

VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLIN – 3. ČÁST ■ CALCULATION OF THE CRACKS WIDTH – 3RD PART

Jiří Šmejkal, Jaroslav Procházka

V připravované změně národní přílohy k ČSN EN 1992-1-1 je navržena změna součinitele vyjadřujícího vliv betonové krycí vrstvy na výpočet šířky trhliny. V ČSN EN 1992-3, navazující na základní normu ČSN EN 1992-1-1, je pro zjednodušený výpočet šířky trhlin uveden graf na obrázku 7.103N. Změna národní přílohy ovlivní i uvedený graf. V článku je dále diskutován vliv dotvarování na šířku trhliny a vliv trhlinami porušených železobetonových průřezů na jejich statickou a dynamickou analýzu. ■ In the prepared amendment to the National Annex to ČSN EN 1992-1-1, a change of the coefficient presenting the influence of concrete cover on the calculation of crack widths is proposed. In ČSN EN 1992-3, linked to the basic standard ČSN EN 1992-1-1, is presented the graph on fig. 7.103N for the simplified calculation of crack widths. The change of National Annex influences also the before mentioned graph. In next part of this article the influence of creep on crack width and influence of the cracks in concrete members on static and dynamic analyses is discussed.

V návrhu změny národní přílohy ČSN EN 1992-1-1 [1] byl upraven součinitel k_3 , který vyjadřuje vliv betonové krycí vrstvy na výpočet šířky trhliny. Tento součinitel vztažený k betonové krycí vrstvě vyjadřuje délku porušení soudržnosti výztužného prutu s taženou částí přilehlého betonu. Tento upravený součinitel k_3 má vést k hospodárnějšímu návrhu výztuže při větších betonových krycích vrstvách. V návaznosti na tuto změnu je ve změně národní přílohy uvedena tabulka 7.2CZ pro zjednodušený návrh výztuže, jejíž odvození je uvedeno v [5] a [6]. V normě ČSN EN 1992-3 [2] pro navrhování nádrží a zásobníků je uveden na obr. 7.103 graf pro zjednodušený návrh výztuže. Graf je na rozdíl od tabulky 7.2CZ navržen pro tažený průřez.

ODVOZENÍ GRAFU 7.103CZ – NÁVRH

Pro odvození grafu a tabulky se předpokládá, že při vzniku primárních trhlin je napětí ve výztuži $\sigma_{st} = \sigma_s$. Dále se uvažují dlouhodobé účinky ($k_t = 0,4$), výztuž s velkou soudržností ($k_1 = 0,8$), prvek je namáhán tahem ($k_2 = 1$ a $k_c = 1$), prvek nemá velkou výšku ani šířku ($k = 1$), součinitel vlivu betonové krycí vrstvy ($k_3 \cdot c = 0,096$, což představuje průměrnou hodnotu betonové krycí vrstvy v rozmezí 25 a 50 mm) a součinitel vlivu soudržnosti ($k_4 = 0,425$). Z hlediska geometrie prvku se předpokládá betonová krycí vrstva 25 a 50 mm (výsledná tabulka je ze zprůměrovaných hodnot pro obě betonové krycí vrstvy) a výška účinné tažené plochy ($h_{c,eff} = 2,5(h - d)$, přitom $(h - d) = 0,1h$). Pro vznik primární trhliny se uvažuje $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,6\sigma_s / E_s$.

Vzhledem k tomu, že nemusí být při obou površích průřezu stejné vyztužení a stejná betonová krycí vrstva (při každém povrchu může být jiná výška $h_{c,eff}$), bude se v odvození uvažovat s výztuží při jednom povrchu průřezu (A_s). Proto se musí uvažovat jen tomu odpovídající (v případě odvození poloviční) výška $h_{ct} = 0,5h$ (kde h je celková výška prvku). Pokud není prvek symetricky vyztužen, popř. bude mít u každého líce jinou tloušťku betonové krycí vrstvy, je nutné stanovit polohu těžiště průřezu (pro trhlinou neporušený průřez). Výška h_{ct} pak bude vzdálenost těžiště průřezu k líci prvku, pro který se vyšetřuje minimální množství výztuže. Tažené prvky musí být vyztuženy při obou površích.

Za výše uvedených předpokladů se upraví vztah pro výpo-

čet šířky trhlin (základní vztahy a významy jednotlivých součinitelů byly podrobně popsány v 1. a 2. části článku o šířce trhlin – [5] a [6]).

