

# NÁVRH VÝZTUŽE BÍLÉ VANY S OHLEDEM NA ŠÍŘKU TRHLINY

## DESIGN OF REINFORCEMENT OF UNDERGROUND WATERTIGHT STRUCTURES WITH REGARD TO CRACK WIDTH

Marek Vinkler, Jaroslav Procházka

Článek představuje praktický postup pro návrh a posouzení výztuže bílé vany s ohledem na limitní šířku trhliny. Postup výpočtu je demonstrován na modelovém příkladu bílé vany pod hladinou podzemní vody. Do výpočtu jsou zahrnuty účinky mechanického zatížení, vývinu hydratačního tepla a smršťování betonu včetně uvážení vlivu omezené deformace. Postup je zpracován v souladu se současně platnými normovými doporučeními v České republice. Článek volně navazuje na předchozí články zabývající se šířkou trhliny od mechanického zatížení [9] a vznikem trhlin v betonu od nesilových účinků [10]. ■ The paper presents the practical procedure for the design and evaluation of reinforcement of underground watertight structures with respect to limit crack width. The calculation procedure is demonstrated on a model example of watertight structure under the ground water level. Effects of mechanical loading, evolution of heat of hydration and shrinkage of concrete are considered in the calculation as well as restrained deformations. The procedure is elaborated in accordance with contemporary effective recommendations in the Czech Republic. The paper independently follows the preceding papers considering crack width due to mechanical loading [9] and concrete cracking due to non-force effects [10].

Bílá vana je označení pro vodonepropustnou betonovou konstrukci spodní stavby, tj. takovou konstrukci, u které beton zajišťuje nosnou a zároveň těsnicí funkci bez dalších hydroizolačních opatření. Úspěšná realizace bílé vany je dána souhrou několika klíčových faktorů, zejména se jedná o dostatečně podrobnou a kvalitní projektovou dokumentaci, správně navrženou a uloženou betonovou směs a v neposlední řadě stavební firmu se zkušenostmi s realizací bílých van. Technologií betonu pro bílé vany se zde nebudeme zabývat, pro důkladný rozbor tohoto tématu např. [12]. Budeme se však důkladně zabývat projektovou přípravou, konkrétně statickým výpočtem výztuže bílé vany na silové i nesilové účinky.

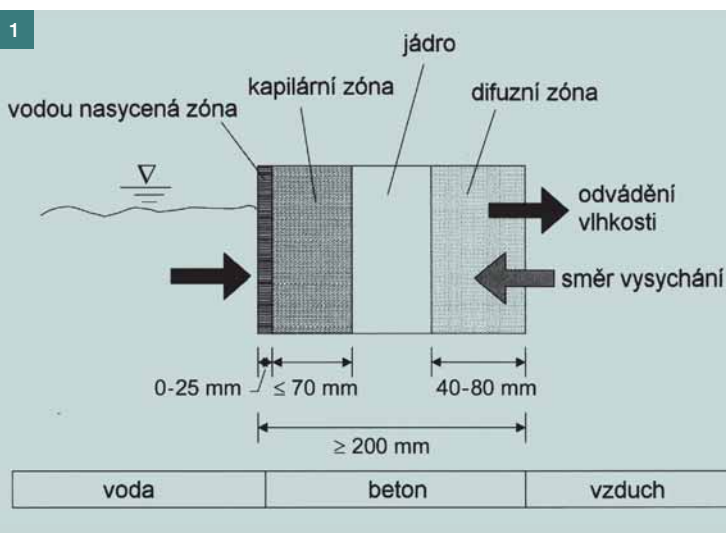
Normativních podkladů pro návrh bílé vany v podmínkách České republiky je několik. Pro jakoukoliv betonovou konstrukci, tj. i pro konstrukci bílé vany, by měla být splněna ustanovení Eurokódu 2 pro betonové konstrukce ČSN EN 1992-1-1 [1] a souvisejících Eurokódů 0 a 1 (zásady navrhování a zatížení konstrukcí). Česká norma pro návrh bílých van zatím neexistuje, s výjimkou normy pro nádrže na kapaliny a zásobníky ČSN EN 1992-3 [2], která je ale zaměřená příliš specificky. Pro návrh je však možné využít nedávno vyšší překlad německé směrnice (WU-Richtlinie) včetně komentáře pod označením TP ČBS 04 – Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce [7], příp. překlad rakouské směrnice pod označením TP ČBS 02 – Bílé vany – Vodotěsné betonové konstrukce [6]. Praktický zdroj komplexních informací k návrhu bílé vany je možné nalézt ve věhlasné německé publikaci od autorů Lohmayer a Ebeling: Weisse Wannen einfach und sicher [8]. Požadavky na výrobu a specifikaci betonu jsou uvedeny v normě ČSN EN 206 [3] spolu s ČSN P 73 2404 [4]. Požadavky na provádění betonových konstrukcí jsou stanoveny v ČSN EN 13670 [5]. Výhodou postupu dle německé směrnice (přeložené jako TP ČBS 04 [7]) je zejména skutečnost, že tato směrnice umožňuje návrh upravit přesně dle požadavků investora. In-

vestor může podrobně specifikovat podmínky, které mu vyhovují, a dle nich pak projektant navrhne bílou vanu. Výsledkem je pak vysoce ekonomický návrh splňující konkrétní požadované podmínky.

Pro každou vodonepropustnou betonovou konstrukci je nutné nejprve specifikovat, zda se nepřipouští nebo připouští drobné průsaky (např. třída užívání A nebo B dle TP ČBS 04). Např. pro garážový objekt bychom mohli lokální výskyt vlhkých skvrn připustit, naopak u obytných či skladových místností by to bylo nežádoucí. Dále je nutné specifikovat namáhání v tom smyslu, zda je konstrukce pod stálou či kolísavou hladinou podzemní vody nebo je pouze vystavena vlhkosti zeminy či prosakující vody (např. třída namáhání 1 nebo 2 dle TP ČBS 04). Je zřejmé, že požadavky a tím i náklady na realizaci bílé vany jsou vyšší pro třídu užívání A a/nebo třídu namáhání 1. Limitní šířka trhliny je v TP ČBS 04 stanovena dle hodnoty hydraulického (tlakového) spádu, který je definován jako poměr maximální výšky hladiny podzemní vody nad nejnižším bodem konstrukce a tloušťky této konstrukce  $h_w/h_d$ . Pro hydraulický spád menší nebo rovno 10 je limitní šířka trhliny 0,2 mm, pro spád do hodnoty 15 včetně je to 0,15 mm a pro hydraulický spád do hodnoty 25 včetně je limitní šířka trhliny 0,1 mm.

