Statický posudok bol vypracovaný v rámci zhotovenia projektovej dokumentácie Modernizácie budovy Okresného súdu v Poprade, ktorá zahŕňala projektové riešenie konštrukčného stavu vypracované katedrou pozemného staviteľstva a urbanizmu, SvF, UNIZA. V rámci projektu boli navrhnuté nové zloženia nášľapných vrstiev podláh, nových vrstiev strešnej konštrukcie a rozmiestnenie priečok. Preto statický posudok zohľadňoval už nové zaťaženia, starý pôvodný stav nebolo potrebné uvažovať. Pohľad na budovu a jej hlavný vstup je znázornený na obr. 1.



Obr. 1 Pohľad na budovu Okresného súdu v Poprade

2. Opis nosného systému budovy

K dispozícii bola aj pôvodná projektová dokumentácia prístavby [1], čo nebýva v praxi bežné, že sa podarí ju získať. Podľa projektu [1] má existujúci objekt pôdorys tvaru L s maximálnymi rozmermi 62,1x36,7m. Pozostáva z dvoch samostatných dilatčných celkov „Hlavnej budovy“ a „Prístavby“. Hlavná budova je nepodpivničená s 5-timi nadzemnými podlažiami a nepodpivničená prístavba má 4 nadzemné podlažia. Nosný systém oboch budov je trojtrakt s rozpätím 5,2-2,2-5,2 m, ktorý je tvorený obvodovými stenami/stĺpmi a vnútornými rámami. Objekt je koncipovaný ako murovaná stavba so železobetónovými prievlakmi a nosníkovými stropmi.

Pôdorys budovy so zvoleným rastrom je zobrazený na obr. 2. V rámci statického prepočtu bol zvolený rovnaký spôsob označovania prvkov – rovnaký raster, ako v prípade diagnostiky.

Budova je riešená ako murovaný skelet systémom dvoch radov pilierov 600x400 mm a obvodových pilierov 450x450 mm. Použitý materiál bol daný zaťažením na jednotlivé nosné prvky a v prevažnej časti sú piliere tehlové z plnej pálenej tehly P 10 (P100 podľa starého označenia), alebo P 20 (P200 podľa starého označenia) na maltu podľa označenia a popisu vo výkresovej časti. V dolných podlažiach bol použitý na piliere prostý betón (tehlový prierez pravdepodobne nevyhovoval). Pričky boli nenosné.

Stropné konštrukcie boli navrhnuté z prefabrikovaných nosníkov PZT s vložkami PLM2-30 - nad struskobetónovými vložkami PLM2-30 medzi nosníkmi PZT je dobetonávka z betónu C10/13,5 (B170). Prefabrikované nosníky PZT majú priečny rez riešený ako I-prierez výšky 300mm. Tieto prefabrikované I-priezezy boli uložené (zakotvené) do prievlakov a vencov nad obvodovým murivom. Strop nad chodbovým traktom je z prefabrikovaných dosiek PZD 2b-210. Nosný systém stropov je vytvorený z vystužených prievlakov uložených na pilieroch stredného traktu. Z PD [1] nie je jasné, či ide o systém železobetónových prostých nosníkov (prievlaky), ale predpokladáme, že skôr ide o systém spojitého železobetónového nosníku uloženého na stĺpoch z muriva, alebo stĺpoch z prostého betónu, takže nepôsobia ako prosté nosníky a taktiež nepôsobia ako rámová konštrukcia, ale prievlaký sú spojitý nosník klbovo uložený na murovaných stĺpoch, alebo stĺpoch z prostého betónu. To znamená, že stĺpy prenášajú zvislé sily centricky, alebo excentricky v závislosti na uložení prvkov, takže môžu mať aj momenty, ale neprejavovali sa v stĺpoch momenty z rámového pôsobenia. Stuženie budovy je zaistené sústavou priečnych a pozdĺžnych murovaných stien.

Na obvodovom murive je nosná konštrukcia vytvorená z prefabrikovaných nadokenných prekladov. Kvôli celkovému stuženiu budovy sú v úrovni jednotlivých stropov navrhnuté železobetónové vence po celom obvode budovy.

3. Diagnostika budovy a jej výsledky

Vzhľadom na zložitosť nosného systému (kombinácia murovaných, betónových a železobetónových prvkov) musela byť diagnostika nosného konštrukčného systému vykonaná vo viacerých dňoch – diagnostika trvala celkom 5 dní.

V rámci diagnostiky boli overené geometrické rozmery prvkov a zároveň aj materiálové vlastnosti použitých materiálov, a to kvalita muriva pomocou Kučerovej vŕtačky a kvalita betónov pomocou nedeštruktívnej skúšky Schmidtovým tvrdomerom. Overenie betónu pomocou jadrových vývrtov v tomto prípade nebolo možné vykonať vzhľadom na rozmery prvkov – aby nedošlo ku ich oslabeniu do takej miery, že by boli už poškodené vývrtom. Hlavnými výsledkami diagnostiky boli:

- Kvalita realizovaných betónových prvkov bola veľmi nízka, v betóne sa nachádzali kaverny a nezhutnené miesta. Na viacerých miestach nebolo možné ani vykonať skúšku Schmidtovým tvrdomerom. Trieda betónu však bola nízka už v pôvodnom návrhu.
- Prievlaký boli max. výšky 500 mm. Výška prievlaku po dĺžke nebola konštantná, pri stĺpe bol prierez nižší. V strede rozpätia nosníkov boli

prievlaky zdeformované (zvislé priehyby), ale táto deformácia nezodpovedala deformácii stropu – pravdepodobne išlo o chybu pri realizácii.

- V prievlaku 2.NP GH-/2 bola v $\frac{1}{4}$ rozpätia od podpory G-/2 trhlina. Trhlina vychádzala z miesta uloženia (vsunutia) stropného nosníka do prievlaku. Šírka trhliny bola 0,3 mm.
- V kontrolovaných miestach betonárska výstuž v prievlakoch nemala významné korózne úbytky.
- V rámci nadokenného prievlaku bola výstuž povrchovo skorodovaná.
- Pod priečkami sa nenachádzali zdvojené nosníky.
- V miestach stropných nosníkov sa nachádzali pozdĺžne trhliny.

4. Výsledky statického prepočtu

Statický prepočet a výpočet odolnosti sa vykonal pre všetky typické nosné prvky konštrukcie budovy. Do úvahy sa brali hodnoty materiálových a geometrických charakteristík zistených na nosnej konštrukcii, ktoré boli overené diagnostikou a hodnoty z poskytnutej PD [1]. Ďalej boli zohľadnené európske normy STN EN, platné pre navrhovania konštrukcií.

Nosné prvky konštrukcie boli posúdené podľa príslušného namáhania, napr. na momentovú odolnosť, šmykovú odolnosť, krútenie, interakciu šmyku a krútenia, kombináciu tlaku a ohybu, prípadne ťahu a ohybu a obmedzenie napätí.

Z prepočtu vyplynulo, že:

a) Posúdenie na súčasne platné normy STN EN – s uvažovaním úžitkového zaťaženia $4,0 \text{ kN/m}^2$ – väčšina prvkov nevyhovela. Vyplyvalo to aj z toho predpokladu, že pôvodná budova bola pravdepodobne navrhovaná iba na základnú hodnotu úžitkového zaťaženia $1,5 \text{ kN/m}^2$ pre bežné miestnosti spolu s hodnotou $2,0 \text{ kN/m}^2$ vyžadovanou pre zhromažďovanie osôb (úžitkové zaťaženie) – ide o hodnoty požadované normami v čase návrhu budovy.

b) Posúdenie na súčasne normy platné v čase návrhu – s uvažovaním úžitkového zaťaženia $2,0 \text{ kN/m}^2$ – väčšina prvkov vyhovela, avšak niektoré prvky opäť nevyhoveli! Dosky PZD použité v chodbových traktoch vyhovujú na zaťaženie $3,0 \text{ kN/m}^2$. Zoznam prvkov, ktoré vyhovovali, a ktoré nevyhovovali boli znázornené v prílohe správy pre lepší prehľad. Tieto prvky bolo odporúčané zosilniť, aby budova vyhovovala aspoň minimálnym požiadavkám na zaťaženie.

5. Závery

Príspevok prezentuje výsledky diagnostiky a prepočtu nosnej konštrukcie budovy s kombinovaným systémom. Išlo o kombináciu murovaných dielčích prvkov, betonových a železobetónových prvkov. Diagnostikou boli zistené geometrické a materiálové vlastnosti jednotlivých prvkov. Statický prepočet opäť preukázal, že normové zaťaženia vyžadujúce súčasne platné Eurokódy STN EN sú podstatne väčšie ako boli vyžadované zaťaženia podľa už neplatných starých noriem STN

(prípadne ČSN). Z prepočtu vyplynulo, že niektoré prvky už nevyhovujú na dnešné požiadavky a zaťaženia. Preto boli poskytnuté rôzne možnosti užívania budovy a prípadne jej rekonštrukcie.

Podakovanie

Tento článok vznikol za finančnej podpory Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úloh 1/0321/24 a podpory Agentúry na podporu výskumu a vývoja na základe zmluvy APVV-23-0626.

Literatúra

- [1] Projektová dokumentácia: Prístavba k administratívnej budove MNV; PD obsahuje: technickú správu, Ekonomická správa, statický výpočet – neobsahuje, výkresovú dokumentáciu; PD spracoval: Vojenský projektový ústav Bratislava, zák. č.: 47608, Ing. Longber, 08/1960.
- [2] Blikharsky, Y.; Selejdak, J.; Koptika, N.; Vash-kevych, R. (2021) Study of Concrete under Combined Action of Aggressive Environment and Long-Term Loading. *Materials*, 14(21), Article Number 6612.
- [3] Rehacek, S.; Citek, D.; Citek, A.; Krystov, M. (2021) The Quality Control of the Concrete of the Supporting Structure of Bridge Reg. No. V-32 in Vrchlabi. 17th International Conference on Special Concrete and Composites, 2322, Article Number 020022.
- [4] Ryjaček, P.; Macho, M.; Stančík, V.; Polák, M. (2016) The Deterioration and assessment of steel bridges. *Proceedings of the 8th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2016*, s. 1188-1195.
- [5] Hollý, I.; Bilčík, J.; Gajdošová, K. (2016) Numerical modeling of reinforcement corrosion on bond behaviour. *International Multidisciplinary Scientific GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Management, SGEM*, 249, s. 191-196.
- [6] Moravčík, M.; Bujňáková, P. (2011) New Precast Bridge Girder with Combined Prestressing. *Communications - Scientific Letters of University of Zilina*, vol. 13, No. 3, s. 19-23.
- [7] Bacharz, K.; Raczkiewicz, W.; Bacharz, M.; Grzmil, W. (2019) Manufacturing Errors of Concrete Cover as a Reason of Reinforcement Corrosion in a Precast Element-Case Study. *Coatings*, 9(11), 702.
- [8] Kral'ovanec, J.; Bahleda, F.; Prokop, J.; Moravčík, M.; Neslusan, M. (2021) Verification of Actual Pre-stressing in Existing Pre-Tensioned Members. *Applied Sciences-Basel*, 11(13), art. n. 597.
- [9] Moravčík, M.; Bujňáková, P.; Bahleda, F. (2020) Failure and damage of a first-generation precast prestressed bridge in Slovakia. *Structural Concrete*, 21(6), s. 2352-2362.
- [10] Odrobiňák, J.; Gocál, J.; Jošt, J. (2017) NSS test of structural steel corrosion. *Roczniki Inżynierii Budowlanej*, Polish Academy of Science, Territorial Branch Katowice, 15, s. 7-14.

DIAGNOSTIKA PORÚCH VEŽE SMOLENICKÉHO ZÁMKU

Róbert Sonnenschein¹

Lucia Majtánová²

Abstrakt

Veža Smolenického zámku vykazuje viaceré poruchy nosnej konštrukcie, ktoré môžu zapríčiniť zníženie komfortu užívania a neskoršie ohrozenie bezpečnosti. Diagnostika bola realizovaná len na samotnej veži, pre zistenie rozsahu poškodenia nosných prvkov a následný návrh opravy týchto porúch.

1. Úvod

Zámok bol postavený na ruinách pôvodného zámku z 15. storočia. Prestavbu pôvodného zámku začal gróf Jozef Pálffy starší na prelome 19. a 20. storočia podľa návrhov architekta Josefa Huberta. Dostavaný bol až po druhej svetovej vojne v rokoch 1949 – 1957. Od roku 1953 je zámok vo vlastníctve Slovenskej akadémie vied a využíva sa ako Kongresové centrum. [1] Zámok sa skladá z viacerých objektov. Diagnostika je zameraná na objekt veže Zámku Smolenice. Veža je nepravidelného sedemuholníkového pôdorysu s výškou 33 m. Pôdorys veže sa smerom hore rozširuje. Veža má tri poschodia a na vrchu veže je vyhliadka s betónovým zábradlím, na ktorú vedie točité schodisko spolu so 156 stupňami. Samotná veža je zhotovená prevažne z monolitického železobetónu.

Projektová dokumentácia objektu sa nezachovala, preto bolo zrealizované skenovanie celého zámku vrátane veže, ktoré slúžilo ako podklad pre diagnostiku.



Obr. 1 Snímka zámku z dronu

¹ doc. Ing., PhD., Katedra betónových konštrukcií a mostov SvF STU v Bratislave, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, email: robert.sonnenschein@stuba.sk

² Ing., PhD., Katedra betónových konštrukcií a mostov SvF STU v Bratislave, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, email: lucia.majtánová@stuba.sk

2. Vykonané merania

Na základe požiadaviek objednávateľa bolo potrebné stanoviť základné parametre nosnej konštrukcie, ktoré je možné získať bez vykonania významných deštruktívnych prác, a overiť spôsob vystuženia bez narušenia ich statickej funkcie. Bolo vykonaných niekoľko prehliadok nosných prvkov veže, pričom boli zaznamenané existujúce chyby a poruchy.

2.1 Popis konštrukcie veže

Nosnú konštrukciu veže tvoria monolitické železobetónové steny premennej hrúbky po výške veže usporiadané do nepravidelného sedemuholníka so stredovým železobetónovým pilierom po celej výške veže. Celková výška veže je 33 m a po výške je delená na tri podlažia. Na vrchu veže je otvorená vyhliadka so železobetónovým stropom s radiálnymi a tangenciálnymi trámami. Na železobetónovej doske vyhliadky je drevený krov zastrešenia veže. Otvorenú vyhliadku tvorí 15 stĺpikov. Vyhliadková doska je oproti pôdorysu veže rozšírená pomocou železobetónových krídiel vystupujúcich do exteriéru z nižšej úrovne veže (Obr. 2).



Obr. 2 Rozšírenie veže pod vyhliadkou

2.2 Vizuálna obhliadka veže

Vizuálna prehliadka mala za cieľ odhaliť všetky viditeľné poruchy na vonkajších povrchoch a spresniť ďalší postup pre sanáciu resp. vykonanie doplnkových meraní. Prehliadka bola vykonaná zo zeme, z rebríka a dronom. Poloha a rozsah viditeľných porúch bol zaznačený do schém a poruchy resp. ich prejavy boli odfotografované.

3. Najčastejšie poruchy a chyby

Prevažná väčšina nosných prvkov je v relatívne dobrom stavebno-technickom stave. Za všeobecný nedostatok je možné považovať nedostatočnú hrúbku krytia výstuže, čo zapríčiňuje, že lokálne je výstuž viditeľná bez výrazného poškodenia betónovej krycej vrstvy. Zatekanie nosnej konštrukcie predstavuje ďalší nežiaduci problém, keďže v týchto miestach zvýšená vlhkosť urýchľuje degradačné procesy a je potrebné priesakom na nosnú konštrukciu zabrániť. Zväčšenie pôdorysu vyhliadky oproti nižšiemu podlažiu tvoria podpernú konštrukciu z exteriéru železobetónové rebrá. Na rebrách je možno pozorovať viacero porúch z dôvodu nedostatočného krytia výstuže ako aj poškodenia povrchu vplyvom vody z poškodeného odvodňovacieho systému veže.



Obr. 3 Poruchy v oblasti rebier

V samotnej vyhliadke sú značne poškodené obvodové stĺpiky spolu s ozdobnými zakrivenými vzperami, ako aj samotný betónový strop vyhliadky, na ktorom je osadená drevená konštrukcia strechy veže. Z vnútornej strany zábradlia vyhliadky je množstvo porúch spôsobených najmä nedostatočným krytím výstuže a pôsobením poveternostných vplyvov a nevhodného odvodnenia vyhliadky.



Obr. 4 Poškodenie zábradlia vyhliadky



Obr. 5 Poškodenie stĺpikov a vzpier vyhliadky

Stropná doska vyhliadky je poškodená vplyvom dlhodobého zatekania cez poškodenú krytinu veže a vplyvom agresivity exkrementov a kadaverov holubov a iných zvierat využívajúcich strechu veže ako úkryt pred poveternostnými vplyvmi. Stropná doska spolu s trámami je zafarbená vplyvom biologického napadnutia a vlhkosti, taktiež sa na nej vyskytujú trhliny a poškodenie krycej vrstvy, resp. nedostatočnej hrúbky krycej vrstvy a korózia výstuže.



Obr. 6 Poruchy stropnej dosky vyhliadky

4. Záver

Poruchy zistené na železobetónovej nosnej konštrukcii veže Zámku Smolenice spôsobujú degradáciu materiálu, ktorá môže časom prispieť k zníženiu bezpečnosti a únosnosti. Zaznamenané poruchy majú momentálne vplyv najmä na estetiku zámku. Neriešením príčin ich vzniku ako aj zastavením ďalšej degradácie môže mať však vplyv na ohrozenie bezpečnosti objektu a obmedzenie užívania veže zámku. Žiaden z nosných prvkov neprejavuje poruchy a deformácie, ktoré by naznačovali zníženie bezpečnosti a stability veže v aktuálnom stave.

Neodstránením porúch a nezastavením degradácie materiálov však môže v budúcnosti spôsobiť nezvratné poškodenie konštrukcie.

Pod'akovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0358/23 "Navrhovanie a zosilňovanie betónových konštrukcií s ohľadom na životné prostredie".

Literatúra

- [1] smolenickyzamok.sav.sk
- [2] Znalecký štandard – Posudzovanie technického stavu domu, bytov a nebytových priestorov (Technický a skúšobný ústav stavebný – 1993, č. 5722/93-50)
- [3] B. Metodika princípov rozhodovania Pamiatkového úradu SR vo veciach stavebnotechnického /alebo reštaurátorského/ zásahu; Železobetón a betónové stavby, spracovateľ Ing. Lucia Majtánová, PhD., Pamiatkový úrad Slovenskej republiky Cesta na Červený most 6, 814 06 Bratislava, 2023

DIAGNOSTIKA A PREPOČET MOSTA VO ZVOLENE

Peter Koteš¹
Martin Vavruš²
František Bahleda³
Jozef Prokop⁴
Michal Zahuranec⁵

Abstrakt

Príspevok sa zaoberá diagnostikou a prepočtom zaťažiteľnosti predpätého betónového cestného mosta v meste Zvolen. Most sa nachádza na miestnej komunikácii a slúži ako prístup ku časti mesta, kde je čistička odpadových vôd (ČOV). Most bol vyhotovený z prefabrikovaných dodatočne predpätých T-nosníkov o dvoch poliach (2 jednoduché polia). T-nosníky sú v priečnom smere iba tri a roznos zaťaženia je zaistený priečnym predpätím. V pôdoryse je mostný objekt priamy. O týchto T-nosníkoch je dlhodobo známe, že sú problematické vzhľadom na spôsob ich predpätia. V minulosti boli použité na niektorých mostoch, kde už museli byť nahradené novými konštrukciami. V roku 2025 bola v rámci spolupráce s praxou požadovaná Katedra stavebných konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity o vykonanie technického prieskumu a diagnostiky uvedeného mosta. Požadovaná bola vizuálna kontrola, diagnostika a overenie skutočných rozmerov a materiálových charakteristík. Na stanovenie materiálových vlastností betónu, výstuže a predpínacej ocele boli použité nedeštruktívne a polodeštruktívne metódy skúšania. Následne sa vykonal výpočet zaťažiteľnosti mostu. Za týmto účelom bol vytvorený numerický 3D MKP model. Na určenie odolnosti prierezov bol použitý štandardný prístup uvedený v Eurokódoch podľa ustanovení, ktoré zohľadňujú modifikované (nižšie) úrovne spoľahlivosti a ich odpovedajúce modifikované parciálne súčinitele podľa Eurokódov. Výsledky diagnostiky a výpočtu zaťažiteľnosti sú uvedené v príspěvku.

1. Úvod

Na Slovensku máme niekoľko tisíc mostov zahrňujúce mosty na pozemných komunikáciách a aj železničné mosty. Všetky železničné mosty majú v správe iba Železnice Slovenskej republiky (ŽSR). V prípade mostov na pozemných komunikáciách je situácia trochu zložitejšia, pretože je viac správco - Národná

¹ prof. Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

² Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

³ Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

⁴ Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

⁵ Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

dial'ničná spoločnosť (NDS), Slovenská správa ciest (SSC), vyššie územné celky (VÚC), ale aj mestá a obce. O tieto mosty je potrebné sa starať a udržiavať ich.

Mesto Zvolen spravuje všetky mosty vo svojom katastrálnom území. Jedným z týchto mostov je aj most na miestnej komunikácii MK Pustý hrad, ktorá vedie z mesta ku čističke odpadových vôd (ČOV) a do príľahlého územia. Mostný objekt preklenuje rieku Hron. V rámci spolupráce s praxou bola katedra stavebných konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity v Žiline (KSKM, SvF, UNIZA) požiadaná o posúdenie stavu uvedeného mosta. Úlohou bolo overiť aktuálny stav nosnej konštrukcie, čo predstavovalo urobiť diagnostiku jednotlivých prvkov nosnej konštrukcie mosta a následne overiť odolnosť a použiteľnosť prvkov pomocou statického prepočtu a stanoviť zaťažiteľnosť mosta. Pohľad na mostný objekt je znázornený na obr. 1.



Obr. 1 Pohľad na mostný objekt preklenujúci rieku Hron

2. Opis mostného objektu

Pôvodný projekt k dispozícii nebol, preto bolo potrebné v rámci diagnostiky mosta overiť aj jeho aktuálne rozmery a skresliť dispozičné riešenie. K dispozícii bol iba protokol o prehliadke mosta z roku 2021 [1].

Mostný objekt bol pravdepodobne postavený v roku 1965-1966 – tento predpoklad vyplýval zo štítku nájdeného na prefabrikovanom nosníku T-priezezu, na ktorom bol dátum výroby nosníku 05.11.1965. Z tohto dôvodu bolo možné predpokladať, že sa mostný objekt staval v rokoch 1965 až 1966, pričom do prevádzky bol pravdepodobne uvedený v roku 1966 (alebo 1967). Ide o dvojpoľovú konštrukciu, ktorá premostuje rieku Hron (v oboch poliach). Avšak ide o dve jednoduché (prosté) polia, nie o spojitú dvojpoľovú konštrukciu.