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = s_{r,max} \cdot 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (1)$$

$$w_k = 0,6 \left(k_3 c + \frac{0,34 \phi_s}{\rho_{p,eff}} \right) \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (2)$$

kde c je tloušťka betonové krycí vrstvy, $\rho_{p,eff}$ stupeň vyztužení účinné betonové tažené plochy a $k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 = 0,34$ (součinitele jsou podrobně vysvětleny v tab. 4 [5]).

Z rovnice (2) se vyjádří průměr

$$\phi_s = \left(\frac{w_k E_s}{0,6 \sigma_s} - k_3 c \right) 2,941 \rho_{p,eff}$$

Stupeň vyztužení účinné betonové tažené plochy $A_{c,eff}$ vyjádříme následně

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{A_s}{A_{ct}} \frac{A_{ct}}{A_{c,eff}} = \frac{A_s}{A_{ct}} \frac{h_{cr}}{2,5(h-d)} \rightarrow$$

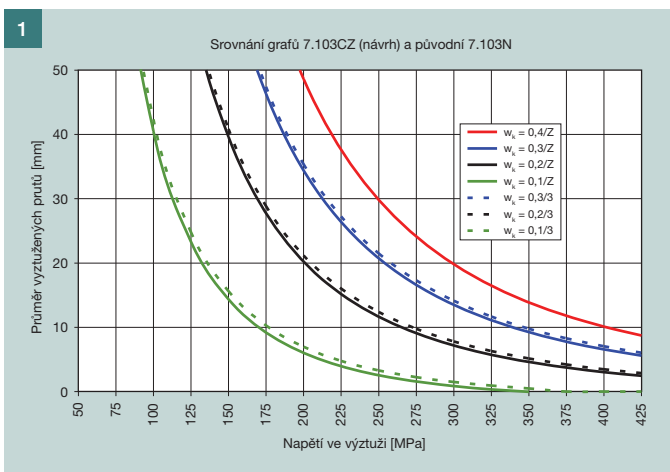
$$\rightarrow \frac{A_{ct}}{A_s} = \frac{1}{\rho_{p,eff}} \frac{h_{cr}}{2,5(h-d)}, \quad (3)$$

kde A_s je minimální plocha výztuže při jedné straně průřezu, A_{ct} tažená plocha průřezu před vznikem primární trhliny, $A_{c,eff}$ plocha betonového taženého pasu, která spolupůsobí s výztuží, h celková výška průřezu, d je účinná výška průřezu a h_{cr} výška tažené části průřezu před vznikem primární trhliny ($h_{cr} = 0,5h$). Uvažuje se minimální množství výztuže samostatně u každého povrchu prvku, proto je uvažována pouze část celkové výšky průřezu. Při symetrickém vyztužení je $h_{cr} = 0,5h$. Dále $f_{ct,eff}$ je efektivní tahová pevnost betonu v okamžiku zjišťování šířky trhlin. Podrobněji k hodnotě tahové pevnosti betonu v [5] a [6].

Napětí ve výztuži v okamžiku vzniku trhlin se vyjádří

$$\sigma_s = k_c k \frac{A_{ct}}{A_s} f_{ct,eff} = k_c k \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \frac{h_{cr}}{2,5(h-d)} \quad (4)$$

$$a \rho_{p,eff} = k_c k \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} \frac{h_{cr}}{2,5(h-d)}. \quad (5)$$



Po dosažení se dostane

$$\phi_s = \left(\frac{w_k E_s}{0,6 \sigma_s} - k_3 c \right) \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} \frac{2,941 k_c k h_{cr}}{2,5(h-d)} \quad (6)$$

Dosažením všech výše uvedených parametrů a uvažováním $f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}$ a $E_s = 200 \text{ GPa}$ se dostane

$$\begin{aligned} \phi_s^* &= \left(\frac{w_k E_s}{0,6 \sigma_s^2} - \frac{k_3 c}{\sigma_s} \right) 17,058 = \\ &= \left(\frac{w_k \cdot 5685933}{\sigma_s^2} - \frac{17,058 k_3 c}{\sigma_s} \right) \end{aligned} \quad (7)$$

Vztah (7) se použije pro vytvoření tab. 1 a grafů na obr. 1 a 2 pro maximální průměr výztuže ϕ_s^* . (Hodnotu maximálního průměru označujeme s horním indexem *, protože skutečný maximální průměr ϕ_s získáme až upravením tabulkové hodnoty ϕ_s^*).

Na obr. 1 je srovnání grafů 7.103N a návrhu 7.103CZ. Hodnoty návrhu 7.103CZ jsou mírně nižší, což je dáno především uvažováním větší tloušťky betonové krycí vrstvy, která více odpovídá reálnému použití v oblasti vodonepropustných konstrukcí.

