

# NAVRHOVÁNÍ STĚNOVÝCH NOSNÍKŮ S POUŽITÍM MODELŮ NÁHRADNÍ PŘÍHRADOVINY ■ DESIGN OF DEEP BEAMS USING STRUT-AND-TIE MODELS

Jiří Šmejkal, Jaroslav Procházka

Článek uvádí modely náhradní příhradoviny pro analýzu stěnových nosníků s návrhem příslušné výztuže podle ČSN EN 1992-1-1 a DIN 1045-1. Jsou uvedeny modely náhradní příhradoviny pro prostě uložené a spojitě stěnové nosníky a stěnové nosníky s prostupy. Na základě nelineárních analýz, praktických zkušeností a závěrů experimentů jsou pak uvedena doporučení pro návrh těchto poruchových oblastí. ■ The article introduces strut-and-tie models for analysis of regions of deep beams with design of their reinforcement according to ČSN EN 1992-1-1 and DIN 1045-1. There are described the strut-and-tie models for simply and continuously supported deep beams and for deep beams with openings. Based on the non-linear analyses, experience and measurements, the recommendations for design of deep beams are given.

## STĚNOVÉ NOSNÍKY

Stěnové nosníky jsou vysoké nosníky, pro něž trojnásobek výšky  $h$  průřezu je větší než rozpětí nosníku ( $3h \geq l$ ). V odborné literatuře se někdy uvádí hranice mezi nosníkem a stěnovým nosníkem od poměru 2 (2 pro prostě stěnové nosníky a 2,5 pro spojitě stěnové nosníky) pro zatížení osamělými břemeny až po 5 ( $5h \geq l$ ) pro zatížení rovno-

měrným spojitým zatížením. U stěnových nosníků neplatí Bernouliova hypotéza o zachování rovinnosti průřezu po deformaci, která je základním předpokladem při řešení nosníků jako jednorozměrných prvků. Stěnové nosníky jsou dvourozměrné prvky. Na obr. 1 je schematicky zobrazen rozdíl v průběhu napětí mezi nosníkem ( $l/h \gg 2$ ) a stěnovým nosníkem o různých výškách průřezu. U nosníku dochází k zakřivenému průběhu vodorovných napětí  $\sigma_x$  již při poměru  $h/l = 0,4$  až  $0,5$ .

Stěnové nosníky jsou dnes častými konstrukcemi v pozemních stavbách, kdy nad volnou dispozici např. garážových prostor navazuje stěnový nosný systém vyšších podlaží. Se stěnovými nosníky se setkáme v průmyslových stavbách a v mostních konstrukcích.

## Charakteristické vlastnosti stěnových nosníků

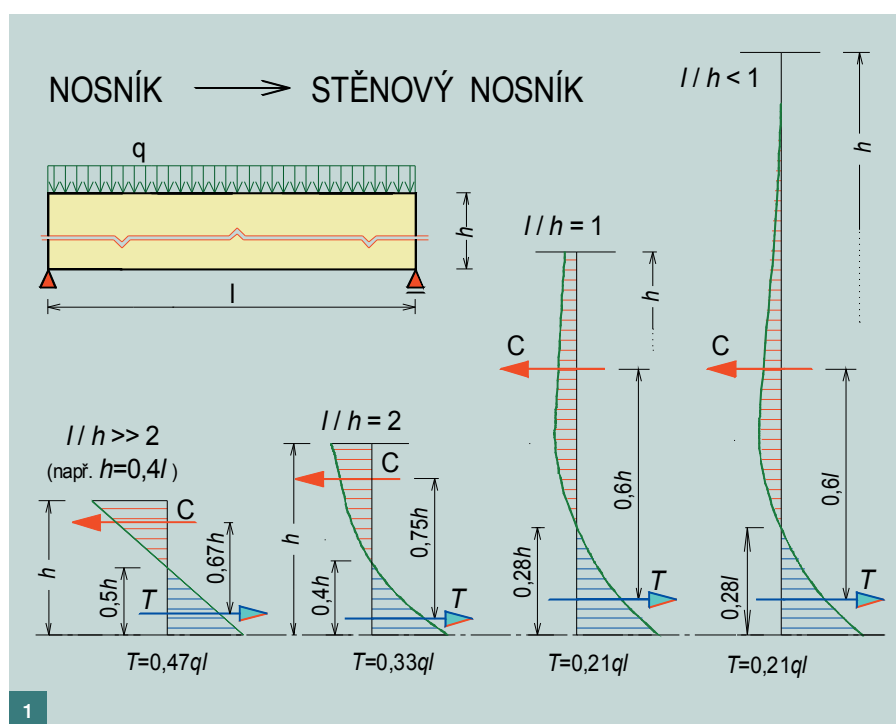
- průběh napětí v tahu je po celé délce rozpětí přibližně stejný, tzn. hodnota tahového napětí ve spodních vláknech průřezu ve středu rozpětí se jen velmi málo liší od hodnoty u podpory,
- maximální hodnota tahového napětí průřezu je značně rozdílná od maximální hodnoty tlakového napětí,