Nosná konštrukcia mosta je tvorená predpätými nosníkmi v tvare T-prierezu so svetlosťou cca 30,6 m. Výška nosníka je 1,80 m. Rozpätia mostných polí sú 2 x 32,0 m. Priečny rez pozostáva z 3-och predpätých nosníkov, priečne predopnutými priečnikmi v polovici rozpätia, v štvrtinách nosníka a na okraji. Nad podporami (oporami a stredným pilierom) sú krajné priečniky. Pevného ložiska pre nosníky v poli č. 1 sú na opore O1, posuvné ložiská sú na pilieri P1. Pevného ložiska pre nosníky v poli č. 2 sú na pilieri P1, posuvné ložiská sú na opore O2. Na nosnej konštrukcii (na nosníkoch) je spádová vrstva z betónu z dôvodu vyspádovania vozovky – táto vrstva nespôsobí s nosnou konštrukciou ako nosná spriahujúca doska, ale slúži iba ako spádová nenosná vrstva – uvažovalo sa s ňou iba ako so zaťažením.

Nosná konštrukcia je z betónu triedy C 45/55 (B 55, B600) – bolo to overené nedeštruktívnou metódou pomocou Schmidtovho tvrdomeru. Každý nosník je spínaný z 9-tich častí pomocou predpínacej výstuže - káblov. T-prierez bol vystužený z káblov v počte 17 (17 káblov), ktoré tvorili drôty - 20 drôtov ϕ 4,5 mm v káblových kanálikoch (rúrkach) ϕ 32 mm. Káble sú tvorené z patentovaného drôtu ϕ 4,5 mm o pevnosti $f_{pk} = 1620$ MPa so zaručenou medzou pevnosti $f_{pk,0,1} = 1200$ MPa a modulu pružnosti 190 000 MPa (190 GPa). Patentované drôty boli predpínané na napätie 1190 MPa – tento predpoklad bol prevzatý z iných projektových dokumentácií ku existujúcim mostom, kde boli použité rovnaké typy nosníkov.

Nosná konštrukcia je podopretá na dvoch monolitických krajných oporách (O1 a O2) a jednom medzil'ahlom pilieri (P1). Pôvodná projektová dokumentácia nebola k dispozícii, takže systém a pôsobenie opôr a piliera boli iba predpokladané z vizuálnej prehliadky. Ide o gravitačné nevystužené opory (drieky) so železobetónovým úložným prahom a tak isto o gravitačný nevystužený betónový pilier. Drieky opôr a piliera sú obložené kameňom – alebo ide o tzv. prekladaný betón – vymurované okraje z kamenných blokov do hĺbky cca 630 až 650 mm (potom je betón), medzi ktoré sa ukladal/lial betón. Hrúbka drieku a závernej stienky bola neznáma – nebol urobený odkop a nebola k dispozícii ani pôvodná projektová dokumentácia. Ukončenie objektu bolo v prípade opory č. 1 (O1) zo smeru mesta Zvolen pomocou gravitačných krídiel – l'avé je kolmé, pravé je šikmé. Krídla sú v podstate samostatné, gravitačné, betónové, pričom sú ku opore pripojené bez dilatácie škáry. V prípade opory č. 2 (O2) zo smeru ČOV bolo ukončenie pomocou šikmých krídiel vytvorených rovnako ako v prípade opory č. 1.

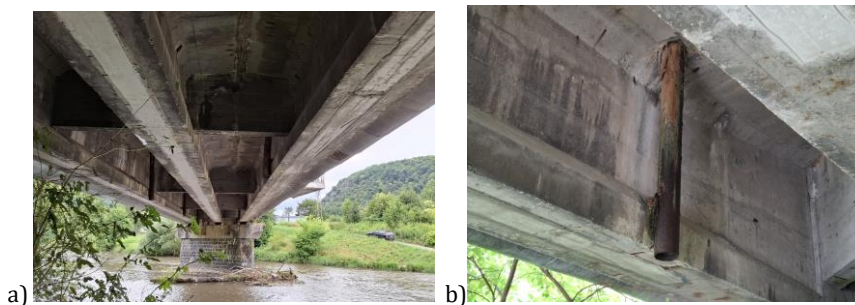
Pilier a opory sú pravdepodobne plošne založené, čo ale nebolo možné overiť bez výkopu.

3. Diagnostika mosta a jej výsledky

Diagnostika mostného objektu zahŕňala:

- vizuálnu prehliadku,
- zistenie skutočnej pevnosti betónu v tlaku a overenie vystuženia nosnej konštrukcie a spodnej stavby,
- overenie korózie výstuže.

Vizuálna prehliadka ukázala, aké poruchy sa na moste vyskytovali, aký bol ich rozsah a rozmiestnenie na mostnej konštrukcii. Najvýznamnejšou poruchou nosnej konštrukcie boli nezainjektované káblové kanáliky v šikmých častiach zdvíhaných kanálikov, pričom v niektorých bola zatečená voda, ktorá zvyčajne spôsobuje koróziu predpínacej výstuže. Korózia predpínacej výstuže bola zväčša mierna povrchová, ale v stykoch medzi miestami, kde je káblový kanálik zainjektovaný a nezainjektovaný a kde je voda, môže byť korózia káblov značná. Jeden kábel bol v káblovom kanáliku voľný, čo môže znamenať, že môže byť už pretrhnutý z dôvodu korózie. Ako významná porucha sa javilo aj pravdepodobné porušenie izolácie a mostných záverov, ktoré spôsobovali celoplošné zatekanie nosnej konštrukcie na styku medzi nosnou konštrukciou a konzolovým vyložením a hlavne zatekanie v miestach dilatácií na pilieri a oporách. Bolo konštatované, že hrozí ďalšie zatekanie do káblových kanálikov (aj tých, do ktorých zatiaľ nezatekalo) a tým ďalšia a väčšia korózia výstuže a ďalšie zníženie odolnosti nosnej trámovej konštrukcie. Menej významné boli povrchové trhliny na nosnej konštrukcii, ktoré však nemali výrazný statický charakter a vznikli pravdepodobne počas ošetrovania betónu. Pomerne ako významné sa javili aj pozdĺžne a priečne trhliny v injektážnej malte zospodu nosníkov T-prierezov. Tieto trhliny môžu spôsobiť rýchlejší prienik degradačných činiteľov ku predpínacej výstuži. Bolo overené, že táto injektážna malta je zospodu po úroveň predpínacej výstuže už skarbonatizovaná a hrozí korózia predpínacej výstuže aj v tejto dolnej časti nosníkov. Zatiaľ však neboli nájdené trhliny vo zvislých stykoch nosníkov, ktoré by indikovali zníženie odolnosti nosníkov T-prierezu.



Obr. 2 Pohľad na nosnú konštrukciu zospodu a) a pohľad na zatekanie nosnej konštrukcie b)

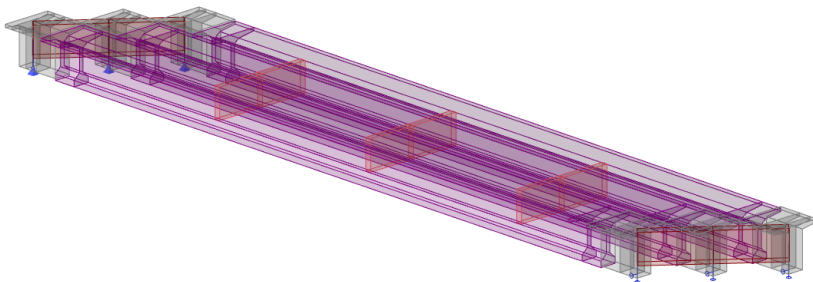
Na základe vizuálnej prehliadky, vzhľadom na poruchy diagnostikované na moste a ich dôležitosť a vplyv na statickú funkciu konkrétneho konštrukčného prvku alebo celej konštrukcie, bol hodnotený stavebno-technický stav mosta podľa TP 060 (TP 08/2012) [2] nasledovne:

mostný zvršok	stav:	VI. veľmi zlý
nosná konštrukcia	stav:	V. zlý
spodná stavba	stav:	V. zlý
	celkový stav:	V. zlý

Z uvedeného vyplývalo, že návrh opatrení musel byť zameraný na celý mostný objekt tak, aby sa zlepšil jeho celkový stav.

4. Výsledky statického prepočtu

Zaťažiteľnosť bola overená a stanovená výpočtom. Bol použitý 3D dosko-prútový model v softvéri Scia Engineer [3] (obr. 3).



Obr. 3 3D numerický model

Zaťaženia boli uvažované normové a zaťažiteľnosť bola stanovená podľa TP 104 [4]. Ako vstupné údaje (geometrické rozmery a materiálové charakteristiky) slúžili údaje z diagnostiky. Zaťažiteľnosti stanovené výpočtom boli:

- normálna zaťažiteľnosť: $V_n = 9$ ton,
- ojedinelá zaťažiteľnosť: $V_i = 17$ ton,
- výnimočná zaťažiteľnosť: $V_e = 44$ ton,

5. Závery

Príspevok prezentuje výsledky diagnostiky a prepočtu nosnej konštrukcie mostného objektu na miestnej komunikácii vo Zvolene. Diagnostikou boli zistené geometrické a materiálové vlastnosti nosných prvkov mosta. Statický prepočet preukázal aká je aktuálna zaťažiteľnosť mostného objektu. Teraz je na správcovi mosta, či ide o dostatočnú zaťažiteľnosť, alebo sa rozhodne pre rekonštrukciu mosta za účelom zvýšenia zaťažiteľnosti. Preto boli navrhnuté rôzne možnosti údržby, opráv a prípadnej rekonštrukcie objektu aj pomocou nových materiálov, ako napr. použitie UHPC.

Podakovanie

Tento článok vznikol za finančnej podpory Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úloh 1/0321/24 a podpory Agentúry na podporu výskumu a vývoja na základe zmluvy APVV-23-0626.

Literatúra

- [1] Protokol o prehliadke mosta – Most cez Hron na miestnej komunikácii MK Pustý hrad, ev. č. listu: 23, dátum prehliadky: 25.10.2021, vypracoval: Ing. Martin Hass.
- [2] Technické podmienky TP 060/2012 (TP 08/2012): Prehliadky, údržba a opravy cestných komunikácií. Mosty. Technické podmienky. MDVaRR SR, 2012.
- [3] Manuál k softvéru „Scia Engineer 2022“;.
- [4] Technické podmienky TP104/2024 - Zaťažiteľnosť cestných mostov a lávok, Ministerstvo dopravy SR, Sekcia cestnej dopravy a pozemných komunikácií, 2024.
- [5] Hollý, I.; Bilčík, J.; Gajdošová, K. (2016) Numerical modeling of reinforcement corrosion on bond behaviour. International Multidisciplinary Scientific GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Management, SGEM, 249, s. 191-196.
- [6] Blikharsky, Y.; Selejdak, J.; Koptika, N.; Vashkevych, R. (2021) Study of Concrete under Combined Action of Aggressive Environment and Long-Term Loading. Materials, 14(21), Article Number 6612.
- [7] Rehacek, S.; Citek, D.; Citek, A.; Krystov, M. (2021) The Quality Control of the Concrete of the Supporting Structure of Bridge Reg. No. V-32 in Vrchlabi. 17th International Conference on Special Concrete and Composites, 2322, Article Number 020022.
- [8] Moravčík, M.; Bujňáková, P. (2011) New Precast Bridge Girder with Combined Prestressing. Communications - Scientific Letters of University of Zilina, vol. 13, No. 3, s. 19-23.
- [9] Kral'ovanec, J.; Bahleda, F.; Prokop, J.; Moravčík, M.; Neslusan, M. (2021) Verification of Actual Pre-stressing in Existing Pre-Tensioned Members. Applied Sciences-Basel, 11(13), art. n. 597.
- [10] Moravčík, M.; Bujňáková, P.; Bahleda, F. (2020) Failure and damage of a first-generation precast prestressed bridge in Slovakia. Structural Concrete, 21(6), s. 2352-2362.

MC-CLDS MODEL AKO NÁSTROJ PRE VÝBER A POSÚDENIE SANÁCIE BETÓNU KONTAMINOVANÉHO CHLORIDMI

Jakub Gašpárek¹
Peter Paulík²

Abstrakt

Článok sa venuje teoretickému hodnoteniu účinnosti rôznych sanačných opatrení aplikovaných na povrch betónu kontaminovaného chloridmi pomocou pokročilého časticového modelu MC-CLDS. Model umožňuje realisticky simulovať transport chloridov a ich spätnú redistribúciu v betóne, čím poskytuje podstatne detailnejší obraz o správaní sa materiálu po aplikácii sanácie. Prezentované výsledky ukazujú, do akej miery dokáže MC-CLDS zachytiť rozdiely medzi jednotlivými typmi povrchových zásahov a objektívne posúdiť ich dlhodobú efektivitu. Na rozdiel od bežne používaných zjednodušených výpočtových prístupov alebo riešení založených na empirických skúsenostiach umožňuje kvantifikovať účinky sanácie s vysokou presnosťou, čo predstavuje významný prínos pre prax pri návrhu optimálnych sanačných stratégií.

Úvod

Korózia výstuže v betóne spôsobená chloridmi je stále jednou z hlavných obáv týkajúcich sa trvanlivosti a životnosti najmä inžinierskych konštrukcií z predpätého betónu alebo železobetónu. Predikcia prieniku chloridov cez betón ku výstuži je jednou z podstatných častí návrhu trvanlivosti inžinierskych konštrukcií, ktoré sú vystavené najmä v zimných mesiacoch rozmrazovacím soliam. V doposiaľ publikovanej literatúre existuje mnoho modelov, ktoré možno použiť na stanovenie budúcich koncentrácií chloridov v betóne a tým stanoviť riziko iniciácie korózie. Všeobecnou požiadavkou na predikčné modely je, aby model dokázal predikovať spoľahlivé výsledky, ktoré sú v primeranej miere v súlade s údajmi nameranými v teréne. Dominantná väčšina modelov, ktoré sú v súčasnej dobe k dispozícii, a ktoré odporúčajú normy [1] a predpisy [2,3] sú stále naviazané na Fick-ove difúzne zákony pre jednosmernú difúziu.

Prehľad difúzných modelov

Ako základný model, ktorým je možné numericky riešiť kontamináciu betónu chloridmi je rovnica Fick-ov druhého zákona (1), ktorá sa považuje za rovnicu hmotnostnej rovnováhy chloridov, kde celkový obsah chloridov C predstavuje potenciál transportu a difúzna konštanta D je koeficientom transportu chloridov [4].

¹ Ing., PhD., Katedra betónových konštrukcií a mostov, STU SvF Radlinského 11, 81005 Bratislava

² Doc., Ing., PhD., Katedra betónových konštrukcií a mostov, STU SvF Radlinského 11, 81005 Bratislava

Rovnicu možno ľahko numericky riešiť, aj keď difúzna konštanta a obsah chloridov na povrchu nie sú konštantné ale závisia od času. Tento princíp využívajú viaceré difúzne modely z dôvodu jednoduchosti a z nich najpoužívanejšie sú uvedené v Tab. 1 [4].

$$C = C_s \times \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{\sqrt{4D \times t}}\right) \quad (1)$$

V rôznych variáciách a s rôznymi úpravami je väčšina súčasných difúzných modelov založená na tomto zjednodušenom transportnom mechanizme aj napriek faktu, že betón je heterogénny materiál. V povrchovej vrstve monolitického betónu je obsah spojiva oveľa vyšší ako vo väčších hĺbkach od povrchu kvôli „stenovému efektu“ [4,5]. Veľké zrná kameniva nemôžu byť prítomné veľmi blízko debnenia. V dôsledku toho je obsah spojiva vyšší najmä v povrchovej vrstve, ktorá je zároveň najviac vystavená aj vysychaniu pri hydratácii cementu. Tento efekt nie je zahrnutý v žiadnom zjednodušenom difúznom modeli a jedná sa o nehomogenitu, ktorú nie je možné vystihnúť jedným priemerným difúznym koeficientom. Tento problém je vo väčšine modelov vyriešený použitím takzvaného starnutia difúzneho koeficientu, ktorý sa znižuje v čase [3].

Tab. 1: Rozdiely v prístupoch použitých vo vybraných predikčných modeloch .

Model	Prístup	Výpočet
Life-365™	Empirický	Deterministický/pravdepodobnostný
CHLODIF	Empirický	Deterministický
ClinConc	Fyzikálny	Deterministický
DuraCrete	Empirický	Pravdepodobnostný

Pokročilejšie modely ako sú STADIUM alebo MC-CLDS opúšťajú zjednodušený princíp difúzie chloridov v dôsledku čoho sa stáva transportný mechanizmus viac komplexný, obojsmerný, založený na fyzikálnych a chemických vlastnostiach betónu. Model STADIUM [6] dokáže prostredníctvom Nernst-Planck princípu zachytávať fyzikálne a chemické väzby medzi iónmi v betóne ako aj vplyv vonkajšieho prostredia a vlhkosti v mikroštruktúre pri difúzii. V prípade modelu MC-CLDS je princíp transportného mechanizmu časticový, plne pravdepodobnostný založený na náhodnom pohybe podľa teórie Einstein-Brown [7]. Nositeľom difúzných vlastností betónu sú v MC-CLDS práve častice v dôsledku čoho nie je potrebné poznať materiálové vlastnosti betónu a plne postačuje kontaminačný profil, napríklad z existujúcej konštrukcie [8,9]. V prípade modelu STADIUM to môže byť problém nakoľko je potrebné poznať chemické vlastnosti existujúceho betónu. Oba modely STADIUM aj MC-CLDS dokážu riešiť sanačné opatrenia ako je napríklad zväčšovanie krycej vrstvy, každý mierne odlišným spôsobom. Model MC-CLDS bol validovaný na dlhodobých experimentoch vo Švédsku a Švajčiarsku spôsobom, aby nebol citlivý na lokálne klimatické podmienky. Z daného dôvodu je

model použiteľný v akýchkoľvek klimatických podmienkach na rozdiel od zjednodušených modelov kde je potrebné poznať miestne environmentálne konštanty. Validácia modelu na dlhodobých experimentoch bola publikovaná v [9].

Tab. 2: Porovnanie modelov STADIUM [6] a MC-CLDS.

Model	Čo modeluje	Typické použitie	Silné stránky
MC-CLDS	Difúzia chloridov + vplyv karbonatizácie, riešenia pre rôzne difúzne pravdepodobnosti	Životnosť konštrukcií, zhodnotenie efektivity opráv, starnutie betónu, vplyv karbonatizácie	Dokáže zachytiť absorpčnú zónu; možnosť uvažovať niekoľko vrstiev a difúzných koeficientov
STADIUM [6]	Multi-iónová difúzia + chemické reakcie + vlhkosť	Životnosť konštrukcií, sanácie, návrh opráv	Overený v praxi Americkou armádou, zahrnuté známe chemické reakcie

MC-CLDS ako nástroj pre voľbu riešenia sanácie

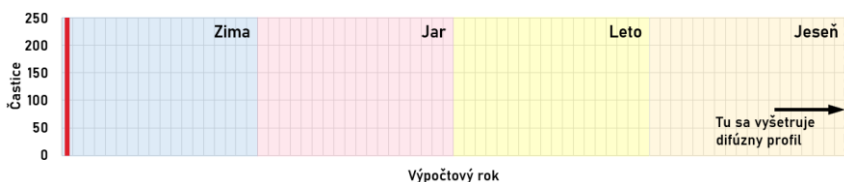
Pre účely demonštrácie výpočtového potenciálu modelu MC-CLDS pre posúdenie vhodnosti rôznych sanačných opatrení boli namodelované teoretické simulácie. Ako základ pre posúdenie bol zvolený základný materiál s difúznymi vlastnosťami pohybujúcimi sa v rozsahu betónových konštrukcií z diagnostík na Slovensku. Teoretický betón je charakterizovaný nehomogenitou siahajúcou do hĺbky 10 mm, predstavujúcu povrchovú vrstvu, ktorá má 4-násobne horšie difúzne vlastnosti ako vnútorná časť betónu podľa Tab. 3. Povrchový element teoretického betónu je v simuláciách vystavený koncentrácií častíc s počtom 250 kusov, ktoré sú jednorazovo aplikované v prvý deň mesiaca december. Takto vytvorená koncentračná matica vstupuje cyklicky do výpočtu každý rok a jej grafické zobrazenie je na Obr. 1. Vyšetrovanie výsledkov simulovanej difúzie časticami sa realizuje vo výpočtových krokoch 1 – 5 – 10 – 15 – 20 – 25 – 30 – 35 rokov vždy na konci jesene podľa Obr. 1. Časticové koncentrácie sú prepočítané na koncentrácie chloridov z hmotnosti cementu prevodom: 1 častica reprezentuje koncentráciu 0,005 % z hmot. cementu. Účelom simulácií je zhodnotenie sanačných opatrení scenárov 2.1 až 2.4, ktoré sú realizované v 20-tom roku životnosti, a ich vplyv na koncentrácie chloridov po 15 rokoch od sanácie, v 35-tom roku životnosti. Vplyv opatrení sa vyšetruje v referenčnej hĺbke 30 mm od pôvodného povrchu kde sa nachádza fiktívny povrch výstuže. Podrobnosti o jednotlivých scenároch a difúzne vlastnosti vrstiev sa nachádzajú v Tab. 4.

Tab. 3: Vlastnosti teoretického betónu.

Povrchová vrstva platná pre $x \leq 10$ mm		Vnútorná vrstva platná pre $x > 10$ mm		Pomer D_{surf}/D_{inner}	Časový krok výpočtu	Konečný prvok profilu
Pravdep.	D_{surf}	Pravdep.	D_{inner}			
μ/σ	$[\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}]$	μ/σ	$[\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}]$	[-]	dt [dni/s]	dp [mm]
0/1,2	5,3057	0/0,6	1,3267	4	1/86400	1,0

Tab. 4: Zoznam modelovaných a analyzovaných scenárov.