Koncepce návrhu bílé vany je v [7] založena na stanovení minimální tloušťky konstrukce a limitní šířky trhliny. Dostatečná tloušťka konstrukce zajistí, že voda nemůže prostoupit neporušeným betonem v kapalné formě, pouze dochází k difuzi vodních par a odpařování prostupující vody na vnitřním povrchu betonu. Např. u podzemních garáží je množství vody zanesené automobily řádově větší než množství vody odpařené z povrchu betonu. Dále se předpokládá, že trhliny malé šířky se za určitých podmínek samoutěsní (v závislosti na hydraulickém gradientu, kolísání hladiny podzemní vody, šířce trhliny a její změny, přístupu vlhkosti atd.) a průsak vody v kapalné

Obr. 1 Pracovní model bílé vany dle TP ČBS 04 [7] ■  
Fig. 1 Working model of a watertight structure according to TP ČBS 04 [7]



formě je tak vyloučen. Návrh bílé vany se musí zabývat i vodotěsným řešením pracovních, řízených a dilatačních spár. Průsak vody těmito spárami se nepřipouští. Návrh bílé vany je komplexní úlohou, kdy je nutné se důkladně věnovat nejenom základnímu posouzení mezních stavů, ale též řešením detailů, pracovních postupů, různých druhů spár apod.

### ASPEKTY VÝPOČTU VÝZTUŽE BÍLÉ VANY

Návrh výztuže bílé vany lze provést dvěma přístupy:

- konzervativním postupem za použití zjednodušujících předpokladů a jednoduchých (empirických) vztahů nebo nomogramů převzatých z normových doporučení nebo z relevantní literatury,
- komplexním postupem s uvážením reálných okrajových podmínek užitých pro numerickou analýzu fyzikálních rovnic popisujících časově a prostorově závislé chování konstrukce.

Možná je i kombinace obou přístupů. Je zřejmé, že časová náročnost návrhu významně roste od prvního přístupu k přístupu druhému. V praxi často obvyklý první přístup, pokud je nesprávně použit bez potřebných znalostí, může vést k významnému nadhodnocení nebo podhodnocení nutného množství výztuže. Druhým přístupem je možné prokázat, že menší množství výztuže je dostačující pro splnění příslušných kritérií (např. šířky trhlin). Nicméně navzdory dlouholetému výzkumu betonu existuje celá řada problémů a jevů, které nejsou uspokojivě popsány, a modely, které se je pokouší popsat, nefungují spolehlivě. Z těchto důvodů je třeba opatrnosti při interpretaci výsledků získaných z komplexních numerických analýz.

Při návrhu výztuže bílé vany je nutné se zabývat mezním stavem únosnosti (MSÚ) i mezním stavem použitelnosti (MSP). Výztuž bílé vany musí být v mezním stavu únosnosti navržena na obálku vnitřních sil vyplývající ze všech uvažovaných návrhových kombinací zatížení a současně musí být splněno kritérium minimálního množství výztuže v MSÚ. Toto kritérium je odvozeno z požadavku, aby při vzniku trhliny, kdy dojde ke skokovému zvýšení napětí ve výztuži, nedošlo k nadměrné deformaci výztuže (s přijatelnou mírou bezpečnosti). V mezním stavu použitelnosti musí být výztuž bílé vany navržena tak, aby vypočtené šířky trhlin byly menší, než je limitní šířka, která je dána normovým požadavkem (u bílých van obvykle 0,05 až 0,2 mm v závislosti na přítomnosti tlakové vody a její výšce nad úrovní základové spáry). Šířku trhlin je nutné posoudit na mechanické zatížení, tj. na obálku vnitřních sil vyplývající ze všech uvažovaných častých kombinací zatížení. Pozn.: časté kombinace zatížení se uvažují pro zajištění vodonepropustnosti dle TP ČBS 04 [7], pro zajištění vzhledu a trvanlivosti se uvažují kvazistálé kombinace dle ČSN EN 1992-1-1 [1]. Dále je nutné posoudit šířku trhlin na účinky vynucených namáhání (nesilové účinky) vyplývající z omezené deformace nebo z nerovnoměrných průběhů vlhkosti a teploty po průřezu. Většinou není jednoznačné, které kritérium návrhu výztuže je rozhodující, a proto je nutné posuzovat výztuž na všechny účinky.

Jednotlivé aspekty, kterými je nutné se zabývat při návrhu výztuže bílé vany, jsou dále rozepsány a pro přehlednost zaříděny do skupin:

- časový vývoj vlastností betonu – pevnost (zejména v tahu), modul pružnosti, součinitel teplotní délkové roztažnosti apod.,
- okrajové podmínky podepření – vazby omezující deformace, součinitel tření, tuhosti podloží apod.,
- velikost a časový vývoj objemových změn betonu – auto-

- genní smršťování, smršťování z vysychání; významný vliv má složení betonu, tloušťka prvku a podmínky prostředí,
- velikost a časový vývoj hydratačního tepla – významná je volba vhodného složení betonové směsi s ohledem na minimalizaci vývinu hydratačního tepla,
- geometrie konstrukce a uspořádání výztuže – zalomení nebo změna tloušťky prvku, prostupy, tloušťka krycí vrstvy apod.,
- podmínky prostředí – vlhkost, teplota, srážky, vítr, ošetřování, odbedňování, zakrytí stropem apod.,
- postup výstavby – postupná betonáž jednotlivých částí konstrukce, různé stáří, změny statického systému apod.,
- spáry – dilatační, řízené, pracovní apod.,
- flexibilita návrhu – stanovení takových hodnot jednotlivých proměnných (okrajových podmínek, vlastností betonu atd.), které zajistí dostatečnou spolehlivost a zároveň hospodárnost návrhu (dohodu mezi účastníky výstavby).

Je nutné si uvědomit, že posouzení šířky trhliny dle jakéhokoliv normového přístupu je koncepce založená na porovnání čísla získaného za určitých jasně definovaných předpokladů (vypočtená šířka trhliny) a čísla stanoveného jako omezení tohoto prvního čísla (limitní šířka trhliny). Je-li podmínka splněna, potom říkáme, že konstrukce je schopna plnit určitou funkci, např. u bílé vany vodonepropustnost, u běžné konstrukce trvanlivost nebo vzhled. Nicméně nesmíme podlehnout dojmu, že vypočtená šířka trhliny reprezentuje skutečnost (tj. naměřenou šířku trhliny na skutečné konstrukci). Např. pokud jsou na konstrukci naměřeny trhliny širší, než byly vypočteny při návrhu, nutně to neznamená, že byl návrh výztuže proveden špatně. Vypočtená šířka trhliny tedy není ani charakteristická, ani střední hodnota, ale je to reprezentativní hodnota.