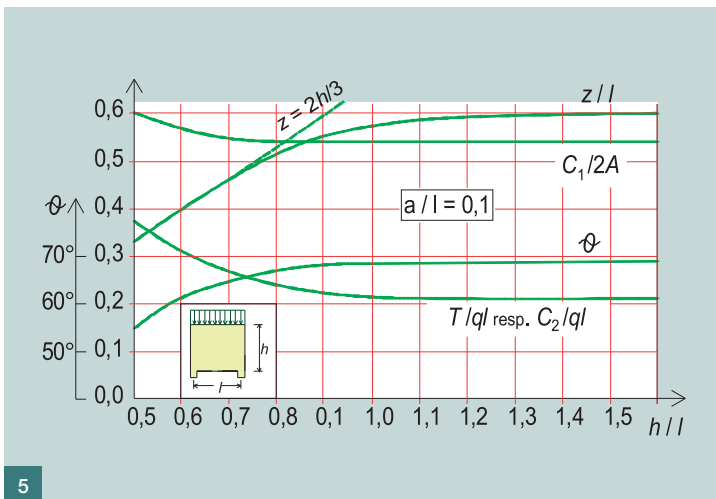
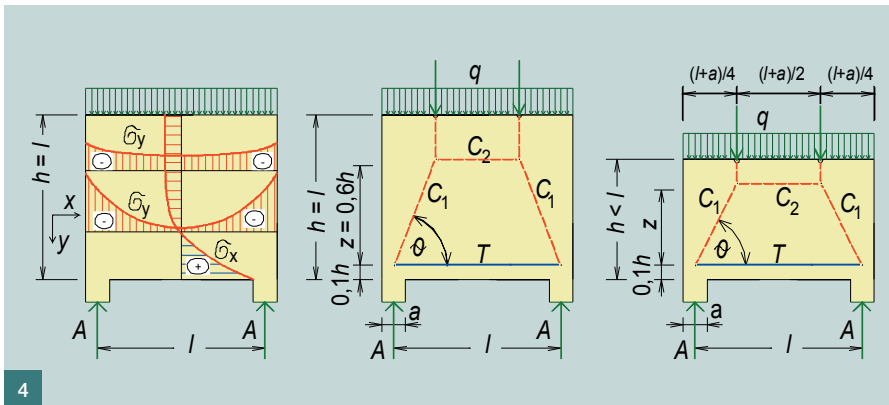
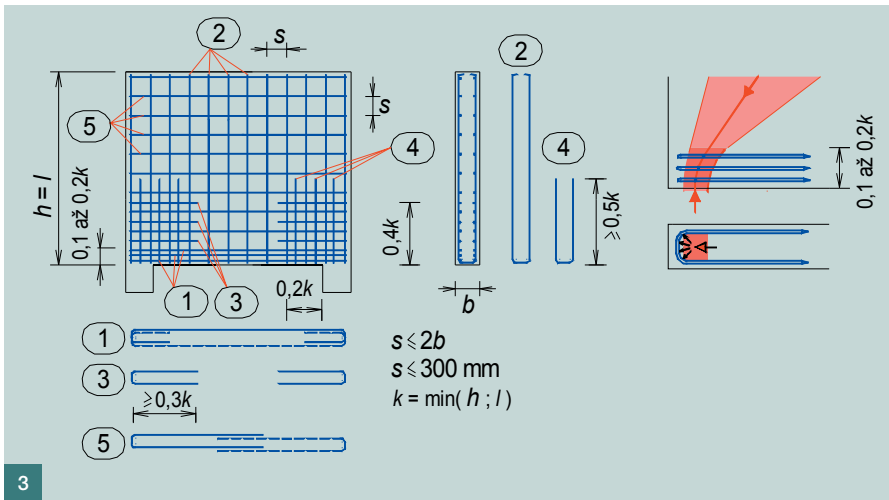
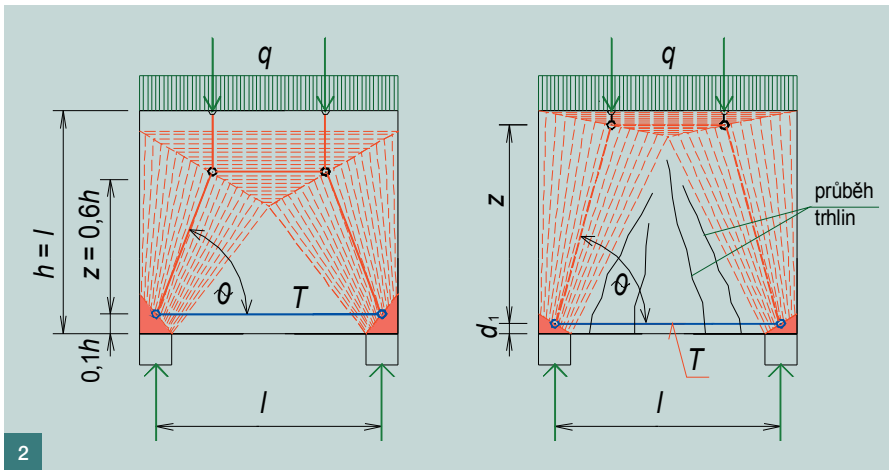
- vzhledem k chování železobetonu je celý stěnový nosník poruchovou D-oblastí,
- u stěnových nosníků nelze zanedbat smykové deformace.

Stěnový nosník je rovinný prvek. Pro jeho řešení máme k dispozici lineární a nelineární metody založené na MKP a metodu náhradní příhradoviny. Podle normy [2] a [3] lze provést výpočet podle plasticity pro stěny bez nutnosti posoudit dostatečnou rotační kapacitu průřezu i pro výztuž s duktilitou A. V ČSN EN 1992-1-1 [1] není k výpočtu stěn podle teorie plasticity uvedeno nic bližšího. Stěnovým nosníkům je věnován např. předpis [7].

Na obr. 2 je znázorněn rozdíl mezi lineárně pružným modelem a nelineárním modelem stěnového nosníku (prostý nosník). Při nelineárním modelu se v důsledku vzniku trhlin posunuje tlačena část k hornímu okraji nosníku a zvětšuje se rameno vnitřních sil  $Z$ . Tím se zmenšuje staticky nutná dolní tahová výztuž. Na druhé straně snižováním množství tahové výztuže roste šířka trhlin. Proto je doporučeno při modelování oblasti vycházet spíše z lineárních modelů. Lineární 2D modely stěnových nosníků slouží obvykle jako podklad pro tvorbu modelů náhradní příhradoviny. Na základě průběhu hlavních napětí lze odvodit optimální model náhradní příhradoviny. U všech modelů musí být vždy splněna stejná podmínka celkové rovnováhy nosníku.

Z modelů náhradní příhradoviny je patrné, že táhlo představující dolní tahovou výztuž je plně využito po **celé délce** mezi styčníky nad podporami. Proto musí být veškerá spodní výztuž stěn vždy **na celé rozpětí a zakotvena nad podporou**. Spodní výztuž stěny umístíme do výšky  $0,1k$  až  $0,2k$  ( $k$  je menší z rozměrů stěny – výšky  $h$  a rozpětí  $l$ ), nikoli tedy jen při spodním líci, což odpovídá průběhu tahových napětí. Redukuje se tímto také šířka trhlin. Principy vyztužení prostě uloženého stěnového nosníku jsou na obr. 3. U podpor se přidává svislá a vodorovná výztuž (položky 3 a 4 na obr. 3) s ohledem na rozptyl sil (příčné tahy) v tlacených prutech směřujících k podporám. U stěnových nosníků je





nutné vždy překontrolovat také podmínky maximálního napětí ve styčné spáře s podporující konstrukcí.

U stěnových nosníků s konstantní tloušťkou stěny a bez velkých otvorů není nutné posuzovat napětí v tlačných betonových vzpěrách, protože pro návrh jsou rozhodující styčníky, táhla a zakotvení táhel ve styčnicích.

**Prostý stěnový nosník přímo zatížený**

Přímo zatížený nosník je zatížený při horním líci. Průběh napětí v prostém stěnovém nosníku je na obr. 4. Trajektorie tlakových napětí probíhají strmě k podporám, tahové trajektorie jsou k nim kolmé, nejsou tedy příliš skloněny směrem k podporám jako u běžných nosníků. Proto vznikají především svislé trhliny. Nebezpečí porušení vzniká především u podpor, kde zakotvení výztuže a velký podporový tlak vyvoluje velké místní namáhání (proto je nutné tyto oblasti patřičně vyztužit viz obr. 3). Průběh vodorovných napětí  $\sigma_x$  je v celém rozpětí prakticky stejný. Průběh svislých napětí  $\sigma_y$  se po výšce mění v závislosti na poloze a charakteru zatížení (zatížení na dolním nebo při horním povrchu). Přibližně lze stanovit hlavní tahovou sílu v poli pomocí analogie s nosníkem při redukovaném ramenu vnitřních sil. Tahovou sílu  $T$  v poli lze vyjádřit vztahem

$$T = M_{Ed} / z, \tag{1}$$

kde  $M_{Ed}$  je ohybový moment stanovený na nosníkové analogii,  $z$  rameno vnitřních sil

$$z = 0,3h (3 - h / l) \text{ pro } 0,5 \leq h / l \leq 1 \tag{2}$$

$$a \quad z = 0,6l \text{ pro } h / l > 1, \tag{3}$$

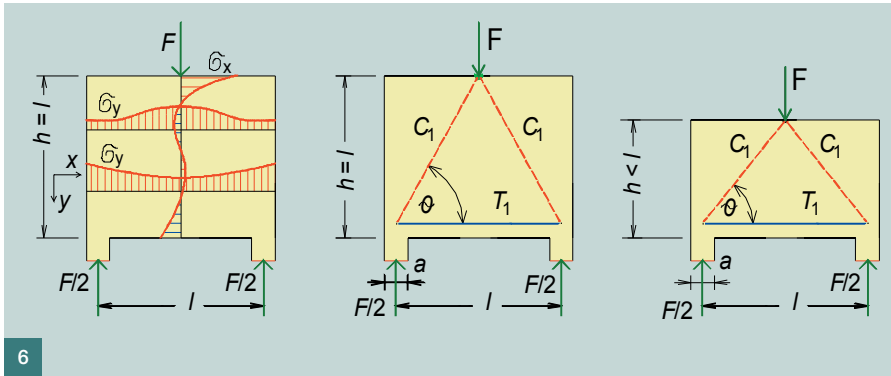
Obr. 1 Rozdíly v průběhu napětí mezi nosníkem a stěnovým nosníkem ■ Fig. 1 Differences in stress between beam and deep beam