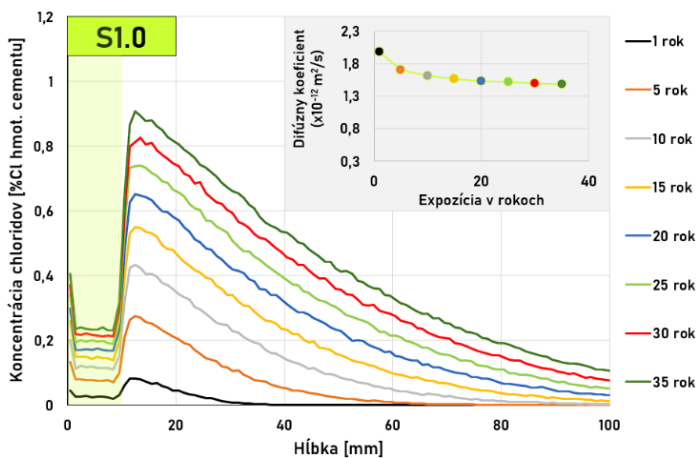
Scenár a názov	Vlastnosti novej vrstvy		Efekt riešenia
	Hrúbka vrstvy [mm]	Difúzny koef. D [$\times 10^{-12}$ m ² /s]	
S1.0 – Bez opatrení	-	-	Bez efektu
S2.1 – Zákaz použitia rozmrazovacích látok v okolí mostu	-	-	Reziduálna difúzia chloridov
S2.2 – Výmena krycej vrstvy a zväčšenie krytia	40 + 20	0,8843	Nová krycia vrstva má 6 násobne lepšie D ako pôvodná povrchová vrstva
S2.3 – Vylepšenie vlastností krycej vrstvy	10	2,6494	Vylepšenie D povrchovej vrstvy 2 násobne
S2.4 – Ošetrovanie povrchu silikátovou difúznou bariérou	20	0,1474	Pridaná vrstva má 36 násobne lepšie D ako pôvodná povrchová vrstva



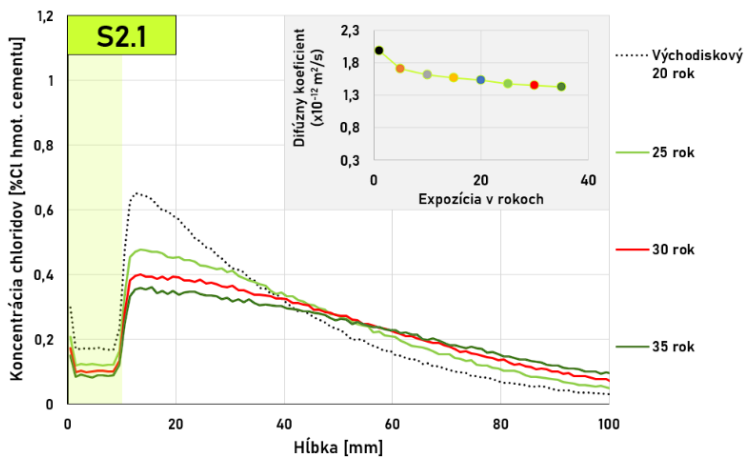
Obr. 1: Vizualizácia kontaminačnej matice uvažovanej pre všetky scenáre (rozdelenie výpočtového roku do časových prvkov dt len pre vizuálne účely).

Výsledky simulácie

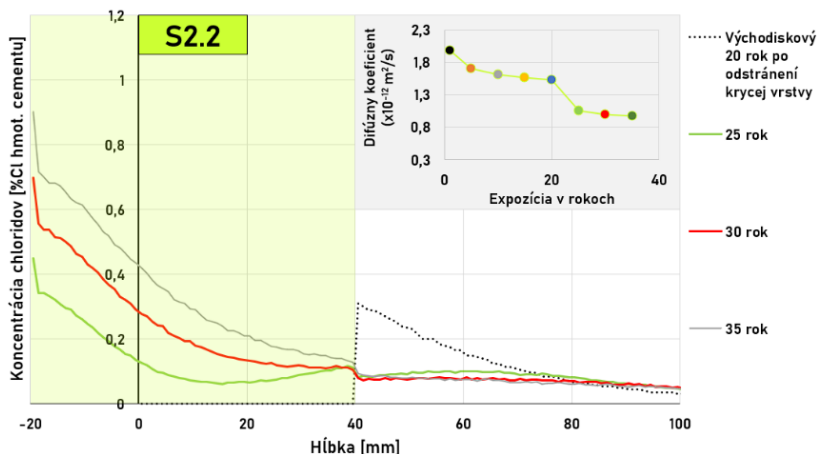
Výsledky simulácií základného scenára 1.0 sú zobrazené na Obr. 2, ktorý reprezentuje nezmenený stav teoretického betónu a pokračujúcu kontamináciu až do 35 roku. Grafy na Obr. 3 až Obr. 6 zobrazujú výsledky simulácií scenárov 2.1 až 2.4. Všetky obrázky sú doplnené grafom starnutia difúzneho koeficientu, respektíve jeho zmeny v priebehu času, čo zachytáva čiastočne efekt sanačných opatrení. V scenári 2.1 na Obr. 3 sa neaplikujú žiadne sanačné opatrenia – scenár uvažuje, že správca mosta zakáže použitie rozmrazovacích látok v okolí mosta, čo sa realizuje v modeli vypnutím kontaminačnej matice a vyšetrovaním len reziduálneho pohybu častíc v profile čo nemá výraznejší vplyv na zmenu difúzneho koeficientu v čase. V scenári 2.2 na Obr. 4 sa uvažuje výmena krycej vrstvy až do hĺbky 40 mm za súčasného zväčšenia krycej vrstvy o 20 mm. Riešenie má výraznejší dopad na prienik častíc do hlbších vrstiev a zmenu difúzneho koeficientu v čase. Nová vrstva zároveň spätne viaže určitý počet častíc z vnútornej vrstvy betónu v dôsledku spätnej difúzie čo je jedna z podstatných výhod obojsmerného modelu MC-CLDS.



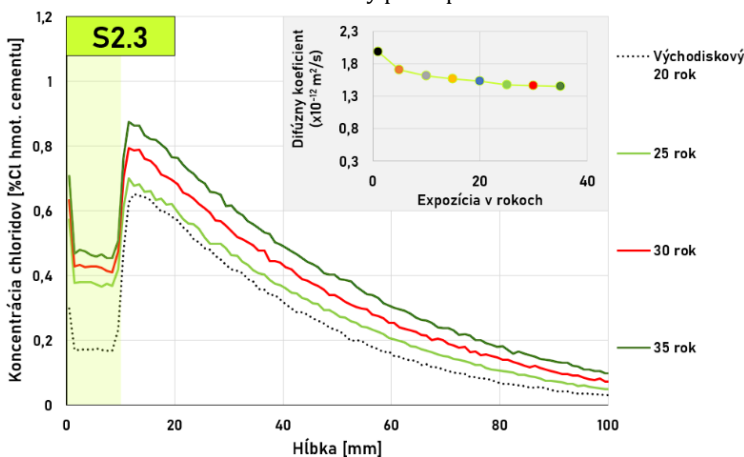
Obr. 2: Koncentračný profil pre základný scenár 1.0.



Obr. 3: Koncentračný profil pre scenár 2.1.



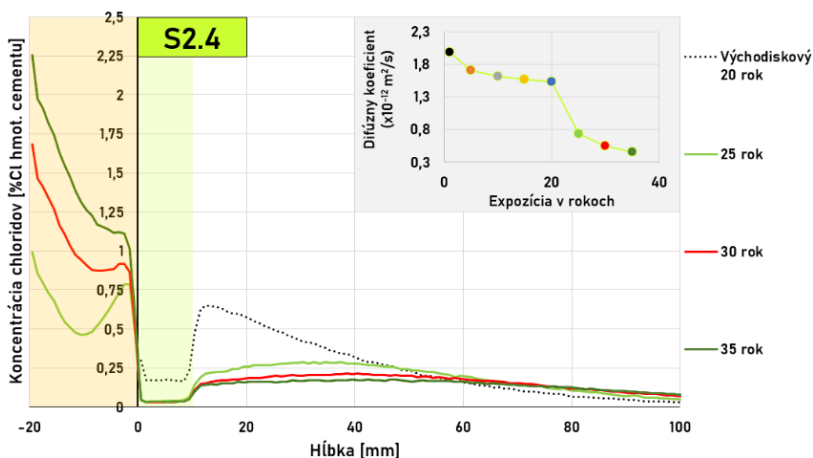
Obr. 4: Koncentračný profil pre scenár 2.2.



Obr. 5: Koncentračný profil pre scenár 2.3.

Scenár 2.3 na Obr. 5 uvažuje vylepšenie povrchovej vrstvy do hĺbky 10 mm čo pri 2-násobnom zlepšení difúzných vlastností povrchovej vrstvy nemá výraznejší efekt na zbrzdzenie difúzie častíc do hlbších vrstiev betónu ako aj zmenu difúzneho koeficientu v čase. Posledný scenár 2.4 na Obr. 6 uvažuje aplikáciu difúznej bariéry s hrúbkou 20 mm na pôvodný povrch teoretického betónu. Nízky difúzny koeficient novej vrstvy má výrazný dopad na zbrzdzenie prieniku častíc do hlbších vrstiev a zároveň aj na zmenu difúzneho koeficientu v čase. Nová vrstva a jej difúzne vlastnosti viažu veľký počet častíc a z hľadiska percentuálnej redistribúcie po hĺbke

celého difúzneho profilu má táto vrstva najväčší dopad na výsledný difúzny koeficient v čase po vyšetrovanej hĺbke.

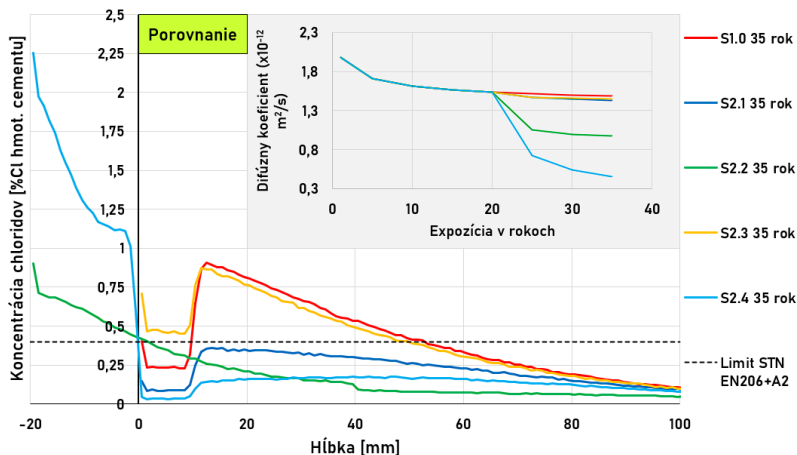


Obr. 6: Koncentračný profil pre scenár 2.4.

Porovnanie

Na Obr. 7 je celkové porovnanie všetkých simulovaných scenárov vrátane dopadu na prienik častíc v prípade ak sa nebudú realizovať žiadne opatrenia (scenár 1.0). Porovnanie je doplnené limitom koncentrácie chloridov podľa STN EN 206+A2 [10] pre názornejšie zhodnotenie dopadu jednotlivých scenárov na výsledný prienik chloridov. Scenár 2.1 je z dlhodobého hľadiska najlepší, nakoľko v priebehu celej životnosti nedôjde ku ďalšej kontaminácii povrchu betónu. Zákaz použitia rozmrazovacích látok v okolí mostu je však z hľadiska bezpečnosti často prakticky nerealizovateľné. Scenár 2.1 je avšak plne platný aj v prípade ak sa na povrchu betónu použije hydroizolácia brániaca prieniku chloridov. V prípade scenára 2.2 je možné vidieť okamžitý efekt odstránenia kontaminácie chloridmi oproti scenáru 2.1 kde výstuž po určitý čas zostáva vo zvýšených koncentráciách chloridov než dôjde ku ich redistribúcií po hĺbke a ich poklesu v okolí výstuže, čo zvyšuje pravdepodobnosť jej korózie a poškodenie krycej vrstvy. Z dlhodobého hľadiska je však scenár 2.2 menej efektívny nehovoriac a prácnosti a ekonomickej náročnosti odstrániť kryciu vrstvu za výstuž. Scenár 2.3 pri dvojnásobnom vylepšení difúzných vlastností povrchovej vrstvy dosahuje najhorší výsledok avšak z hľadiska realizácie je pravdepodobne najlacnejší a časovo najmenej náročný. Veľmi zaujímavý výsledok poskytuje scenár 2.4, kde novo aplikovaná vrstva a jej difúzne vlastnosti majú výraznejší vplyv na spätnú difúziu chloridov z betónu, majúcu za následok rýchlejší pokles koncentrácie chloridov v okolí výstuže než v prípade scenára 2.1. Zároveň je difúzia chloridov v scenári 2.4 výrazne spomalená v rámci novej vrstvy čím sa kombinuje priaznivý efekt pomalej kontaminácie betónu a súčasne spätnej difúzie do novej vrstvy. Z dlhodobého hľadiska nevyhnutne dôjde v určitom čase k úplnému

nasýteniu tejto vrstvy chloridmi a bude potrebné v priebehu životnosti pravdepodobne realizovať jej výmenu. Z praktického hľadiska sa podobne ako v scenári 2.3 jedná o menej náročný spôsob povrchovej sanácie, ktorej výhoda spočíva v jednoduchej opakovateľnosti v prípade jej poškodenia.



Obr. 7: Porovnanie výsledkov simulácií scenárov 2.1 až 2.4 aj so základným scenárom 1.0.

Záver

Na základe simulovaných scenárov bola demonštrovaná funkcionálnosť modelu MC-CLDS zohľadňovať ľubovoľné sanačné opatrenia. Model poskytuje plnú variabilitu užívateľovi a zároveň dovoľuje ľubovoľne zostaviť kontaminačnú maticu pre miestne podmienky. Kontaminačná matica môže byť prispôbena priamo údržbe komunikácie napríklad na základe dlhodobých meraní alebo známych množstiev použitých rozmrazovacích solí čím sa stáva predikcia koncentrácie veľmi presná a adresná lokálnym podmienkam. Model dovoľuje užívateľovi namodelovať akékoľvek sanačné opatrenie na základe známych vlastností sanačných materiálov, ideálne popísaných difúznym koeficientom alebo efektivitou zníženia pôvodného difúzneho koeficientu materiálu, na ktorý je aplikovaný. Na základe výsledkov simulácií je potom možné vhodne zvoliť a posúdiť vhodnosť sanačných opatrení na základe miestnych podmienok, čo môže správcom mostov ušetriť nemalé finančné prostriedky. Zároveň je na základe výsledkov možné upraviť údržbu konštrukcie alebo stanoviť dobu trvanlivosti sanačného opatrenia a čas kedy bude potrebné realizovať novú rekonštrukciu.

Podakovanie

Táto práca bola financovaná EÚ NextGenerationEU prostredníctvom Plánu obnovy a odolnosti SR v rámci projektu č. 09I03-03-V04-00275.

Referencie

- [1] EN 12390-11, Testing hardened concrete – Determination of the chloride resistance of concrete, unidirectional diffusion, 2015.
- [2] P. Schiessl, P. Bamforth, V. Baroghel-Bouny, G. Corley, M. Faber, J. Forbes, C. Gehlen, P. Helene, S. Helland, T. Ishida, G. Markeset, L.-O. Nilsson, S. Rostam, A.J.M. Siemes, J. Walraven, fib Bulletin 34. Model Code for Service Life Design, fib. The International Federation for Structural Concrete, 2006. <https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0034>.
- [3] C. Gehlen, M. Bartholomew, C. Edvardsen, M. Ferreira, S. von Greve-Dierfeld, J. Gulikers, S. Helland, G. Markeset, P. McKenna, F. Papworth, B. Pielstick, A. Rahimi, fib Bulletin No. 76: Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards: Durability of reinforced concrete structures exposed to chlorides, 2015. <https://shop.fib-international.org/publications/fib-bulletins/17-benchmarking-of-deemed-to-satisfy-provisions-in-standards>.
- [4] E. Koenders, K.-I. Imamoto, A. Soive (editors), Benchmarking Chloride Ingress Models on Real-life Case Studies—Marine Submerged and Road Sprayed Concrete Structures. State-of-the-Art Report of the RILEM TC 270-CIM, Springer International Publishing, Cham, 2022. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-96422-1>.
- [5] M. Alexander, H. Beushausen, Durability, service life prediction, and modelling for reinforced concrete structures – review and critique, Cem. Concr. Res. 122 (2019) 17–29. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.04.018>.
- [6] STADIUM®, SIMCO Technologies, (2025). www.simcotechnologies.com.
- [7] A. Einstein, R. Fürth, Investigations on the Theory of the Brownian movement, Dover Publications, New York, 1956.
- [8] J. Gašpárek, L. Húlek, P. Paulík, I. Janotka, Theoretical prediction of chloride diffusion into concrete compared to natural chloride contamination of existing bridges, Structures. 57 (2023) 105080. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105080>.
- [9] J. Gašpárek, P. Paulík, Understanding of the ageing effect of the diffusion coefficient of concrete revealed by a particle simulation, 81 (2025). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.110217>.
- [10] STN EN 206+A2, Betón. Špecifikácia, vlastnosti, výroba a zhoda, 2021.

NÁVRH A REALIZÁCIA INTEGRÁLNYCH VODONEPRIEPUSTNÝCH PODZEMNÝCH BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ

Juraj Bilčík¹
Karol Kukumberg²

Abstrakt

Pre rôzne podzemné betónové konštrukcie (suterény budov, tunely a pod.), ktoré sú dlhodobo alebo trvalo v kontakte s podzemnou vodou, má vodonepriepustný betón čoraz väčší význam. Vodonepriepustné betónové konštrukcie majú oproti konštrukciám s vonkajšou hydroizolačnou membránou viaceré výhody. Návrh a realizovanie vodonepriepustných betónových konštrukcií upravujú smernice [1],[2]. Hoci sa v smerniciach uvedené zásady a postupy často používajú, môže byť problematické zabezpečiť ich dlhodobú bezporuchovú prevádzku. Príčiny tejto situácie sú rozmanité a súvisia najmä s nedostatočnými znalosťami projektanta a/alebo technologickou nedisciplinovanosťou zhotoviteľa alebo dodávateľov. Vzhľadom na význam nepriepustnosti **deliacich trhlín a pracovných škár** z hľadiska prevádzkyschopnosti a trvanlivosti vodonepriepustných konštrukcií sa v príspevku analyzujú konštrukčné, technologické a vykonávacie opatrenia na zníženie výskytu chýb a porúch.

1. Deliace trhliny

Betón je najpoužívanější stavebný materiál vďaka svojmu vzhľadu, pevnosti, trvanlivosti a iných výhod. Objemová nestabilita je nepriaznivá vlastnosť betónu, ktorá je aktívna najmä počas fázy jeho tvrdnutia. Zmrašťovanie betónovej konštrukcie môže zapríčiniť vznik deliacich (technologických) trhlín. V prípade vzniku deliacich trhlín v podzemných konštrukciách je ich šírka obmedzená požiadavkami na nepriepustnosť a trvanlivosť stanovené projektantom. Objemová nestabilita a vznik trhlín sa v masívnych betónových konštrukciách zväčšujú v dôsledku zmien teploty a vlhkosti. Tento typ trhlín sa často označuje ako „skoré trhliny“ (zvyčajne do siedmich dní). Zmrašťovanie betónu sa v tejto súvislosti zvyčajne nezohľadňuje, pretože v tomto relatívne krátkom čase je zmrašťovanie pri vysychaní malé a bežný betón má zanedbateľné autogénne zmrašťovanie [3]. Dôraz sa kladie na chovanie betónu, ktoré vedie k ťahovým napätiam v tvrdnúcej betónovej konštrukcii v dôsledku tepelných účinkov a vonkajšieho pôsobenia prilahlých konštrukčných častí. Ak dôjde k vzniku trhlín, výsledkom vonkajšieho obmedzenia sú často „deliace trhliny“ s premenlivou šírkou, ktoré prenikajú celou hrúbkou konštrukcie. Deliace trhliny môžu viesť k priesakom alebo nevhodným vlhkostným podmienkam v suterénnych priestoroch. Jemné trhliny sa môžu časom

¹ prof. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: juraj.bilcik@stuba.sk

² CEO I San - Injekt s.r.o., e-mail: kukumberg@saninjekt.sk

utesniť aj v dôsledku *samoutesnenia*, širšie trhliny je potrebné dodatočne utesniť. V súčasnosti je veľa aplikácií betónu, kde vodonepriepustnosť zohráva významnú úlohu pri hodnotení konštrukcie. Pojem „vodonepriepustnosť“ sa používa vo vzťahu k schopnosti betónu odolávať hydrostatickému tlaku. Takéto konštrukcie majú byť vodonepriepustné, čím sa zabráni škodám v dôsledku priesaku vody. Vodonepriepustnosť betónovej konštrukcie je možné dosiahnuť aplikáciou vonkajšieho hydroizolačného systému a to buď náterom alebo iným povrchovo aplikovaným systémom. Účinnou alternatívou je integrálna vodonepriepustná betónová konštrukcia (*biela vaňa*), ktorá zabezpečuje vodonepriepustnosť betónu. Táto alternatíva je riadená prítomnosťou trhlín vznikajúcich z *priameho zaťaženia*, alebo z obmedzenia vynútených deformácií (*nepriameho zaťaženia*). Vo väčšine konštrukcií nie je potrebné a ani ekonomické nepripúšťať trhliny. Šírka trhlín je obmedzená predovšetkým z dôvodu *vodonepriepustnosti, trvanlivosti a/alebo estetických dôvodov*. Trhliny obyčajne neovplyvňujú statickú integritu, znižujú však prevádzkyschopnosť a trvanlivosť betónových konštrukcií. Môžu byť významné aj pri posudzovaní vplyvov na životné prostredie tým, že šíria prítomnosť chloridových iónov a/alebo vlhkosti.

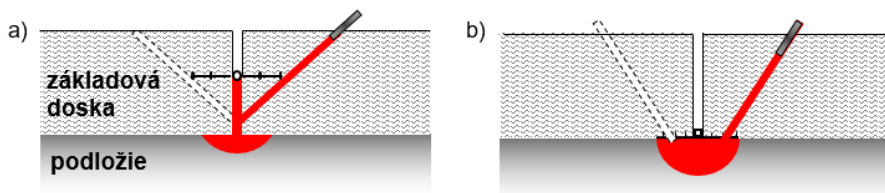
V súčasnosti je veľa aplikácií betónu, kde vodonepriepustnosť zohráva významnú úlohu pri hodnotení konštrukcie. Pojem „vodonepriepustnosť“ sa používa vo vzťahu k schopnosti betónu odolávať hydrostatickému tlaku. Takéto konštrukcie majú byť vodonepriepustné, čím sa zabráni škodám v dôsledku priesaku vody. Vodonepriepustnosť betónovej konštrukcie je možné dosiahnuť aplikáciou vonkajšieho hydroizolačného systému a to buď náterom alebo iným povrchovo aplikovaným systémom. Účinnou alternatívou je integrálna vodonepriepustná betónová konštrukcia, ktorá zabezpečuje vodonepriepustnosť betónu. Táto alternatíva je riadená prítomnosťou trhlín vznikajúcich z *priameho zaťaženia*, alebo z obmedzenia vynútených deformácií (*nepriameho zaťaženia*). Vo väčšine konštrukcií nie je potrebné a ani ekonomické nepripúšťať trhliny. Šírka trhlín je obmedzená predovšetkým z dôvodu *vodonepriepustnosti, trvanlivosti a/alebo estetických dôvodov*. Trhliny obyčajne neovplyvňujú statickú integritu, znižujú však prevádzkyschopnosť a trvanlivosť betónových konštrukcií. Môžu byť významné aj pri posudzovaní vplyvov na životné prostredie tým, že šíria prítomnosť chloridových iónov a/alebo vlhkosti.

2. Utesnenie dilatačných škár v základovej doske

V základovej doske sa vytvárajú *pracovné, dilatačné alebo rozdeľovacie škáry*, ktoré predstavujú slabé miesta konštrukcie a ak nie sú dobre navrhnuté alebo zhotovené stávajú sa často zdrojom porúch. Základové dosky sa nachádzajú vo vlhkostne a tepelne vyrovnanom prostredí, takže zhotovovanie dilatačných škár väčšinou nie je potrebné.

