

ZAVÁDĚNÍ EN 1992: „NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ“ DO PRAXE – TRVANLIVOST, ANALÝZA KONSTRUKCE INTRODUCTION OF EN 1992-1-1 TO PRACTICE – DURABILITY, STRUCTURAL ANALYSIS

**SERIÁL
EN 1992**

JITKA FILIPOVÁ,
ALENA KOHOUTKOVÁ,
JAROSLAV PROCHÁZKA

Příspěvek je pokračováním úvodní části uveřejněné v předchozím čísle časopisu BETON TKS [8]. V příspěvku je upozorněno na požadavky zajištění trvanlivosti betonových konstrukcí, stanovení výpočtových modelů a metody výpočtu účinků zatížení.

This paper follows the introductory part published in the previous number of this journal [8]. In this paper attention is drawn to requirements on durability of concrete structures, assessment of structural models and methods for the determination of the action effects.

TRVANLIVOST A KRYTÍ VÝZTUŽE

Všeobecně

Trvanlivá konstrukce musí splňovat požadavky z hlediska použitelnosti, pevnosti a stability po dobu její provozní životnosti uvedené v EN 1990 – viz tab. 3, a to bez významné ztráty funkčnosti nebo nadměrné nepředpokládané údržby.

Ochrana konstrukce musí být určena při uvažování jejího zamýšleného používání, provozní životnosti, plánované údržby a zatížení, hutnosti betonu, kvality a tloušťky krycí vrstvy betonu a šířky trhlin. Hutnost a kvalita krycí vrstvy je závislá na maximální hodnotě vodního součinitele a minimálním množství cementu (viz EN 206-1) a může být vztažena k minimální požadované třídě betonu.

Podmínky prostředí

Podmínky prostředí jsou klasifikovány stupni vlivu prostředí uvedenými v EN 206-1. Kromě vlivu prostředí je třeba uvážit agresivní nebo nepřímé zatížení zahrnující chemické napadení, vznikající např.

- využitím budov nebo konstrukcí (pro skladování tekutin apod.)
- roztoky kyselin nebo síranových solí (EN 206-1)
- chloridy obsaženými v betonu (EN 206-1)
- reakci alkalického kameniva (EN 206-1)

fyzikální napadení, vznikající např.

- teplotními změnami
- abrazí
- penetrací vody (EN 206-1).

Zajištění trvanlivosti

Požadavky na trvanlivost musí být zahrnuty při uvažování: koncepce konstrukce, výběru materiálů, konstrukčních detailů, provádění, kontroly kvality, prohlídek a plánované údržby, kontroly a speciálních opatření (např. použití nerezavějící oceli, povlaků výztuže, katodické ochrany apod.).

Pro zajištění trvanlivosti je třeba dbát zejména na:

- druh a množství cementu,
- maximální hodnotu vodního součinitele,
- maximální obsah vzduchu,
- minimální tloušťku betonu krycí vrstvy výztuže,
- kontrolu trhlin v mladém betonu,
- omezení šířky trhlin atd.

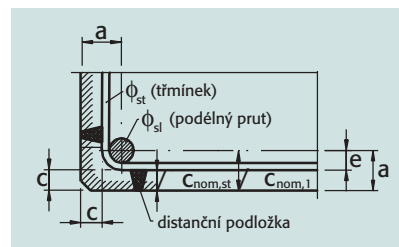
Betonová krycí vrstva

Betonová krycí vrstva je vzdálenost mezi povrchem výztuže přímýkající se k povrchu betonu (včetně tmínků a spon) a nejbližším povrchem betonu.

Jmenovitá hodnota betonové krycí vrstvy c_{nom} (viz obr. 7) se stanoví jako součet minimální hodnoty krytí c_{min} (stanovené s přihlédnutím k soudržnosti a ke stupni vlivu prostředí) a návrhového zvětšení s přihlédnutím k možné toleranci Δc_{dev} tedy

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (16)$$

Hodnota c_{min} musí zajišťovat bezpečné přenesení sil z výztuže do betonu soudrž-



Obr. 7 Betonová krycí vrstva

Fig. 7 Concrete cover

ností a ochranu výztuže proti korozi s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí (trvanlivost). Hodnota c_{min} se stanoví jako větší z hodnot vyhovujících požadavkům soudržnosti a podmínkám prostředí

$$c_{min} = \max (c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,g} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}) \quad (17)$$

kde:

- $c_{min,b}$ je minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavku soudržnosti,
- $c_{min,dur}$ minimální krycí vrstva s přihlédnutím k podmínkám prostředí,
- $\Delta c_{dur,g}$ přídatná hodnota z hlediska spolehlivosti,
- $\Delta c_{dur,st}$ redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli,
- $\Delta c_{dur,add}$ redukce minimální krycí vrstvy při použití dodatečné ochrany (např. povlak výztuže).