Obr. 2 Lineárně pružný a nelineární model stěnového nosníku ■ Fig. 2 Linear elastic and nonlinear model of deep beam

Obr. 3 Princip vyztužení stěnového nosníku ■ Fig. 3 Principal reinforcement of deep beam

Obr. 4 Průběh napětí, model náhradní příhradoviny pro stěnový nosník  $h = l$  a  $h < l$  ■ Fig. 4 Distribution of stress, S&T model for deep beam with  $h = l$  and  $h < l$

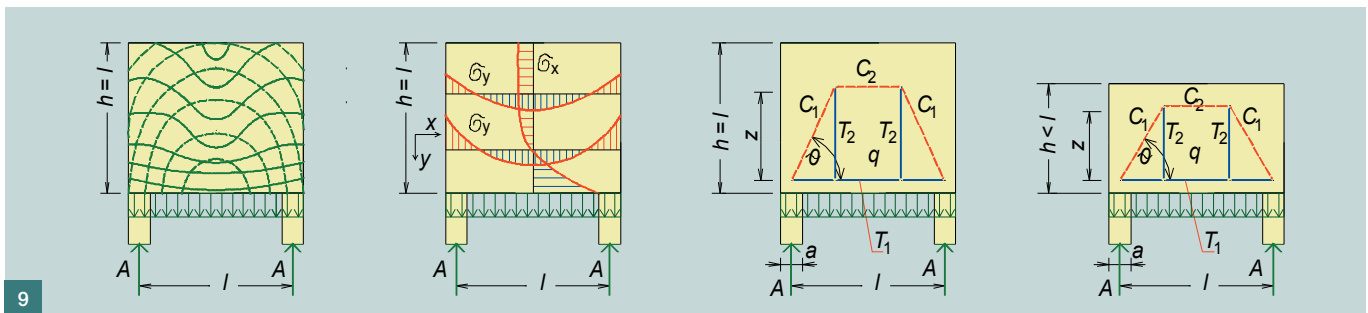
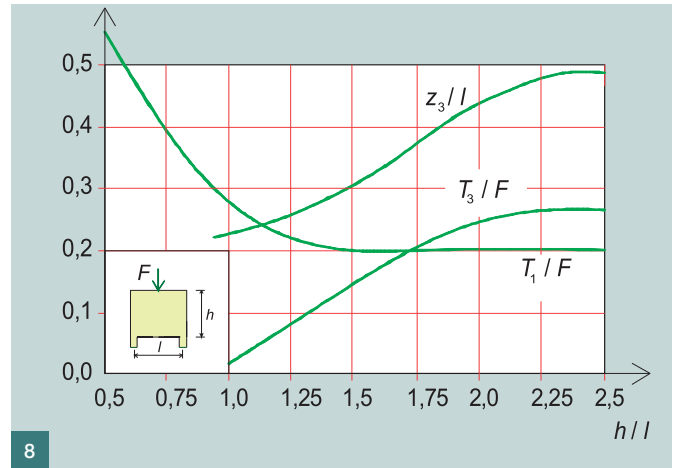
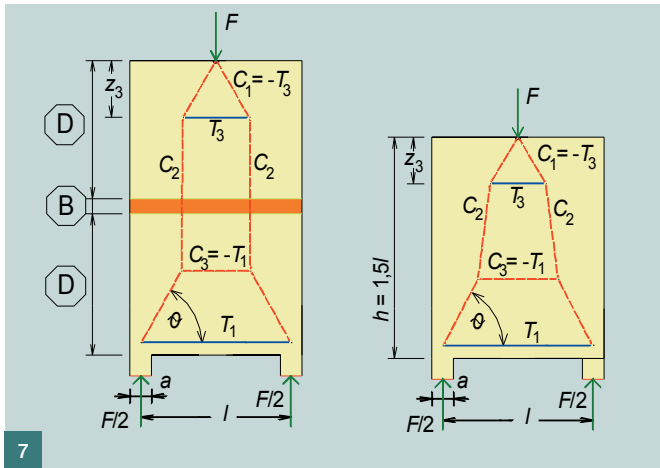
Obr. 5 Závislost velikosti vnitřních sil, rameno vnitřních sil a sklonu tlačené diagonály na poměru výšky stěnového nosníku na rozpětí (podle [5]) ■ Fig. 5 Relationship between inner forces, lever arm and strut inclination on the ratio between height and span of deep beam (according to [5])



Obr. 6 Stěnový nosník zatížený osamělým břemenem ■ Fig. 6 Deep beam with concentrated force

Obr. 7 Vysoký stěnový nosník zatížený osamělým břemenem ■ Fig. 7 High deep beam with concentrated load

Obr. 8 Závislost velikosti vnitřních sil, ramene vnitřních sil a sklonu tlačené diagonály na poměru výšky stěnového nosníku na rozpětí pro stěnový nosník zatížený osamělým břemenem (podle [5]) ■ Fig. 8 Relationship between inner forces, lever arm and strut inclination on the ratio between height and span of deep beam for deep beam with concentrated load (according to [5])



kde  $l$  je rozpětí stěnového nosníku a  $h$  celková výška průřezu stěnového nosníku.

Uvedené hodnoty odpovídají lineárnímu modelu podle obr. 2 a 4. Na obr. 5 je zobrazena velikost vnitřních sil v táhlech a vzpěrách v závislosti na poměru výšky průřezu  $h$  k rozpětí  $l$ . Při poměru  $h/l \geq 1$  lze uvažovat rameno vnitřních sil  $z = 0,6l$  a sklon tlačných diagonál  $\theta = 68,5^\circ$ . V horním tlačném pasu je napětí v betonu v tlaku rovno  $0,35q/b$  (při výšce tlačené oblasti  $0,6l$ ), přitom při horním líci je v úrovni zatížení svislé tlakové napětí  $q/b$ . Napětí v betonové vzpěře  $C_2$  není tedy pro návrh rozhodující. Pro návrh oblasti je rozhodující síla v táhle  $T$  při spodním líci včetně jejího zakotvení ve styčnicích nad podporou a řešení styčnicků.

### Prostý stěnový nosník nepřímo osamělým břemenem

Průběh napětí ve stěnovém nosníku

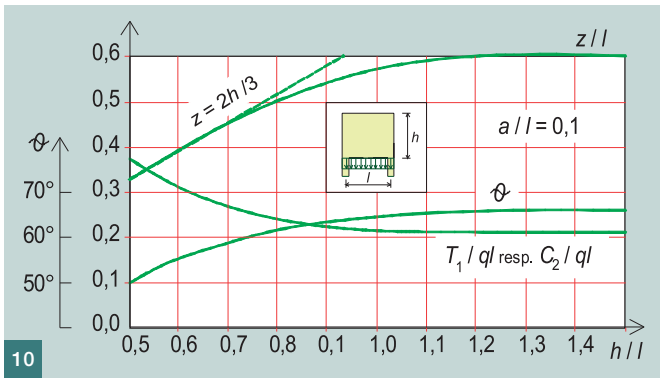
zatíženém osamělým břemenem je na obr. 6. Průběh vodorovných napětí  $\sigma_x$  se po délce rozpětí mění především v horních vláknech. Pro stěnový nosník jsou modely náhradní příhradoviny na obr. 6 a 7. Pro velmi vysoké nosníky lze v části výšky průřezu uvažovat oblast B – viz obr. 7 (podle Saint Venanta) vy hypotézy je délka poruchové oblasti rovna výšce průřezu). Závislost velikosti vnitřních sil na zatěžovací síle a poměru výšky průřezu k rozpětím je na obr. 8. Tahová síla  $T_1$  při spodních vláknech průřezu je pro nosníky s poměrem  $h/l \geq 1,5$  rovna  $0,2F$ .