Existujúce dilatačné škáry v základových doskách podzemných garáží musia byť vodonepriepustné, aby sa zabránilo priesakom podzemnej vody do suterénnych priestorov. Na dodatočné utesnenie dilatačných škár sa v praxi používajú akrylátové gély, ktoré v styku s vlhkosťou zväčšujú objem a zachovávajú si

pružnosť. V železobetónových konštrukciách sa používajú ak nehrozí korózia výstuže. Výhodné je preto vytvorenie gélovej clony mimo železobetónového prvku. Injektuje sa do miest pod vnútorný (obr. 1a), resp. vonkajší tesniaci pás až do podložia (obr. 1b). Týmto spôsobom sa zabezpečí, že aj v prípade ďalšieho sadania základovej dosky bude dilatčná škára utesnená gélovou clonou. Zemná vlhkosť vytvára podmienky pre stabilný tvar a pružnosť gélu.



Obr. 1 Dodatočné utesnenie dilatačnej škáry: a) pod vnútorný tesniaci pás, b) pod vonkajší tesniaci pás clonovou injektážou [4]

3. Návrh utesnenia základovej dosky podzemných garáží

Základová doska podzemných garáží má hrúbku 1,0 m, v miestach výtahových šácht má priehľbeň výšku 1,15 m a hrúbku základovej dosky 0,6 m. Pod základovou doskou je podkladový betón hrúbky 100 mm z betónu C8/10. V mieste dilatácie dosiek bol použitý tesniaci pás KUNEX D32, do pracovných škár boli vložené tesniace plechy KUNEX A15S a kontrolné injektážne hadičky.

Povrch pojazdnej plochy základovej dosky je vystavený účinkom pojazdu vozidiel, spodný povrch účinkom tlakovej podzemnej vody. Hladina podzemnej vody pri spodnom povrchu základovej dosky má hĺbku 9,6 m, ktorá vytvára hydrostatický tlak p_h :

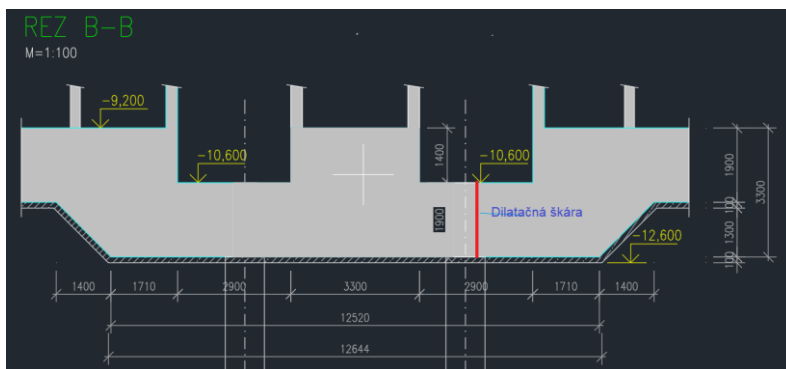
$$p_h = h \cdot g \cdot \rho = 9,6 \cdot 9,81 \cdot 1000 = 92\,256 \text{ Pa} = 92,6 \text{ kPa}$$

- hĺbka podzemnej vody v úrovni spodného povrchu základovej dosky $h = 9,6 \text{ m}$
- gravitačné zrýchlenie $g = 9,81 \text{ N/kg}$
- hustota vody $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$

Tlak vo vodovodnom potrubí pod základovou doskou je 5 až 6 barov, t.j. 500 až 600 kPa, to znamená, že tlak vo vodovodnom potrubí je rádovo 5 až 6 krát vyšší ako tlak podzemnej vody v úrovni dilatačnej škáry.

V prípade, ak je vodovodné potrubie porušené, je zrejmé, že voda z vodovodného potrubia môže vyvolať masívny priesak vody v dilatačnej škáre základovej dosky. I keď masívny priesak vody z porušeného potrubia má menší tlak ako v neporušenom vodovodnom potrubí, je zrejmé, že vyvoláva zhoršenie podmienok pre utesnenie dilatačnej škáry.

Chemickým rozborom podzemnej vody presakujúcej v dilatačnej škáre základovej dosky boli namerané vyššie koncentrácie chloridov, ako relevantná koncentrácia chloridov v bežnej podzemnej vode. Zvýšená koncentrácia chloridov v dilatačnej škáre sa môže prejaviť zvýšeným koróznym úbytkom ocele výstuže v základovej doske.



Obr. 2 Rez základovou doskou v šachte strojovne chladu s presakujúcou dilatačnou škárou

V prípade priesaku podzemnej vody cez **deliace trhliny** v základovej doske sa odporúča utesniť **trhliny** injektovaním materiálu na báze polyuretánovej živice a **dilatačné škáry** clonovou injektážou pod základovú dosku nízkoviskóznym akrylátovým hydrogélom.

Cieľom sanácie je zabezpečenie vodonepriepustnosti podzemnej konštrukcie uzavretím priechodnosti *trhlín*, resp. *škár*. Na ich utesnenie a ochranu výstuže proti korózii je vhodné použiť napr. akrylátový gél KÖSTER Injection Gel G4 [5], J4 , S4 alebo polyuretánový gél KÖSTER Pur Gel, čím sa dosiahne plná funkčnosť podzemnej konštrukcie v mieste sanácie. Injektáž je pravdepodobne potrebné v niektorých miestach vykonať opakovane i viac krát.

Dôležitou úlohou pri prevádzke podzemných garáží sú pravidelné prehliadky zamerané na obmedzenie prístupu vozidlami zavlečenej a/alebo presakujúcej podzemnej vody. Vysoká vlhkosť, vyššia koncentrácia CO₂ a prítomnosť chloridov z chemických rozmrazovacích solí (CHRL) predstavujú zvýšené riziko korózie ocele výstuže, čo môže výrazne obmedziť funkčnosť alebo životnosť garáží.

V predloženom príspevku sa uvádzajú možnosti dodatočného utesnenia základových dosiek z vnútornej strany podzemných garáží. Aplikácia sofistikovaných technológií (napr. clonová injektáž) a materiálov (napr. hydrogély) umožňujú účinné a trvanlivé utesnenie podzemných konštrukcií z vnútorného povrchu, aj pri tzv. „beznádejných“ prípadoch.

Podobne, ako pri všetkých sanačných prácach, aj pri utesňovaní podzemných konštrukcií je pre účinnosť a trvanlivosť utesnenia dôležitá odborná diagnostika, voľba vhodnej technológie a materiálov, ako i kvalifikácia a skúsenosti zhotoviteľa.

LITERATÚRA

- [1] Smernica pre vodonepriepustné betónové konštrukcie – Biele vane, 2012
- [2] Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie: Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2006
- [3] Holt Erika E.: Early age autogenous shrinkage of concrete. ESPOO, 2001
(chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://sarjweb.vtt.fi/pdf/publications/2001/P446.pdf)
- [4] Graeve, H.: Injektáž trhlín a dutín v betonu – Část 2: Výběr a použití injektážnych materiálů. Beton TKS 4/2009, str. 58-62
- [5] KÖSTER Injection Gel - Acrylic gel for stopping active water ingress, joint, and curtain injection with adjustable reaction time
- [6] KÖSTER Pur Gel - elastoméerna PU-injektážna živica reagujúca s vodou pre jedno- a dvojstupňové injektovanie suchých a vlhkých trhlín a dilatácií

VPLYV PODMIENOK VYTVRDZOVANIA NA VLASTNOSTI STVRDNUTÉHO BETÓNU. POROVNÁVACIA ŠTÚDIA VLHKÉHO, SUCHÉHO A PROSTREDIA OBOHATENÉHO O CO₂

Peter Czirák¹
Martin, T. Palou²
Jana Čepčianska³
Matúš Žemlička⁴

Abstrakt

Tento výskum skúma vplyv rôznych podmienok vytvrdzovania na vlastnosti betónu so zameraním na prostredia charakterizované roznu úrovníou vlhkosti a prostredím s vysokým obsahom CO₂. Cieľom je vyhodnotiť, ako rozdielne techniky vytvrdzovania ovplyvňujú pevnosť v tlaku, trvanlivosť a mikroštruktúrne charakteristiky betónu s Portlandským cementom (OPC). Na analýzu fyzikálnych a chemických premien prebiehajúcich v betóne sa vykonali vyhodnotenia pevnosti v tlaku, pevnosti v ťahu za ohybu, modulu pružnosti a termická analýza.

Výsledky pevnosti v tlaku fck pri rôznych trvaniach vytvrdzovania za odlišných podmienok sú zhrnuté nasledovne. V experimentálnej časti sme dosiahli sme nasledujúce hodnoty:

30,5 MPa (2 d), 49,0 MPa (7 d), 64,1 MPa (28 d) pre vzorky vytvrdzované s CO₂,

29,3 MPa (2 d), 41,4 MPa (7 d), 49,1 MPa (28 d) pre vzorky uložené vo vlhkom prostredí,

31,2 MPa (2 d), 41,0 MPa (7 d), 47,6 MPa (28 d) pre vzorky uložené v suchom prostredí.

Zistenia odhaľujú, že betón vystavený vytvrdzovaniu v komore obohatenej o CO₂ vykazoval vynikajúcu dlhodobú pevnosť v tlaku, najmä pri 28-dňovej hodnote, dosahujúc 64,1 MPa. Naopak, vytvrdzovanie vo vode viedlo k nižšiemu vývoju pevnosti, kulminujúc pri 49,1 MPa za 28 dní, zatiaľ čo vytvrdzovanie v suchom prostredí viedlo k miernemu zvýšeniu pevnosti, dosahujúc konečnú pevnosť 47,6 MPa. Táto štúdia ponúka významné poznatky pre optimalizáciu vytvrdzovacích prostredí pre rôzne aplikácie betónu, najmä v kontextoch náchylných na karbonatáciu alebo s obmedzenou dostupnosťou vody.

¹ Ing., PhD., Ústav stavebníctva a architektúry, Slovenská akadémia vied, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, Slovenská republika, e-mail: peter.czirak@savba.sk

² prof. Ing., PhD., Ústav stavebníctva a architektúry, Slovenská akadémia vied, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, Slovenská republika, e-mail: martin.palou@savba.sk

³ Ing., PhD., Ústav stavebníctva a architektúry, Slovenská akadémia vied, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, Slovenská republika, e-mail: jana.cepcianska@savba.sk

⁴ Ing., PhD., Ústav stavebníctva a architektúry, Slovenská akadémia vied, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, Slovenská republika, e-mail: matus.zemlicka@savba.sk

1. Úvod

Betón je komplexný materiál pozostávajúci z relatívne malého počtu zložiek, ale je veľmi citlivý na pomery a okrajové podmienky. Zatiaľ čo je pomerne jednoduché pripraviť betónové zmesi za kontrolovaných podmienok, prostredie slúži ako ďalší kritický faktor pre výkon materiálu. Keďže čelíme klimatickým výzvam, udržateľnosť je v súčasnosti aktuálnou témou a vývoj nových materiálov s menším dopadom na životné prostredie by mal mať prioritu. Pri tradičnej výrobe portlandského cementu vzniká značné množstvo CO₂, no tento skleníkový plyn je zároveň schopný sekundárne reagovať so slinkovými fázami a tvoriť stabilné karbonátové produkty, čím sa nepriamo podieľa na znižovaní uhlíkovej stopy materiálu.[1]. Ako ukázali predchádzajúce výskumy, aplikácia CO₂ v počiatočných štádiách tuhnutia a tvrdnutia môže viesť k jemnejšej mikroštruktúre, zvýšenej hustote matrice a zlepšeniu fyzikálno-mechanických parametrov, ako je pevnosť v tlaku alebo odolnosť voči prenikaniu vody [2,3]. Keďže hydratácia je významným faktorom, bolo aplikované rozdielne vytvrdzovanie s tromi odlišnými podmienkami. Prvá bola založená na 100 % vlhkosti a táto bola prijatá ako referencia, druhá sada vzoriek bola zapečatená vo vzduchotesnej fólii a tretia skupina bola v komore so zvýšeným obsahom CO₂ vo vzduchu [1,4]. Porovnaním výsledkov z týchto troch režimov bude možné identifikovať, či kontrolovaná expozícia CO₂ počas počiatočných fáz vytvrdzovania predstavuje perspektívnu stratégiu pre vývoj udržateľných betónových zmesí so zníženým environmentálnym dopadom a zároveň vyššou materiálovou výkonnosťou.

2. Materiály a postup

2.1. Materiály

Spojivo: Portlandský cement ExtraCem CEM I 42,5 R (Danucem, a. s., Slovensko)

Plnivo: Riečny piesok a štrk (Danucem, a. s., Veľké Úľany, Slovensko)

Prísady: Superplastifikátor STACHEMENT 2063, (Stachema Bratislava a.s. Slovensko)

2.2. Postup

Proces karbonatácie prebieha v troch odlišných fázach: plynná, kvapalná a tuhá. V tomto kontexte kvapalná fáza, ktorá sa nachádza na povrchu tuhej fázy, pôsobí ako rozpúšťadlo uľahčujúce karbonatačnú reakciu. Je dôležité poznamenať, že nadmerná prítomnosť vody na tuhom povrchu môže brániť karbonatačnej reakcii. Preto je nevyhnutné udržiavať optimálnu úroveň vody, aby sa zabezpečil efektívny priebeh karbonatačnej reakcie [5].

Všetky riečne plnivá boli spracované pomocou štvorcových sít s rozmermi 0,063, 0,125, 0,25, 0,5, 1,0, 2,0 a 4,0 mm. Tento postup nám umožnil dosiahnuť potrebnú krivku a distribúciu plniva. Zmesi boli formulované v súlade so špecifikáciami uvedenými v tabuľke 1. Normálne betónové zmesi boli pripravené podľa

slovenskej národnej prílohy EN 206 [6], dodržiavajúc limity definované krivkami A a B, ako je znázornené na obrázku 1. Pomery cementu, vody a prísad boli udržiavané konzistentne vzhľadom na hmotnosť plniva pre všetky experimenty. Vlastnosti OPC sú uvedené v tabuľke 2. Pripravili sa vzorky s rozmermi 40x40x160 mm, aby sa umožnilo zrýchlené testovanie podmienok vytvrdzovania v klimatej komore so zvýšeným podielom CO₂ [7,8].

Na porovnanie boli zvolené tri rôzne podmienky vytvrdzovania:

Prvá časť vzoriek bola ošetrovaná pri 100 % vlhkosti a 20 °C.

Druhá skupina vzoriek bola zabalená do plastovej fólie, aby bola izolovaná od vonkajšej vlhkosti a udržiavaná pri 20 °C.

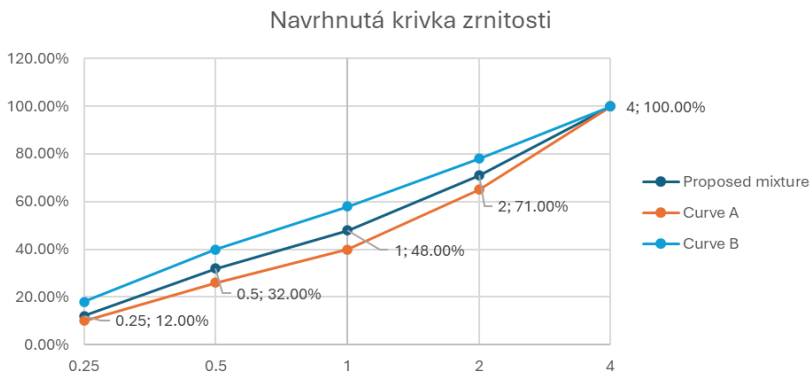
Tretia skupina vzoriek bola uskladnená v komore s 20 % obsahom CO₂, 70 % vlhkosťou a teplotou 20 °C.

Tabuľka 1 Zloženie betónovej zmesi

Materiál	Hmotnosť [kg]
Cement CEM I 42.5 R	6.056
Kamenivo 0-0.25	3.171
Kamenivo 0.25-0.5	5.285
Kamenivo 0-1	4.228
Kamenivo 1-2	6.078
Kamenivo 2-4	7.664
Voda	2.423
Superplastifikátor STACHEMENT 2063	0.080
Celková hmotnosť	34.985

Tabuľka 2 Oxidové zloženie OPC

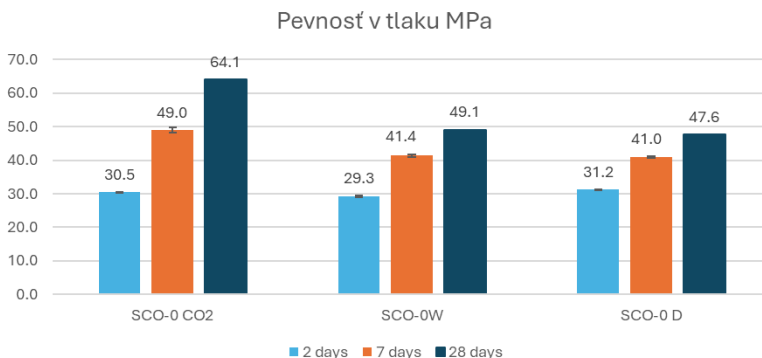
Materiál	Oxidové zloženie						Špecifický povrch m ² kg ⁻¹
	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃	
CEM I 42,5 R	64,24	19,73	4,40	2,51	1,85	2,95	1 456



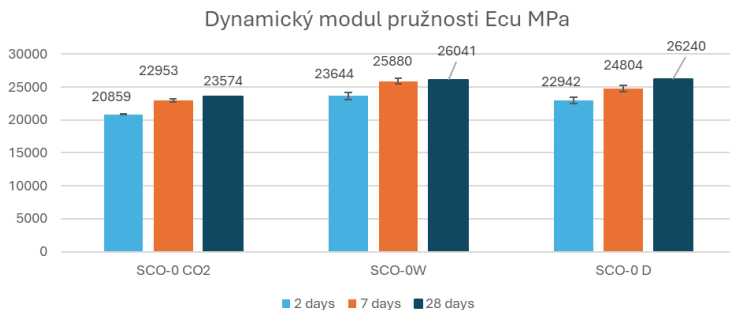
Obr. 1 Navrhovaná granulometria plniva a limity z EN 206

Všetky suché materiály boli umiestnené vo vedrovom miešadle a miešané po dobu 2 minút na homogenizáciu materiálu. Po pridaní polovice vody sa materiál so superplastifikátorom miešal 3 minúty a následne sa pridala zvyšná voda. Miešanie prebiehalo ďalšie 2 minúty. Akonáhle bol materiál dobre premiešaný, bol naliaty do foriem, zhutnený a vyrobilo sa 15 hranolových vzoriek veľkosti 40x40x160 mm. Tento postup sa opakoval 3-krát. Formy boli uskladnené pri 20°C až do nasledujúceho dňa, kedy boli všetky vzorky vybraté a uskladnené v rôznych podmienkach, ako už bolo uvedené vyššie. Vytvrdzovali sa až do špecifického dňa každého testovania: 2, 7 a 28 dní. V každý testovací deň boli tri vzorky odobrané z každej skupiny a podrobené nasledujúcim testom a meraniam: meranie rozmerov, meranie hmotnosti, meranie dynamického modulu pružnosti pomocou Ultrazvukového merača 02.00.001 (MATEST), a test pevnosti v tlaku pomocou hydraulického lisu ZDM by U30t (VEB WPM, Nemecko).