### ALGORITMUS VÝPOČTU VÝZTUŽE BÍLÉ VANY

Dále jsou uvedeny vztahy pro výpočet šířky trhliny dle ČSN EN 1992-1-1, tyto rovnice jsou zobecněny tak, aby byly použitelné pro stanovení minimální plochy výztuže pro všechny typy namáhání z nesilových účinků. Šířka trhliny  $w_k$  [mm] je vypočtena ze součinu maximální vzdálenosti trhlin  $s_{r,max}$  [mm] a rozdílu průměrných přetvoření výztuže a betonu mezi trhlínami  $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$  [-]:

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \cdot \quad (1)$$

Maximální vzdálenost trhlin je stanovena jako součet dvou členů – členu závislého na tloušťce krycí vrstvy  $c$  [mm] a členu závislého na charakteru vyztužení (průměr výztuže  $\phi$  [mm], efektivní stupeň vyztužení  $\rho_{eff}$  [-]), na soudržnosti betonu a výztuže a na typu namáhání (ohyb, tah, obecný způsob namáhání) daných koeficienty  $k_i$  [-]:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} \cdot \quad (2)$$

Koeficienty  $k_i$ : vliv povrchu výztuže  $k_1 = 0,8$  (pro žebírkovou výztuž), vliv způsobu namáhání  $k_2 = 0,5$  (0,5 pro namáhání ohybem; 1 pro namáhání centrickým tahem), vliv krycí vrstvy  $k_3 = 3,4 \cdot (25/c)^{2/3}$ , vliv soudržnosti betonu a výztuže  $k_4 = 0,425$ . Rozdíl průměrných přetvoření výztuže a betonu mezi trhlínami je stanoven z průměrného napětí ve výztuži  $\sigma_s$  [MPa], efektivního stupně vyztužení  $\rho_{eff}$  [-], efektivní tahové pevnosti betonu  $f_{ct,eff}$  [MPa] a charakteru působení zatížení daného součinitelem  $k_t$  [-] (zatížení dlouhodobé  $k_t = 0,4$ , zatížení krátkodobé  $k_t = 0,6$ ). Navíc musí být vypočtená hodnota tohoto rozdílu větší nebo rovna 60 % průměrného přetvo-

ření výztuže  $\varepsilon_{sm} = \sigma_s/E_s$  [-], kde  $E_s$  [MPa] je modul pružnosti výztuže (toto kritérium je často rozhodující pro posouzení šířky raných trhlin):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{1}{E_s} \left[ \sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} \left( 1 + \alpha_e \rho_{eff} \right) \right] \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3)$$

Efektivní pevnost betonu v tahu je možné uvažovat u raných trhlin  $f_{ct,eff} = (0,5 \text{ až } 0,6) f_{ctm}$ , nebo přesněji pomocí časové funkce  $\beta_{cc}(t)$  [-]. Efektivní pevnost betonu v tahu je potom dána součinem časové funkce a střední pevnosti betonu v tahu po 28 dnech  $f_{ct,eff} = f_{ct}(t) = \beta_{cc}(t) f_{ctm}$ . Časová funkce dle Eurokódu 2 je popsána pomocí exponenciální rovnice:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\}, \quad (4)$$

kde  $s$  [-] označuje koeficient závislé na typu cementu (S, N, R). Je zřejmé, že při použití časové funkce tahové pevnosti je nutné dostatečně přesně a zároveň konzervativně stanovit dobu očekávaného vzniku trhlin. Za předpokladu, že se snažíme stanovit minimální výztuž, je efektivní stupeň vyztužení dán podílem minimální plochy výztuže  $a_{s,min}$  [mm<sup>2</sup>] a efektivní tahové plochy betonu obklopující výztuž  $a_{c,eff} = bh_{c,eff}$  [mm<sup>2</sup>]:

$$\rho_{eff} = \frac{a_{s,min}}{bh_{c,eff}} \quad (5)$$

V naprosté většině případů je efektivní tažená výška betonu  $h_{c,eff}$  [mm] stanovena jako 2,5násobek vzdálenosti osy výztuže a přilehlého líce betonu  $d_1 = h - d$  [mm]. Obecně je ale určena následovně:

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h-d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2} \right\}, \quad (6)$$

$$h_{c,eff} = [\text{většinou}] = 2,5(h-d),$$

kde  $h$  [mm] označuje výšku průřezu,  $d$  [mm] je staticky účinná výška průřezu a  $x$  [mm] je vzdálenost neutrální osy od přilehlého tláčeného líce průřezu. Průměrné napětí ve výztuži  $\sigma_s$  je dáno podílem tahové síly, přenášené výztuží po vzniku trhliny  $n_{ct,1}$  [N] (tato síla se rovná tahové síle v betonu těsně před vznikem trhliny), a minimální plochy výztuže u daného povrchu:

$$\sigma_s = \frac{n_{ct,1}}{a_{s,min}} \quad (7)$$

Řešením soustavy rovnic (1) až (3) a (5) až (7) získáme dvě kvadratické rovnice (dvě jsou vzhledem k tomu, že v rovnici (3) se vyskytuje podmínka nerovnosti). Kladné reálné kořeny těchto rovnic představují minimálním množstvím výztuže při jednom povrchu a návrh se tedy musí provést pro maximum z těchto dvou hodnot:

$$a_{s,min} = \max \left\{ \frac{-b_I + \sqrt{b_I^2 - 4a_I c_I}}{2a_I}; \frac{-b_{II} + \sqrt{b_{II}^2 - 4a_{II} c_{II}}}{2a_{II}} \right\}, \quad (8)$$

kde koeficienty první kvadratické rovnice (získané použitím pravého členu rovnice (3))  $a_I$  [N/mm],  $b_I$  [Nmm] a  $c_I$  [Nmm<sup>3</sup>] mají tvar:

$$a_I = w_k E_s,$$

$$b_I = -0,6 k_3 c n_{ct,1}, \quad (9)$$

$$c_I = -0,6 k_1 k_2 k_4 \phi b h_{c,eff} n_{ct,1}.$$

Koeficienty druhé kvadratické rovnice (získané použitím středního členu rovnice (3))  $a_{II}$  [N/mm],  $b_{II}$  [Nmm] a  $c_{II}$  [Nmm<sup>3</sup>] mají tvar:

$$a_{II} = w_k E_s + k_3 c k_t \alpha_e f_{ct,eff},$$

$$b_{II} = -k_3 c (n_{ct,1} - k_t n_{ct,eff}) + k_1 k_2 k_4 \phi \alpha_e k_t n_{ct,eff}, \quad (10)$$

$$c_{II} = -k_1 k_2 k_4 \phi b h_{c,eff} (n_{ct,1} - k_t n_{ct,eff}),$$

kde  $n_{ct,eff}$  [N] označuje efektivní tahovou sílu v betonu před vznikem trhliny:

$$n_{ct,eff} = b h_{c,eff} f_{ct,eff} \quad (11)$$

Nyní se zaměříme na určení tahové síly v betonu při jednom povrchu těsně před vznikem trhliny  $n_{ct,1}$ . Tato síla může být výsledkem omezené deformace (např. tření v základové spáře u základové desky, nebo upnutí suterénní stěny do základové desky atd.), nebo může být výsledkem nerovnoměrného průběhu rovnovážných napětí v průřezu vlivem vývinu hydratačního tepla nebo smršťování z vysychání. Obecný vztah pro určení tahové síly je dán integrálem obrazce tahového napětí  $\sigma_{ct}$  [MPa] v polovině průřezu:

$$n_{ct,1} = b \int_0^{h/2} \sigma_{ct}(x') dx' \quad (12)$$

Obecně můžeme říci, že nejnepríznivější stav nastává, pokud je celý průřez tažený. V tab. 1 jsou zobrazeny základní typy tahového namáhání průřezu vlivem nesilových účinků včetně obecných vztahů pro určení tahové síly. Označení jednotlivých případů: TG = teplotní gradient (temperature gradient), HG = vlhkostní gradient (humidity gradient), RD = omezená deformace (restrained deformation). V tabulce jsou uvedeny orientační hloubky neutrální osy pro jednotlivé případy  $x_T$  a  $x_H$  [mm] získané z numerických analýz případně z literatury. Veličiny  $\varepsilon_T$  a  $\varepsilon_{sh}$  [-] označují poměrnou deformaci od teploty ( $\varepsilon_T = \alpha_c \Delta T$ ) a od smršťování, respektive koeficienty  $k_T$  a  $k_H$  [-] označují násobitel celkové tendence k deformaci pro daný případ a jsou závislé zejména na tloušťce prvku. Hodnoty součinitele  $k_T$  dle [8]:  $k_T = 0,5$  pro desky (nebo stěny) s tloušťkou menší než 0,5 m;  $k_T = 2/3$  pro desky od tloušťky 0,5 m včetně do tloušťky 3 m včetně;  $k_T = 1$  pro desky s tloušťkou větší než 3 m. Součinitel  $k_H$  dosahuje vždy vyšších hodnot oproti  $k_T$  vzhledem k velmi nelineárnímu průběhu napětí, orientačně:  $k_H = 0,8$  až 1 a jeho hodnota roste s rostoucí tloušťkou desky. Pro desky (nebo stěny) s tloušťkou menší nebo rovnou 0,3 m můžeme uvažovat  $k_H = 0,8$ , pro desky s tloušťkou větší než 1 m je vhodné uvažovat  $k_H = 1$ . Pozn.: hodnoty součinitele  $k_H$  jsou uvedeny na základě vlastních nelineárních výpočtů napjatosti od vysychání.

Pro výpočet tahové síly se konzervativně uvažuje trojúhelníkový tvar obrazce tahového napětí (skutečná plocha obrazce je o trochu menší, než je plocha trojúhelníku). V tabulce navíc  $\mu_d$  a  $\mu$  [-] označují výpočtový a základní koeficient tření základové desky o podloží,  $L$  [m] je délka dilatačního celku základové desky,  $\gamma$  [kN/m<sup>3</sup>] objemová tíha betonu a  $q_0$  [kN/m<sup>2</sup>] užitné zatížení základové desky v uvažovaném čase. Obrazce napětí TG1, TG2, HG1 a HG2 se potom kombinují se silami od omezené deformace RD, které jsou buď tahové, nebo tlakové (tlakové síly se konzervativně mohou zanedbat). Dále v textu je vysvětleno, že pro návrh výztuže bílé vany není většinou nutné provádět takto podrobné rozborů obrazců tahových sil od nesilových účinků.

Betonářská norma tahovou sílu  $n_{ct,1}$  stanovuje nepřímo ve vztahu pro minimální množství výztuže pro omezení trhlin:

$$a_{s,min} = k_c k \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} a_{ct}, \quad (13)$$

kde  $a_{ct}$  [mm<sup>2</sup>] označuje taženou plochu průřezu (pro tah  $a_{ct} = 1/2bh$ ).

Upravou vztahu (13) získáme hledané vyjádření pro tahovou sílu při jednom povrchu před vznikem trhliny:

$$n_{ct,1} = a_{s,min} \sigma_s = k_c k a_{ct} f_{ct,eff}. \quad (14)$$

V Eurokódu 2 v článku 7.3.2 odstavec (2) je doslova napsáno: „Pokud se neprokáže přesnějším výpočtem, že menší průřezová plocha výztuže je dostatečná, lze požadovanou

minimální průřezovou plochu výztuže stanovit následujícím způsobem.“, tj. dle rovnice (13). Nicméně koeficienty  $k_c$  a  $k$  jsou v Eurokódu 2 stanoveny pomocí přibližných empirických vztahů. Statik tak stojí před problémem, jak stanovit parametry v rovnici (13).

Šířka trhlin musí být splněna i pro mechanické zatížení (stanovené pro častou kombinaci dle TP ČBS 04 [7]), výpočetní postup je demonstrován v [9]. Rozdíl je zejména v tom, že efektivní pevnost betonu v tahu můžeme v tomto případě uvažovat rovnou střední pevnosti betonu v tahu po 28 dnech  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ . A samozřejmě musí být výztuž navržena na mezní stav únosnosti. Postup může být tedy takový, že nejprve navrhujeme výztuž na mezní stav únosnosti, dopočítáme minimální výztuž pro rané trhliny (která bude pravděpodobně vět-

Tab. 1 Základní typy tahového namáhání průřezu (před vznikem trhliny) | Tab. 1 Basic types of tension stress over cross-section (before initiation of crack)

Označení	Typ namáhání	Obrazec napětí	Obecný vztah
TG2	Gradient teplot od vývinu hydratačního tepla		$n_{ct,1} \cong \frac{1}{2} \sigma_{ct} b x_T$ $x_T \cong 0,2h$ $\sigma_{ct} \cong k_T E_{cm}(t) \varepsilon_T(t)$ $n_{ct,1} \cong \frac{1}{10} k_T E_{cm}(t) \varepsilon_T(t) bh$
HG2	Gradient vlhkosti od oboustranného vysychání		$n_{ct,1} \cong \frac{1}{2} \sigma_{ct} b x_H$ $x_H \cong 0,1h$ $\sigma_{ct} \cong k_H E_{cm}(t) \varepsilon_{sh}(t)$ $n_{ct,1} \cong \frac{1}{20} k_H E_{cm}(t) \varepsilon_{sh}(t) bh$
TG1	Gradient teploty oteplením (osluněním) jednoho povrchu		$n_{ct,1} \cong \frac{1}{2} \sigma_{ct} b x_T$ $x_T \cong 0,3h$ $\sigma_{ct} \cong k_T E_{cm}(t) \varepsilon_T(t)$ $n_{ct,1} \cong \frac{1}{2} k_T E_{cm}(t) \varepsilon_T(t) b x_T$
HG1	Gradient vlhkosti vysycháním jednoho povrchu		$n_{ct,1} \cong \frac{1}{2} \sigma_{ct} b x_H$ $x_H \cong 0,2h$ $\sigma_{ct} \cong k_H E_{cm}(t) \varepsilon_{sh}(t)$ $n_{ct,1} \cong \frac{1}{10} k_H E_{cm}(t) \varepsilon_{sh}(t) bh$
RD	Omezená deformace základové desky třením v základové spáře nebo upnutím stěny do základové desky		<p>Tření základové desky o podloží:</p> $n_{ct,1} = \frac{1}{4} \mu_d (\gamma h + q_0) L$ $\mu_d = 1,35 \mu$ <p>Vetknutí suterénní stěny do základu:</p> $n_{ct,1} \cong \frac{1}{2} k_{ct} E_{cm}(t) \varepsilon_T(t) bh$

ší než pro MSÚ) a na závěr zkontrolujeme splnění šířky trhliny pro mechanické zatížení. Výsledná navržená výztuž je tedy maximum z několika hodnot:

$$a_s \geq \max \left\{ a_{s,\text{req}}(M_{\text{Ed}}); a_{s,\text{min}}(MSÚ); a_{s,\text{req}}(M_{\text{Ef}}); a_{s,\text{req}}(EAC) \right\}, \quad (15)$$

kde  $a_{s,\text{req}}(M_{\text{Ed}})$  označuje požadovanou výztuž na mezní stav únosnosti (návrhový ohybový moment),  $a_{s,\text{min}}(MSÚ)$  minimální nosnou výztuž v mezním stavu únosnosti,  $a_{s,\text{req}}(M_{\text{Ef}})$  požadovanou výztuž na mechanické zatížení (ohybový moment od časté kombinace zatížení) a  $a_{s,\text{req}}(EAC)$  požadovanou výztuž na nesilové účinky v raném stáří (EAC = Early-Age Cracking).