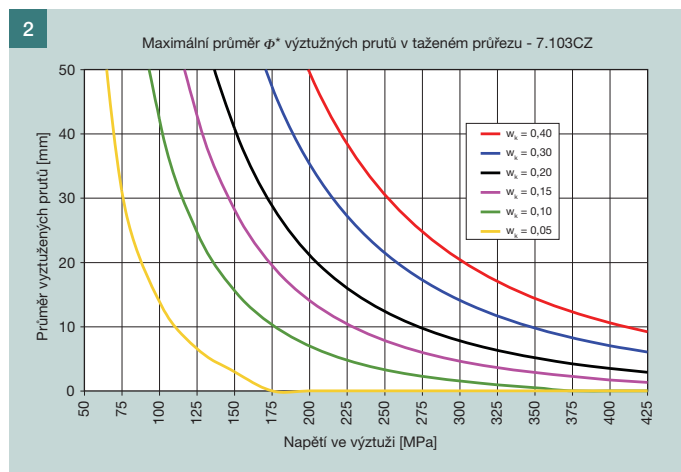
GRAF 7.103CZ (NÁVRH) A TABULKA PRO STANOVENÍ MAXIMÁLNÍHO PRŮMĚRU VÝZTUŽE

Návrh nového grafu 7.103CZ je na obr. 2. Numerické hodnoty odpovídající grafu z obr. 2 jsou v tab.1. Na následujícím obr. 3 je porovnání maximálních vzdáleností výztuže pro požadovanou šířku trhlin podle 7.104N a 7.3CZ. Při srovnání je patrné zjednodušení hodnot v normě ČSN EN 1992-1-1 (tab. 7.3CZ) oproti přesnějšímu řešení v ČSN EN 1992-3 (graf 7.104N).

U tažených prvků nebývá tabulka rozhodující, obvykle vychází z návrhu vzdálenost výztužných prutů menší. Hodnoty minimálního vyztužení jsou uvedeny pro výztuž při jednom líci prvku (protože výztuž prvku může být nesymetrická). U tažených prvků musí být splněna podmínka minimálního vyztužení u obou povrchů prvku (u tažených prvků nelze uvažovat jednostranně vyztužený průřez).

Závislost mezi tabulkou udávající vztah mezi napětím ve výztuži σ a profilem výztuže ϕ a tabulkou udávající vztah mezi napětím ve výztuži σ a vzdáleností výztuže s je dána vztahem

$$\rho_v = \frac{\pi \phi^2 \sigma}{4 s d} \quad \text{odkud } s = \frac{\pi \phi^2 \sigma}{4 \rho_v d}$$



ÚPRAVA TABULKOVÉ HODNOTY PRŮMĚRU

Podle napětí ve výztuži stanovíme maximální průměr ϕ_s^* z tabulky (tab. 1, graf na obr. 1 a 2). Hodnoty v tabulce jsou však stanoveny za určitých předpokladů (viz odvození). Proto je nutné hodnotu maximálního průměru ϕ_s^* z tabulky vždy upravit na konkrétní podmínky. Úprava tabulkových hodnot je řešena vztahem (7.122) v ČSN 1992-3.

$$\phi = \phi_s^* \frac{h}{10(h-d)} \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (8)$$

kde ϕ je upravený největší průměr prutu, ϕ_s^* maximální průměr prutu z grafu na obr. 1 nebo 2 popřípadě z tab. 1, h celková výška průřezu a d účinná výška průřezu vztahovaná k těžišti vnější vrstvy výztuže.

V návrhu NA CZ k ČSN EN 1992-1-1 [1] je navržena tabulka (7.2CZ) pro ohýbaný prvek, proto jsou vztahy pro úpravu maximálního průřezu jiné (7.6CZ a 7.7CZ [1]) a nelze je použít pro úpravu maximálního průřezu stanoveného podle grafu 7.103CZ normy ČSN EN 1992-3 [2]. Úprava maximálního průřezu se provede následovně:

- oprava skutečné pevnosti betonu v tahu

$$\phi = \phi_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (9)$$

- oprava průřezu z hlediska geometrie průřezu

$$\phi = \phi_s^* \frac{k h_{cr}}{2 h_{c,eff}} = \frac{k 0,5 h}{2 \cdot 2,5(h-d)} = \frac{kh}{10(h-d)} \quad (10)$$

Přesnější úprava tabulkového maximálního průměru prutu než uváděná v ČSN EN 1992-3 je podle následujícího vztahu (11)