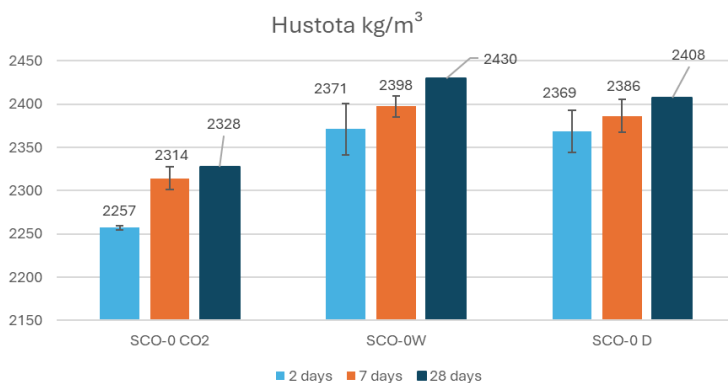
3. Výsledky



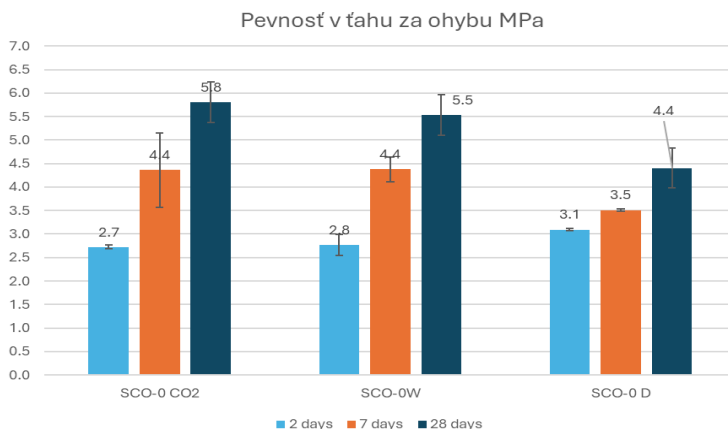
Obr. 2 Pevnosť v tlaku



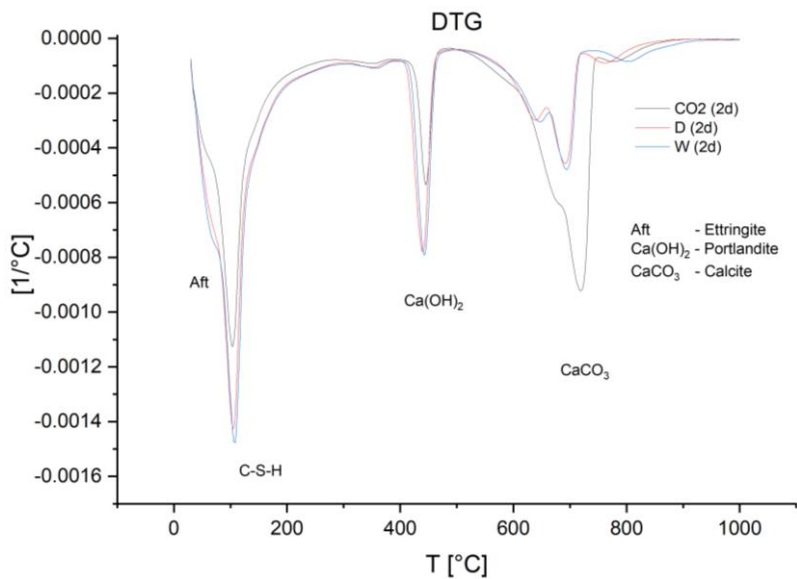
Obr. 3 Modul pružnosti



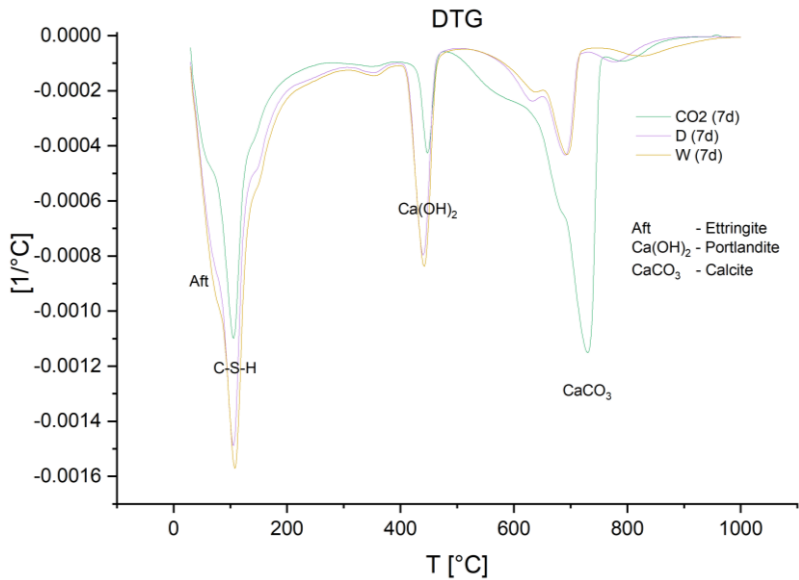
Obr. 4 Hustota



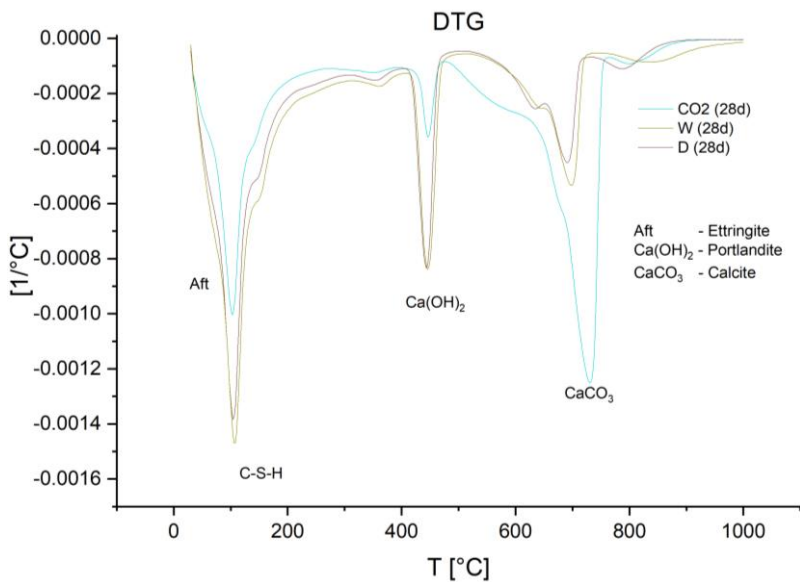
Obr. 5 Pevnosť v ťahu za ohybu



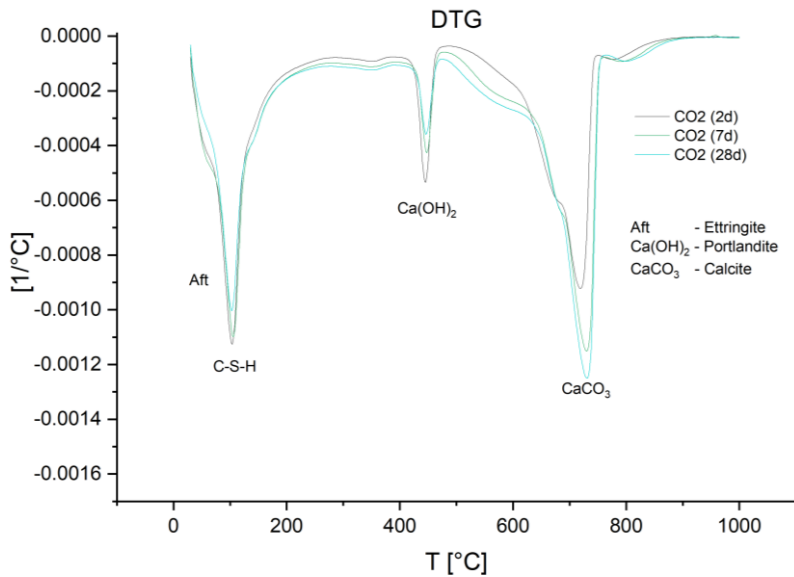
Obr. 6 Diferenčná termogravimetrická analýza - 2 dni



Obr. 7 Diferenčná termogravimetrická analýza - 7 dní



Obr. 8 Diferenčná termogravimetrická analýza - 28 dní



Obr. 9 Diferenčná termogravimetrická analýza - CO₂

Priebeh DTG analýzy na obrázkoch 6-9 zodpovedá predpokladom, že prostredie s vysokou vlhkosťou umožní intenzívnu hydratáciu, tá je veľmi podobná pri vzorkách ktoré boli ochránené pre vysušanie a pri vzorkách vystavených CO₂, je možné pozorovať nižšiu úroveň hydratácie a vzhľadom na vysoké hodnoty CaCO₃ a pokles Ca(OH)₂ môžeme konštatovať, že vo vzorkách prebieha proces karbonatácie. Na obrázku 9, je vyselektovaný časový priebeh vzoriek vystavených CO₂, na preukázanie progresu karbonatácie.

3. Diskusia

Technika obohacovania betónu s CO₂ zlepšuje charakteristiky normálneho betónu s OPC, čo vedie k robustnejšiemu betónu [9]. Pri dostatočnom množstve vody reaguje C₂S s CO₂, prispievajúce k tvorbe vedľajších produktov, ako sú CaCO₃ a silica gél [10]. Tieto vedľajšie produkty zvyšujú pevnosť v tlaku vytvorením hustej mikroštruktúry v cementovej matrici. Ako je viditeľné z obrázku 2, pevnosť v tlaku pre vzorky vytvrdzované v 100 % vlhkosti a v izolovaných vzorkách bez dodatočnej vody poskytnutej počas vytvrdzovania získala porovnateľné hodnoty. Je dôležité pozorovať, že ochrana povrchu betónu pred nadmerným vysychaním poskytuje podobné výsledky ako ošetrovanie vzoriek prebytkom vody.

Avšak, z obrázku 2 je viditeľné, že CO₂ má významný vplyv na pevnosť betónových vzoriek v neskorších štádiách.

Spočiatku je viditeľné zlepšenie po dvoch dňoch len 2 % v pevnosti v tlaku, v prospech vzoriek uskladnených v 100 % vlhkosti. Avšak, keď vzorky dosiahnu 7 dní, pozorujeme rozdiel 16 % s lepšimi vlastnosťami vzoriek uskladnených v prostredí obohatenom o CO₂. Napokon, dochádza k 34 % nárastu pevnosti v tlaku vzoriek uskladnených v CO₂ komore v porovnaní s ostatnými vzorkami. Ako je viditeľné z obrázku 5, toto by sa dalo pripísať vývoju CaCO₃ [2,3].

Z obrázkov 6 je zrejmé, že počiatočný pík pozorovaný pri 72 °C je spojený s rozkladom Aft fáz, karbonatovaného etringitu a hemi-karboaluminátu vápenatého [11]. Nasledujúci pík, vyskytujúci sa okolo 104 °C, zodpovedá rozkladu slabo kryštalických C-S-H gélov a monokarboaluminátu vápenatého. Pík pri približne 157 °C je spojený s nízkokryštalickými

C-A-S-H gélmi a strätlingitom, zatiaľ čo pík pri 420 °C sa pripisuje portlanditu. Posledný DTG pík, vyskytujúci sa pri 660 °C, súvisí s rozkladom uhličitanov vápenatých [12].

Pri mokrej vzorke je vidieť optimálny hydratačný proces, bez degradácie betónu a primárne vzniká portlandite C-S-H gel. Pri suchej vzorke je slabší proces tvorby C-S-H a Ca(OH)₂. Pri vzorke v CO₂ je viditeľná premena portlanditu na CaCO₃.

Podľa Sakai et al. sa počas procesu karbonatácie γ -C₂S vaterit objavil ako prevládajúci polymorf CaCO₃, na rozdiel od kalcitu alebo aragonitu. Typicky sa karbonatačná reakcia v betóne opisuje ako neutralizačný proces. Oxid uhličitý preniká do vnútra betónu cez kapiláry, čo vedie k poklesu pH v týchto štruktúrach.

Rozpúšťanie hydroxidu vápenatého Ca(OH) následne uľahčuje produkciu uhličitanu vápenatého CaCO_3 [10].

Na druhej strane, karbonatácia znížila pevnosť v ohybe za ťahu o 24 %, ako je znázornené na Obrázku 4, a modul pružnosti o 10 %, ako je znázornené na Obrázku 3, čo je v súlade so zisteniami Moon et al. a Vivian et al [13,14].

3. Závery

Cieľom tohto experimentu bolo dokázať, že by bolo možné znížiť uhlíkovú stopu betónových konštrukcií a toto by sa dalo rozdeliť do dvoch smerov:

Ako prvý bod je poukázanie na možnosť viazať CO_2 do materiálu počas výrobného procesu, a vďaka tomu znížiť množstvo CO_2 , ktoré by sa inak uvoľnilo do vzduchu [15].

Druhým smerom je využitie zlepšených štrukturálnych vlastností poskytnutím vyššej pevnosti v tlaku a toto by mohlo viesť k štíhlejšim konštrukciám pomáhajúc nám šetriť vzácne zdroje, znižovať dopad dopravy a minimalizovať množstvo práce potrebnej na výrobu.

Z výsledkov je zároveň dôležité poukázať na potrebu ochránenia konštrukcií pred vysychaním počas procesu tuhnutia a tvrdnutia a ochrana prekrytím poskytuje podobnú ochranu ako prevlhčovanie.

Na ceste k splneniu kritérií Net Zero tento výskum ukázal, že vytvrdzovanie má významný vplyv na mechanické vlastnosti betónu a môže výrazne znížiť CO_2 stopu stavebných materiálov na báze OPC, avšak je potrebný ďalší výskum [16].

Technológia vytvrdzovania betónu s použitím CO_2 sa môže použiť v priemyselnom meradle pre prvky s výstužou nenáchylnou na koróziu (napr. sklenené vlákno, PP vlákna atď.). Pre ďalší výskum je potrebné vyhodnotiť ďalšie chemicko-mechanické vlastnosti pomocou Diferenciálnej termogravimetrickej analýzy DTG, Fourierovej transformačnej infračervenej spektroskopie FTIR, Röntgenovej fluorescenčnej analýzy XRF a Intruzívnej porozimetrie ortuti MIP [7,14]. To umožní hlbšie pochopenie procesov zapojených do tohto vývoja pevnosti. Tiež by sa mal preskúmať vplyv zmien pH na ocelovú výstuž [17]. Takýto výskum nám môže pomôcť pochopiť úlohu C_2S a CaCO_3 v procese vývoja pevnosti.

POĎAKOVANIE

Táto práca bola finančne podporená Slovenskou agentúrou pre výskum a vývoj na základe zmlúv APVV-19-0490 a APVV-15-0631, Slovenskou grantovou agentúrou VEGA na základe zmlúv N° 2/0080/24. Grantovým programom SAV pre doktorandov Slovenskej akadémie vied APP0569, a Európskym projektom CE0100390 Interreg Central Europe 2021-2027.

LITERATÚRA

- [1] Y. Zhang, H. Chen, Q. Wang, Accelerated carbonation of regenerated cementitious materials from waste concrete for CO_2 sequestration, Journal of Building Engineering 55 (2022) 104701.
<https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104701>.

- [2] E.-J. Moon, Y.C. Choi, Carbon dioxide fixation via accelerated carbonation of cement-based materials: Potential for construction materials applications, *Construction and Building Materials* 199 (2019) 676–687. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.078>.
- [3] D. Fan, J.-X. Lu, X.-S. Lv, T. Noguchi, R. Yu, C.S. Poon, Carbon capture and storage CO₂ foam concrete towards higher performance: Design, preparation and characteristics, *Cement and Concrete Composites* 157 (2025) 105925. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2025.105925>.
- [4] M.N. Patil, S.D. Dubey, H.S. Patil, Self-curing concrete: a state-of-the-art review, *Innov. Infrastruct. Solut.* 8 (2023) 313. <https://doi.org/10.1007/s41062-023-01282-8>.
- [5] S. GOTO, A. NAKAMURA, K. Ioku, Hardening of Calcium Silicate Compounds by Carbonation, *Journal of the Society of Inorganic Materials* 5 (1998) 22–27. <https://doi.org/10.11451/mukimate1994.5.22>.
- [6] BS EN 206:2013+A2:2021 | 31 Aug 2021 | BSI Knowledge, (n.d.). <https://knowledge.bsigroup.com/products/concrete-specification-performance-production-and-conformity-2> (accessed July 7, 2025).
- [7] E. Kuzielová, M. Slaný, M. Žemlička, J. Másilko, Accelerated carbonation of oil-well cement blended with pozzolans and latent hydraulic materials, *J Therm Anal Calorim* 148 (2023) 9963–9977. <https://doi.org/10.1007/s10973-023-12378-9>.
- [8] R. Yang, P. Zhang, D. Wang, Q. Sun, T. He, Evaluation and Testing of Carbonation Behavior of Sprayed Concrete with Different Liquid Accelerators, *J. Test. Eval.* 52 (2024) 232–249. <https://doi.org/10.1520/JTE20230300>.
- [9] X. Qian, J. Wang, Y. Fang, L. Wang, Carbon dioxide as an admixture for better performance of OPC-based concrete, *Journal of CO₂ Utilization* 25 (2018) 31–38. <https://doi.org/10.1016/j.jcou.2018.03.007>.
- [10] T. Saito, E. Sakai, M. Morioka, N. Otsuki, Carbonation of γ -Ca₂SiO₄ and the Mechanism of Vaterite Formation, *Journal of Advanced Concrete Technology* 8 (2010) 273–280. <https://doi.org/10.3151/jact.8.273>.
- [11] Y. Shimada, J. Young, Structural changes during thermal dehydration of ettringite, *Advances in Cement Research - ADV CEM RES* 13 (2001) 77–81. <https://doi.org/10.1680/adcr.13.2.77.39295>.
- [12] E. Kuzielová, M. Tatarko, M. Slaný, M. Žemlička, J. Másilko, R. Novotný, M.T. Palou, Early and middle stages of multicomponent cement hydration under the effect of geothermal water and increased temperatures, *Geothermics* 108 (2023) 102632. <https://doi.org/10.1016/j.geothermics.2022.102632>.
- [13] V.WY. Tam, A. Butera, K.N. Le, Mechanical properties of CO₂ concrete utilising practical carbonation variables, *Journal of Cleaner Production* 294 (2021) 126307. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.126307>.

- [14] V.W.Y. Tam, A. Butera, K.N. Le, Microstructure and chemical properties for CO₂ concrete, *Construction and Building Materials* 262 (2020) 120584. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120584>.
- [15] P. Manikandan, E. Veeramani, S. Sumitha, Performance evaluation of CO₂ reduction in green materials, *Measurement: Energy* 7 (2025) 100054. <https://doi.org/10.1016/j.meae.2025.100054>.
- [16] S. Barbhuiya, B. Bhusan Das, D. Adak, Roadmap to a net-zero carbon cement sector: Strategies, innovations and policy imperatives, *Journal of Environmental Management* 359 (2024) 121052. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2024.121052>.
- [17] U.M. Angst, Steel corrosion in concrete – Achilles' heel for sustainable concrete?, *Cement and Concrete Research* 172 (2023) 107239. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2023.107239>.

ODEZVA A ZBYTKOVÁ ÚNOSNOST GFRP VÝZTUŽE PO EXPOZICI EXTRÉMNÍM TEPLITÁM

Jakub Ježek¹
František Gírgle²
David Vašátko³
Đorđe Čairović⁴
Martin Zlámal⁵
Petr Štěpánek⁶

Abstrakt

Príspevek se zabýva reziduálnou únosnosťou kompozitnej GFRP (Glass Fibre Reinforced Polymer) výztuže po expozícii zvýšenej/požárnej teploty. Na základe rozsiahlej databázy ťahových zkoušek byly porovnány výsledky výztuží porušených a) při působení teploty a b) po ochlazení vzorku. Vyhodnocení potvrzuje závěry předchozích studií – do teploty cca 300 °C má GFRP výztuž po ochlazení vyšší pevnost než při porušení za zvýšené teploty [1]. Kvantilová regresní analýza určila 5% kvantil zbytkové pevnosti v závislosti na teplotě. Nulová únosnost nastává při 435 °C a při 300 °C zůstává 58 % původní pevnosti. Na základě výsledků jsou formulována praktická doporučení pro inženýrskou praxi v souladu s návrhovými principy nové generace Eurokódu FprEN 1992-1-1[2].

Úvod

Nová generace Eurokódů pro návrh betonových konstrukcí (FprEN 1992-1-1) [2] poskytne projekční praxi možnost navrhovat vybrané nosné betonové prvky s využitím vnitřní kompozitní výztuže z FRP materiálů. FRP výztuž je tvořena nosnými vlákny a polymerní maticí, která vlákna chrání a zajišťuje jejich spolupůsobení [3]. V této souvislosti vyvstává otázka, jak se konstrukce vyztužená vnitřní FRP výztuží chová při zvýšených, resp. požárních teplotách, a zda je

¹ Ing., Ústav betonových a zděných konstrukcí, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno,

² Doc., Ing., PhD., Ústav betonových a zděných konstrukcí, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno,

³ Ing., Ústav betonových a zděných konstrukcí, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno,

⁴ Ing., PhD., Ústav betonových a zděných konstrukcí, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno

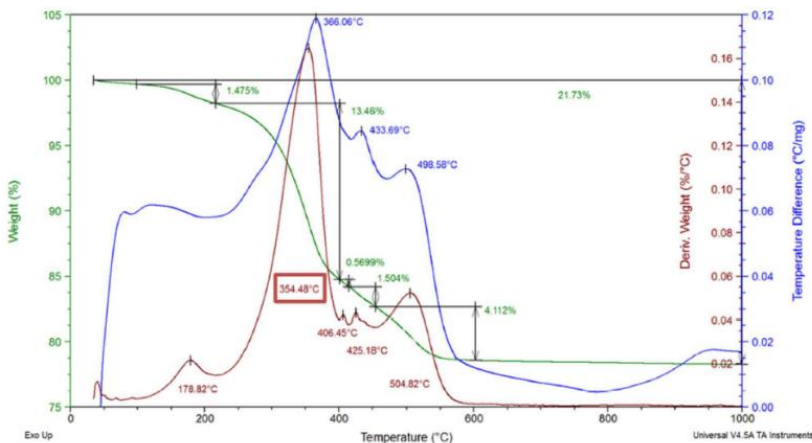
⁵ Ing., PhD., Ústav betonových a zděných konstrukcí, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno,

⁶ prof. RNDr. Ing., CSc., dr. h. c., Ústav betonových a zděných konstrukcí, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno,

konstrukce dále použitelná/sanovatelná po expozici extrémnímu teplotnímu zatížení. K dnešnímu dni již existuje poměrně značné množství vědeckých studií zaměřených na chování FRP výztuže při působení vysokých teplot. Jen omezený počet prací se však věnuje chování FRP výztuže po vystavení extrémním teplotám, tedy jejím zbytkovým vlastnostem po ochlazení. Za zmínku stojí především disertační práce Čairovičové [2021] [4], která se zabývala diagnostikou betonových konstrukcí s vnitřní ocelovou i FRP výztuží vystavených extrémním teplotám, a dále práce Zhou a kol. [1], kteří porovnávali chování samostatných výztuží při vysoké teplotě a po jejich ochlazení. Studie od Zhou a kol. ukazuje, že do určité teploty může mít výztuž porušená až po ochlazení vyšší únosnost než výztuž porušená přímo při teplotní expozici. Na tyto závěry navazuje i vlastní studie autorů, která sjednocuje a porovnává dosud získané výsledky zkoušek GFRP výztuže při působení extrémních teplot i po požární situaci. Na základě těchto poznatků je stanovena limitní teplota expozice, při níž lze ještě uvažovat se zbytkovou únosností GFRP výztuže po jejím vystavení vysokým teplotám a následném ochlazení, tj. lze uvážit sanaci požárem poškozené betonové konstrukce s FRP výztuží.

Teplotní fáze GFRP výztuže

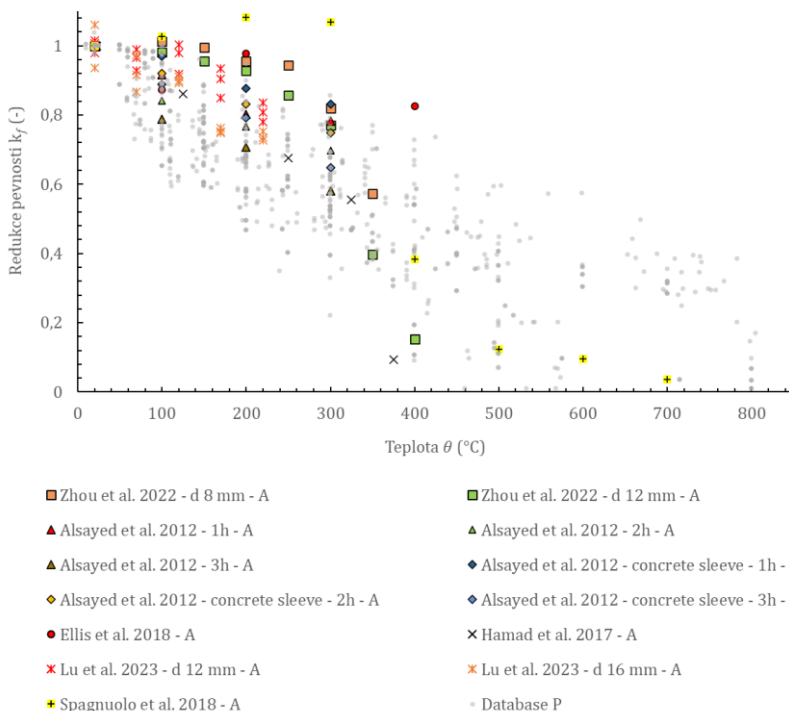
Matrice, která je v uvedených studiích vždy termosetická, a výztužná vlákna při zvýšených teplotách postupně degradují. Podle dostupné literatury vykazuje kompozitní GFRP výztuž při působení vysokých teplot čtyři odlišné fáze fyzikálních, chemických a mechanických změn [5],[6],[7]. První fáze je charakterizována teplotou skelného přechodu pryskyřice (T_g , přibližně 60–150 °C), při níž polymerní matrice měkne a přechází do viskoelastického stavu. Tento přechod omezuje schopnost matrice rovnoměrně přenášet napětí na nosná vlákna a postupně snižuje soudržnost mezi vlákny a matricí, což vede ke koncentraci napětí ve vláknech. Druhá fáze nastává při teplotě degradace pryskyřice (T_d , 250–400 °C), kdy dochází k chemickému rozkladu matrice a k úplné ztrátě přenosu napětí mezi vlákny. Třetí fáze odpovídá překročení teploty měknutí skleněných vláken (T_s , přibližně 700 °C). V této fázi dochází ke strukturálnímu narušení samotných vláken, což se projevuje prudkým poklesem modulu pružnosti a pevnosti v tahu vláken. Čtvrtá fáze nastává při teplotě tání skleněných vláken (T_m , přibližně 1200 °C), kdy vlákna ztrácejí svou soudržnost a dochází k úplné ztrátě mechanické integrity i strukturální funkce výztuže. Tyto teplotní fáze se nejčastěji zkoumají na samostatných výztužích pomocí diferenční skenovací kalorimetrie (DSC) [5], [6], [7].



