

**Zásady navrhování – nosnost styku předvyrobeného a na místě provedeného betonu – přesun sil v průřezu spřažené konstrukce – výpočet napětí – spojení staticky určitých dílců v konstrukci staticky neurčitou**

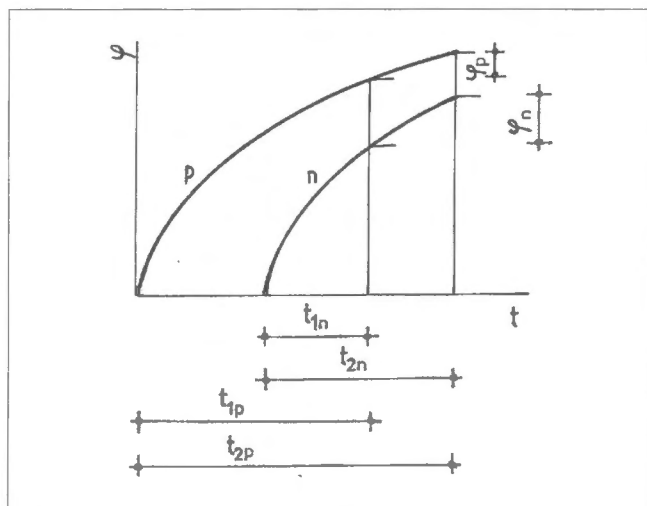
Při navrhování spřažených konstrukcí z předpjatého betonu (dále pouze spřažených konstrukcí) se postupuje obdobně jako při navrhování běžných konstrukcí z předpjatého betonu, avšak respektují se některé zvláštnosti, které vyjadřují spolupůsobení předvyrobené části z předpjatého betonu (dále pouze předpjaté části) a na místě vybetonované části ze železového nebo prostého betonu (dále pouze nepředpjaté části), z nichž spřažená konstrukce sestává. O těchto zvláštnostech se dále pojednává. I když se konstrukce z předpjatého betonu navrhuje u nás podle dvou norem, vychází se v tomto článku z nedávno revidované ČSN 73 6207 [1]. Při navrhování podle jiných norem může být postup navrhování obdobný; samozřejmě však musí být v souladu např. s pojetím metody součinitelů spolehlivosti.

## Předpoklady výpočtu

Ve výpočtu se předpokládá, že předpjatá a nepředpjatá část v průřezu spřažené konstrukce spolupůsobí a že jejich přetvoření je úměrné vzdálenosti od neutrální osy. Při výpočtu napětí betonu a výtuže, meze vzniku trhlin a přetvoření konstrukce se kromě toho předpokládá, že betony obou částí působí jako látky s příslušnými moduly pružnosti nebo přetvárnosti a že beton nepředpjaté části v tahu nepůsobí. Tento předpoklad se dá vystihnout zavedením ideálního průřezu do výpočtu. Při výpočtu meze únosnosti se vychází ze stejných předpokladů jako u běžných konstrukcí z předpjatého betonu. Aby se dosáhlo spolupůsobení obou částí, je ovšem nutné zajistit úpravou styku obou částí jejich společné přetvořování a přenášení napětí působících ve styku.

## Ideální průřez

Předpoklad spolupůsobení předpjaté a nepředpjaté části průřezu spřažené konstrukce se dá vystihnout zavedením *ideálního spřaženého průřezu* do výpočtu. Ideální spřažený průřez sestává z ideálního průřezu předpjaté části a  $m$ -násobku průřezu tlačené



Obr. 1 – Určení součinitelů dotvarování betonu

nepředpjaté části. Při působení krátkodobého namáhání je pracovní součinitel  $m$  dán poměrem příslušných *modulů pružnosti betonu* nepředpjaté části  $E_n$  a předpjaté části  $E_p$ , takto:

$$m = \frac{E_n}{E_p}$$

Působí-li dlouhodobě namáhání, je pracovní součinitel  $m$  dán obdobně poměrem *modulů přetvárnosti* nepředpjaté části  $E_{nd}$  a předpjaté části  $E_{pd}$ , takto:

$$m_d = \frac{E_{nd}}{E_{pd}}$$

Přitom se moduly přetvárnosti obou betonů určují s uvážením součinitelů *dotvarování betonu*  $\phi$  odpovídajících jejich stáří a uložení (obr. 1)

$$E_{nd} = \frac{E_n}{1 + \phi_n}, \quad E_{pd} = \frac{E_p}{1 + \phi_p}$$

Průřezové veličiny tlačeného betonu nepředpjaté části se převádějí *pracovním součinitelem*  $m$  na staticky rovnocenné průřezové veličiny předpjaté části.

Průřezové veličiny ideálního spřaženého průřezu se určí známým postupem. Například jeho plocha  $A_s$  je dána součtem plochy ideálního průřezu předpjaté části  $A_p$  a  $m$ -násobku plochy průřezu tlačené nepředpjaté části  $A_n$ , takto:

$$A_s = A_p + m A_n$$

## Úprava styku

Úprava styku předpjaté a nepředpjaté části má rozhodující význam pro *přenos smykových napětí* mezi oběma částmi. Tento přenos je zajišťován *souhrymým účinkem* řady složek vzdorujících vzájemnému posouvání obou částí ve styku. Obvykle se za tyto složky považují:

(a) srůst obou částí způsobený prorůstáním krystalů hydratačního cementu,

(b) přilnavost obou částí, připisovaná smykové pevnosti jemných částic betonu nepředpjaté části, uložených v nepatrných nerovnostech povrchu předpjaté části, které nebyly vytvořeny záměrně, ale vyplývají z technologického postupu při výrobě předpjaté části,

(c) tření na styku obou částí vyvolané normálovým napětím působícím na styku obou částí a vyvozeným příčnými silami,

(d) mechanické zavázání na styku obou částí, dané tím, že se nepředpjatá část opírá o záměrně vytvořené nerovnosti na povrchu předpjaté části a že beton vzdoruje usmyknutí v obalové ploše předpjaté části.