### PŘEDPOKLADY O CHOVÁNÍ ZÁKLADOVÉ DESKY

Podíváme se důkladněji na skutečné chování základové desky v několika dnech po betonáži. Na základovou desku působí třecí síly, které působí na spodní líc desky. Transformací těchto sil do střednicové roviny desky vzniká přídatný ohybový moment, který by desku vyklenoval nahoru (tj. zvedal by se prostředek desky) nebo dolů (tj. zvedaly by se konce desek), nicméně tímto vyklenutím by se okamžitě deaktivovala třecí síla a zároveň by se aktivoval účinek vlastní tíhy, který by desku ohýbal zpět dolů. Je tedy možné zjednodušeně předpokládat, že napětí od omezené deformace desky jsou konstantní po průřezu (tj. bez ohybových momentů, které se anulují). Je nutné si uvědomit, že třecí síla se generuje od konce desky směrem doprostřed desky. Většinou můžeme předpokládat lineární nárůst omezení deformace třením od nulového omezení na koncích desky do 100 % omezení uprostřed desky (obecně do místa s nejvíce omezenou deformací, např. k místu výškového zalomení desky). Chování základové desky v raném stáří je možné rozdělit do několika fází:

#### • Nárůst teplot vlivem hydratace

Základová deska se po betonáži nejprve ohřívá vlivem vývinu hydratačního tepla. Maximálního gradientu teplot je dosaženo v závislosti na tloušťce desky cca 1 až 2 dny po betonáži. Oteplením vzniká tendence k protažení desky, tomu je částečně bráněno třením desky o podloží. Výsledkem této omezené deformace je menší protažení desky, než by odpovídalo gradientu teplot a zároveň vznik tlakových napětí v desce. Gradient teplot navíc generuje nestejnou tendenci k protažení po výšce průřezu [10], jehož důsledkem je vznik rovnovážných napětí – tahová u povrchu a tlaková uprostřed průřezu. Oba účinky bychom správně měli uvažovat současně, nicméně příznivý vliv tlakových napětí od omezené deformace můžeme konzervativně zanedbat (tj. předpokládat nulové tření).

#### • Postupné chladnutí desky

Chladnutím desky se znaménka napětí postupně obrací, tj. deformace omezená třením generuje konstantní tahové napětí po průřezu. Nerovnoměrný průběh teplot po průřezu se postupně vyrovnává, nicméně vlivem dotvarování (resp. relaxace) a nárůstu modulu pružnosti v čase se generují tahová napětí uprostřed desky a tlaková napětí u povrchu. Sečtením obou obrazců napětí dojdeme k závěru, že tahová síla připadající na jednu polovinu desky je stejná, jako kdybychom uvažovali pouze omezenou deformaci třením (rovnovážná napětí jsou navíc symetrická, a tudíž jsou rovnovážná nejenom na celém průřezu, ale i na jeho horní a dolní polovině). Ukončení chladnutí desky předpokládáme 2 až 7 dní po betoná-

ži v závislosti na tloušťce desky. V obou fázích předpokládáme, že deska nemůže významněji vysychat směrem dolů ani nahoru (ošetřování). To je samozřejmě pravda pouze v omezené míře, část vody se totiž odpaří navzdory důkladnému ošetřování. Tato fáze je klíčová pro návrh výztuže pro omezení šířky trhlin.

#### • Ukončení ošetřování horního povrchu

V této fázi začíná prudký odpar vody z horního povrchu desky. Vlivem gradientu vlhkosti po výšce průřezu (horní vrstvy se chtějí významněji smršťovat) vznikají rovnovážná napětí – tahová při horním povrchu a tlaková ve zbytku desky. Tahová napětí dosahují extrémně nelineárního průběhu a mohou překročit pevnost betonu v tahu, ale sahají pouze do malých hloubek, a tudíž z toho vyplývající tahová síla není tak velká. Navíc vlivem omezené deformace se průřez nemůže smršťovat v plné míře a je tažen (analogie chlazení z předcházejícího bodu). Tato tahová síla je mnohem menší než tahová síla při chlazení betonu vzhledem k velmi pomalému nárůstu smrštění [11]. V důsledku této fáze není rozhodující pro návrh výztuže (menší tahové účinky), ale je zde větší pravděpodobnost vzniku trhlin vlivem špiček tahových napětí na horním povrchu desky. Předpokládáme, že reziduální napětí vyplývající z procesu hydratace jsou nulová (lépe řečeno zanedbatelná). Kombinace účinků vývinu hydratačního tepla a smršťování by přicházela do úvahy pouze pro masivní prvky, kdy fáze chlazení může být významně dlouhá a může tak dojít k interakci se smršťováním z vysychání. Dále mlčky předpokládáme, že autogenní smrštění je velmi malé – to platí pro běžné pevnostní třídy betonů. Pokud by byl z jakéhokoliv důvodu použit beton vyšší pevnostní třídy, bylo by nutné vzít v úvahu i účinky autogenního smršťování.

V důsledku tedy ve zjednodušeném výpočtu základové desky uvažujeme pouze účinky hydratačního tepla, konkrétně postupné chladnutí základové desky s uvážením tření o podloží (typ RD). Navíc předpokládáme, že průřez je potrháný, ať už z jakéhokoliv příčiny. Tahová síla v betonu při jednom povrchu je potom stanovena jako:

$$n_{\text{ct},1} = \frac{1}{4} \mu_d (\gamma h + q_0) L. \quad (16)$$

Ve většině případů můžeme uvažovat užité zatížení základové desky v době vzniku trhlin nulové. Klíčový je správný odhad součinitele tření  $\mu$  v souladu s navrženými konstrukčními opatřeními (např. dvojité fólie na podkladním betonu, který může mít horní povrch strojně hlazený, nebo neupravený). Vzhledem k velkým nejistotám se do výpočtu dosazuje součinitel tření vynásobený součinitelem nejistoty podloží  $\mu_d = 1,35\mu$  [8]. V této literatuře lze dohledat i hodnoty součinitele tření v závislosti na provedených konstrukčních opatřeních.