Obrázek 1 Příklad stanovení T_d pomocí TSC na vzorku typické GFRP výztuže [7].

Databáze výsledků tahových zkoušek GFRP výztuže za zvýšených teplot

V rámci výzkumu na Fakultě stavební VUT byla sestavena robustní databáze všech dostupných tahových zkoušek GFRP výztuže provedených za zvýšených teplot [8]. V databázi je zároveň rozlišeno, zda byla výztuž porušena během působení zvýšené teploty, nebo až po jejím ochlazení. Souhrnně jsou zde uvedeny studie, které se zabývaly problematikou zbytkové únosnosti GFRP výztuže po expozici extrémním teplotám. Již zmíněná studie Zhou et al. [1] ukazuje, že vzorky, které selhaly až po ochlazení na laboratorní teplotu, vykazovaly až do teploty 300 °C vyšší pevnost než vzorky porušené přímo při působení požárního/teplotního zatížení. Nejstarší dohledatelnou studií tohoto typu je práce Alsaye et al. [9], kteří zjistili, že prvky vystavené vysokým teplotám po delší dobu vykazovaly sníženou únosnost, přičemž prokázali i příznivý vliv obetonování na výslednou únosnost. Hamad et al. [10] zkoumali zbytkovou tahovou únosnost různých typů FRP výztuže po zahřátí a porovnali výsledky s ocelovou výztuží. Spagnuolo et al. [11] se rovněž zabývali touto problematikou a stanovili teplotu skelného přechodu GFRP výztuže. Ellis et al. [12] publikovali další výsledky tahových zkoušek GFRP výztuže po vystavení vysokým teplotám. Nejnovější studie, kterou provedli Lu et al. [13], se zaměřila na stanovení a predikci materiálových vlastností GFRP výztuže po expozici zvýšeným teplotám.



Obrázek 2 Databáze tahových zkoušek GFRP výztuže v závislosti na teplotě A – vzorky porušené po teplotním zatížení, P vzorky porušené při teplotním zatížením – šedě [1,8-13]

Zbytková únosnost GFRP výztuže po vystavení extrémních teplotách

Z výsledků zobrazených na obrázku 2 je zřejmé, že tahové zkoušky provedené po ochlazení do 300 °C vykazují v průměru vyšší únosnost než zkoušky provedené přímo při působení zvýšené teploty. Tento poznatek potvrzuje závěry studie Zhou a kol. [1]. Nad teplotou 300 °C však výsledky vykazují stejnou nebo i nižší únosnost. Tento efekt lze přičíst přeměně pryskyřičné matrice do viskózního stavu a následné karbonizaci, která při této teplotě způsobuje nevratné narušení molekulárních vazeb. Po dosažení teploty degradace pryskyřice (T_d) již matrice není schopna přenášet napětí mezi vlákny a dochází k jejímu úplnému rozkladu. Do této teploty je matrice schopna částečně obnovit svou strukturu a znovu přispívat k alespoň omezenému přenosu napětí mezi jednotlivými vlákny [1].

Na základě uvedených předpokladů byla sestavena závislost zbytkové únosnosti GFRP výztuže na teplotě v souladu s EN normou, který definuje charakteristickou hodnotu jako 5% kvantil. Křivka byla odvozena ze všech dostupných dat tahových zkoušek provedených po ochlazení a zohledňuje dvě klíčové teploty: teplotu skelného přechodu $T_g = 100$ °C a teplotu degradace pryskyřice $T_d = 300$ °C. V těchto

bodech byl stanoven zlom funkce. Závislost byla vypočtena pomocí kvantilové regresní metody. Výsledná křivka je zobrazena na obrázku 3 a lze ji popsat následujícími rovnicemi:

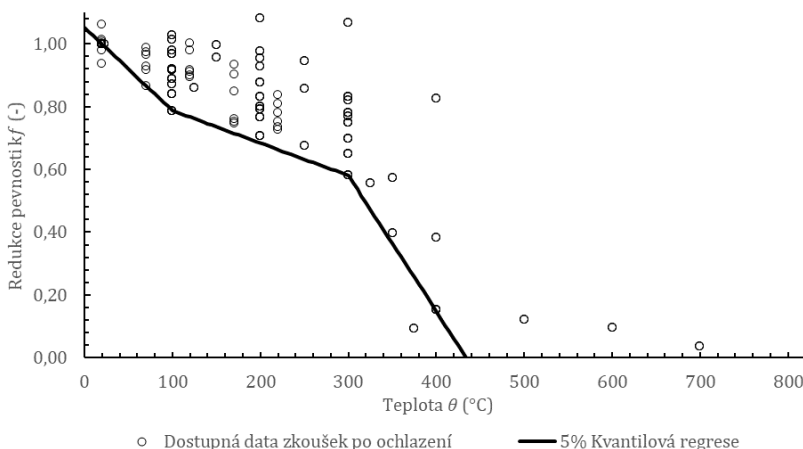
$$k_f(\theta) = 1,0512 - 0,00263\theta \quad \text{pro } 20^\circ\text{C} \leq \theta < 100^\circ\text{C} \quad (1)$$

$$k_f(\theta) = 0,8911 - 0,00104\theta \quad \text{pro } 100^\circ\text{C} \leq \theta < 300^\circ\text{C}$$

$$k_f(\theta) = 1,8795 - 0,00433\theta \quad \text{pro } 300^\circ\text{C} \leq \theta < 435^\circ\text{C}$$

$$k_f(\theta) = 0 \quad \text{pro } 435^\circ\text{C} \leq \theta$$

kde θ je teplota ve $^\circ\text{C}$.



Obrázek 3 5% Kvantil pevnosti GFRP výztuže v závislosti na teplotě pro vzorky porušené po vystavení teplotě

Z provedeného vyhodnocení 5 % kvantilu vyplývá, že po překročení teploty 300°C dochází k prudkému poklesu únosnosti GFRP výztuže, přičemž nulové hodnoty únosnosti je dosaženo přibližně při teplotě 435°C . Při 300°C si výztuž stále zachovává přibližně 58 % své původní pevnosti. Z výsledků je rovněž patrná změna sklonu křivky okolo teploty 100°C , která odpovídá teplotě skelného přechodu matrice.

Závěry a doporučení

Z hlediska problematiky sanace požárem poškozené konstrukce s kompozitní výztuží, stanovení reziduální pevnosti GFRP výztuže, a především rozhodnutí o reálnosti záměru, je zcela nezbytné stanovit teplotu, která působila na GFRP výztuž v konstrukci během teplotního zatížení. Na základě provedených studií a jejich vyhodnocení lze konstatovat, že pokud na výztuž působila teplota vyšší než 300°C (byť jen krátkodobě), je bezpečné přijmout předpoklad o nulové zbytkové pevnosti kompozitní výztuže po jejím ochlazení. Tj. GFRP výztuž ztratila svou schopnost

přenášet tahová napětí. Pokud na výztuž v konstrukci působila teplota nižší než 300 °C, lze předpokládat, že s její zbytkovou únosností po ochlazení betonového prvku je možno dále pracovat. Na základě vyhodnocení dostupných dat je možno konstatovat, že při expozici této teplotě si po ochlazení výztuž zachovává cca 58 % původní pevnosti (5% kvantil).

Při posuzování zbytkové únosnosti konstrukce je vždy nutné zkontrolovat kotevní oblasti GFRP výztuže a ověřit, že oblast nebyla zasažena zvýšenou teplotou. Je však třeba zdůraznit, že výše uvedené poznatky a závěry je třeba chápat pouze jako informativní. Jsou založeny na vyhodnocení poměrně úzké skupiny výsledků. Je tak nezbytné uvedené závěry potvrdit dalšími experimentálními zkouškami a studii.

Poděkování

Príspevek je vypracován za podpory VUT z projektu č. „FAST-S-25-8769 – Pokročilé analýzy stávajících betonových a zděných konstrukcí“ a TA ČR, projekt č. „TH82020005 – Novel bendable thermoplastic rebars for improved durability and sustainability of concrete structures“.

Literatura

- [1] C. Zhou, J. Pan, Z. Zhang, a Y. Zhu, „Comparative study on the tensile mechanical behavior of GFRP bars under and after high temperature exposure“, *Case Studies in Construction Materials*, roč. 16, čer. 2022, doi: 10.1016/j.cscm.2022.e00905.
- [2] *FprEN 1992-1-1 Eurocode 2-Design of concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. Brusel: European committee for standardization, 2023.
- [3] Luke A. Bisby, „Fire behaviour of fibre-reinforced polymer (FRP) reinforced or confined concrete“, PhD thesis, Queen's University Kingston, Ontario, Canada, 2003.
- [4] Iva Rozsypalová, „Hodnocení vyztužených betonových konstrukcí vystavených zvýšeným teplotám. Disertační práce.“, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Brno, 2021.
- [5] Emma R.E McIntyre, „Fire Performance of Fibre Reinforced Polyemr (FRP) bars in Reinforced Concrete. An Experimental Approach“, PhD Thesis, The University of Edinburgh, Ediburgh, 2019.
- [6] I. C. Rosa, J. P. Firmo, a J. R. Correia, „Experimental study of the tensile behaviour of GFRP reinforcing bars at elevated temperatures“, *Constr Build Mater*, roč. 324, bře. 2022, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.126676.
- [7] Petr Štěpánek, Martin Zlámal, Đorđe Čairović, František Girgle, Jan Prokeš, a Michal Ševčík, „Certifikovaná metodika pro zkoušení tahové pevnosti FRP výztuží a soudržnosti FRP výztuží s betonem při účinku vysokých teplot a

požáru a pro návrh betonových konstrukcí zatížených účinky vysokých teplot a požáru.", Brno, 2022.

- [8] J. Ježek, F. Gírgle, D. Vašátko, Ď. Čairovič, M. Zlámal, a P. Štěpánek, „Návrhové charakteristiky GFRP výztuže při extrémních teplotách“, Příspěvek bude prezentován na konferenci 30.Betonářské dny, Litomyšl, listopad 2025.
- [9] S. Alsayed, Y. Al-Salloum, T. Almusallam, S. El-Gamal, a M. Aqel, „Performance of glass fiber reinforced polymer bars under elevated temperatures“, *Compos B Eng*, roč. 43, č. 5, s. 2265–2271, čvc. 2012, doi: 10.1016/j.compositesb.2012.01.034.
- [10] J. A. Rami Hamad, M. A. Megat Johari, a R. H. Haddad, „Mechanical properties and bond characteristics of different fiber reinforced polymer rebars at elevated temperatures“, *Constr Build Mater*, roč. 142, s. 521–535, čvc. 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.03.113.
- [11] S. Spagnuolo, A. Meda, Z. Rinaldi, a A. Nanni, „Residual behaviour of glass FRP bars subjected to high temperatures“, *Compos Struct*, roč. 203, s. 886–893, lis. 2018, doi: 10.1016/j.compstruct.2018.07.077.
- [12] D. S. Ellis, H. Tabatabai, a A. Nabizadeh, „Residual tensile strength and bond properties of GFRP bars after exposure to elevated temperatures“, *Materials*, roč. 11, č. 3, úno. 2018, doi: 10.3390/ma11030346.
- [13] C. hua Lu, Z. hao Qi, H. Ge, a Y. long Zheng, „Predicting the mechanical properties of E-glass fiber-reinforced polymer bars after exposure to elevated temperature“, *Constr Build Mater*, roč. 379, kvě. 2023, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2023.131238.

APLIKÁCIA MULTI-MATERIÁLOVÉHO RIEŠENIA PRI NÁVRHU A SANÁCII BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ

Šimon Racek¹

Abstrakt

Príspevok sa prioritne zameriava na aplikáciu multi-materiálového riešenia ALLPLAN pri návrhu a modelovaní betónových konštrukcií, prípadne ich sanácií. Budú popísané praktické postupy tvorby BIM modelu, ktorý umožňuje kombinovať betónové, drevené, oceľové a prefabrikované prvky v rámci jedného návrhového procesu. Súčasťou príspevku je prezentácia dátového prepojenia so softvérom Scia Engineer prostredníctvom aplikácie Autoconverter v rámci cloudovej platformy BIMPLUS, ktoré podporuje export geometrie a materiálových parametrov pre statickú analýzu a návrh zosilňovacích opatrení.

Cieľom príspevku je poukázať na možnosti efektívneho využitia digitálneho modelovania a integrovaných pracovných postupov pri návrhu, analýze a prípadnom prevedení zosilnení nosných betónových konštrukcií v prostredí BIM.

1. Úvod

ALLPLAN je profesionálny BIM softvér určený pre architektúru, statiku a inžinierske stavby, ktorý umožňuje jednotné plánovanie, modelovanie a koordináciu stavebných projektov v digitálnom prostredí.

V rámci digitálneho navrhovania ALLPLAN poskytuje komplexnú podporu pri návrhu a sanácii betónových konštrukcií a to prostredníctvom tvorby presných modelov skutočného stavu, či už na základe geodetických podkladov alebo mračna bodov, pokročilého modelovania nových betónových prvkov vrátane návrhu výstuže, a následnej integrácie pôvodných a novo navrhnutých častí do jednotného digitálneho modelu.

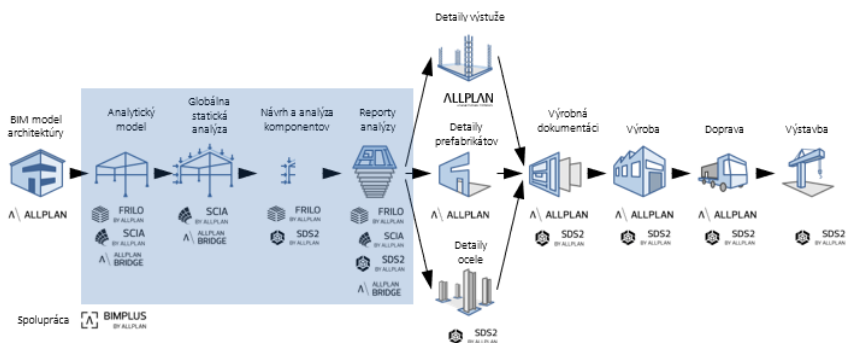
Platforma disponuje sofistikovanými nástrojmi na vystužovanie geometricky jednoduchých ako aj komplexných prvkov, čo umožňuje efektívne spracovanie aj technicky zložitých riešení. Súčasťou produktového portfólia sú riešenia pre infraštruktúrne stavby vrátane mostov a tunelov, ktoré rozširujú možnosti využitia softvéru nielen v projektoch návrhu a obnovy budov, ale aj rozsiahlych inžinierskych konštrukcií dopravných a infraštruktúrnych stavieb.

2. Pracovný postup multi-materiálového návrhu v ALLPLAN

„Design to Build“ je základná filozofia a pracovný postup v ALLPLAN, ktorý pokrýva celý proces od počiatočných koncepčných návrhov cez detailné plánovanie

¹ Ing., Allplan Slovensko s.r.o., Bajkalská 19B Bratislava, sracek@allplan.com

výstavby, výrobu a realizáciu na mieste, a to všetko v rámci jednej integrovanej platformy.



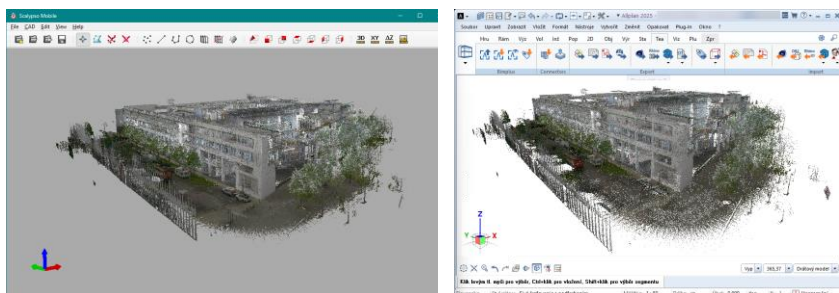
Obr. 1 Filozofia „Design to Build“ v ALLPLAN

Prístup "Design to Build" si kladie za cieľ zefektívniť celý stavebný proces a redukovať chybovosť v projektoch podporou spolupráce v reálnom čase medzi všetkými zúčastnenými stranami projektu.

3. Aplikácia prístupu pri návrhu a sanácii betónových konštrukcií

3.1 Spracovanie dát laserového skenovania

Laserové skenovanie predstavuje jeden z kľúčových nástrojov pri návrhu a sanácii betónových konštrukcií v rámci filozofie „Design to Build“. Softvér, ako napríklad Scalypso, umožňuje spracovať 3D dáta získané skenovaním do podoby mračien bodov, ktoré presne zachytávajú aktuálny stav konštrukcie. Tieto dáta sa následne konvertujú do štandardizovaného formátu, čo zaručuje kompatibilitu s rôznymi typmi skenerov. Na základe mračen bodov je možné rekonštruovať 3D prvky vo fotorealistických pohľadoch, čím sa vytvorí digitálne dvojča existujúcej konštrukcie. Vďaka priamemu rozhraniu medzi Scalypso a Allplanom sa tieto dáta prenášajú v reálnom čase do BIM prostredia, kde slúžia ako základ pre presné modelovanie, návrh sanačných opatrení a plánovanie realizácie.

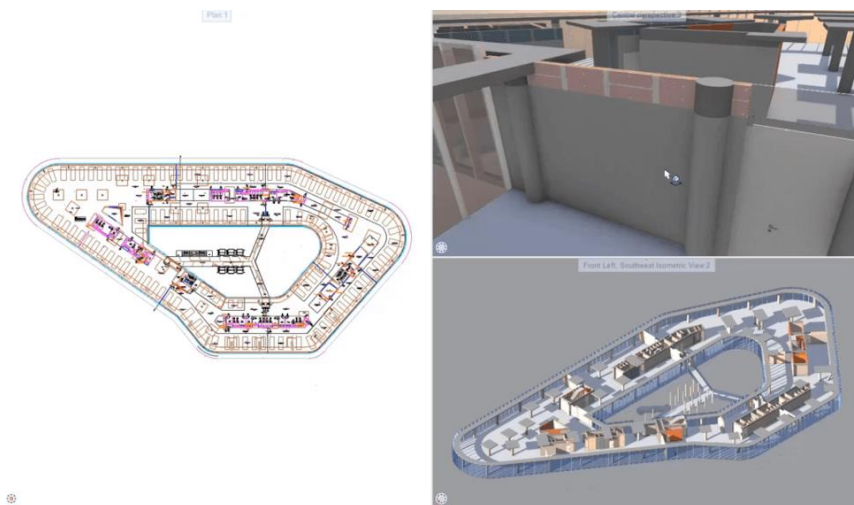


Obr. 2 Príklad mračna bodov – prepojenie Scalypso s ALLPLAN

3.2 Tvorba stavebného BIM modelu

Pri návrhu a sanácii betónových konštrukcií zohráva významnú úlohu schopnosť pracovať s presnými a komplexnými digitálnymi modelmi, ktoré integrujú podklady z rôznych zdrojov. ALLPLAN v tomto smere poskytuje vysokú mieru flexibility, keďže podporuje široké spektrum formátov pre import, vrátane CAD formátov (DWG, DXF), dokumentových formátov (PDF), BIM štandardov (IFC), ako aj formátov pre 3D tlač (STL, OBJ).

V oblasti modelovania ponúka ALLPLAN rozsiahle nástroje na tvorbu multi-materiálových BIM modelov, ktoré kombinujú betón – vrátane monolitických aj prefabrikovaných prvkov – oceľ, drevo či murivo, čo je mimoriadne významné pri riešení sanácií, rekonštrukcií a návrhu hybridných konštrukčných systémov. Softvér disponuje pokročilými funkciami automatizácie úloh, ako je parametrické modelovanie stavebných prvkov, automatické generovanie výstuže, tvorba prefabrikovaných dielcov a kontrola kolízií medzi jednotlivými konštrukčnými časťami. Tieto možnosti zabezpečujú nielen vysokú presnosť modelu, ale aj efektívnu koordináciu multi-materiálového riešenia v celom procese projektovania.



Obr. 3 Príklad BIM modelu v ALLPLAN

3.3 Prevod stavebného modelu na analytický model

Autoconverter predstavuje efektívny nástroj na prepojenie fyzického 3D BIM modelu vytvoreného v prostredí Allplan so statickým výpočtovým modelom potrebným pre analýzu v SCIA Engineer. Z komplexnej geometrie dokáže automaticky generovať zjednodušený analytický model tým, že identifikuje osi a strednice nosných prvkov, priradí im prierezy a materiály, upraví geometriu pre výpočtové účely a vytvorí topologicky správnu sieť nosného systému. Takto

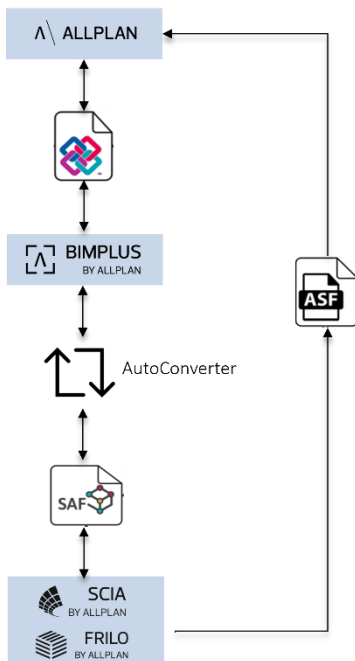
pripravený analytický model je možné exportovať vo formáte SAF (Structural Analysis Format), ktorý slúži ako štandardizovaný most medzi BIM a statikou. Alternatívne je možné model publikovať na platformu BIMPLUS, odkiaľ ho SCIA Engineer dokáže načítať priamo, bez potreby manuálneho exportu. Pri zmene BIM modelu v ALLPLAN je možné následne model jednoducho synchronizovať, čo zabezpečuje plynulý pracovný postup medzi projektovaním a statickým výpočtom.



Obr. 4 Konverzia stavebného BIM modelu na analytický model v prostredí Autoconverter

3.4 Statická analýza

Po importe analytického modelu do SCIA Engineer nasleduje séria krokov, ktoré umožňujú komplexné statické vyhodnotenie a návrh sanácie betónovej konštrukcie. V prvom kroku sa model doplní o potrebné zaťaženia, kombinácie a okrajové podmienky, aby bola výpočtová schéma úplná a zodpovedala reálnemu pôsobeniu konštrukcie. Následne sa vykoná statický a prípadne aj dynamický výpočet, ktorého výsledkom sú vnútorné sily, deformácie a posúdenie globálneho správania konštrukcie. Na základe týchto výsledkov sa pristúpi k posúdeniu železobetónových prvkov podľa platných noriem (napr. Eurokód 2), pričom SCIA automaticky vyhodnotí únosnosť v ohybe, šmyku, krútení, tlaku či ťahu a identifikuje kritické miesta. Výpočet zároveň poskytuje podklady pre návrh potrebnej a dodatočnej výstuže pre jednotlivé prvky. Tieto hodnoty možno následne preniesť späť do BIM prostredia ALLPLAN prostredníctvom formátu *.asf pre detailné 3D modelovanie výstuže na účely vypracovania výkresovej dokumentácie.