Minimální hodnota $c_{min,b}$ krycí vrstvy s přihlédnutím k požadavku soudržnosti se oproti údajům uvedeným v ENV 1992-1-1 v zásadě nemění. Uvažuje se pro:

- betonářskou výztuž $c_{min,b}$:
 $c_{min,b} \geq \emptyset$ nebo $\emptyset_n$
($\emptyset + 5 \text{ mm}$) nebo
($\emptyset_a + 5 \text{ mm}$) při $d_g > 32 \text{ mm}$,

Tab. 3 Udané návrhové životnosti
Tab. 3 Indicative design working life

Kategorie návrhové životnosti	Návrhová životnost (v rocích)	Příklady
1	10	Dočasné konstrukce ⁽¹⁾
2	10 až 25	Výměnitelné konstrukční části, např. jeřábové nosníky, ložiska
3	15 až 30	Zemědělské a obdobné stavby
4	50	Budovy a další běžné stavby
5	100	Monumentální stavby, mosty a jiné inženýrské konstrukce

⁽¹⁾ Konstrukce nebo jejich části, které mohou být demontovány s předpokladem dalšího použití, se nemají považovat za dočasné.

kde $\varnothing$ je průměr výztužného prutu, $\varnothing_n$ je náhradní průměr skupinové vložky, d_g největší jmenovitý rozměr zrna kameniva;

- dodatečně předpínanou soudržnou výztuž v hadicích $c_{min,b}$:
 - při kruhové hadici její průměr (max. 80 mm),
 - při obdélníkové hadici menší rozměr, nebo 0,5 většího rozměru (max. 80 mm).
- předem předpínanou výztuž $c_{min,b}$: 2 násobek průměru lana, 3 násobný průměr drátu.

Minimální hodnota $c_{min,dur}$ krycí vrstvy s přihlédnutím k podmínkám prostředí (trvanlivosti) se pro uhlíkatou ocel a beton normální hmotnosti volí podle stupňů vlivu prostředí a klasifikace konstrukcí. Klasifikace konstrukcí a hodnoty $c_{min,dur}$ budou uvedeny v Národní příloze a provádí se s ohledem na konstrukční třídu, zohledňující vliv požadované životnosti, druh konstrukce a zvláštní kontrolu kvality při výrobě. Doporučená konstrukční třída pro návrhovou životnost 50 let je 4 při doporučených pevnostních třídách betonu uvedených v Tab. 4. Doporučené úpravy konstrukčních tříd s přihlédnutím ke druhu konstrukce a zvláštní kontrole kvality jsou uvedeny v Tab. 4. Doporučené hodnoty $c_{min,dur}$ pro betonářskou výztuž jsou uvedeny v Tab. 5 a pro předpínací výztuž v Tab. 6.

Hodnoty $\Delta c_{dur,y}$, $\Delta c_{dur,st}$, $\Delta c_{dur,add}$ budou uvedeny v Národní příloze. Doporučená hodnota pro $\Delta c_{dur,y}$ je 0. Pokud se nepoužije nerezavějící oceli pak $\Delta c_{dur,st} = 0$, neprovede-li se dodatečná ochrana výztuže proti korozi pak i $\Delta c_{dur,add} = 0$.

Při návrhu nominální tloušťky krycí vrstvy c_{nom} je třeba přihlédnout k toleranci Δc_{dev} uvedené v normě pro provádění. Pro pozemní stavby je hodnota této tolerance dána v normě ENV 13670-1. Hodnota

Δc_{dev} bude uvedena v Národní příloze. Doporučená hodnota $\Delta c_{dev} = 10$ mm. Pokud je však při výrobě prefabrikátů uplatněn systém zajištění kvality včetně kontroly tloušťky betonové krycí vrstvy, pak lze při návrhu toleranci redukovat a uvažovat $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ mm}$. Pokud je zajištěno, že použitím velmi citlivých měřících přístrojů budou odmítnuty nevyhovující prvky s nedodržanou tloušťkou krycí vrstvy (např. prefabrikáty), pak lze při návrhu použít redukované hodnoty v rozmezí $5 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ mm}$. Při betonáži na nerovné povrchy se doporučuje při návrhu zvětšit hodnotu minimálního krytí o toleranci s přihlédnutím k velikosti nerovností. Při betonáži na upravený povrch zeminy se doporučuje uvažovat toleranci 45 mm, při betonáži na neupravený povrch zeminy pak 75 mm.

Návrhová hodnota c betonové krycí vrstvy se volí $c \geq c_{min}$ (obr. 7). Hodnota c musí být prověřena podle EN 1992-1-2; pokud při navrhování na účinky požáru používáme tabulkové hodnoty (podle EN 1992-1-2), pak je třeba kontrolovat vzdálenost těžiště krajní vrstvy výztuže od povrchu betonu. Hodnota c se pak uvažuje při návrhu a uvádí se ve výkresové dokumentaci.

Nové pohledy na projektování konstrukce s přihlédnutím k požadované životnosti jsou uvedeny v [9]. Zde jsou též uvedeny údaje, které lze využít při návrhu krycích vrstev výztuže konstrukce navrhované na specifickou životnost.