### Prostý stěnový nosník nepřímo zatížený

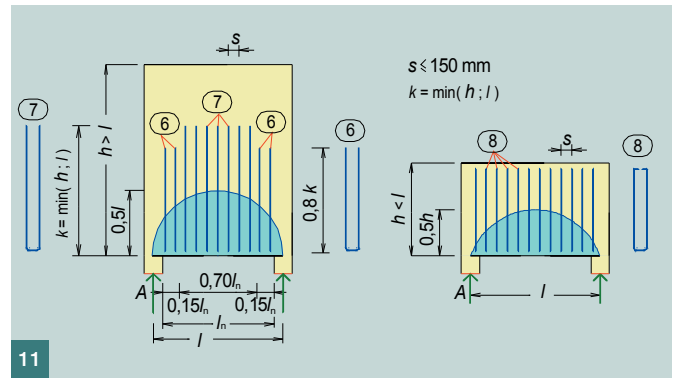
Při zatížení působícím u dolního okraje vytvářejí tlakové trajektorie klenbu opřenou v podporách (obr. 9), přičemž zatížení je do určité míry zavěšeno na této klenbě. Tahové trajektorie

při spodním povrchu jsou skoro vodorovné, vytvářejí táhlo klenby. U nepřímo zatíženého stěnového nosníku je nutné vynést zatížení táhly  $T_2$  do styčnicku tlačných vzpěr  $C_1$  a  $C_2$  (obr. 9). U nepřímo zatíženého stěnového nosníku se mění, na rozdíl od přímo zatíženého nosníku, především průběh svislých napětí  $\sigma_y$ .

Pro výpočet vnitřních sil v táhlech modelu náhradní příhradoviny lze použít stejných vztahů, (1) až (3), jako u přímo zatíženého stěnového nosníku. Sílu v táhle  $T_2$  stanovíme ze zatížení působícího při spodním líci nosníku. Na obr. 10 je zobrazena závislost velikosti vnitřních sil v táhlech a vzpěrách na poměru výšky průřezu  $h$  k rozpětí  $l$ . Při poměru  $h/l \geq 1$  lze uvažovat rameno vnitřních sil  $z = 0,6l$  a sklon tlačných diagonál  $\theta = 66,5^\circ$ . Sklon tlačných diagonál je tedy mírně ovlivněn polohou zatížení stěnového nosníku. Výztuž vy-

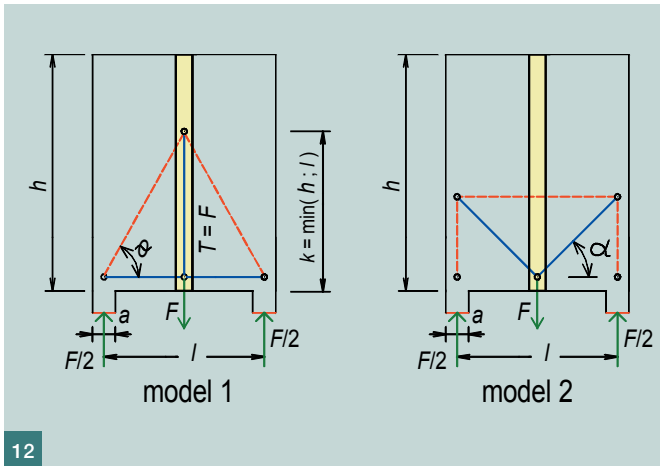


10



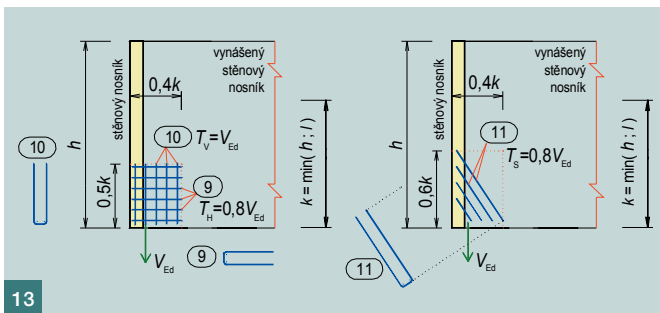
11

Obr. 9 Průběh trajektorií hlavních napětí  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ , průběh napětí  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ , model náhradní příhradoviny pro nepřímo zatížený stěnový nosník  $h = l$  a  $h < l$  ■ Fig. 9 Distribution of main stress  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  distribution of stress  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ , S&T model for indirect loaded deep beam with  $h = l$  and  $h < l$



12

Obr. 10 Závislost velikosti vnitřních sil, rameno vnitřních sil a sklonu tlačené diagonály na poměru výšky stěnového nosníku na rozpětí pro nepřímo zatížený stěnový nosník (podle [5]) ■ Fig. 10 Relationship between inner forces, lever arm and strut inclination on the ratio between height and span of deep beam for indirect loaded deep beam (according to [5])



13

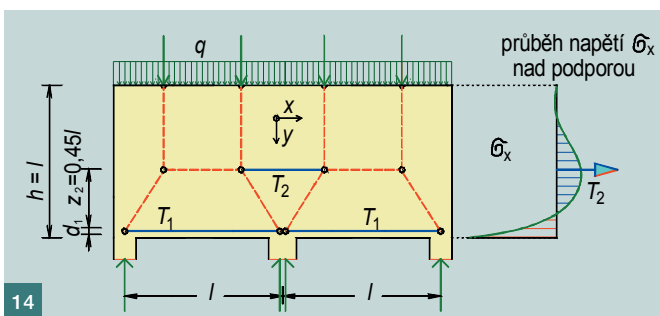
Obr. 11 Minimální zatěžovací plocha pro svislou výztuž u nepřímo zatížených stěnových nosníků a principy vyztužení vyplývajícího z nepřímého zatížení ■ Fig. 11 Minimal loading area for vertical links for indirect loaded deep beams and principle of reinforcement from indirect uniformly load

Obr. 12 Modely náhradní příhradoviny pro stěnový nosník vynášející nosnou stěnu, model 1 se svislým táhlem pro nižší zatížení a model 2 se šikmým táhlem ■ Fig. 12 S&T Model for deep beam loaded with supporting wall, model 1 with vertical ties for low load and model 2 with inclined ties

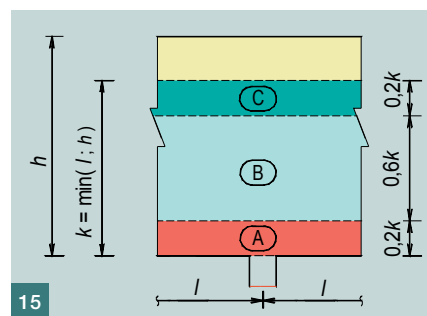
Obr. 13 Doplnující výztuž pro vynášený stěnový nosník ■ Fig. 13 Additional reinforcement for loading deep beam

Obr. 14 Model náhradní příhradoviny pro spojitý stěnový nosník o dvou polích ■ Fig. 14 S&T model for continuous deep beam with two spans

Obr. 15 Pruhy B a C pro umístění výztuže stěnového nosníku nad vnitřní podporou ■ Fig. 15 Bands B and C for reinforcement of deep beam over inner support