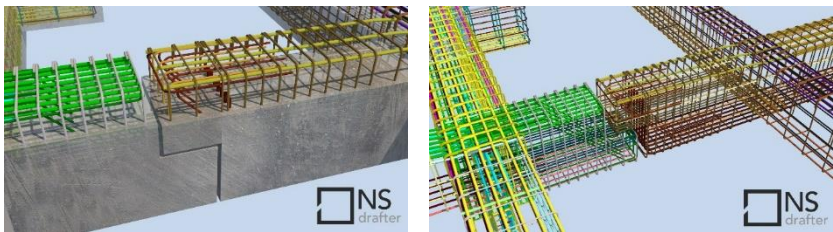
Obr. 5 Schéma výmeny dát medzi ALLPLAN a výpočtovými softvérmi SCIA a FRILO

3.5 Návrh a modelovanie výstuže

ALLPLAN umožňuje modelovať výstuž priamo v 3D BIM modeli, pričom rozpoznáva tvary a objemy konštrukčných prvkov ako objekty, nie iba súbor čiar. Používateľ môže definovať základné parametre výstuže – napríklad hĺbku krytia, priemer prútov či rozostup – a výstuž sa automaticky rozmiestni pozdĺž hrán podľa geometrie modelu. Zároveň si projektant zachováva plnú kontrolu nad modelom – môže meniť tvar prútov, dĺžku hákov, krytie a ďalšie vlastnosti, a model sa po úprave ihneď aktualizuje.

Pomocou parametrických objektov, tzv. PythonParts, dokáže projektant automatizovať tvorbu výstuže, čo umožňuje rýchlu a presnú tvorbu výstuže pre rôzne konštrukčné prvky – steny, nosníky, stĺpy či základy. Pri zmenách geometrie modelu (napr. reprofiliácia steny alebo nosníka) sa výstuž vďaka týmto PythonParts systémom môže automaticky aktualizovať a prispôbiť novým podmienkam.

Výkazy výstuže, ohybové schémy a označenia sa generujú priamo z 3D modelu, čo zaisťuje presné, spoľahlivé a vždy aktualizované údaje.



Obr. 6 Príklad vystuženia dvoch konzolových nosníkov v ALLPLAN (© NS Drafter, 2023)

4. Záver

Predstavený pracovný postup ukazuje, že integrácia multi-materiálového modelovania, dát zo skenovania a statických výpočtov do jedného BIM prostredia výrazne zvyšuje presnosť a kontinuitu celého procesu návrhu betónových konštrukcií. Prepojenie ALLPLAN so softvérmi na statickú analýzu umožňuje efektívne spracovanie geometrie, rýchlu aktualizáciu modelu a konzistentné prenosy dát medzi profesiami. Tým sa znižuje priestor pre chyby a zlepšuje sa koordinácia riešení. Multi-materiálový prístup tak predstavuje funkčný a praktický rámec pre presné, systematické a spoľahlivé navrhovanie v prostredí BIM.

ZDROJE

- [1] <https://allplan.com>
- [2] <https://blog.allplan.com>
- [3] 7 Tips for Efficient Modeling with ALLPLAN - Part One (2022). Online. Dostupné na: <https://www.allplan.com/blog/7-tips-for-efficient-modeling-with-allplan-part-one/>
- [4] 10 Practical Examples of Design Automation (2023). Online. Dostupné na: <https://www.allplan.com/blog/10-practical-examples-of-design-automation/>
- [5] NS Drafter. (2023). Shown here is the connection between two console beams that are right beneath the expansion joint located in the slab above... [Image attached] [LinkedIn post]. LinkedIn. Dostupné na: https://www.linkedin.com/posts/nsdrafter_rebardetailing-reinforcement-allplan-activity-7046482426620989440-uNbh/

EXPERIMENTÁLNE OVEROVANIE ŠMYKOVÝCH ODOLNOSTÍ ZOSILNENÝCH NOSNÍKOV CFRP TKANINAMI

Veronika Kollárová¹

Matúš Todorov²

Tadeáš Fecko³

Viktor Borzovič⁴

Abstrakt

Tento príspevok popisuje experimentálny program zameraný na šmykovú odolnosť nosníkov, ktoré boli predzaťažené a následne zosilnené rôznymi spôsobmi. Bližšie sa venuje najmä zosilneniu na šmyk pomocou CFRP tkanín a porovnaniu šmykovej odolnosti zosilneného nosníka s teoretickou predikciou šmykovej odolnosti podľa druhej generácie Eurokódu 2. Pôsobenie nosníkov zosilnených pomocou CFRP tkanín sa v závere porovnávajú s tradičnými metódami pre zosilnenie pomocou obetónovania a doplnením dodatočnej betónárskej výstuže. Výsledky sú porovnané z pohľadu zvýšenia tuhosti, šmykovej odolnosti a tiež duktilnosti zlyhania.

Úvod

Experimentálne overovanie nosníkov namáhaných na šmyk je stále aktuálne a potrebné vzhľadom na skutočnosť, že posudzovanie šmykovej odolnosti nosníkov podľa Eurokódu 2 (EC2) sa zakladá na fyzikálnom modeli priehradovej analógie s premenným sklonom tlakových diagonál a bez príspevku šmykovej odolnosti bez šmykovej výstuže. Aj v praktickom navrhovaní je často diskutovaná práve voľba sklonu tlakových diagonál.

Jedným z najviac používaných materiálov v stavebníctve od začiatku 20. storočia je železobetón. Postupom času je rekonštrukcia železobetónových konštrukcií čoraz aktuálnejšia téma. Vzhľadom na skutočnosti, že existujúce konštrukcie starnú, degradujú a nároky na stavby sa neustále zvyšujú, či už v podobe zvýšeného zaťaženia alebo sprísnenia spoľahlivosti návrhových modelov aktuálnych noriem. V dôsledku týchto skutočností sa zosilňovanie železobetónových konštrukcií dostáva stále viac do popredia záujmu v stavebnom priemysle.

Cieľom zosilnenia je v prvom rade zvýšiť únosnosť a trvanlivosť už existujúcej konštrukcie. Železobetónové konštrukcie je možné zosilniť rôznymi spôsobmi.

¹ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: veronika.kollarova@stuba.sk

² Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: matus.todorov@stuba.sk

³ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: tadeas.fecko@stuba.sk

⁴ prof. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: viktor.borzovic@stuba.sk

Všetci Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

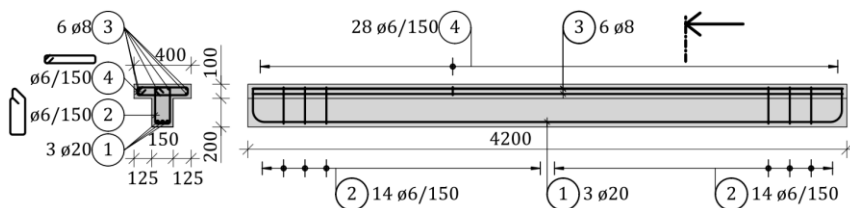
Medzi tradičné metódy zosilnenia patrí dobetonávka prierezu s prídavnou výstužou, externé predpätie alebo zmena statickej schémy. Alternatívne riešenia zosilnenia, ktoré sa rozvíjajú v posledných rokoch, je použitie FRP (FRP - Fibre Reinforced Polymer) materiálov, ako sú lamely a tkaniny. Najpoužívanším typ FRP je CFRP (CFRP = Carbon Fibre Reinforced Polymer) kvôli jeho mnohým výhodám. Karbónové (uhlíkové) vlákna majú vyššiu tuhosť a pevnosť, zachovávajú si mechanické vlastnosti aj po opakovanom namáhaní, lepšie znášajú vysoké teploty a majú nízku hmotnosť.

Po prvý krát je v druhej generácii Eurokódu 2 (EC2(2023)) [1] spomenutá téma zosilnenia betónových konštrukcií pomocou FRP materiálov v prílohe J – Zosilňovanie existujúcich betónových konštrukcií použitím CFRP. Tento článok predstavuje experimentálny program zosilnenia železobetónových nosníkov a bližšie sa zameriava na zosilnenie nosníka pomocou CFRP tkanín. Experimentálne získané šmykové odolnosti sú následne porovnávané s návrhovými modelmi predstavenými v novej norme EC2(2023).

Experimentálne vzorky

Experimentálny program pozostával zo 4 identických železobetónových nosníkov s označením A, B, C, D. Nosník A bol referenčný a nosníky B – D boli predzaťažené na hodnotu 110 kN v lise a následne boli zosilnené. Predzaťaženie predstavovalo 70 % experimentálne získanej odolnosti nezosilneného nosníka A. Nosníky boli dĺžky 4,20 m a mali prierez tvaru T rozmeru 400 x 300 mm (viď. Obr. 1). Nosníky boli vystužené pri spodnom povrchu tromi prútmi s priemerom 20 mm a strmeňmi s priemerom 6 mm v osovej vzdialenosti 150 mm. Vystuženie nosníkov dopĺňali konštrukčné prúty priemeru 6 mm a 8 mm v hornej časti prierezu.

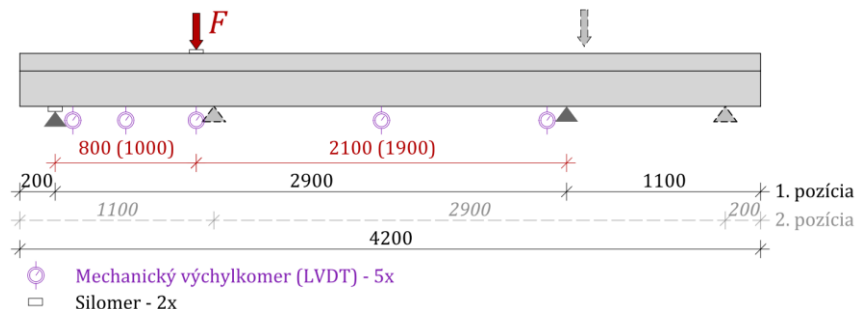
Valcová pevnosť betónu nosníkov dosahovala v čase 28 dní hodnotu 20,63 MPa a modul pružnosti mal 25,33 GPa. Vo výpočtoch boli použité namerané materiálové charakteristiky betónu, pre stanovenie pevnosti betónu v ťahu bol použitý vzťah podľa EC2(2023) $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ (pre $f_{ck} \leq 50$ MPa), uvažovaná výsledná pevnosť betónu v ťahu bola $f_{ct} = 2,26$ MPa. Použitá betonárska výstuž bola na základe ťahových skúšok zaradená do tried B500A pre šmykovú výstuž a B500C pre hlavnú a konštrukčnú výstuž. Pre výstuž triedy B500A bola nameraná medza kľzu $f_y = 517$ MPa a pevnosť $f_t = 586$ MPa.



Obr. 1 Tvar a vystuženie nosníkov

Skúšobná zostava

Experimenty boli uskutočnené v laboratóriu STU Stavebnej fakulty. Výrobu nosníkov realizovala spoločnosť Skanska SK a.s. Statická schéma a spôsob zaťaženia experimentálnych nosníkov je zobrazená na Obr. 2, skúška bola navrhnutá ako trojbodová. Zostava experimentu bola navrhnutá tak, aby bolo možné skúšať jeden nosník 2 krát. Sila F , ktorou boli vzorky zaťažované, bola umiestnená vo vzdialenosti $3d$ od podpory, čo pri nosníkoch A a D predstavuje šmykové rozpätie 0,8 m a pri nosníkoch B a C (s dobetonávkou) to bolo 1,0 m.



Obr. 2 Skúšobná zostava nosníkov

Experimentálne vzorky: Nosník A, B, C

Nosník A bol vyrobený ako referenčná vzorka bez zosilnenia, ktorá slúžila na určenie účinnosti jednotlivých druhov zosilnení. Nosníky B a C boli zosilnené pomocou dobetonávky, prídavnej výstuže na ohyb a závitových tyčí. Zo spodnej strany T-priezezu bol zdrsený povrch a boli navŕtané mechanické kotvy na lepšie spolupôsobenie nosníka a dobetonávky. Doplnené boli 3 prúty priemeru 20 mm pri spodnom povrchu dobetonávky, konštrukčné prúty priemeru 8 mm a závitové tyče M6 s triedou pevnosti 4.8 v rastri po 150 mm ako prídavná šmyková výstuž. Nosník B mal závitové tyče kotvené do príruby pomocou chémie a pri nosníku C prechádzali prírubou a kotvené boli z hornej strany maticou a podložkou. Po odskúšaní nosníka B bol nosník C dodatočne zosilnený lamelami zo spodnej strany dobetonávky na zvýšenie ohybovej odolnosti nosníka a predídeniu nežiadúcemu porušeniu na ohyb. Zosilnenie nosníkov B a C je bližšie popísané v publikáciách [2] a [3].

Experimentálna vzorka: Nosník D

Zosilnenie nosníka D tvorili CFRP lamely na ohyb a CFRP tkanina na šmyk. Kvôli požiadavkám na drsnosť podkladu bolo potrebné stenu nosníka z troch strán zdrsniť a skosiť spodné hrany, aby sa tkanina pri aplikovaní na nosník nepoškodila. Zo spodnej strany nosníka boli použité 2 lamely Mapei Carboplate E 170 šírky

60 mm. Po zatvrdnutí lepidla boli odstránené ochranné fólie lamiel a CRFP tkaniny SikaWrap-231 C boli aplikované postupne po pásoch šírky 300 mm. Tkaniny boli lepené bez vzájomného preplátovania a pri aplikácii boli primerane pritláčané a vyrovnávané valčekom.



Obr. 3 Zosilňovanie nosníka D

Porušenie vzoriek

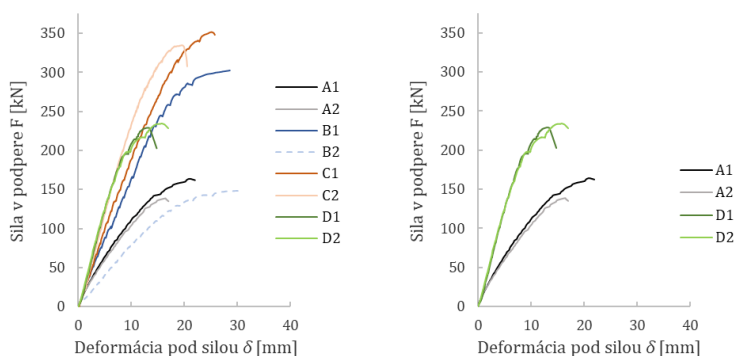
Nosník A zlyhal pri obidvoch skúškach na šmyk, pričom rozhodujúca šmyková trhlina sa od podpery tiahla po dolnej ohybovej výstuži a približne vo vzdialenosti 380 mm od podpory začala smerovať k zaťažovanej ocelevej platni pod uhlom 34 stupňov. Zosilnený nosník B sa v prvej polohe porušil na šmyk pretrhnutím šmykovej výstuže v kritickej trhline (pod uhlom cca. 31 stupňov) a v druhej polohe došlo k ohybovému porušeniu. Kvôli tomu boli na nosník C pridávané lamely na zvýšenie ohybovej odolnosti, čo zabezpečilo šmykové porušenie nosníka C v obidvoch polohách so sklonmi trhlín 31 a 34 stupňov.

Nosník D zosilnený uhlíkovými lamelami a tkaninou mal odlišný charakter porušenia. Pri vyšších úrovniach namáhania sa začala čiastočne oddelovať tkanina od betónovej steny nosníka (vid'. Obr. 4), až kým neprišlo k úplnej delaminácii tkaniny (oddelenia tkaniny od nosníka) a náhlemu porušeniu nosníka na šmyk. Šmykové trhliny mali pod tkaninami uhol 33 a 40 stupňov. Delaminácia tkaniny bola zapríčinená vysokou pevnosťou lepidla použitého pri aplikácii tkaniny v porovnaní s nízkou ťahovou pevnosťou betónu, čo sa prejavilo porušením v stenách nosníka v rámci krycej betónovej vrstvy (vid'. Obr. 4 dole).



Obr. 4 Skúška nosníka D (vľavo hore – nosník v zostave, vpravo hore – čiastočná delaminácia tkaniny, dole – delaminovaná tkanina a šmyková trhlina)

V grafoch na Obr. 5 sú porovnávané krivky závislosti sila v podpere – deformácie nosníka pod silou. V prvom grafe je zobrazený priebeh všetkých skúšok spolu. Pri porovnávaní tuhostí nosníkov pri skúškach však treba mať na pamäti, že pri nosníkoch B a C s dobetónávkou sa posúvala poloha sily ďalej od podpery (kvôli dodržaniu vzdialenosti sily $3d$ od podpery), no vzdialenosť podpier sa nemenila, takže došlo k inému prerozdeleniu síl do podpier. Z toho dôvodu vykazujú grafy nosníkov B a C vyššie deformácie ako nosník D napriek vyššej tuhosti v dôsledku zväčšenia prierezu obetónovaním. Krivka B2 predstavuje nežiadúce zlyhanie skúšaného prvku v ohybe.



Obr. 5 Grafy závislosti sila v podpere – deformácie nosníka pod silou (nosník B2 sa porušil na ohyb)

Z grafov je zrejmé, že referenčný nosník A mal najnižšiu tuhosť a dosahoval najväčšie deformácie. Pri porovnaní nosníkov B a C je zrejmé, že nosník C s pridanými lamelami na ohyb mal počas skúšky menšie deformácie. Nosník D zosilnený lamelami a tkaninou vykazoval menšie deformácie ako referenčný nosník a vďaka tkaninám sa podarilo zvýšiť šmykovú odolnosť.

Výpočet šmykovej odolnosti nosníkov A, B, C podľa EC2(2023)

Vo výpočte bol použitý najnižší sklon tlakovej diagonály $\theta_{\min}$, ktorý je určený normou EC2(2023) [1] pre železobetónové prvky bez pôsobenia normálovej sily. V druhej generácii Eurokódu 2 sa pre výstuž triedy ťažnosti A redukuje $\cot \theta_{\min}$ o 20 %. Potom je $\cot \theta_{\min} = 2,0$ a uhol tlakovej diagonály, ktorý bol uvažovaný vo výpočtoch $\theta = \theta_{\min} = 26,56^\circ$.

Keďže sa jedná o experimentálnu konštrukciu, boli pri výpočtoch šmykovej odolnosti použité súčinitele spoľahlivosti pre materiály 1,0. Pri výpočte šmykovej odolnosti železobetónového prierezu so šmykovou výstužou bola použitá maximálna pevnosť výstuže v ťahu s nameranou hodnotou z ťahovej skúšky $f_t = 586$ MPa a nameraná pevnosť betónu v tlaku $f_c = 20,63$ MPa. Keďže bol v experimente zaťažovaný nosník až do porušenia, bola vo výpočtoch použitá pevnosť betonárskej výstuže a nie medza kľzu výstuže.

Do šmykovej odolnosti železobetónového prierezu vystuženého šmykovou výstužou nebol uvažovaný komponent šmykovej odolnosti bez šmykovej výstuže V_{Rc} , ale iba šmyková odolnosť šmykovej výstuže V_{Rs} a komponent odolnosti zosilnenia dodatočnou šmykovou výstužou alebo CFRP tkaninou V_{Rf} . Pri nosníku A bola šmyková výstuž vo forme dvojstrižných strmeňov s priemerom 6 mm a rozstupom 150 mm (viď. Obr. 2). Nosníky B a C boli vystužené šmykovou výstužou rovnako ako nosník A, tieto nosníky boli ďalej zosilnené na šmyk. Pri nosníku B boli pridané závitové tyče M6 v rasti 150 mm, ktoré boli kotvené do predvŕtaných dier v prírubu. Do nosníka C boli pridané závitové tyče, ktoré prechádzali prírubou a taktiež boli pridané CFRP lamely zospodu prierezu pre zväčšenie ohybovej odolnosti, ktoré ale neprispievali k šmykovej odolnosti.

Výpočet šmykovej odolnosti nosníka D podľa EC2(2023)

Výpočet šmykovej odolnosti nosníka D bol uskutočnený podľa druhej generácie Eurokódu 2, konkrétne podľa Prílohy J: Zosilňovanie existujúcich betónových konštrukcií použitím CFRP. Do celkovej šmykovej odolnosti zosilneného prierezu (1) bola započítaná šmyková odolnosť šmykovej výstuže (2) a šmyková odolnosť CFRP tkaniny (3). Pri výpočte šmykovej odolnosti CFRP tkaniny bolo potrebné zohľadniť, či je systém CFRP tkaniny otvorený, či jednotlivé pásy na seba nadväzujú, orientáciu pásov tkaniny a taktiež dĺžku kotvenia tkaniny, ktorá bola uvažovaná pre daný prípad na dĺžku rovnej výšky steny nosníka.

Šmyková odolnosť zosilneného prierezu CFRP tkaninou, pre prípad, keď splastizuje šmyková výstuž a poruší sa tlaková diagonála vyjadrená vo forme šmykových napätí:

$$\tau_{R,CFRP} = \tau_{Rs} + \tau_{R,f} \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_c \quad (1)$$

Šmyková odolnosť nezosilneného prierezu vyjadrená vo forme napätí :

$$\tau_{Rs} = \rho_w \cdot f_t \cdot \cot \theta \quad (2)$$

Šmyková odolnosť CFRP tkaniny vyjadrená vo forme napätí :

$$\tau_{R,f} = \frac{A_f}{s_f} \cdot \frac{f_{fw}}{b_w} (\cot \theta + \cot \alpha_f) \cdot \sin \alpha_f \quad (3)$$

Kde: $\tau_{R,CFRP}$ - šmyková odolnosť zosilneného prierezu systémom zosilnenia pomocou CFRP tkaniny, τ_{Rs} - šmyková odolnosť so šmykovou výstužou, $\tau_{R,f}$ - šmyková odolnosť systému zosilnenia pomocou CFRP tkaniny, ν - súčiniteľ zníženia pevnosti betónu s trhlinami pri namáhaní šmykom alebo inými zaťažzeniami, ρ_w - stupeň vystuženia šmykovou výstužou, f_t - pevnosť v ťahu šmykovej výstuže, f_{fw} - pevnosť v ťahu systému zosilnenia CFRP tkaninou, A_f - prierezová plocha CFRP tkaniny, s_f - vzájomná vzdialenosť priečneho vystuženia systémom zosilnenia, b_w - minimálna šírka prierezu medzi ťahaným a tlačným pásom a neutrálnou osou, θ - sklon tlakovej diagonály, α_f - uhol, ktorý zvierá systém zosilnenia s pozdĺžnou osou prvku.

Šmyková odolnosť V_R v Tab. 1 je získaná zo šmykových napätí podľa vzťahov (1) až (3) prenasobením šmykového napätia minimálnou šírkou prierezu, konkrétne šírkou steny prierezu b_w a ramenom vnútorných síl z , ktoré bolo vypočítané pri overovaní ohybovej odolnosti prierezu.