VÝPOČET (ANALÝZA) KONSTRUKCE

Idealizace konstrukce – výpočetní modely

Účel výpočtu (analýzy) konstrukce je rámcově definován v obecných ustanoveních normy, kde jsou také uvedeny základní předpoklady a nejnужnější podmínky výpočtu. Výpočtem konstrukce se potom rozumí určení průběhu vnitřních sil nebo

napětí, přetvoření a dalších deformačních veličin v celé konstrukci nebo v její části. Při výpočtu se vychází z idealizace konstrukce. Idealizaci chápeme jednak jako idealizaci geometrie (tvaru a podepření) konstrukce, jednak jako idealizaci chování konstrukce. Zvolená idealizace musí odpovídat uvažovanému problému. Geometrie se obvykle idealizuje tím, že konstrukci uvažujeme jako soustavu složenou z prutových prvků, z rovinných dvojrozměrných prvků nebo případně ze skořepin.

Pokud je nutné, musí se analýza doplnit lokální analýzou. Lokální analýza je nezbytná tam, kde neplatí předpoklad lineárního rozložení poměrných přetvoření, např. v blízkosti podpor, v okolí soustředěných zatížení, v rámových styčnicích, v kotveních oblastech, v místech náhlé změny průřezu. Celou konstrukci je pak možno rozdělit na oblasti B s běžným působením, ve kterých se může užít standardních postupů a kde postačí globální analýza, a na oblasti D (discontinuity – nespojitost), kde je porušen ustálený tok průběhu vnitřních sil a je tedy nutno provést lokální analýzu (příklady znázorněné na obr. 8). Oblasti D se řeší obvykle pomocí analogických přihradových modelů (modely strut-and-tie), které v určitých případech mohou posloužit jako modely celé konstrukce, např. pro stěnové nosníky. EN uvádí příklady konstrukcí s oblastmi discontinuity v informativní příloze (Annex I).

Evropská norma také poprvé umožňuje přímé dimenzování částí těchto modelů – **vzpěr, táhel** (strut, tie) a **styčnic** (nodes) ve smyslu tohoto modelu, což už dříve umožňovala doporučení *fib* [11], [12]. Podle ENV byly tyto modely doporučovány pro některé typy prvků (např. stěnové nosníky, krátké konzoly), ale bez dalších podrobných pokynů pro dimenzování ČSN tyto modely nespécifikovala.

Modely pro výpočet konstrukce jako celku

Prvky v konstrukcích se obvykle třídí podle svého charakteru a funkce na trámy, sloupy, desky, stěny, oblouky, skořepiny. EN uvádí pravidla pro výpočet některých z těchto prvků a konstrukcí. Definice prvků podle EN, podle ENV a podle ČSN se odlišují různou měrou pro jednotlivé případy.

Prvek lze považovat za **trám**, pokud jeho rozpětí $l \geq 3h$, kde h je výška průřezu, jinak má být prvek uvažován jako **stěno-**

Tab. 4 Doporučená klasifikace konstrukcí
Tab. 4 Recommended structure classification

Konstrukční třída							
Kriterium	Stupeň prostředí podle ČSN EN 206-1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Životnost 100 let	Zvětšení o 2 třídy						
Pevnostní třída betonu ^{1) 2)}	≥ C 30/37	≥ C 30/37	≥ C 35/45	≥ C 40/50	≥ C40/50	≥ C 40/50	≥ C 45/55
Deskové konstrukce	zmenšení o 1 třídu						
Zvláštní kontrola kvality	zmenšení o 1 třídu						

¹⁾ Pevnostní třída a w/c jsou považovány za související hodnoty, vztah je předmětem národní normy. Lze uvažovat i specifické složení betonu (druh cementu, w/c , jemné plnivo) pro zmenšení propustnosti.

²⁾ Uvedenou pevnostní třídu betonu lze snížit o 1 třídu, pokud je obsah vzduchových pórů větší než 4 %.

vý nosník. Podle ENV je prvek trám pro $l \geq 2h$, podle ČSN je nosník stěnový pro $l \leq 4h$. **Deska** je prvek, jehož plošné rozměry přesahují aspoň pětkrát jeho tloušťku. Podle ENV musí mít deska rozpětí $l \geq 4h$, podle definice ČSN je plošný prvek určen poměrem stran příčného řezu větším než 4 : 1. Deska zatížená převážně rovnoměrným zatížením je považována za jednosměrně působící – **nosníkovou desku**, pokud má dva rovnoběžné okraje volné nebo je to střední část obdélníkové desky podepřené po čtyřech stranách, která má poměr delšího rozpětí ke kratšímu větší než 2. **Žebrovou nebo kazetová deskou** je možno uvažovat pro účel výpočtu jako **plnou**, pokud deskové příruby nebo konstrukční nadbetonování a příčná žebra mají dostatečnou tuhost v kroucení. To platí v případě, že vzdálenost žebírek není větší než 1500 mm, výška žebra pod deskovou přírubou není větší než čtyřnásobek jeho šířky, tloušťka deskové příruby je nejméně 1/10 světlosti vzdálenosti mezi žebry nebo 50 mm (rozhoduje větší hodnota), příčná žebra jsou rozmístěna ve světlostech nepřesahujících desetkrát celkovou tloušťku desky. Minimální tloušťka deskové příruby je 50 mm, lze ji zmenšit na 40 mm, pokud jsou mezi žebry zabetonovány tvárnice. **Sloup je prvek**, jehož výška průřezu h nepřesahuje čtyřikrát jeho šířku b a jehož délka l je alespoň třikrát větší než výška průřezu h . Jinak je prvek považován za stěnu. Sloup podle přednormy je definován jako prvek s $l \geq 2h$, podle ČSN $l \geq 4h$.