14



15

nášejší zatížení při spodním lici musí tvořit třmínky obepínající hlavní výztuž. Třmínky se navrhují na sílu odpovídající celkovému zatížení při spodním lici ( $T_2 = 0,5ql$ )

Pokud se uvažuje pouze zatížení vlastní tíhou stěnového nosníku, potom je nutné vždy navrhnout táhlo  $T_2$  na vlastní tíhu odpovídající minimálně modře vybarvené ploše podle obr. 11. U vysokých stěnových nosníků plocha odpovídá půlkruhu s poloměrem  $0,5l$

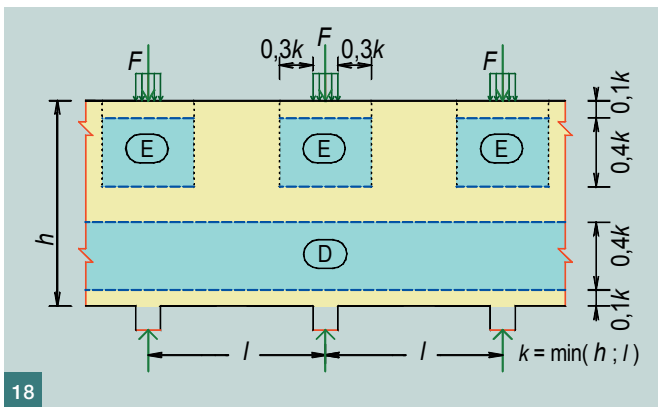
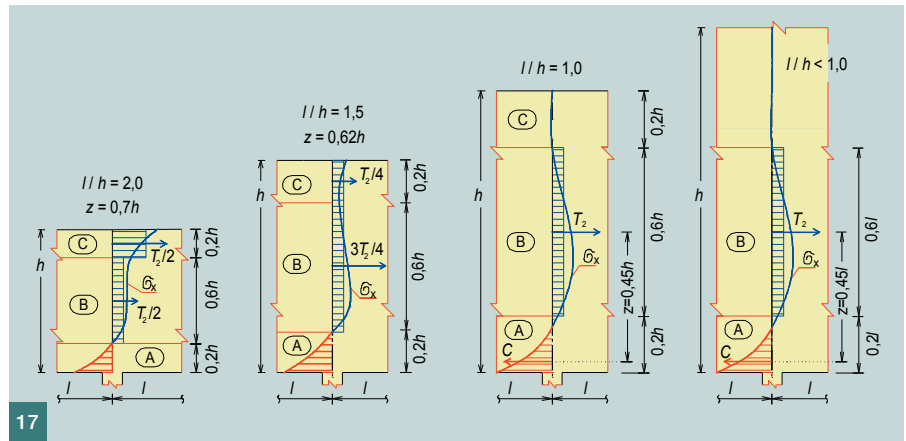
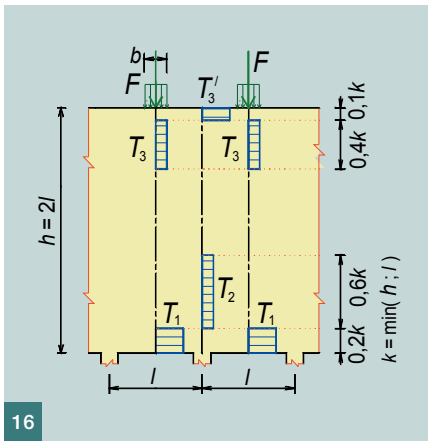
a u nižších nosníků parabolické ploše s vrcholem v  $0,5h$ .

**Prostý stěnový nosník nepřímo zatížený osamělým břemenem**

Pokud stěnový nosník vynáší druhý stěnový nosník, uvažuje se působení reakce z vynášeného stěnového nosníku při spodním lici hlavního stěnového nosníku (obr. 12).

Nepřímé zatížení silou můžeme vynechat svislými třmínky (obepínajícími

hlavní výztuž – model 1) v maximálním počtu šesti kusů. Pro větší zatížení je nutné doplnit šikmou výztuž. Přitom model 2 náhradní příhradoviny může vynášet jen 50 % celkového zatížení (nemůže být použit pro přenos celého zatížení – kinematický model obdobně jako u ozubů nosníků). U šikmé výztuže je nutné dodržet maximální poloměr zakřivení prutu podle kap. 8.3 ČSN EN 1992-1-1[1]. U zavěšeného nosníku je nutné doplnit ortogonál-



Obr. 16 Rozdělení hlavní tahové výztuže nad vnitřní podporou spojitýho stěnového nosníku s poměrem výšky a rozpětí  $h/l = 2$  ■ Fig. 17 Distribution of main tension reinforcement over inner support of continuous deep beam with ratio height and span  $h/l = 2$

Obr. 17 Průběh normálových napětí nad podporou spojitýho stěnového nosníku ■ Fig. 16 Distribution of normal stress over inner support of continuously supported deep beam

Obr. 18 Spojitý stěnový nosník zatížený nad podporami – umístění výztuže vzdorující příčným tahům ■ Fig. 18 Deep beam with loads over supports – distribution of the reinforcement for transverse tension forces

ní výztuž podle obr. 13. Šikmá výztuž je nutná především pro větší reakce. Při návrhu výztuže dolního konce zavěšené stěny je nutné vycházet především z modelu náhradní příhradoviny zavěšené stěny.

### Spojité stěnové nosník

U spojitých stěnových nosníků jsou výsledné vnitřní síly závislé na způsobu uložení nosníku – na reakcích. Pokud není k dispozici lineární pružný 2D výpočet stěny, lze pro stanovení reakcí použít prutovou analogii spojitýho nosníku. Pokud je nosník vysoký (platí  $h/l > 1$ ), je však nutné redukovat jeho výšku na hodnotu  $h = l$ .

Pro spojitý stěnový nosník lze stanovit hlavní tahové síly v poli  $T_1$  a nad podporou  $T_2$  pomocí analogie se spojitým nosníkem při redukovaném ramenní vnitřních sil.

$$T_1 = M_{Ed1} / z_1 \text{ a } T_2 = M_{Ed2} / z_2, \quad (4)$$

kde  $M_{Ed1}$  ( $M_{Ed2}$ ) je ohybový moment v poli (nad podporou) stanovený na nosníkové analogii,  $z_1$  a  $z_2$  jsou ramenní vnitřních sil

- pro krajní pole nebo pro spojitý nosník o dvou polích

$$z_1 = z_2 = 0,5h (1,9 - h/l) \text{ pro } 0,4 \leq h/l \leq 1, \quad (5)$$

$$a \ z_1 = z_2 = 0,45l \text{ pro } h/l > 1 \quad (6)$$

- pro vnitřní pole spojitýho nosníku o více polích

$$z_1 = z_2 = 0,5h (1,8 - h/l) \text{ pro } 0,3 \leq h/l \leq 1, \quad (7)$$

$$a \ z_1 = z_2 = 0,4l \text{ pro } h/l > 1, \quad (8)$$

$l$  je rozpětí příslušného pole stěnového nosníku a  $h$  celková výška průřezu stěnového nosníku.