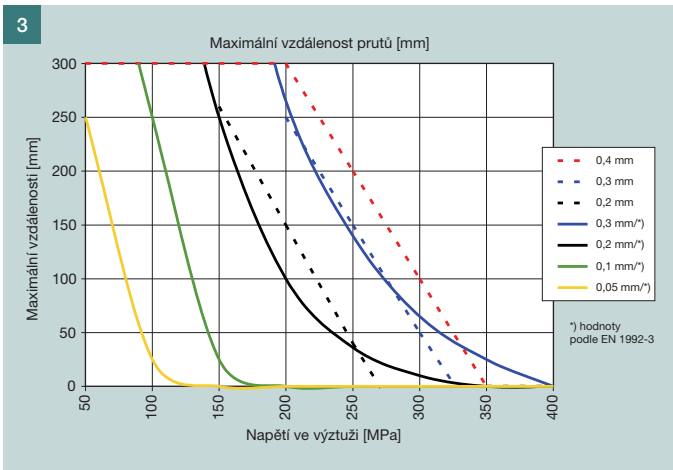
$$\phi = \phi_s^* \frac{kh_{cr}}{2 h_{c,eff}} \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (11)$$

Tab. 1 Maximální průměr výztužného prutu ϕ^* ■ Tab. 1 Maximum diameter of rebar ϕ^*

Maximální průměr prutu ϕ^* [mm] (tabulka pro tažený prvek $k_3 c = 0,096$)						
Napětí σ_s [MPa]	Šířka trhliny w_k [mm]					
	0,4	0,3	0,2	0,15	0,1	0,05
50	877	650	422	308	195	81
75	383	281	180	130	79	29
100	211	154	97	70	41	12
125	133	96	60	42	23	5
150	90	65	40	27	14	2
175	65	46	28	19	9	0
200	49	35	20	13	6	0
225	38	26	15	10	4	0
250	30	21	12	7	3	0
275	24	17	9	5	2	0
300	20	14	7	4	1	0
325	17	11	6	3	0	0
350	14	9	5	2	0	0
375	12	8	4	2	0	0
400	10	7	3	1	0	0
425	9	6	2	1	0	0

Obr. 1 Srovnání původního grafu 7.103N a nového grafu 7.103CZ (návrh), symbolem /Z je označen průběh maximálního průřezu výztuže podle Tab. 7.2CZ pro tažený průřez, symbolem /3 jsou označeny původní grafy v 7.103N v ČSN EN 1992-3 ■ Fig. 1 Comparison of the old graph 7.103N and the new graph 7.103CZ (draft); /Z maximum bar diameters for crack control in members subjected to axial tension according to Tab. 7.2CZ, /3 values in graph 7.103N

Obr. 2 Nový graf 7.103CZ (návrh) ■ Fig. 2 New graph 7.103CZ (draft)



Při použití tabulky vychází odlišné maximální průměry než u přímého výpočtu, a to průměry i na straně nebezpečné. **Tab. 1** (popř. obr. 1 a 2) **by tak měla sloužit spíše pro předběžný návrh než pro dimenzování.** Viz první a druhá část článku o trhlinách [5] a [6].

VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLIN PŘI KVAZISTÁLÉ KOMBINACI

V člancích týkajících se stanovení šířky trhlin ([5] a [6]) byl uveden návrh minimální výztuže pro omezení šířky trhlin především pro rané trhliny. Šířku trhlin je nutné omezit pro některé konstrukce i při provozních zatíženích. Jedná se především o zaručení maximální šířky trhlin z důvodu vodonepropustnosti, z důvodu agresivity vnějšího prostředí a podobně. Při posuzování maximální šířky trhlin vycházíme z kvazistálé návrhové kombinace (ČSN EN 1990).

Rozhodující pro stanovení šířky trhlin bývá primární otázka vzniku trhlin. Pokud napětí betonu v tahu ve sledované části průřezu nepřekročí pevnost v tahu, trhliny nevznikají. Na druhou stranu kvazistálá návrhová kombinace uvažuje redukovanou hodnotu proměnného zatížení, která odpovídá hodnotě zatížení působícího po značnou část životnosti konstrukce. Během životnosti může být konstrukce zatížena až charakteristickým proměnným zatížením, při kterém může dojít ke vzniku trhlin. Pokud při tomto zatížení trhliny

vzniknou, je nutné s nimi uvažovat, i když při kvazistálé kombinaci je napětí v tažené části betonu nižší než pevnost betonu v tahu. Dále je vhodné uvažovat s tím, že vlivem stárnutí železobetonové konstrukce dochází při dlouhodobém zatížení k redukci momentu při vzniku trhlin M_{cr} na hodnotu cca 70 až 80 % především z důvodu poklesu pevnosti betonu v tahu při dlouhodobém zatížení.

$$f_{ct,eff}(t = \infty) \approx 0,85 f_{ct}(t = 28)$$

Při návrhu podle metodiky ČSN EN 1992-1-1 se v základní rovnici pro stanovení šířky trhlin neuvažuje s redukcí modulu pružnosti betonu vlivem dotvarování. K tomu zřejmě vedla snaha o zjednodušení již dost komplikované metodiky výpočtu šířky trhlin. Vliv změny modulu pružnosti betonu ve vztahu pro rozdíl průměrných poměrných deformací betonu a výztuže je velmi malý, kromě toho se zde zavádí součinitel k_t vyjadřující dobu trvání zatížení.