### PŘEDPOKLADY O CHOVÁNÍ SUTERÉNNÍ STĚNY

Dále rozebereme chování suterénní stěny nabetonované na starší základovou desku. Předpokládáme, že stěna je betonována jako určitý úsek s délkou  $L$  a výškou  $H$ . Dále předpokládáme, že základová deska je minimálně 10 dní stará a jistá (malá) část smršťování desky již proběhla. Jak velká část smršťování desky již proběhla, závisí na mnoha faktorech – na stáří desky, době ošetřování, na relativní vlhkosti a teplotě prostředí, na tloušťce desky atd. Nelze očekávat, že několik týdnů stará základová deska již má smršťování za sebou. Naopak, smršťování je velmi pomalý proces a navíc je sniže-

na kapacita prostředí pro příjem vlhkosti z betonu vlivem často vysoké relativní vlhkosti vzduchu na stavbě. Velmi zjednodušeně lze říci, že rychlost vysychání (a tedy i smršťování) přibližně klesá s druhou mocninou tloušťky desky, tj. 2× tlustší deska vysychá 4× pomaleji.

#### • Nárůst teplot vlivem hydratace

Úsek suterénní stěny se po betonáži postupně ohřívá vlivem vývinu hydratačního tepla. Princip chování stěny je obdobný chování základové desky. Generují se rovnovážná napětí nelineárního průběhu v průřezu (tah v povrchových vrstvách a tlak uprostřed) a navíc konstantní tlakové napětí vlivem omezené deformace upnutím paty stěny do základové desky, celkové napětí je součtem obou jevů. Vliv omezené deformace se mění po výšce stěny a navíc je závislý na poměru délky a výšky stěny  $L/H$ . Příznivý vliv konstantních tlakových napětí můžeme v této fázi konzervativně zanedbat.

#### • Postupné chladnutí stěny

Stěna je stále v bednění a tím je účinně zabráněno vysychání, a tudíž i smršťování. Teplotní gradient mezi povrchem a jádrem stěny se postupně zmenšuje. Deformaci stěny je částečně bráněno vetknutím do základové desky a důsledkem je vznik tahových napětí z omezené deformace. Analogicky jako v předchozím bodu jsou tato napětí závislá na poměru  $L/H$ . Čím delší je stěna, tím větší jsou tato napětí. Obecně se uvádí, že tento poměr by neměl u stěn bílé vany přesáhnout hodnotu 2 až 2,5. Konstantní tahová napětí se sčítají s nelineárními rovnovážnými napětími (tlak v povrchových vrstvách a tah uprostřed) a v důsledku je toto nejčastější příčina vzniku raných trhlin v suterénních stěnách. Kritické místo pro vznik trhlin je cca v jedné čtvrtině výšky stěny odspodu. V této fázi se konzervativně zanedbává postupné smršťování základové desky, které snižuje míru omezení deformací stěny. Tato fáze je klíčová pro návrh výztuže na omezenou šířku trhliny.

#### • Prudké vysychání stěny po odbednění

Po odbednění začíná beton prudce vysychat. Vysychání je velmi pomalý proces, takže betonový průřez vykazuje silně nelineární průběh vlhkosti po průřezu. Odtud vyplývá nestejnoměrná tendence ke smrštění a vznikají rovnovážná napětí analogická jako při vývinu hydratačního tepla. Povrchové vrstvy jsou tažené a střední část průřezu je tlačena. Tato napětí se sčítají s napětími od omezené deformace, které se liší po výšce stěny. Tato fáze je analogická předcházející fázi s tím rozdílem, že napětí mají více nelineární průběh, a obecně jsou špičky tahových napětí při povrchu větší, tj. je zde velká pravděpodobnost vzniku trhlin, nicméně beton je již v této fázi vyzrálší a má větší pevnost v tahu.

V důsledku tedy ve zjednodušeném výpočtu suterénní stěny uvažujeme pouze účinky hydratačního tepla, konkrétně postupné chladnutí stěny s uvážením omezení deformací vlivem upnutí stěny do základové desky (typ RD). Stejně jako u základové desky předpokládáme, že průřez je potrháný, ať už z jakékoliv příčiny. Tahová síla v betonu při jednom povrchu je potom stanovena jako:

$$n_{ct,1} \equiv \frac{1}{2} \sigma_{ct,T} b h. \quad (17)$$

V další kapitole je detailněji rozebrán postup stanovení tahového napětí  $\sigma_{ct,T}$  od hydratačního tepla.

#### MODELOVÝ PŘÍKLAD BÍLÉ VANY

Postup výpočtu bílé vany je demonstrován na modelovém příkladu. Je uvažována železobetonová monolitická konstrukce spodní stavby pod hladinou podzemní vody s požadavkem

na vodonepropustnost (bílá vana). Hladina podzemní vody je uvažována 2 m nad základovou spárou.

Předpokládáme monolitický objekt půdorysného tvaru obdélníka se třemi nadzemními podlažemi (obytná funkce) a jedním podzemním podlažím (garáže). Objekt je založen plošně na základové desce konstantní tloušťky 600 mm. Půdorysné rozměry základové desky 46 × 20 m, základová deska je přetažena přes líc suterénních stěn o 400 mm. Dále předpokládáme, že základová deska je provedena na podkladním betonu tloušťky 100 mm, na který je položena dvojitá fólie. Pozn.: pokud je základová deska podepřena navíc pilotami je vhodné uložit základovou desku na zhlaví pilot co nejvíce kluzně, tedy nezatahovat výztuž pilot do základové desky. Obvodovou svislou nosnou konstrukci tvoří suterénní stěny tloušťky 300 mm a výšky 2,82 m (mezi horním lícem základové desky a dolním lícem stropní desky). Vnitřní svislou nosnou konstrukci tvoří sloupy obdélníkového průřezu 300 × 600 mm v osových vzdálenostech 7,5 m v podélném směru (celkem šest polí) a 6-7-6 m v příčném směru (celkem tři pole). Stropní konstrukce všech podlaží tvoří lokálně podepřená deska tloušťky 280 mm. Konstrukční výšku nadzemních podlaží uvažujeme 3,1 m. Svislé nosné konstrukce nadzemních podlaží jsou obvodové stěny s otvory a vnitřní sloupy odstupňovaného průřezu. Užité zatížení jednotlivých stropů je voleno 2 kN/m<sup>2</sup>, ostatní stálé zatížení jednotlivých stropů včetně příček je voleno 3 kN/m<sup>2</sup>.

Pevnostní třída betonu je volena C30/37 ve stupni vlivu prostředí XC4, XD3, XA1 s ohledem na požadavky normy ČSN EN 206. Ideální je volit beton s omezeným vývinem hydratačního tepla a s omezeným smrštěním (tyto požadavky splňuje např. beton Permacrete). Hydraulický spád pro základovou desku je  $h_w/h_d = 2000/600 = 3,33$ , hydraulický spád pro suterénní stěny je  $h_w/h_d = (2000 - 600)/300 = 4,33$ . Limitní šířka trhliny je uvažována  $w_{k,lim} = 0,2$  mm pro uvažovanou třídu namáhání 1 (tlaková voda) a třídu užívání B (vlhká místa přípustná) v souladu s TP ČBS 04. Tloušťka krycí vrstvy betonu je 40 mm. Předpokládáme-li, že základová deska je trvale pod hladinou podzemní vody, potom je dlouhodobé smršťování základové desky významně omezeno dotací vody při dolním povrchu a není nutné uvažovat vznik průběžných trhlin od dlouhodobého smršťování.