Uvedené hodnoty odpovídají zjednodušenému lineárnímu modelu podle obr. 14. Na obr. 17 jsou zobrazeny průběhy vodorovných normálových napětí  $\sigma_x$  v závislosti na poměru výšky nosníku k rozpětí. Z obr. 17 je zřejmá poloha tažených vláken nad vnitřní podporou pro různé vysoké stěnové nosníky. Pro nosníky s poměrem  $l/h < 1$  není tažená oblast nad podporou v horních vláknech průřezu, ale v části  $0,2l \div 0,8l$  výšky průřezu. Pro zjednodušení se výztuž spojitých stěnových nosníků nad vnitřní podporou (při  $0,5 \leq l/h \leq 1$ ) rozděluje do dvou pruhů B a C (obr. 15) podle [9]. Pruh B je vysoký  $0,6k$  a pruh C  $0,2k$  (hodnota  $k$  je menší z rozměrů výšky a rozpětí jednoho pole spojitýho stěnového nosníku).

Výztuž se do pruhů rozdělí následovně:

- do pruhu B:  $A_2^B = \frac{1}{2} (3 - \frac{l}{h}) A_2, \quad (9)$

- do pruhu C:  $A_2^C = \frac{1}{2} (\frac{l}{h} - 1) A_2. \quad (10)$

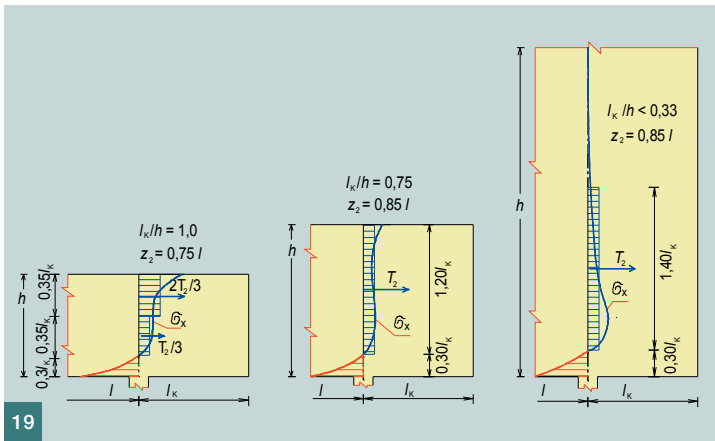
Pro stěnové nosníky s výškou větší než rozpětí ( $l/h \leq 1$ ) se výztuž umísťuje jen do pruhu B o výšce  $0,6k$ .

Polovina výztuže nad podporou musí proběhnout přilehlými poli, druhou polovinu výztuže lze ukončit ve vzdálenosti  $0,4k$  od líce podpory.

Na obr. 16 je schéma rozdělení hlavní tahové výztuže nad vnitřní podporou spojitýho stěnového nosníku s poměrem výšky a rozpětí  $l/h = 2$ . Jedná se o stěnový nosník zatížený osamělými silami, proto je nutné v horní části průřezu v poli doplnit výztuž táhla  $T_3$  a nad podporou táhla  $T_3'$ . Hodnoty tahových sil  $T_3$  lze stanovit podle obr. 7 nebo zjednodušeně uvažovat hodnotou  $T_3 = 0,25F$  a  $T_3' = 0,10F$ . Přesné řešení je v ČSN EN 1992-1-1[1].

Pokud je spojitý stěnový nosník zatížen břemeny  $F$  nad podporami, je nutné navrhnout pod působivostí břemen výztuž vzdorující příčným tahům. Výztuž se navrhuje na sílu  $0,25F$  (obr. 18). Do plochy výztuže lze započítat hlavní výztuž, pokud není nad podporou sty-

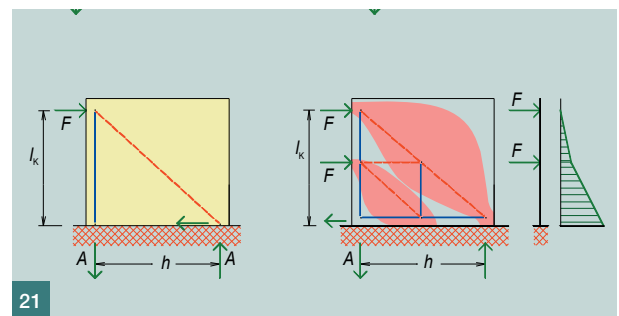
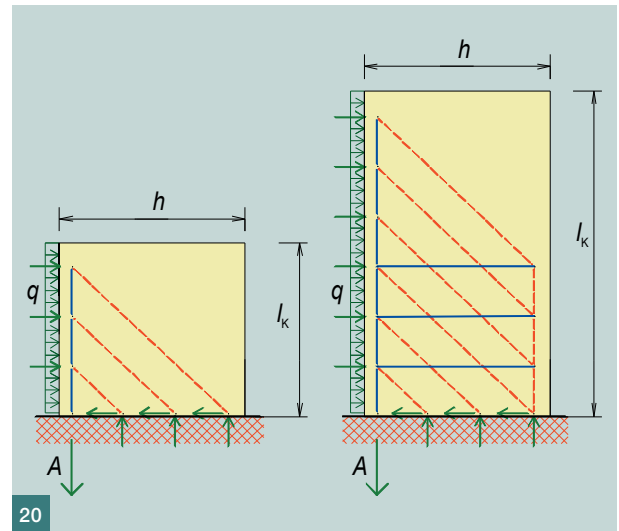




Obr. 19 Průběh normálových napětí nad podporou stěnového nosníku – konzoly ■ Fig. 19 Distribution of normal stress over support of deep beam – cantilever

Obr. 20 Model náhradní příhradoviny pro rovnoměrně vodorovně zatíženou smykovou stěnu ■ Fig. 20 S&T model for shear wall with continuous horizontal loads

Obr. 21 Model náhradní příhradoviny pro vodorovně zatíženou smykovou stěnu ■ Fig. 21 S&T model for shear wall with concentrated horizontal load



kována. Výztuž se umístí do dvou pruhů E a D dle obr. 18.

Spojité stěnové nosníky je nutné vyztužit také s ohledem na šířku trhlin vznikajících při smršťování nebo jiných objemových změnách. Z těchto důvodů musí být příslušně vyztužen i tlačný okraj spojitěho stěnového nosníku. Veškeré objemové změny jsou velmi důležitým zatěžovacím stavem při návrhu spojitých stěnových nosníků.

### Stěnový nosník s konzolou

Průběh napětí v překonzolovaném stěnovém nosníku je na obr. 19. Průběh vodorovných napětí  $\sigma_x$  nad podporou je obdobný jako u vnitřních podpor spojitěho stěnového nosníku obr. 17. Přibližně lze stanovit hlavní tahovou sílu ve vetknutí pomocí analogie s nosníkem při redukovaném ramenu vnitřních sil. Tahovou sílu  $T_2$  ve vetknutí stanovíme

$$T_2 = M_{Ed} / z_2, \quad (11)$$

kde  $M_{Ed}$  je ohybový moment stanovený na nosníkové analogii,  $z_2$  rameno vnitřních sil

$$z_2 = 0,65l_k + 0,1h \quad \text{pro } 1 \leq h / l_k \leq 2 \quad (12)$$

$$a \quad z_2 = 0,85l_k \quad \text{pro } h / l_k > 2, \quad (13)$$

kde  $l_k$  je vyložení konzolového nosníku a  $h$  celková výška průřezu stěnového nosníku.

Pro konzolové nosníky s poměrem  $l / h < 0,33$  není tažená oblast nad podporou v horních vláknech průřezu, ale v části  $0,3l_k + 1,7l_k$  výšky průřezu.