Spolupůsobící šířky desek (pro všechny mezní stavy)

U deskových trámů závisí spolupůsobící šířka na rozměrech stojiny trámu a desky, druhu zatížení, rozpětí, podmínkách uložení a na příčné výztuži. Spolupůsobící šířka může být určena na základě vzdálenosti průřezů s nulovými momenty l_0 podle obr. 9a, kde délka převislého konce nosníku má být menší než polovina přilehlého pole a poměr rozpětí sousedních polí má být v rozmezí 2/3 až 1,5.

Spolupůsobící šířka pro trámy T a L se určí podle vztahů (18), (19) – viz obr. 9b).

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (18)$$

$$\text{kde } b_{eff,i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0 \quad (19a)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (19b)$$

Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ [mm]							
Konstrukční třída	Stupeň prostředí podle ČSN EN 206-1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
1	10	10	10	15	20	25	30
2	10	10	15	20	25	30	35
3	10	10	20	25	30	35	40
4	10	15	25	30	35	40	45
5	15	20	30	35	40	45	50
6	20	25	35	40	45	50	55

Tab. 5 Minimální krytí $c_{min,dur}$ požadované z hlediska trvanlivosti pro betonářskou výztuž

Tab. 5 Minimum cover $c_{min,dur}$ requirements with regard to durability for reinforcing steel

Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ [mm]							
Konstrukční třída	Stupeň prostředí podle ČSN EN 206-1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
1	10	15	20	25	30	35	40
2	10	15	25	30	35	40	45
3	10	20	30	35	40	45	50
4	10	25	35	40	45	50	55
5	15	30	40	45	50	55	60
6	20	35	45	50	55	60	65

Tab. 6 Minimální krytí $c_{min,dur}$ požadované z hlediska trvanlivosti pro předpínací výztuž

Tab. 6 Minimum cover $c_{min,dur}$ requirements with regard to durability for prestressing steel

Obr. 8 Model rámcové konstrukce s vyznačenými oblastmi B a oblastmi D

Fig. 8 Model of a frame structure with recognised B-regions and D-regions

Pro výpočet, kde se nepožaduje velká přesnost, se smí předpokládat konstantní spolupůsobící šířka po celém rozpětí trámu. Při srovnání s ENV se ve vzorci (19a) objevuje nový člen s b_i , který umožňuje sjednocení vzorce pro průřezy T a L. U T průřezu dává tento postup větší hodnoty spolupůsobící šířky než podle ENV pro případy, kde nerozhoduje rozpětí desky b . Zároveň se povoluje větší rozdíl rozpětí sousedních polí spojitého nosníku (obr. 9). Odlišuje se také vztah pro určení l_0 pro konzolu, kde platí podle ENV dvojnásobek délky vyložení.

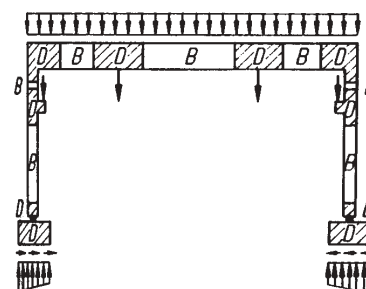
Účinné rozpětí trámů a desek

Účinné rozpětí prvku lze určit jednotně podle vztahu:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2, \quad (20)$$

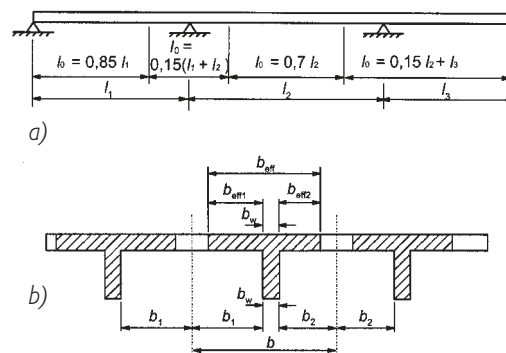
kde l_n je světlost vzdálenost mezi podporymi a a_1 a a_2 viz obr. 10.