Pro posouzení bylo zvoleno krajní pole základové desky a úsek suterénní stěny délky 5,4 m a výšky 2,82 m (záběr betonáže). Dále jsou uvedeny hodnoty ohybových momentů získaných z lineárně pružné analýzy na 3D modelu celého objektu:

#### • základová deska:

- návrhový ohybový moment (od reakce podloží a vztlaku spodní vody)  $M_{Ed} = 400$  kNm/m,
- ohybový moment od časté kombinace zatížení  $M_{Ef} = 180$  kNm/m,

#### • suterénní stěna:

- návrhový ohybový moment  $M_{Ed} = 120$  kNm/m,
- ohybový moment od časté kombinace zatížení  $M_{Ef} = 70$  kNm/m.

Výpočtová hodnota součinitele tření základové desky o podloží  $\mu_d = 1,35$ .

Navíc jsou provedeny orientační výpočty vývinu hydratačního tepla dle [8], z nichž vyplývá, že povrchové trhliny pravděpodobně vznikají již při fázi ohřívání (tah při povrchu) a ve fázi ochlazování se tyto trhliny mohou spojit v průběžné trhliny přes celý průřez (v této fázi je tažený zejména střed průřezu). Maximální tahové napětí  $\sigma_{ct,T}$  [MPa] při povrchu od vývinu hydratačního tepla je stanoveno ze vztahu:

Tab. 2 Součinitel vlivu geometrie stěny na napjatost  $k_{L/H}$  ■ Tab. 2 Coefficient of the effect of the wall geometry on stresses  $k_{L/H}$

Poměr délky stěny $L$ a výšky stěny $H$ $L/H$	Hodnota součinitele $k_{L/H}$
$\leq 1$	0,35
$\leq 2$	0,50
$\leq 3$	0,60
$\leq 4$	0,70
$\leq 6$	0,85
$\leq 8$	0,95
$> 8$	1,00

Tab. 3 Výpočet účinků hydratačního tepla ■ Tab. 3 Calculation of heat of hydration effects

Veličina	Jednotka	Základová deska	Suterénní stěna
$t_{maxT}$	[den]	1,48	1,24
$\alpha_d$	[-]	0,80	0,73
$\Delta T_c$	[°C]	21,1	19,3
$T_{max}$	[°C]	36,1	34,3
$\Delta T_{max}$	[°C]	16,1	14,3
$E_{cm}(t)$	[MPa]	25500	24800
$\alpha_c(t)$	[ $\cdot 10^{-6} K^{-1}$ ]	13,8	14,3
$\varphi_t$	[-]	0,18	0,15
$k_T$	[-]	0,67	0,50
$k_{L/H}$	[-]	1,00	0,50
$\sigma_{ct,T}$	[MPa]	3,23	1,10

Tab. 4 Minimální množství výztuže při jednom povrchu ■ Tab. 4 Minimal reinforcement at one surface

Veličina	Jednotka	Základová deska	Suterénní stěna
$A_{s,req}(M_{Ed})$	[mm <sup>2</sup> /m]	1732	1254
$A_{s,min}(MSÚ)$	[mm <sup>2</sup> /m]	828	380
$A_{s,req}(M_{Ed})$	[mm <sup>2</sup> /m]	1772	1320
$A_{s,req}(EAC)$	[mm <sup>2</sup> /m]	1974	1403
Návrh		Ø20 po 150 mm	Ø16 po 140 mm
$A_{s,prov}$	[mm <sup>2</sup> /m]	2094	1436

$$\sigma_{ct,T} = k_{L/H} k_T \alpha_c(t) \Delta T_{max} \frac{E_{cm}(t)}{1 + \varphi_t}, \quad (18)$$

kde  $\alpha_c(t)$  [ $10^{-6} K^{-1}$ ] je součinitel teplotní délkové roztažnosti betonu v daném čase (čas dosažení maximální teploty  $t_{maxT}$ ),  $\Delta T_{max}$  [°C] maximální teplotní rozdíl betonu a okolního prostředí,  $k_{L/H}$  [-] součinitel vlivu geometrie stěny na napjatost (vliv poměru  $L/H$ , orientační hodnoty dle [8] lze najít v tab. 2),  $k_T$  [-] součinitel pro rozdělení napjatosti po průřezu (orientační hodnoty  $k_T$  viz výše),  $E_{cm}(t)$  [MPa] střední modul pružnosti betonu v daném čase a  $\varphi_t = 0,18 t_{maxT}$  [-] krátkodobý součinitel dotvarování. Maximální teploty je přibližně dosaženo v čase:

$$t_{maxT} = 0,8 h_d + 1, \quad (19)$$

kde se tloušťka prvku dosazuje v metrech a výsledek je ve dnech (dle [8]).

Maximální teplotní rozdíl je stanoven z počáteční teploty čerstvého betonu  $T_{c,0}$  [°C], teploty vzduchu  $T_a$  [°C] a z teplotního rozdílu mezi jádrem a povrchem průřezu  $\Delta T_c$  [°C]:

$$\Delta T_{max} = T_{c,0} + \Delta T_c - T_a. \quad (20)$$

Teplotní rozdíl mezi jádrem a povrchem průřezu je stanoven z adiabatického vývinu teplot, který je zmenšen součinitelem  $\alpha_d$  [-]:

$$\Delta T_c = \alpha_d \frac{c Q_H}{C_v}, \quad (21)$$

kde  $c$  [kg/m<sup>3</sup>] je obsah cementu,  $Q_H$  [kJ/kg] celkové množství hydratačního tepla uvolněného v čase  $t_{maxT}$  a  $C_v$  [kJ/m<sup>3</sup>/K] objemová tepelná kapacita betonu. Součinitel teplotní délkové roztažnosti betonu  $\alpha_c(t)$  [ $10^{-6} K^{-1}$ ] je pro beton v raném stáří větší než pro beton vyzrálý a je možné ho popsat jednoduchým exponenciálním modelem začínající v čase 0 na hodnotě  $19 \cdot 10^{-6} K^{-1}$  a končící v nekonečném čase na hodnotě  $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ :

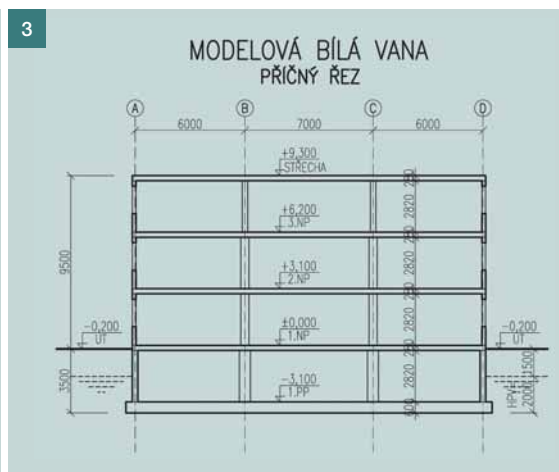
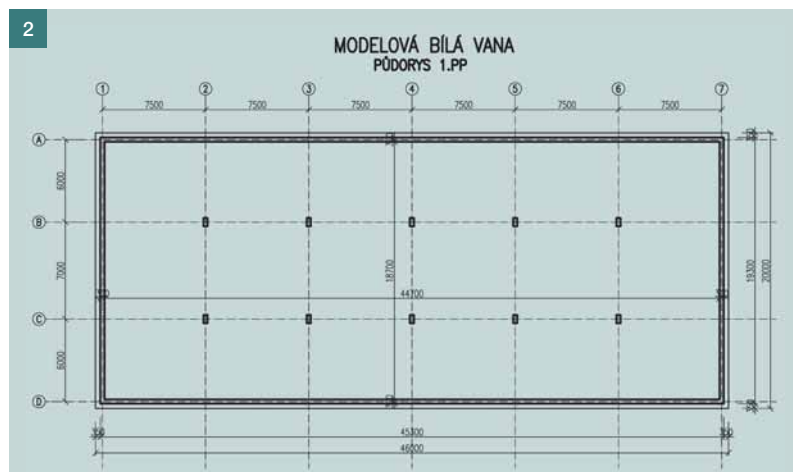
$$\alpha_c(t) = 10 + 9 \exp(-0,588 t_{maxT}), \quad (22)$$

kde se stáří dosazuje ve dnech. Výsledky výpočtů vývinu hydratačního tepla pro základovou desku a suterénní stěnu jsou uvedeny v tab. 3. Použité vstupní parametry, teplota vzduchu  $T_a = 20$  °C, teplota čerstvého betonu  $T_{c,0} = 15$  °C, množství cementu  $c = 330$  kg/m<sup>3</sup>, objemová tepelná kapacita betonu  $C_v = 2500$  kJ/m<sup>3</sup>/K a celkové množství uvolněného tepla do dosažení maximální teploty  $Q_H = 200$  kJ/kg (tento údaj může poskytnout betonárna nebo je možné jej vypočítat při znalosti složení betonu). Časový vývoj modulu pružnosti byl stanoven dle Eurokódu 2 pro čas  $t_{maxT}$ .

Výsledky výpočtů minimálního množství výztuže pro základovou desku a suterénní stěnu jsou uvedeny v tab. 4. Tyto výsledky byly získány ze vztahů uvedených v tomto článku. Navíc byly použity standardní vztahy pro minimální a nut-

Obr. 2 Modelová bílá vana, půdorys 1. PP ■ Fig. 2 Model watertight structure, floor plan 1. PP

Obr. 3 Modelová bílá vana, příčný řez ■ Fig. 3 Model watertight structure, transverse section



## Literatura:

- [1] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2005.
- [2] ČSN EN 1992-3. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky*. Praha: ČNI, 2006.
- [3] ČSN EN 206. *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: ÚNMZ, 2014.
- [4] ČSN P 73 2404. *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda – Doplnující informace*. Praha: ÚNMZ, 2016.
- [5] ČSN EN 13670. *Provádění betonových konstrukcí*. ČNI, 2010.
- [6] *Technická pravidla ČBS 02. Bílé vany – Vodotěsné betonové konstrukce*. Praha: ČBS ČSSI, 2006.
- [7] *Technická pravidla ČBS 04. Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce*. Praha: ČBS ČSSI, 2015.
- [8] LOHMAYER, G., EBELING, K. *Weisse Wannen einfach und sicher: Konstruktion und Ausführung wasserundurchlässiger Bauwerke aus Beton*. Verlag Bau+Technik. 1985, 9. vyd., 2009.
- [9] VINKLER, M., PROCHÁZKA, J. *Porovnání výpočtů šířky trhliny dle různých přístupů*. *Beton TKS*. 2014, roč. 14, č. 2, s. 72–78.
- [10] VINKLER, M., PROCHÁZKA, J. *Vznik trhlin v betonu vlivem nesilových účinků*. *Beton TKS*. 2016, roč. 16, č. 1, s. 49–55.
- [11] VINKLER, M., VÍTEK, J. L. *Vysychání a smršťování betonu*. *Beton TKS*. 2016, roč. 16, č. 2, s. 40–45.
- [12] COUFAL, R., VÍTEK, J. L., CHMELÍKOVÁ, K. *Technologie betonu pro vodonepropustné konstrukce – bílé vany*. *Beton TKS*. 2015, roč. 15, č. 2, s. 12–16.

nou výztuž v MSÚ uvedené v Eurokódu 2 [1] a vztahy pro návrh výztuže na šířku trhliny od účinků mechanického zatížení uvedené v [9].

Je nutné zdůraznit, že výztuž na nesilové účinky uvažujeme stejnou v celém rozsahu základové desky nebo suterénní stěny. Na druhou stranu, extrémní účinky ohybových momentů jsou většinou omezeny na nejvíce namáhané oblasti. Může tedy nastat situace, kdy výztuž celoplošně navrhujeme

na nesilové účinky a pouze v místech extrémních momentů dáme přídatnou výztuž (příložky) nebo v těchto místech dáme více výztuže již v základním rastru.

## ZÁVĚR

Úspěšná realizace bílé vany je velmi komplexní úloha závisící na důsledné projektové přípravě, použití kvalitních materiálů a zkušené realizační firmě. Tento článek se zabývá návrhem výztuže základové desky a suterénní stěny modelové bílé vany pod hladinou podzemní vody. Uvedeny jsou normativní dokumenty, které může projektant při návrhu využít. Důkladně jsou rozebrány předpoklady o chování konstrukce bílé vany v raném stadiu, kdy je konstrukce nejnáchylnější na vznik trhlin. Uvedený postup výpočtu minimálního množství výztuže na limitní šířku trhliny může být využit v projekční praxi.

Článek vznikl za podpory Centra kompetence CESTI (Projekt TAČR č. TE01020168) a projektu GAČR č. 16-04454S „Nejistoty na materiálové úrovni ovlivňující nejistoty na úrovni konstrukce“.

Ing. Marek Vinkler, Ph.D.

e-mail: marek.vinkler.1@fsv.cvut.cz



prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.

e-mail: jaroslav.prochazka@fsv.cvut.cz



oba: Fakulta stavební ČVUT v Praze

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Text článku byl posouzen odborným lektorem.

The text was reviewed.



## STAVBA ROKU 2017

25. ročník soutěže STAVBA ROKU 2017 je celorepublikovou veřejnou neanonymní soutěží staveb.

[www.stavbaroku.cz](http://www.stavbaroku.cz)

MEDIÁLNÍM PARTNEREM SOUTĚŽE JE:



### PŘEDSTAVUJEME OBJEKTY S TITULEM STAVBA ROKU 2017



Viadukty přes údolí potoka Hrabynka a údolí potoka Kremlice



Revitalizace Tyršových sadů v Pardubicích



Radnice a knihovna Kardašova Řečice



Kotelna park Radlice v Praze



Stavební úpravy Galerie moderního umění v Hradci Králové