Při dlouhodobém působení zatížení na železobetonový ohýbaný prvek poklesne napětí v tlačené betonové části. Tlačená část průřezu se zvětší, neutrální osa se posune dolů (obr. 5). Tím se zmenší rameno vnitřních sil a zároveň naroste napětí ve výztuži. To má vliv na šířku trhlin. Změna napětí je však malá, u deskových konstrukcí cca 5 %.

Pokud napětí v tažené části průřezu při kvazistálé návrhové kombinaci je větší než pevnost betonu v tahu, průřez je porušen trhlinou a šířka trhlin se stanoví podle běžného postupu

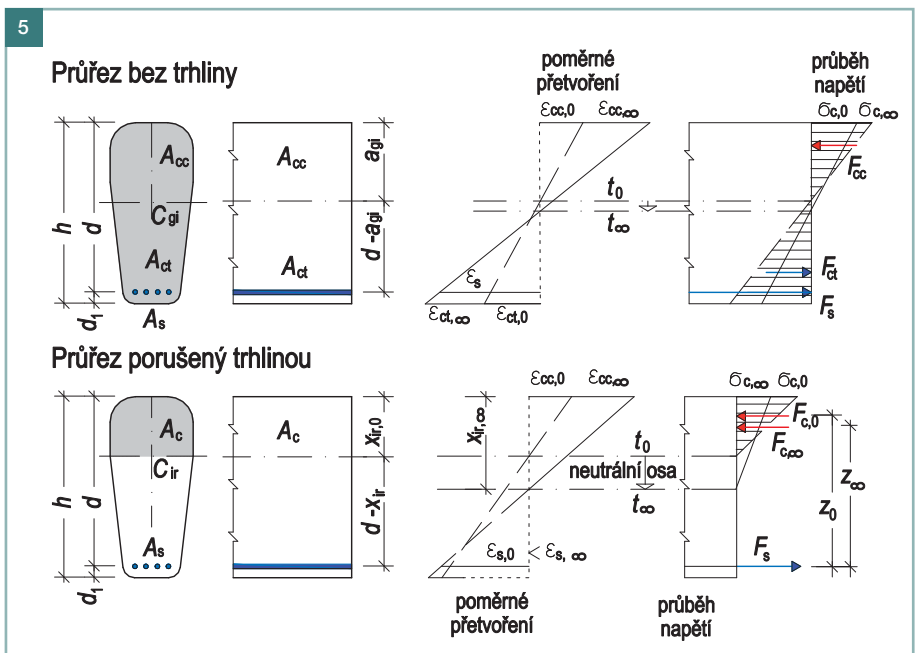
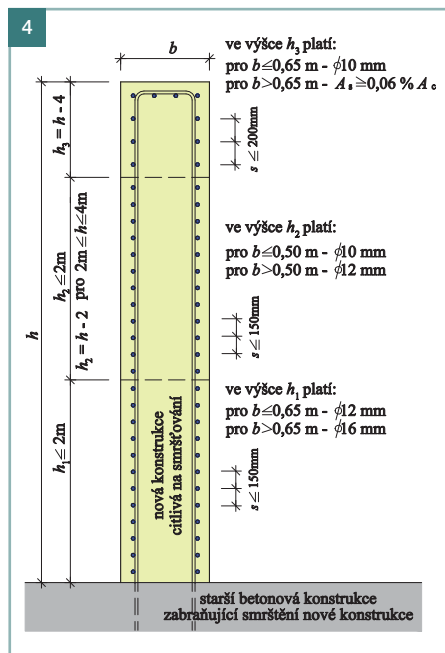
$$W_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \cdot \quad (12)$$

Rozdíl průměrných poměrných přetvoření výztuže a betonu mezi trhlinami lze stanovit ze vztahu