Zhrnutie výsledkov z experimentov a analytických výpočtov

V Tab. 1 sú zhrnuté výsledky porovnania šmykovej odolnosti nosníkov z experimentov a analytických výpočtov. Najväčšie zvýšenie šmykovej odolnosti získanej z experimentu bolo pri vzorke nosníka C, a to až o 133 %. Šmyková odolnosť experimentálnej vzorky nosníka D bola zvýšená o 55 %. Výpočty teoretickej odolnosti podľa EC2(2023) predstavujú konzervatívnu hodnotu šmykovej odolnosti vo všetkých prípadoch zosilnenia, t. j. výsledky na bezpečnej strane z pohľadu navrhovania. Najbezpečnejšiu hodnotu udávajú výsledky nosníkov B a C, kde je v EC2(2023) zanedbávaný príspevok šmykovej odolnosti bez šmykovej výstuže V_{Rc} . Teoretická šmyková odolnosť sa experimentálnej najviac približuje pri nosníku D zosilneného CFRP tkaninou.

Tab. 1 Výsledky experimentov a analytických výpočtov

Označenie nosníka	Spôsob zosilnenia	Šmyková odolnosť				
		Experimentálne odolnosti		Zvýšenie v porovn. s referen. nosníkom A	Teoretická odolnosť podľa EC2(2023)	
		$V_{R,Exp}$	$V_{R,Exp,avg}$	$V_{R,Exp,avg,A} / V_{R,Exp,i}$	$V_{R,EC2}$	$V_{R,Exp,avg} / V_{R,EC2}$
		[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
A1	Nezosilnený	163,8	151,2	1,00	101,9	1,48
A2		138,6				
B1	Dobet. + závitové tyče	302,3	302,3	2,00	150,1	2,01
B2		ohyb. poruš.				
C1	Dobet. + závitové tyče + lamely	351,6	343,2	2,33	150,1	2,29
C2		334,8		2,21		
D1	Lamely + tkaniny	229,0	231,9	1,51	161,7	1,43
D2		234,7		1,55		

Záver

V tomto príspevku bol popisovaný experimentálny program zosilňovania betónových nosníkov rôznymi spôsobmi. Každý spôsobom zosilnenia má svoje výhody aj nevýhody, či už ekonomické, konštrukčné, ale tiež z hľadiska realizovateľnosti či funkčnosti. Zosilnenie pomocou dobetónávky a pridania šmykovej výstuže navýšilo šmykovú odolnosť v priemere o 118 %. Zosilnenie CFRP tkaninami navýšilo šmykovú odolnosť o 53 %. Druhá generácia Eurokódu 2 po prvý krát uvádza výpočet šmykovej odolnosti nosníka zosilneného pomocou CFRP tkaniny. V našom experimente bola úroveň spoľahlivosti teoretickej odolnosti z experimentu voči vypočítanej odolnosti na hodnote 1,43. Úroveň zvýšenia šmykovej odolnosti pomocou CFRP tkaniny by bolo možné navýšiť ďalšou vrstvou tkaniny, avšak pri porušení sa kritickým komponentom pre tento typ zosilnenia stala nízka hodnota ťahovej pevnosti betónu zosilňovaného nosníka.

Podakovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0358/23 "Navrhovanie a zosilňovanie betónových konštrukcií s ohľadom na životné prostredie".

Autori ďakujú za podporu pri realizácii a zhotovení skúšobných nosníkov spoločnosti Skanska SK a.s. a spoločnostiam Hilti Slovakia spol. s r.o., Sika Slovensko, spol. s r.o. a Mapei SK, s.r.o za poskytnutý materiál a nástroje k zosilňovaniu.

Literatúra

- [1] EN 1992-1-1: Navrhovanie betónových konštrukcií – Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, mosty a inžinierske konštrukcie. 2023
- [2] Fecko T., Baran J., Haššová Z., Borzovič V. *Šmyková odolnosť zosilnených železobetónových nosníkov podľa aktuálnych výpočtových prístupov*. Sanácia betónových konštrukcií 2023
- [3] Fecko T., Baran J., Borzovič V., Halvonik J. *Experimentálny výskum šmykovej odolnosti železobetónových nosníkov a ich zosilnenie*. Betonárske dni 2022

SANÁCIA DODATOČNE PREDPÍNANÝCH PRIEHRADOVÝCH VÄZNÍKOV

Július Šoltész¹

Ivan Holly²

Pavol Skovajsa³

Andrej Bartók⁴

Abstrakt

V Českej ako aj Slovenskej republike bolo zaznamenaných niekoľko havárií striech s dodatočne spínaným priehradovým väzníkom. Príčina vzniku porúch predpätia väzníkov spočíva v riešení stykov medzi jednotlivými segmentami, resp. v nedostatočnom zainjektovaní káblových kanálikov injektážnou maltou. V takom prípade môže časom dochádzať ku korózii predpínacích lán. Výsledkom je čiastočná alebo úplná strata predpätia, resp. havária strešnej konštrukcie. Článok popisuje skúsenosti s diagnostikou vopred-predpätých spínaných strešných väzníkov, ktoré autori realizovali na viacerých objektoch v rámci Slovenska.

1. Úvod

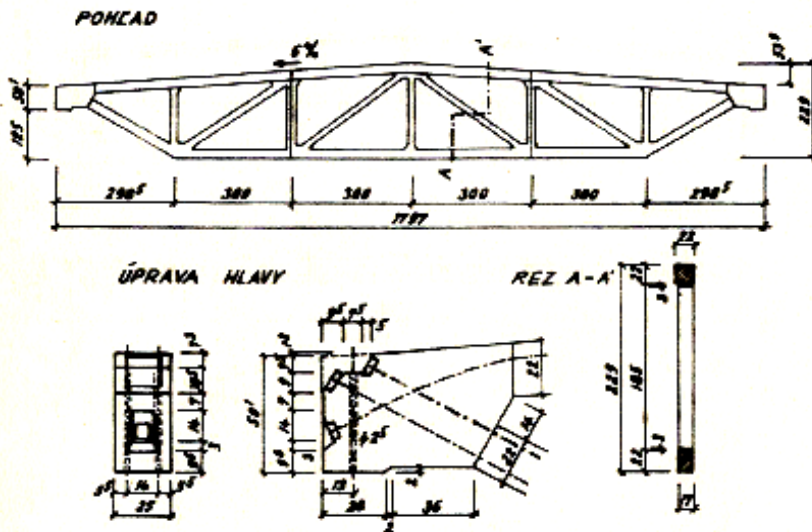
V rokoch 1955 až 1957 sa prijalo rozhodnutie naprojektovať a spustiť výrobu strešných väzníkov zo železobetónu. Betón mal nahradiť oceľ, ktorá v čase zúriacej studenej vojny bola predurčená na výrobu tankov. Tlak bol enormný nakoľko päťročnice plánovali rozsiahlu industrializáciu najmä Slovenska. Do riešenia sa zapojili akademické ako aj výskumné inštitúcie v celom Československu. Dopravné optimálne limity ako dĺžka 6m a šírka 2.4m predurčili riešenie. Z týchto obmedzení bolo dané, že 18m rozpätie bude z troch dielcov a 24m rozpätie zo štyroch dielcov. Spájať sa mali na stavbe dodatočným predpätím. Výroba sa spustila koncom 50 - tých rokov v závodoch napr.: Priemstav Bratislava, ZIPP závod Rovinka, Prefa Hýskov u Berouna, atď. Postupne sa riešenie zdokonaľovalo, vylepšovalo. Podľa odhadu v ČR je plocha hál s týmto konštrukčným systémom okolo 500 000 m². Na Slovensku nám tento údaj chýba, ale tušíme, že sa jedná o 150 000 – 250 000 m². Pravdepodobne najstaršia verzia dodatočne predpätého väzníka je na obr.1.

¹ Doc. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: julius.soltesz@stuba.sk

² Doc. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: ivan.holly@stuba.sk

³ Ing., Portik spol. s r.o, Trnavská cesta 102,821 01 Bratislava 2, pavol.skovajsa@portik.sk

⁴ Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: andrej.bartok@stuba.sk



Obr. 1 Strešný väzník priehradový Priemstav predpätý na 18 m

Strešné väzníky sa realizovali navrhovali v 3 variantoch:

1. výroba väzníkov v celku vo výrobní (prefe) a jeho preprava na miesto montáže,
2. výroba jednotlivých dielov väzníkov vo výrobní a jeho preprava na stavenisko, na ktorom sa tesne pred montážou bloky zložia a spoja do celistvého kusu,
3. výroba väzníkov v ambulantnej výrobe na stavbe v blízkosti miesta montáže

Z hľadiska zabezpečenia finálnej kvality vyrábaných prefabrikátov bol najvýhodnejší prvý variant, kedy sa výroba úplne sústredila vo výrobní. Kvalita pracovníkov a dostupná mechanizácia vo výrobní bola na vyššej úrovni, ako výroba na stavenisku. Dĺžkové obmedzenia prefabrikátov strešných väzníkov vychádzali z možnosti dopravy ťažkých dlhých kusov, pričom rozhodujúca nebola vlastná tiaž prvkov, ale ich dĺžka. Doprava väzníkov dĺžky do 18m ale nepredstavovala problém. Pre prefabrikáty väčších dĺžok sa volil druhý alebo tretí variant výroby. V druhom variante bol zachovaný podobný štandard výroby ako v prvom, pričom sa do určitej miery odstránila závislosť postupu prác na počasí. Na stavenisku sa však realizovali niektoré technologické postupy citlivé na nízke teploty, akými boli betonáž škár medzi jednotlivými blokmi, resp. injektáž dutinových kanálikov. Jednotlivé dielce spínaných väzníkov sú vzájomne spájané pomocou predpätia ktoré sa realizovalo cez káblové kanáliky, preto sa často používal názov „korálikový“ väzník. Dodatočne predpäté väzníky sa vyrábali delené na bloky dlhé 6m s deliacou škárou hrúbky 2 až 5 milimetrov. V mieste

deliacej špáry bolo navrhnuté zdvojenie zvislého pásového prútu. Vzhľadom k veľmi malej vzpernej tuhosti bol tento prút navrhnutý ako ťahaný. Jednotlivé diely sa pri manipulácii skladovali naležato, kým po predopnutí zostáva celý väzník vo zvislej polohe nastojato.

Takzvaná ambulantná výroba väzníkov priamo na stavenisku, to znamená 3 variantu, bola v začiatkových fázach vývoja montovaných stavieb najviac používaná postupne však ustúpila do úzadia. V tejto variante sa síce znížili náklady na prepravu hotových prefabrikátov, zvýšili sa však náklady na dopravu a skladovanie stavebných materiálov, na ochranu proti nepriaznivým vplyvom počasia, presun mechanizácii potrebných na betonáž resp. predpínacích zariadení

Priehradové väzníky so spodným pásom predpätým len vo vodorovnej časti sa neosvedčili, pretože šikmé časti spodného pásu sú náchylné k vzniku a nadmernému roztváraniu trhlín. Toto riešenie bolo použiteľné len pre tzv. strunobetónové väzníky vyrábané vcelku (s vopred predpätým spodným pásom v priamej časti). Horný pás bol predpätý jedným spínacím káblom pre zachytenie ťahových síl, ktoré vnikli pri manipulácii s väzníkom. V štádiu užívania sa s predpätím horného pásu neuvažovalo. Pri priehradových väzníkoch bola aktuálna požiadavka na zabezpečenie tlačného pásu proti vybočeniu, a to ako v štádiu montáže, tak aj v štádiu užívania. Väzníky s rozpätím 24m boli na vybočenie horného pásu najviac náchylné.



Obr. 2: Predpínanie na stavbe SPP 9 24-6 – unikátna historická fotografia

2. Sanácia priehradových väzníkov

Optimálny a našou skupinou aplikovaný postup prieskumu/diagnostiky je nasledovný:

- Naštudovanie pôvodného projektu (ak je k dispozícii), vyhľadanie zabudovaných typov v pôvodných výrobných katalógoch, vyhľadanie výkresov výstuže, pôvodného statického výpočtu. Táto činnosť je mimoriadne náročná a nie vždy úspešná.
- Obhliadka objektu, príprava plánu dronového zalietania a fotografovania, určenie kritických a atypických detailov.
- Vyhodnotenie dronových fotografií – dvomi skúsenými autorizovanými osobami, určenie porúch, pravdepodobných príčin porúch, určenie prvkov a detailov na preverenie predpínacej výstuže endoskopickým prieskumom.

Postup kontroly injektovania káblových kanálikov predpätých väzníkov je na Obr. 3.



Obr.3: Endoskopia spínaných väzníkov: a) vŕtanie, b)čistenie stlačeným vzduchom, c) kontrola endoskopom

Pri podrobnej kontrole dronových snímkov všetkých väzníkov v hale boli zistené priečne trhliny v prvej diagonále strešných väzníkov (Obr. 4). Preto sa pristúpilo v tomto mieste ku kontrole stavu injektovania predpínacej výstuže. Na základe endoskopických snímkov (Obr. 5, Obr. 6) bolo zistené, že predpínacia výstuž nie je chránená injektážnou maltou. Vo všeobecnosti môžeme konštatovať, (na základe približne 250 testovaných väzníkov), že sa stav povrchu predpínacej výstuže líši v závislosti od konkrétneho väzníka. Niektoré predpínacie láná boli v mieste prvej diagonály obalené vrstvou cementového mlieka, resp. zvyšky injektážnej malty (Obr. 5), ktorá pravdepodobne vplyvom vyššieho obsahu vody ešte v procese tuhnutia vytiekla. Pri niektorých diagonálach bol povrch predpínacích lán poškodený povrchovou koróziou (Obr.6). Kontrola injektovania sa overovala aj v

mieste priamych predpínacích jednotiek dolného pásu priehradového väzníka. Tieto miesta boli vo všetkých kontrolovaných väzníkoch injektované (Obr. 7).

Prieskumom sme preukázali, že injektážna zmes nie je a ani nebola nanosená injektážou podľa pravidiel v najcitlivejšom mieste priehradového väzníka t. j. v krajnej diagonále. Dôvodov môže byť viac. Napríklad:

- porušená technologická disciplína, nedokonalá kontrola injektážnych prác,
- nedokonalé plastifikátory v dobe realizácie,
- vytekanie injektážnej zmesi v miestach spojov jednotlivých častí väzníka,
- sadnutie a segregácia injektážnej zmesi,
- a iné dôvody..

Všetky tieto fakty potvrdzujú, že nosná konštrukcia strechy predpätých väzníkov nebola realizovaná v zmysle technologických predpisov z doby realizácie. Statická funkcia väzníkov nie je plne zabezpečená a nie je možné vylúčiť jeho náhlu haváriu.



Obr.4: Trhlina v prvej diagonále priehradového väzníka



Obr.5: Kontrola injektovania káblových kanálikov – nevyplnené káblové kanáliky, povrch predpínacej výstuže chránený zvyškami cementového mlieka



Obr.6: Kontrola injektovania káblových kanálikov – nevyplnené káblové kanáliky, povrchová korózia predpínacej výstuže



Obr.7: Kontrola injektovania káblových kanálikov – vyplnené káblové kanáliky

Pri diagnostike strešnej konštrukcie boli diagnostikované lokálne miesta zatekania cez strešný plášť (Obr.8) pravdepodobne cez poškodenú hydroizoláciu strešnej konštrukcie. Z dlhodobého hľadiska to môže spôsobiť degradáciu povrchu betónu a lokálnu koróziu výstuže. V prípade zatekania pri podpere boli v minulosti zaznamenané prípady, kedy dochádzalo k hromadeniu dažďovej vody v prvej (neinjektovanej) diagonále priehradových strešných väzníkov. Lokálne poškodenie povrchu betónu je na Obr. 9, ktoré vzniklo pravdepodobne v dôsledku väčších priehybov strešných dosiek v kombinácii s lokálnym zatekaním.



Obr.8: Zatekanie cez strašný plášť, degradácia povrchu strešných väzníkov



Obr.9: Odpadávanie betónu od deformácie strešného panela

Hodnota pH v betóne má zásadný význam na koróziu výstuže. Pri poklese hodnoty pH pod 9 prestáva byť výstuž chránená (pasivovaná) a môžu prebiehať procesy korózie ocele. Na určenie neutralizácie betónu (t. j. poklesu hodnoty pH) možno použiť viaceré metódy. V stavebnej praxi sa hodnota pH (resp. hĺbka karbonatácie) betónu najčastejšie stanovuje acidobázickými indikátormi. Na posúdenie karbonatizácie betónu je vhodným indikátorom fenoltaleín v roztoku etylalkoholu, ktorý opisuje norma STN EN 14630. Metóda umožňuje spoľahlivo rozlíšiť miesta v betóne, u ktorých pH hodnota je menšia, resp. väčšia ako 8,2. Indikátor sa aplikuje striekaním priamo na čerstvú lomovú alebo reznú plochu betónu. Miesta s hodnotou pH väčšou ako 10 sa okamžite zafarbí na intenzívnu červenofialovú farbu, miesta s pH hodnotou menšou ako 8,2 zostávajú bez farebnej zmeny. V rámci diagnostiky strešných väzníkov sa overovala aj hĺbka karbonatácie betónovej krycej vrstvy. Na základe skutočnosti, že zistená hĺbka karbonatácie betónu je menšia alebo rovná 3 mm (Obr. 10) a betónová krycia vrstva je viac ako 10 mm, možno konštatovať, že všetka výstuž sa momentálne nachádza v alkalickom prostredí, čo ju chráni proti elektrochemickej korózii ocele. Toto však neplatí v miestach prípadných trhlín v stykoch strešných väzníkov, resp. v mieste trhlín.



Obr.10: Aplikácia fenoltaleínu v mieste vrtu pre endoskop – hĺbka karbonatácie 2-3 mm

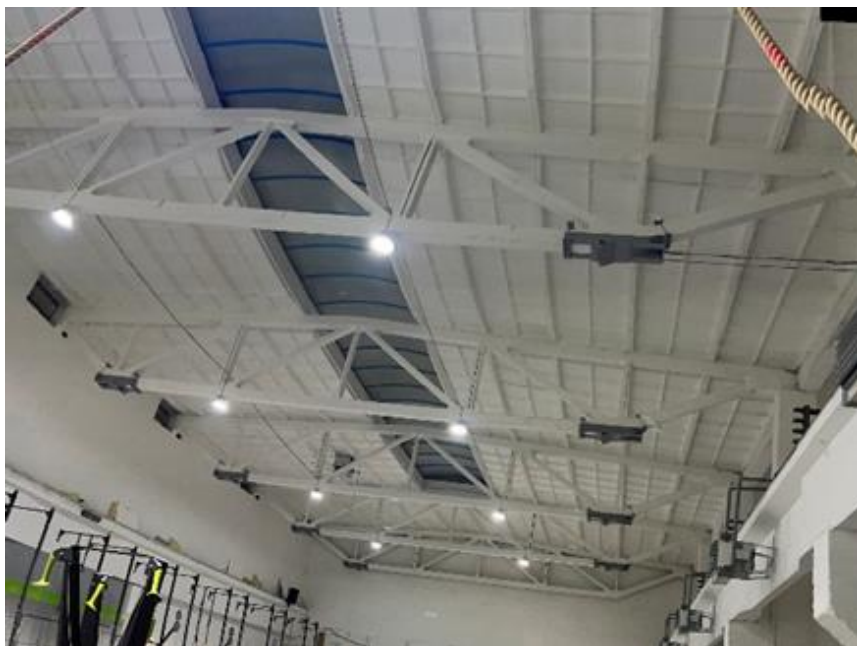
3. Záver

Prieskumom väzníkov sa preukázalo (v skoro 100% testovaných diagonál), že injektážne kanály v krajných diagonálach nie sú vyplnené injektážnou maltou. Predpínacia výstuž – káble vedené v trubkách sú realizované z predpínacieho drôtu P 4.5 mm. Fotografie z endoskopického prieskumu dokazujú stopy korózie/koróziu predpínacích drôtov. Predpínacia výstuž nekoroduje povrchovo v šupinkách ako bežná oceľ ale koroduje v jamkách, čo spolu s absenciou spevňovacej fázy pracovného diagramu ocele spôsobí náhly kolaps konštrukcie bez varovania ako je napríklad zväčšenie deformácie alebo rozvoj trhlin. Konštrukcie priehradových väzníkov sa v minulosti zrútili bez akéhokoľvek upozornenia na havarijný stav konštrukcie. Na základe výsledkov prieskumu odporúčame zabezpečiť väzníky dodatočnou oceľovou konštrukciou, pripevnenou na väzníku. Realizácia je možná len s lokálnym obmedzením prevádzky na krátky čas. Podľa skúsenosti s realizáciou, doba stavebných prác je približne 1,5 dňa na väzník, podľa možnosti prístupu k zabezpečovanej konštrukcii. Podľa nášho názoru je dodatočná injektáž veľmi ťažko realizovateľná až nemožná. Neodporúčame sanáciu dodatočnou injektážou. Hrúbka karbonatácie betónu dosahuje rádo 2-3 mm, z čoho vyplýva, že betonárska výstuž väzníka je toho času chránená pred koróziou betónovou krycou vrstvou.

Na obr. 11-12 sú fotografie z konkrétnej realizácie sanácie väzníkov dodatočnou oceľovou konštrukciou



Obr. 11 – Realizované sanácie na 18m väzníkoch



Obr. 12 – Realizované sanácie na 18m väzníkoch

Pod'akovanie

Tento článok vznikol s podporou výskumného projektu KEGA č. KEGA 046STU-4/2025 "Aktualizácia a modernizácia vybraných predmetov pozemného staviteľstva so zohľadnením súčasných požiadaviek v oblasti obnovy budov a architektúry a VEGA č. VEGA 1/0358/23 Navrhovanie a zosilňovanie betónových konštrukcií s ohľadom na životné prostredie

Literatúra

- [1] V. Tomáš, Montované železobetónové haly. Konstrukce a statický výpočet. SNTL Nakladatelství technické literatury, 1977.
- [2] ÚNMS SR, "STN ISO 13822: Zásady navrhovania konštrukcií. Hodnotenie existujúcich konštrukcií," 2012.
- [3] M. Rudolf, Montované stavby průmyslové. Práce, 1961.
- [4] Kňaze Pavol, Betónové a železobetónové prefabrikáty. alfa - Vydavateľstvo technickej a ekonomickej literatúry, 1979.
- [5] V. Bohumír, Trvanlivost konstrukcí z předpjatého betonu. SNTL Nakladatelství technické literatury, 1988.
- [6] Hollý Ivan, "Vplyv korózie výstuže na životnosť železobetónových konštrukcií," Habilitačná práca, SvF STU v Bratislave, 2020.

Autori zodpovedajú za obsahovú, odbornú a jazykovú úroveň príspevkov.

Autori:	Kolektív autorov
Názov:	Zborník príspevkov z 13. seminára SANÁCIA BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ
Druh publikácie:	Elektronický zborník príspevkov Príspevky boli recenzované
Garant seminára:	prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD.
Redakčne upravil:	doc. Ing. Róbert Sonnenschein, PhD.
Vydanie:	prvé, november 2025
Rozsah:	96 strán
Formát:	A5
Vydavateľ:	Združenie pre sanáciu betónových konštrukcií pri SZSI, Bratislava

**Vydala Slovenská technická univerzita v Bratislave vo Vydavateľstve
SPEKTRUM STU**

ISBN 978-80-227-5551-1