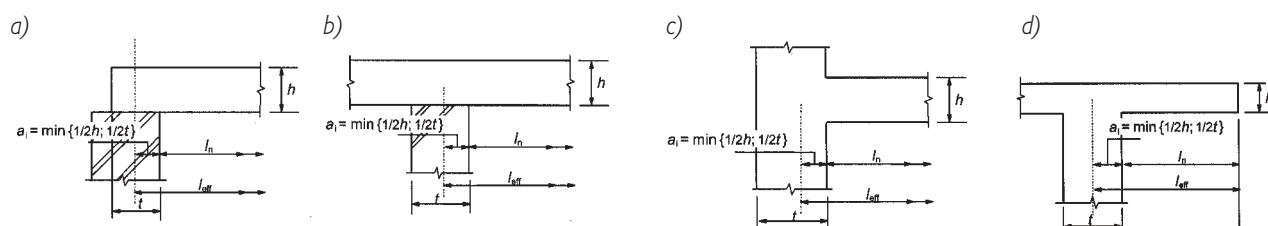
Hodnoty a_1 a a_2 vyjadřují podmínky uložení a mohou být určeny podle odpovídajících hodnot a_i (obr. 10), kde t je délka



Obr. 9 a) Definice l_0 pro výpočet spolupůsobící šířky, b) označení rozměrů pro určení spolupůsobící šířky

Fig. 9 a) Definition of l_0 for calculation of flange width, b) Effective flange width parameters





Obr. 10 Určení účinného rozpětí pro různé způsoby podepření, a) nespojitě prvky, b) spojitě prvky, c) dokonalé vetknutí, d) konzola
Fig. 10 Effective span for different support conditions, a) non-continuous members, b) continuous members, c) supports considered fully restrained, d) cantilever

podepření podle jednotlivých případů. Předpokládá se obvykle, že podpory spojitých desek a nosníků nebrání pootočení. Oproti ENV se vztahy sjednotily pro určení a_i v jednotlivých případech konstrukcí. Prakticky se rozhoduje jen mezi hodnotou $h/2$ a $t/2$. V ČSN se naopak podrobněji rozlišovaly desky a trámy a hodnoty a_i se určovaly jiným způsobem např. procentem ze světlé vzdálenosti podpor nebo přímo předepsanou délkou v mm.

Geometrické imperfekce

Ve výpočtu prvků a konstrukcí se musí uvažovat nepříznivé účinky možných odchylek v geometrii konstrukce a v umístění zatížení. Odchyly rozměrů průřezu jsou již zahrnuty v součiniteli spolehlivosti materiálu. Minimální excentricita osové síly pro výpočet momentu pro dimenzování průřezů na ohyb s tlakem je uvedena v kapitole pro dimenzování. Oba typy odchylek by již znovu neměly být ve výpočtu zohledňovány. V mezních stavech únosnosti se imperfekce ve výpočtu musí uvažovat v trvalých a mimořádných návrhových situacích. V mezních stavech použitelnosti se nemusí imperfekce uvažovat. Pro tlacené prvky a svisle zatížené konstrukce, zejména pozemních staveb, lze uplatnit dále uvedený postup. Numerické hodnoty použité v postupu jsou vztahy k běžným výrobním tolerancím podle ENV 13670. Imperfekce mohou být popsány úhlem odklonu od svislice

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (21)$$

kde θ_0 je základní hodnota, určená v Národní příloze, doporučená hodnota $1/200$, α_h je redukční součinitel pro výšku

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}; \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

α_m je redukční součinitel pro počet prvků

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)}$$

l je délka prvku nebo výška konstrukce, m je počet svislých prvků přispívajících k celkovému účinku.

Při určování l a m se rozlišují tři případy:

- a) u osamělého prvku je l rovno skutečné délce prvku a $m = 1$,
- b) ve ztužujícím systému je l výška konstrukce nebo budovy, m je počet svislých prvků, které se podílí na přenášení vodorovné síly působící na systém,
- c) u stropní nebo střešní tuhé desky roznášející vodorovná zatížení: l = výška podlaží, m = počet svislých prvků v podlaží nebo podlažích podílejících se na přenášení celkové vodorovné síly působící na desku.

U osamělých prvků může být účinek imperfekcí uvažován dvěma způsoby:

- zavedením excentricity e_i

$$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2} \quad (22)$$

kde l_0 je účinná délka prvku jako při výpočtu účinků druhého řádu. Uvažuje se u stěn a osamělých prvků ve ztužených systémech, lze použít zjednodušení $e_i = l_0/400$ odpovídající $\alpha_h = 1$.

- zavedením příčné síly H_i v místě, kde H_i vyvodí maximální moment:
 - pro neztužené prvky (obr. 11a1)):

$$H_i = \theta_i N \quad (23a)$$

- pro ztužené prvky (obr. 11 a2):

$$H_i = 2\theta_i N \quad (23b)$$

kde N je normálová síla.

Zavedení excentricity je vhodné u staticky určitých konstrukcí. Příčné síly mohou být použity u staticky určitých i neurčitých

konstrukcí. Síla H_i může být nahrazena jiným ekvivalentním příčným zatížením.

Účinek odklonu θ_i znázorněný příčnými silami se může kombinovat s jinými zatíženími.