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \epsilon_{sr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - k_t \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right) \quad (13)$$

s omezením

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \quad (14)$$



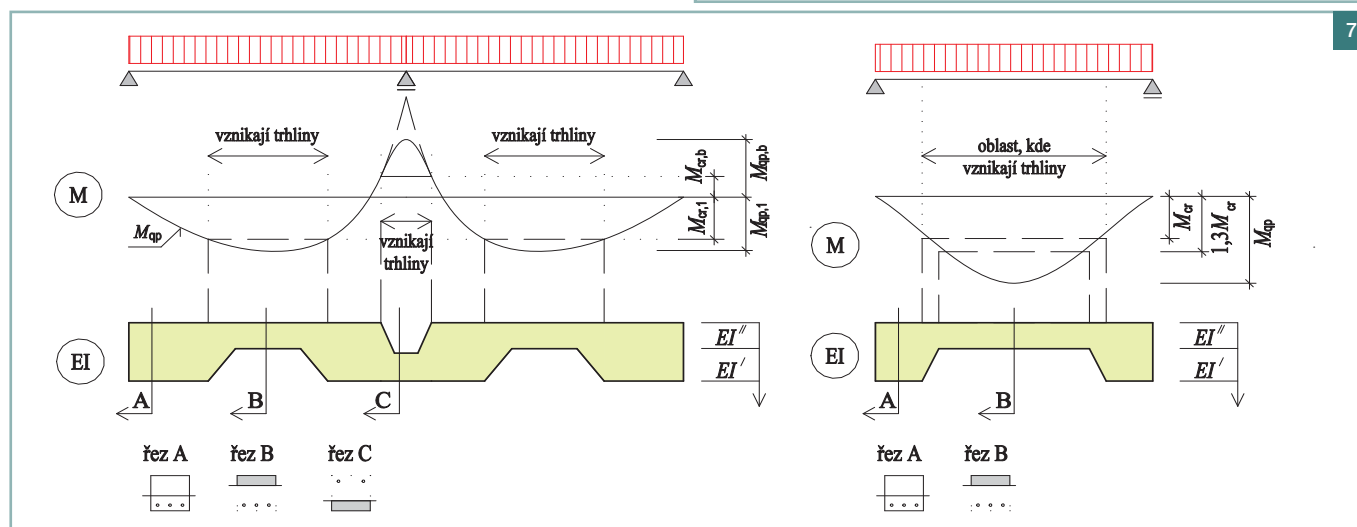
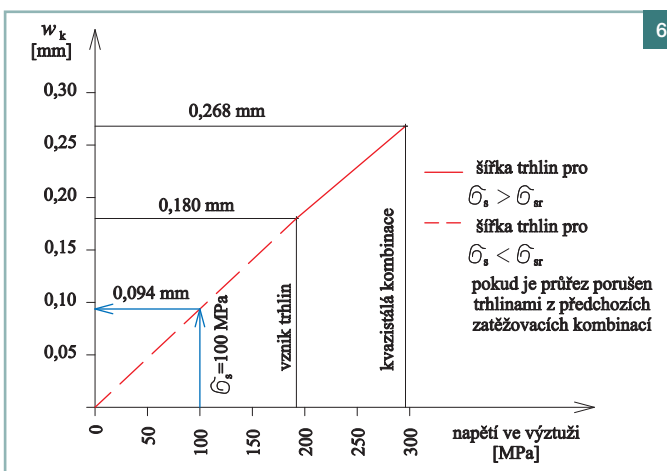
Obr. 3 Maximální vzdálenosti prutů pro omezení šířky trhlin – prvky namáhané tahem podle 7.104N a srovnání s hodnotami podle tab. 7.3CZ (tečkovaně) | Fig. 3 Maximum spacing of bar for crack control – members subjected to axial tension according to 7.104N and comparison with Tab. 7.3CZ (dotted)

Obr. 4 Konstrukční zásady pro prvky betonované na starší konstrukční prvky (např. základy) podle [4] | Fig. 4 Detail for structure elements which are concreted on older elements (for example foundations) according to [4]

Obr. 5 Dlouhodobé vlivy pro průřez neporušený trhlinou a průřez s trhlinou [3] | Fig. 5 Long-term influence for cross section without crack and with crack [3]

Obr. 6 Příklad stanovení šířky trhliny pro průřez porušený trhlinou v předchozích zatěžovacích stadiích | Fig. 6 Example for determination of crack width for cross section with crack in previous load combinations

Obr. 7 Příklad průběhu tuhosti na ohybaných prvcích | Fig. 7 Example of stiffness developing on bending elements



V mezních stavech použitelnosti při kvazistálé kombinaci může být teoreticky napětí v betonu menší než efektivní pevnost betonu v tahu. Trhliny však mohly vzniknout dříve, při jiném zatížení, nebo po betonáži při procesu hydratace.