### Konstrukční výztuž pro stěnové nosníky

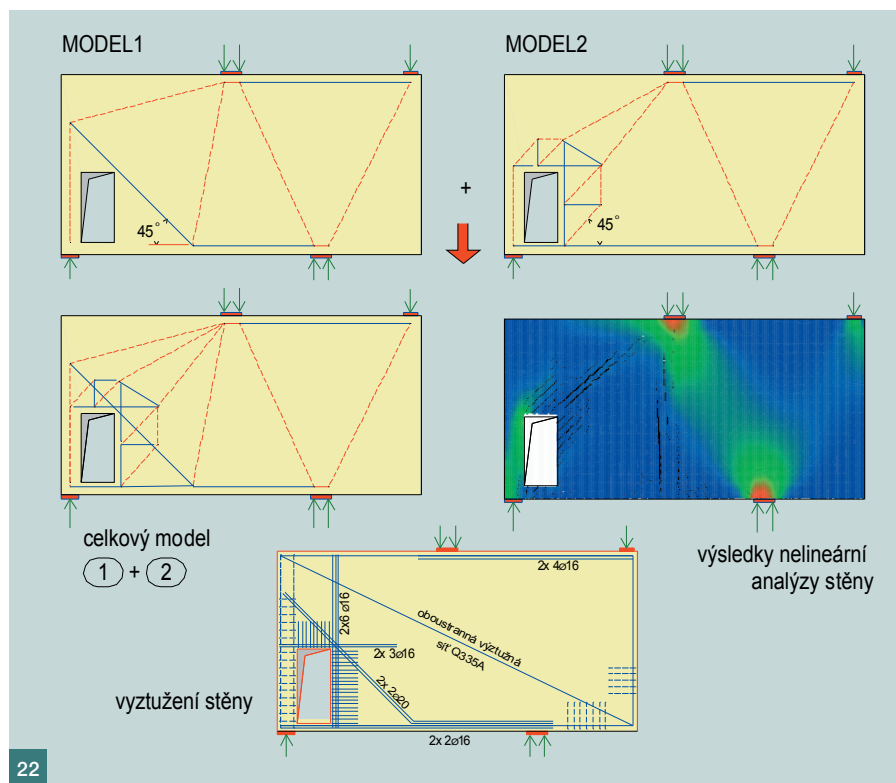
Stěnové nosníky je nutné při každém povrchu opatřit ortogonální výztužnou sítí s minimální průřezovou plochou  $A_{s,gbmin} = 0,001A_c$  nejméně však  $150 \text{ mm}^2/\text{m}$  v každém směru. Osová vzdálenost sousedních výztužných prutů nemá překročit dvojnásobek tloušťky stěnového nosníku, maximálně však  $300 \text{ mm}$ .

Dolní výztuž, představující táhlo v příhradovém modelu stěnového nosníku, musí být řádně zakotvena ve styčnicích nad podporami. Pro zakotvení výztuže lze použít háků (vodorovně položených), příložných smyček nebo kotevních spojek, pokud není ve styčnicích dostatečný prostor pro rovnou kotevní délku  $l_{db}$ . Pro výpočet kotevní délky dolní výztuže nad podporou lze uvažovat s redukovanou tahovou silou  $0,8T_1$ . Veškerá hlavní tahová výztuž v poli musí být dotažena za líc uložení, a to nejen u prostého stěnového nosníku, ale i u spojitěho stěnového nosníku. Nad

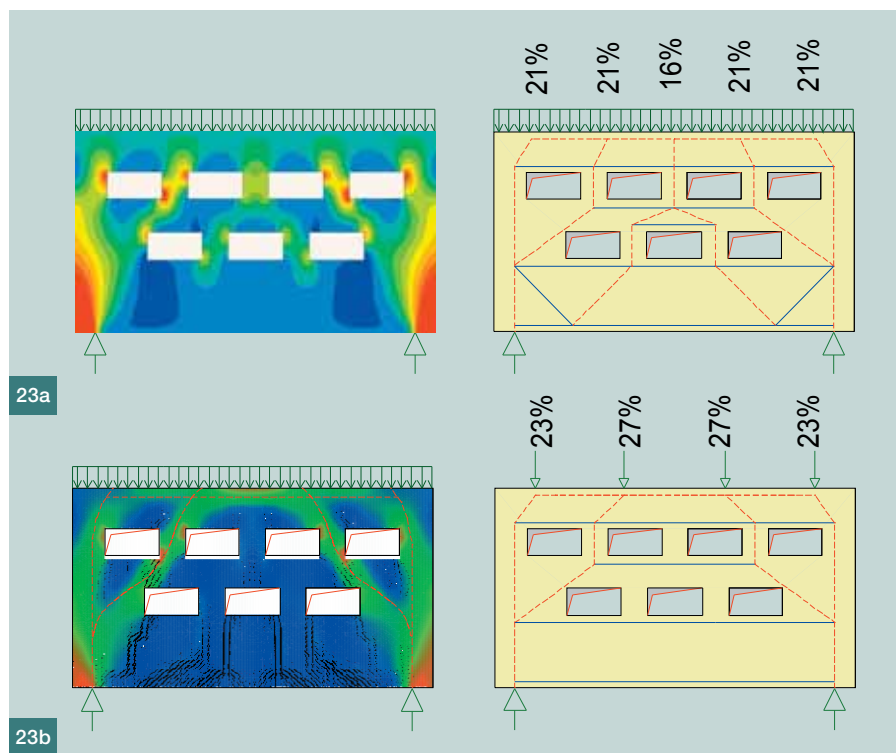
vnitřní podporou při spodním lici spojitých stěnových nosníků je však možné umístit pouze rovné pruty s příslušným stykováním přesahem obvykle ve druhé vrstvě výztuže. V krajních podporách se doporučuje posílit zakotvení hlavní tahové výztuže vodorovnými smyčkami. Hlavní tahovou výztuž pole je nutné rovnoměrně rozdělit po výšce  $v = 0,25h - 0,05l \leq 0,2l$  podle [9] nebo  $0,1k$  až  $0,2k$ . Tahová výztuž se neumísťuje jen při spodním lici proto, aby se redukovala šířka trhlin. U stěnových nosníků zatížených při spodním okraji se musí navrhnout svislá tahová výztuž pro vynášení nepřímého zatížení stěny (včetně vlastní tíhy stěny) podle obr. 11, výztuž musí být dostatečně zakotvena v tlacném pasu při horním lici stěny.

U stěnových nosníků je nutné vždy překontrolovat mezní stav použitelnosti – obvykle šířku trhlin a případně doplnit výztuž pro omezení šířky trhlin.

Stěnové nosníky jsou uvažovány celé jako poruchové oblasti. Ve všech tlacných betonových vzpěrách vznikají příčné tahy. Na ně je nutné navrhnout konstrukční výztuž. Vzhledem k tomu, že betonové vzpěry bývají šikmé, je nutné výztuž příčných tahů rozdělit do vodorovného a svislého směru. Příčné tahy v betonových vzpěrách lze v konstrukcích pozemních staveb uvažovat



22



hodnotou 0,22 až 0,25 % tlakové síly podle [6]. Příčné tahy působí především ve čtvrtinách délky vzpěry, výztuž lze však rovnoměrně rozdělit po celé délce vzpěry. Příčné tahy však působí i ve směru kolmém na střednicovou rovinu stěnového nosníku. Proto je nutné doplnit i příčnou výztuž, např. ve formě spon. Pokud se takto využijí spony, nejedná se o konstrukční výztuž pro zajištění polohy výztuže, ale o nosnou výztuž, u které záleží na přesné polo-

ze a množství (nutno uvést ve výkresové dokumentaci).