Příčnou sílu u ztužujícího systému lze určit podle obr. 11b):

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a) \quad (24)$$

účinek na tuhou stropní desku podle obr. 11 c1)

$$H_i = \theta_i \frac{N_b + N_a}{2} \quad (25)$$

účinek na tuhou střešní desku podle obr. 11c2):

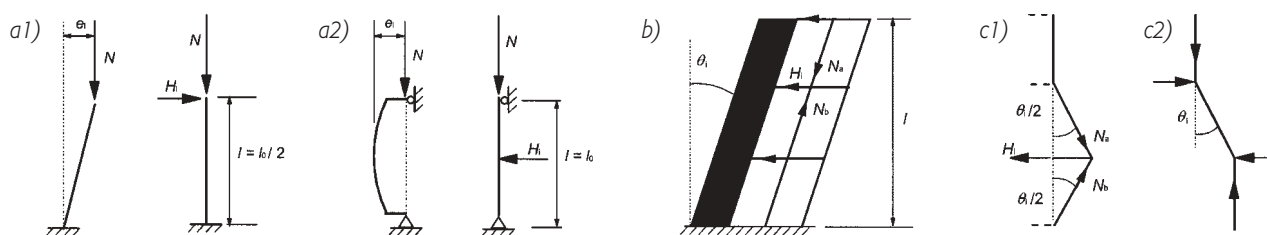
$$H_i = \theta_i N_a \quad (26)$$

kde N_a a N_b jsou svislé síly přispívající k H_i .

Alternativně lze u stěn a osamělých sloupů ve ztužených systémech zjednodušeně uvažovat excentricitu $e_i = l_0/400$, pokrývající imperfekce odpovídající běžným výrobním tolerancím. Při srovnání uvedeného postupu s ENV zjistíme odlišné formální vyjádření vzorce (21), ale výsledek je po dosazení pro konstrukci složenou z více prvků též. Rozšíření působnosti vzorce též pro imperfekce osamělých prvků ztužených i neztužených se týká přiřazení účinků imperfekcí u těchto prvků k účinkům prvního řádu. Pojetí je tedy shodné jako v doporučeních fib uvedených např. v [11]. Nejistoty v poloze normálové síly v ČSN se zaváděly u tlacených prvků pomocí náhodné excentricity.

Zatížení

Pravidla pro stanovení charakteristických hodnot zatížení udává norma EN 1991 „Zatížení konstrukcí“. Uvedená norma obsahuje části pro jednotlivé druhy zatížení (např. pro zatížení vlastní tíhou a užitným



Obr. 11 Příklady účinků geometrických imperfekcí, a) osamělé prvky s excentrickou osovou silou nebo příčnou silou, a1) ztužené, a2) neztužené, b) ztužující systém, c1) tuhá stropní deska, c2) střešní deska

Fig. 11 Examples of the effects of geometric imperfections, a) isolated members with eccentric axial force or lateral force, a1) unbraced, a2) braced, b) bracing system, c1) floor diaphragm, c2) roof diaphragm

zatížením, sněhem, větrem, teplotou, požárem) i specifická zatížení určitých inženýrských konstrukcí (např. mostů, zásobníků, nádrží). Postupy pro stanovení reprezentativních a návrhových hodnot zatížení, pravidla pro jejich kombinace udává norma EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí [3]. Norma uvádí alternativní postupy pro kombinace účinků zatížení, výběr jedné z alternativ má být proveden v Národních přílohách – viz [10]. V současné době probíhají v rámci přípravy Národní přílohy ČR jednání o uvedené problematice. Zvolená alternativa může ovlivnit návrhy konstrukcí a tím i volbu materiálové varianty, neboť konstrukce u níž ve větší míře rozhoduje zatížení vlastní tíhou může vycházet při některé alternativě nepříznivěji. Proto volba správné alternativy je důležitá.

Norma [4] obsahuje pouze doplňková pravidla a ustanovení specifická pro betonové konstrukce. Uvádá součinitele zatížení pro stanovení návrhových hodnot při vyšetřování únosnosti pro:

- smršťování: hodnoty γ_{SH} stanoví Národní příloha, doporučená hodnota je 1,0
- předpětí: hodnoty součinitelů stanoví Národní příloha, doporučené hodnoty jsou
 - pro případy, kdy předpětí působí příznivě $\gamma_{p,fav} = 1,0$ (hodnotu možno použít i pro posouzení na únavu), návrhová hodnota předpětí může být odvozena ze střední hodnoty předpínací síly
 - pro případy, kdy předpětí působí nepříznivě: pro posouzení stability $\gamma_{p,unfav} = 1,3$ a pro lokální účinky předpětí $\gamma_{p,unfav} = 1,2$
- únavové zatížení: hodnoty γ_{fat} stanoví Národní příloha, doporučená hodnota je 1,0.