Konstrukce či konstrukční prvek mohl být zatížen jinou větší zatěžovací kombinací než kvazistálou. Např. charakteristické užité zatížení představuje zatížení, které je dosaženo cca v 5 % doby návrhové životnosti. Lze tedy předpokládat, že mohlo být a zřejmě i bylo dosaženo charakteristické hodnoty zatížení před okamžikem, ve kterém zjišťujeme šířku trhlin. Proto je nutné u běžných stavebních konstrukcí, které jsou namáhány ohybem nebo tahem, uvažovat s tím, že trhliny v konstrukci jsou. Pokud je však v prvku při kvazistálé kombinaci zatížení tlakové napětí, při kterém je možná dekomprese, předpokládá se, že trhliny se uzavřou. Jinak se pro zjednodušení uvažuje, že trhliny vznikly a jejich rozvoj je stabilizován. Ve vzorci (13) uvažujeme pro zjednodušení, že aktuální napětí ve výztuži je rovno napětí při vzniku trhlin $\sigma_{sr,eff} = \sigma_s$ až do skutečné hodnoty napětí při vzniku trhlin σ_{sr} .

Dosazením do vzorce (13) získáme

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} (1 - k_t) = 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (15)$$

Výraz (15) odpovídá i podmínce (14).

Pokud napětí ve výztuži $\sigma_s \geq \sigma_{sr}$, pak postupujeme podle vztahu (12) standardním způsobem. Příklad závislosti šířky trhlin na napětí ve výztuži u trhlinou porušeného průřezu je na obr. 6.



ČVUT v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí

8. mezinárodní konference FIBRE CONCRETE 2015

10.-11.9.2015
Hotel DAP Praha

Fibre Concrete 2015 je mezinárodní konferencí zaměřenou na vláknobeton, která má dnes již svou tradici. Záměrem konference je zprostředkovat výměnu zkušeností mezi odborníky zabývajícími se touto oblastí a zároveň informovat technickou veřejnost o problematice vláknobetonů, o jejich vlastnostech, výrobě a možnostech využití. Na konferenci budou prezentovány výsledky experimentálního výzkumu, vývoje nových materiálů, rozvoje nových návrhových metod a jejich zavádění do projekční praxe včetně ukázky úspěšných aplikací vláknobetonu v konstrukcích.

Konference je určena širokému okruhu odborníků z oblasti vývoje, výzkumu, technologie a výroby betonu, ale i projektantům, technologům a podnikatelům ve stavebnictví.

Informace
Ing. Vladimíra Vytlačilová, Ph.D.
e-mail: fc2015@fsv.cvut.cz
http://concrete.fsv.cvut.cz/fc2015



Firmní prezentace

VLIV TRHLIN NA MODELOVÁNÍ ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Stanovení vnitřních sil v mezním stavu únosnosti a v mezním stavu použitelnosti se obvykle provádí s tuhostmi průřezů neporušených trhlínami (stav I). Předpokládá se, že závislost napětí a poměrného přetvoření je lineární. Dostatečná deformační schopnost průřezu je zajištěna splněním kritéria minimálního množství výztuže. V mezním stavu použitelnosti se pak vychází z takto stanovených vnitřních sil při uvažovaném provozním zatížení a šířky trhlin a přetvoření se pak stanoví s přihlédnutím k případnému porušení konstrukce trhlínami.

Při zpřesňování modelů železobetonových konstrukcí je nutné uvážit přínos podrobnějšího modelu k věrohodnějšímu popsání analyzované skutečnosti. Trhlíny v reálných konstrukcích totiž výrazně mění tuhosti ohýbaných (obr. 7) a tažených prvků. Mění se také tuhosti jednotlivých styků prvků. Vytvořením podrobného prostorového modelu konstrukce nemusíme automaticky lépe popsat skutečnou konstrukci, pokud se nebudou respektovat skutečné tuhosti jednotlivých prvků a tuhosti jejich spojení. Železobetonové konstrukce jsou většinou staticky neurčité konstrukce, u kterých závisí průběh vnitřních sil na poměru tuhostí jednotlivých prvků. Počítáme-li tedy lineární systém s prvky neporušenými trhlínami, můžeme dojít i k vnitřním silám, které zcela nebudou odpovídat skutečnosti. Proto je nutné u těchto modelů uvažovat i případné změny v tuhostech plynoucí z rozvoje trhlin a z dotvarování betonu.