### Smykové stěny

Pro zajištění prostorové stability objektů se využívají smykové stěny. Jedná se o stěnové nosníky obvykle vetknuté do základových konstrukcí, které procházejí celým objektem. Smykové stěny lze také modelovat pomocí náhradní příhradoviny. Modely pro rovnoměrné vodorovné zatížení jsou na obr. 20

### Literatura

- [1] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ČNI 2006
- [2] DIN 1045-1(08/2008) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. DIN Deutsches Institut für Normung s. V. Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [3] DAFStb Heft 525 Beuth Verlag GmbH, Berlin. Září 2003
- [4] Šmejkal J., Procházka J.: Navrhování s použitím modelů náhradní příhradoviny. Beton TKS 6/2009
- [5] Schlaich J., Schäfer K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. BetonKalendar 2001, Ernst & Sohn, A Wiley Company, 2001. ISBN 3-433-01583-X, ISSN 0170-4958
- [6] Šmejkal J., Procházka J.: Discontinuity Regions Design Experiences with Strut-and-Tie Models according to EN 1992-1-1, Design of concrete structure using EN 1992-1-1. Workshop CVUT Praha 2010, ISBN 978-80-01-04581-7
- [7] DAFStb Heft 240 Beuth Verlag GmbH, Berlin. 1991
- [8] Šmejkal J., Procházka J.: Navrhování ozubů nosníků a desek s použitím modelů náhradní příhradoviny. Beton TKS 2/2010
- [9] Procházka J.: Betonové konstrukce. Předpjatý beton. Konstrukce pozemních staveb a inženýrských staveb. Ediční středisko ČVUT Praha, 1990, ISBN 80-01-00240-3

Obr. 22 Příklad tvorby modelu náhradní příhradoviny stěnového nosníku s postupem ■ Fig. 22 Example of the design of the S&T model of the deep beam with opening

Obr. 23 Příklad tvorby modelu náhradní příhradoviny stěnového nosníku s řadou otvorů, a) lineární analýza stěny a odpovídající model oblasti, b) nelineární analýza a odpovídající model oblasti ■ Fig. 23 Example of the design of the S&T model of the deep beam with many openings, a) linear analysis and S&T model, b) nonlinear analysis and S&T model

a pro zatížení osamělými břemeny na obr. 21. Vnitřní síly v táhlech a vzpěrách lze stanovit z okrajových podmínek – z reakcí v uložení smykové stěny. Smyková stěna je obvykle uvažována jako konzola spojitě vetknutá do základů nebo diskretně kloubově uložená. Pokud jsou jednotlivé smykové stěny spojeny do komplikovanějších statických soustav, je nutné nejprve vyřešit celé soustavy (globální analýza objektu) a následně pak podrobná analýza jed-

notlivých smykových stěn (lokální analýza). Smykovou stěnu obdobně jako stěnový nosník uvažujeme celou jako poruchovou D – oblast [4] a [6].

Při výpočtu prostorové stability objektu se vodorovná síla přenáší ve své rovině dostatečně tuhou stropní deskou. Pro návrh přenosu vodorovného zatížení stropní deskou do svislých ztužujících prvků můžeme postupovat jako u stěnových nosníků – rovinných prvků zatížených ve střednicové rovině. **Účinky vodorovného zatížení je nutné zahrnout do návrhu průřezu stropní konstrukce.**

### MODELY NÁHRADNÍ PŘÍHRADOVINY PRO STĚNOVÉ NOSNÍKY S OTVORY

Stěnové nosníky jsou častým nosným prvkem v konstrukcích pozemních staveb. Vzhledem k dispozičním požadavkům bývají však oslabeny otvory pro dveře, okna nebo instalace. Při návrhu výztuže stěnového nosníku nelze vycházet z výše uvedených vztahů a je nutné vytvořit pro každou stěnu zvláštní model příhradové analýzy. Tvorbu modelů nelze jednoduše zobecnit, a tím usnadnit návrh příslušné výztuže stěny. Na obr. 22 a 23 je zobrazen postup při návrhu stěny prolomené otvory. Zároveň je na obrázcích srovnání mezi lineárním a nelineárním výpočtem pomocí MKP.

Na obr. 22 je řešen překonzolovaný stěnový nosník s dveřním otvorem. Návrhový model náhradní příhradoviny je řešen jako kombinace modelu 1 a modelu 2. U obou modelů se využívá podobnost s ozubem na nosníku [8]. Ze srovnání návrhového modelu s ne-

lineárním výpočtem (ATENA 2D) vyplývá, že dominantní vliv na návrh výztuže má model 1. Ve spodní části obr. 22 je návrh výztužení stěnového nosníku.

Na obr. 23 je řešen prostý stěnový nosník s řadou prostupů. V části a) jsou zobrazeny výsledky lineární analýzy oblasti a z ní odvozený model náhradní příhradoviny. V části b) jsou zobrazeny výsledky nelineární analýzy (ATENA 2D) a z ní odvozený model náhradní příhradoviny. Při nelineární analýze došlo k přerozdělení vnitřních sil v betonových vzpěrách mezi otvory. Vlivem porušení dolní části stěny trhlinami se vnitřní tlakové síly přerozdělily do krajních částí stěnového nosníku a střední vzpěra prakticky vymizela. Druhý model b) přináší větší únosnost stěnového nosníku, na druhou stranu zároveň však způsobuje větší trhliny ve spodní části.

Obecné řešení stěnových nosníků s prostupy není možné. Pro návrh modelu náhradní příhradoviny lze vyjít z lineárně pružného 2D řešení oblasti – z průběhu hlavních napětí. V požadovaných průřezích je nutné integrovat příslušná normálová napětí a stanovit tak sílu v odpovídající betonové vzpěře. Tímto způsobem se vytvoří dostatečně vhodný model náhradní příhradoviny pro řešení oblasti. Pro posouzení skutečné mezní únosnosti oblasti je nutné použít nelineární analýzu s již definovanou polohou nosné výztuže. Při nelineární analýze je nutné vždy kontrolovat mezní stav použitelnosti – obvykle šířku trhlin.

### ZÁVĚR

Stěnové nosníky jsou moderní nosné

prvky i v pozemních stavbách. Pro jejich návrh je vhodné použít modely náhradní příhradoviny. Pro stěnové konstrukce s konstantní tloušťkou stěny a bez větších otvorů lze použít zjednodušené vzorce přímo pro návrh jednotlivých prvků modelu náhradní příhradoviny. Pro složitější stěnové nosníky s proměnnou tloušťkou oblasti, se ztužujícími okraji nebo s většími otvory je nutno vytvořit speciální model náhradní příhradoviny za pomoci výsledků lineárně pružného 2D výpočtu metodou konečných prvků. Stěnové nosníky lze řešit i nelineární metodou konečných prvků, u nelineárního řešení je nutné vždy kontrolovat mezní stav použitelnosti. Stěžejním místem návrhu stěnových nosníků je vždy řešení táhel, jejich zakotvení a řešení styčniců. Každý stěnový nosník musí být při obou lících vyztužen minimálně konstrukční výztuží včetně příčných spon.

Tento příspěvek vznikl za podpory grantu GAČR 103/08/1533.

Ing. Jiří Šmejkal, CSc.  
ŠPS statická kancelář

Lísková 10, 312 16 Plzeň  
tel.: 739 613 929, fax: 777 241 470  
e-mail: jiri.smejkal@email.cz



Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.  
Odborná společnost pro vědu,  
výzkum a poradenství ČSSI  
Komornická 15, 160 00 Praha 6  
tel.: 222 938 907, fax: 602 825 789  
e-mail: proch.jar@volny.cz





## Změna na poli statického software

**Železobetonový a předpjatý průřez EC2**

**Ocelové, betonové a spřážené konstrukce**

**Desky, stěny, detaily**

**Předpětí v programu RFEM**

**Expertní zázemí**



**Ing. Šabatka, CSc. a Doc. Ing. Navrátil, CSc. Vás zvou na [www.idea-rs.cz](http://www.idea-rs.cz)**