Metody výpočtu účinků zatížení

Výpočet účinků zatížení železobetonových

a předpjatých konstrukcí pro posouzení mezních stavů únosnosti může být založen na předpokladech lineárně pružného chování s eventuálním užitím redistribuce, nelineárního chování nebo plastického chování. Návrh evropské normy pro navrhování betonových konstrukcí [4] obsahuje oproti ČSN 73 1201 také ustanovení pro plastické a nelineární metody, jejichž uplatnění bylo v rámci ČSN uvedeno pouze při navrhování desek působících v obou směrech. Mezi návrhem EN [4] a normou ENV [1] nejsou podstatné rozdíly; v ustanoveních je však přihlédnuto i k vysokopevnostním betonům (třídy > C50/60) a je upřednostňováno užití oceli třídy B a C. Jiné je formální uspořádání, v [4] jsou souhrnně uvedena pravidla pro jednotlivé metody, a to pro všechny prvky a konstrukce.

Předpoklady **lineární pružnosti** lze užít pro analýzu konstrukce při vyšetřování mezních stavů únosnosti i mezních stavů použitelnosti. Při stanovení silových účinků zatížení je možno uvažovat průřezy bez trhlin, lineární pracovní diagramy betonu i oceli a střední hodnoty modulů pružnosti. Pro stanovení teplotních deformací, sedání a účinků smršťování v mezních stavech únosnosti lze uvažovat redukované tuhosti (vliv trhlin, bez vlivu tahového zpevnění, ale včetně vlivu dotvarování). V mezních stavech použitelnosti má být uvažován vliv rozvoje trhlin.

Pro hospodárnější návrh je možné užít **lineární výpočet s redistribucí** silových účinků zatížení. Při úpravě momentů musí být vždy zachována rovnováha sil a momentů ve styčnicích i na všech prutech. Norma [4] uvádí možnost redistribuce ohybových momentů v mezních stavech únosnosti pro spojitě nosníky a desky, které jsou převážně ohybané a mají poměr následných rozpětí v mezích $0,5 < l_1/l_2 < 2$, přičemž upozorňuje

i na nutnost uvážení vlivu redistribuce na ostatní parametry návrhu (posouvající síly). ČSN 73 1201 povoluje jistou redistribuci i pro tlačené prvky (sloupy), v určitých případech i u rámových konstrukcí s posuvnými styčnicí. V české ani evropské normě se nepřipouští redistribuce momentů od účinků zatížení větrem a mimořádných zatížení.

Při uplatnění redistribuce není nutné ověřovat podmínku dostatečné rotační kapacity v plastických oblastech, pokud jsou dodrženy podmínky:

pro betony s $f_{ck} \leq 50$ MPa

$$\delta \geq k_1 + k_2 \frac{x_u}{d}, \quad (27)$$

pro betony s $f_{ck} > 50$ MPa

$$\delta \geq k_3 + k_4 \frac{x_u}{d}, \quad (28)$$

$\delta \geq 0,7$ při použití oceli třídy tažnosti B a C
 $\delta \geq 0,8$ při použití oceli třídy tažnosti A

Hodnoty k_1, k_2, k_3, k_4 může stanovit Národní příloha, doporučené hodnoty jsou:

$$\begin{aligned} k_1 &= 0,44, \\ k_2 &= 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu1}), \\ k_3 &= 0,54 \\ k_4 &= 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu1}), \end{aligned}$$

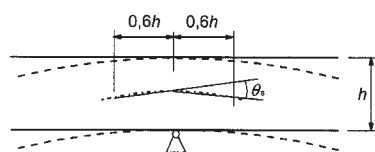
kde δ je poměr hodnoty ohybového momentu po redistribuci a hodnoty získané lineárně pružným výpočtem

x_u výška tlačené oblasti na mezi únosnosti (pro redistribuovaný ohybový moment)

d účinná výška průřezu v plastickém kloubu

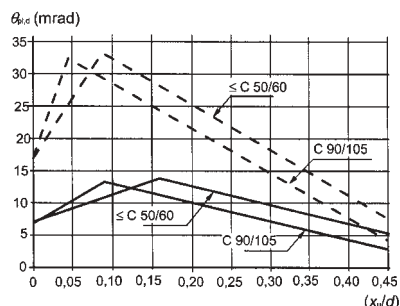
ε_{cu1} mezní přetvoření z Tab. 3.1 normy [4] (viz též [8], Tab.1, kde ε_{cu1} je uvedeno jako ε_{cu}).

Vztahy pro omezení redistribuce se nemění oproti ENV [1] u betonů nižších tříd. Pro vyšší třídy betonu je omezení přísnější.



Obr. 12 Plastické natočení průřezu železobetonového spojitého nosníku nebo jednosměrně pruté spojitě desky

Fig. 12 Plastic rotation of reinforced concrete sections for continuous beams and continuous one way slabs



Obr. 13 Přípustná plastická natočení $\Theta_{pl,d}$ pro smykovou štíhlost $\lambda = 3$. Plnou čarou pro ocel třídy B, čárkovaně pro ocel třídy C

Fig. 13 Allowable plastic rotation $\Theta_{pl,d}$ for a shear slenderness $\lambda = 3$. Solid line for steel class B, dashed line for steel class C

ší z důvodu jejich křehkosti. Návrh normy [4] uplatňuje zpřísnění až u betonů vyšších tříd než C50/60, norma [1] uvádí přísnější podmínky již pro betony tříd vyšších než C 35/45.