U jednoduchých železobetonových staticky neurčitých konstrukcí jako jsou spojitě nosníky (obr. 7) je doporuče-

Literatura

- [1] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČNI 2006
- [2] ČSN EN 1992-3 Navrhování betonových konstrukcí – Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky, UNMZ 2007
- [3] Eurocode 2. Commentary. European Concrete Platform ASBL, Brussel June 2008
- [4] Eurokode 2 für Betonbrücken in Deutschland, Betonkalender 2015, část 2, Ernst & Sohn, 2015, ISBN 978-3-433-03073-8
- [5] ŠMEJKAL, J., PROCHÁZKA, J. Výpočet šířky trhlin. *Beton TKS*, 2014, č. 6, s. 68–76
- [6] ŠMEJKAL, J., PROCHÁZKA, J. Výpočet šířky trhlin – 2. část. *Beton TKS*, 2015, č. 1, s. 72–78

no v mezních stavech únosnosti upravit průběh momentů s ohledem na změnu tuhostí mezi modelem a skutečností, tzv. redistribucí. U složitějších konstrukcí je volba modelu popisujícího skutečnou konstrukci na statikovi objektu. Lineárně pružný prostorový model tedy nemusí vést k věrohodnějším výsledkům ve srovnání s běžnými jednoduchými modely s případnou redistribucí vnitřních sil a doplněnými konstrukčními pravidly.

ZÁVĚR

Šířka trhlin stanovená výpočtem je hodnota na základě jistých předpokladů. Vzhledem k velkým rozdílům mezi jednotlivými přístupy, ať už normovými nebo experimentálními, je jasné, že šířku trhliny nelze stanovit jednoznačně. To vyplývá z fyzikální podstaty vzniku a šíření trhliny v betonových konstrukcích. Proto je nutné vnímat vypočtenou šířku trhliny nikoliv jako fyzikální skutečnost, ale spíše jako jakousi reprezentativní hodnotu, která se porovnává s limitní hodnotou pro zajištění daného kritéria stanovenou příslušným předpisem svázaným s výpočtovými předpoklady.

Výsledná šířka trhlin v daném konstrukčním prvku je ovlivněna ve stadiu projektu definováním minimálního vyztužení a předepsáním základních technologických opatření. Ve stadiu realizace je výrazně ovlivněna pečlivým provedením a ošetřováním konstrukčního prvku, především na začátku, a případným montážním zatížením. Z hlediska materiálu je šířka trhlin ovlivněna složením betonové směsi. Všechny tyto faktory se promítají do charakteristické šířky případných trhlin v konstrukčním prvku. Všem těmto faktorům je nutné věnovat pozornost a nelze opominout žádný z nich.

Pokud při předchozích zatěžovacích kombinacích v mezních stavech použitelnosti vzniknou v železobetonových konstrukcích trhliny, musíme ve všech návrhových kombinacích uvažovat konstrukci porušenou trhlínami.

REŠERŠE

POSTUP KARBONATACE BETONOVÝCH FASÁD A BALKONŮ

V Helsinkách, v oblasti Jakomäki, je od roku 1994 prováděn rozsáhlý výzkum fasád a balkonů panelových domů zahrnující 31 budov postavených v 70. letech.

Výsledky výzkumu ukázaly, že proces karbonatce fasád z pohledového betonu s obnaženým kamenivem je pouze nepatrně rychlejší, než je průměr, a jsou ve vyhovujícím stavu. Postup koroze betonu byl výrazně rychlejší u prefabrikovaných balkonových prvků, které byly opatřeny nátěrem. Koroze byla takového rozsahu, že kolem roku 2000 bylo zakázáno tyto balkony používat.

V současnosti jsou některé z domů bourány, ale důvodem jejich demolice není stav betonových nosných prvků, ale nevyhovující tepelně-technické vlastnosti, zastaralé rozvody a vysoká energetická náročnost budov.

Studie zaměřené na trvanlivost betonu a proces stárnutí budov, které dospěly na konec životního cyklu, probíhají jako součást výzkumného projektu modelování poruch způsobených korozí na katedře pozemních staveb na University of Technology v Tampere. Cílem projektu je vývoj přesnější metody pro výpočet životnosti betonových konstrukcí založený na širším zohlednění všech faktorů ovlivňujících životnost budovy.



KÖLIÖ, A., LAHDENSIVU, J. Karbonatisoitumisen eteneminen olemassa olevissa betonijulkisivuissa ja – parvekkeissa sekä sisärakenteissa. *Betoni*, 1/2015, p. 64–69

Ing. Jiří Šmejkal, CSc.
ŠPS statická kancelář
tel.: 608 548 788
e-mail: jiri.smejkal@email.cz



prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.
Fakulta stavební ČVUT v Praze
Katedra betonových a zděných konstrukcí
tel.: 602 825 789
e-mail: jaroslav.prochazka@fsv.cvut.cz



Text článku byl posouzen odborným lektorem.

The text was reviewed.