I u konstrukcí, kde nevyužíváme redistribuci, předepisují evropské normy pro navrhování betonových konstrukcí jistou maximální hodnotu poměru x_u/d , aby po dosažení meze kluzu ve výztuži byla zajištěna možnost jistého malého plastického přetvoření průřezu. Hodnoty jsou 0,45 pro betony $\leq$ C50/60, 0,35 pro betony vyšších tříd. ČSN uvedené omezení neobsahuje. Ovšem mezní tlakové přetvoření betonu je v ČSN stanoveno menší hodnotou $\epsilon_{cu} = 0,0025$, z čehož vyplývá určitá rezerva pro plastické natočení průřezu.

Výpočet konstrukce užitím **plastických metod** lze použít při ověřování mezních stavů únosnosti. Při výpočtu není třeba přímo ověřovat rotační kapacitu v kritických oblastech (místech vzniku plastických kloubů), pokud plocha tahové výztuže je omezena tak, že ve všech průřezích platí $x_u/d \leq 0,25$ pro betony tříd $\leq$ C 50/60 a $x_u/d \leq 0,15$ pro betony tříd $\geq$ C 55/67, přičemž musí být použita ocel třídy B nebo C. Dále poměr momentů ve vnitřních podporách a momentů v poli musí být v mezích 0,5 až 2,0.

Rotační kapacita v mezním stavu únosnosti se ověřuje podmínkou:

$$\Theta_s \leq \Theta_{pl,d} \quad (29)$$

kde Θ_s je natočení v plastickém kloubu od účinku návrhového zatížení (viz obr. 12),

$\Theta_{pl,d}$ přípustné plastické natočení v oblasti plastického kloubu

Na obr. 13 jsou hodnoty $\Theta_{pl,d}$ doporučené normou [4] pro oceli třídy B a C, pro mezilehlé třídy betonu lze lineárně interpolovat. Hodnoty $\Theta_{pl,d}$ mohou být upraveny v Národní příloze.

Oproti ENV [1] zavádí [4] závislost rotační kapacity $\Theta_{pl,d}$ na smykové štíhlosti. Smyková štíhlost $\lambda = u/d$ je dána poměrem vzdálenosti u mezi průřezem s nulovým a maximálním redistribuovaným momentem k účinné výšce průřezu d . Zjednodušeně lze uvažovat:

$$\lambda = \frac{M_{sd}}{V_{sd} \cdot d}$$

Pro případy, kdy $\lambda \neq 3$, se hodnoty $\Theta_{pl,d}$ násobí součinitelem $k_\lambda = \sqrt{\lambda/3}$.

Zásady pro **nelineární analýzu** obsažené v EN [4] jsou prakticky shodné s ENV [1], kde jsou uvedeny v Dodatku 2.

Literatura

- [8] Zavádění EN 1992: „Navrhování betonových konstrukcí“ do praxe – úvodní část; Beton TKS, ročník 3, č. 1/2003, str. 46-51
- [9] Teplý B., Keršner Z., Černý R.: K navrhování železobetonových konstrukcí s ohledem na životnost; Beton TKS, ročník 2, č. 6/2002, str. 41-45
- [10] Holický M., Marková J.: Eurokód EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí. Beton TKS, ročník 2, č. 5/2002, str. 51-53
- [11] Practical design of structural concrete, fib Recommendations 1999, London
- [12] Structural concrete. Textbook on behaviour, design and performance. fib, bulletin 2, Volume 1, 2, 3. Lausanne 1999

Nelineární metody lze užít pro vyšetřování mezních stavů únosnosti i mezních stavů použitelnosti za předpokladu zajištění rovnováhy a kompatibility při nelineárním chování materiálů. Předpoklady nelineární závislosti účinku zatížení a křivosti železobetonových event. předpjatých průřezů mohou být zjednodušeně uvažovány např. trilineární závislostí.

Tento příspěvek byl vypracován za podpory VZ MSM 21000000 a projektu GAČR 103/03/0838.

Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.
tel.: 224 354 633

e-mail: proch@beton.fsv.cvut.cz

Ing. Alena Kohoutková, CSc.

tel.: 224 353 740

e-mail: akohout@fsv.cvut.cz

Ing. Jitka Filipová, CSc.

tel.: 224 354 636

e-mail: jitka.filipova@fsv.cvut.cz

všichni: ČVUT, FSV

Katedra betonových konstrukcí a mostů

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

fax: 233 335 797

DANUBE HOUSE ZÍSKAL NA VELETRHU MIPIM PRESTIŽNÍ CENU

Kancelářská budova Danube House (viz. BETON TKS 6/2002), první budova z projektu River City Prague, byla 6. března na veletrhu MIPIM ve francouzském Cannes oceněna jako nejlepší projekt pro



budovnost v kategorii kancelářských budov. Do soutěže pořádané renomovaným odborným časopisem The Architectural Review bylo přihlášeno 130 projektů. Celkově, bez ohledu na kategorii, projekt investorské společnosti Europolis Invest skončil na třetím místě.

z tiskové zprávy, zkráceno