Jsou-li smyková napětí malá, postačí k zajištění spolupůsobení srůst a přilnavost obou částí. Význam těchto složek při větších smykových napětích se zmenšuje a spolupůsobení obou částí zajišťuje převážně *tření vyvozené betonářskou výtuží procházející stykem* nebo *záměrně vytvořené nerovnosti* (dále pouze nerovnosti).

## Nosnost styku

Nosnost styku se vyjadřuje dovoleným namáháním ve smyku  $\tau$ . Dovolené namáhání  $\tau$  ve styku, kterým neprochází betonářská výtuž a v kterém nejsou nerovnosti, je dáno vztahem

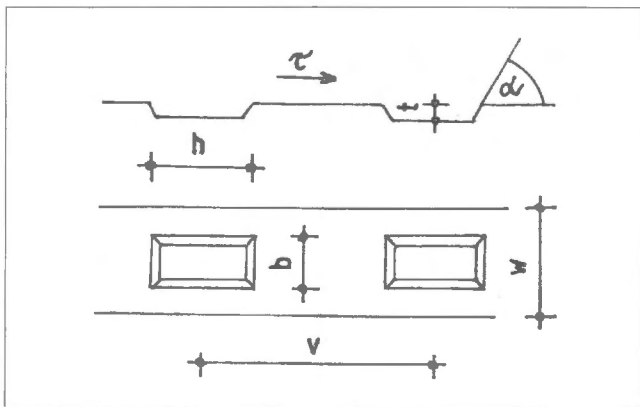
$$\tau = c + \sigma f$$

ve kterém vyjadřuje  $c$  vliv srůstu a přilnavosti obou částí,  $\sigma$  normálové napětí působící ve styku a  $f$  součinitel tření ve styku.

Prochází-li stykem betonářská výztuž na něj kolmá, je výztuž tažena a styk stlačován. Při stupni vyztužení styku  $\mu$  a dovoleném namáhání výztuže  $k_s$  platí

$$\tau = c + (\sigma + \mu k_s) f$$

Nerovnosti se obvykle vytvářejí *zazuběním předpjeté části ve styku*. Zazubění je možné charakterizovat délkou  $h$ , šířkou  $b$  a hloubkou  $t$  (obr. 2).



Obr. 2 – Zazubění styku

Na jednotku délky styku připadá započitatelná poměrná délka  $d = h/v$  a na jednotku šířky styku započitatelná poměrná šířka  $s = b/w$ . Dovolené namáhání se zvětšuje o hodnotu odpovídající usmyknutí betonu v nerovnosti, vyjádřené násobkem dovoleného namáhání v hlavním tahu  $k_{bt}$  (platného pro plně předpjetí a smyk za ohybu) betonu nižší značky (obvykle nepředpjeté části)

$$\tau = c + \sigma f + 0,4 d s k_{bt}$$

$$\tau = c + (\sigma + \mu k_s) f + 0,4 d s k_{bt}$$

Hloubka zazubění  $t$  má být dostatečná, aby v ploše  $bt$  nebylo přestoupeno dovolené namáhání v otláčení  $k_{bo}$  betonu nižší značky, tj.

$$t \geq \frac{h \tau}{k_{bo}}$$

ale nejméně 10 mm. Kromě toho má zazubění vyhovovat těmto požadavkům (obr. 2)

$$\alpha \geq 60^\circ, \quad h \geq 8t, \quad v \geq 2h$$

Dovolená namáhání  $\tau$  se omezují mezním napětím v hlavním tahu betonu nižší značky.

Hodnoty  $c, f$  záleží na úpravě a provedení povrchu předpjeté části ve styku. Z toho hlediska je možné styky rozdělit do tří skupin. Do první skupiny patří *povrch daný ocelovým nebo dřevěným bedněním nebo povrch uhlazovaný*. Druhá skupina zahrnuje povrch, který *nebyl vytvářen bedněním a nebyl uhlazován*, nebo povrch *zdrsněný rozrytím čerstvého betonu ocelovými kartáči*. Do třetí skupiny přísluší povrch betonu, na kterém byly v čerstvém stavu byly *vytvořeny nerovnosti hluboké nejméně 3 mm ocelovými hřebeny* nebo z kterého *vyčnívají zrna hrubého kameniva*, částečně obnažená po vyplavení jemných částic proudem vody z čerstvého betonu, aniž by byla z betonu uvolněna. O srůstu a přilnavosti obou částí nerozhoduje jenom zdrsnění nebo nerovnost předpjeté části, ale i ošetření jejího povrchu na styku. Před vybetonováním nepředpjeté části je nutné odstranit z povrchu nečistoty, zejména z úžlabí nerovností, a navlhčit suchou předpjetou část ve styku, aby neodebírala vodu

Tab. 1 – Hodnoty  $c, f$  určující nosnost styku

Skupina styku	$\frac{c}{k_{bt}}$	$f$
1	0,1	0,5
2	0,2	0,6
3	0,3	0,9

z čerstvého betonu nepředpjeté části. Hodnoty  $c$ , vyjádřené jako násobky  $k_{bt}$ , a  $f$  jsou udány pro uvedené skupiny v tab. 1.

## Silové účinky zatížení a předpětí

Silové účinky zatížení a předpětí, které byly do sprážené konstrukce vneseny až po sprážení, se určují běžným způsobem. Dále se označují  $N_s, M_s, Q_s$ .

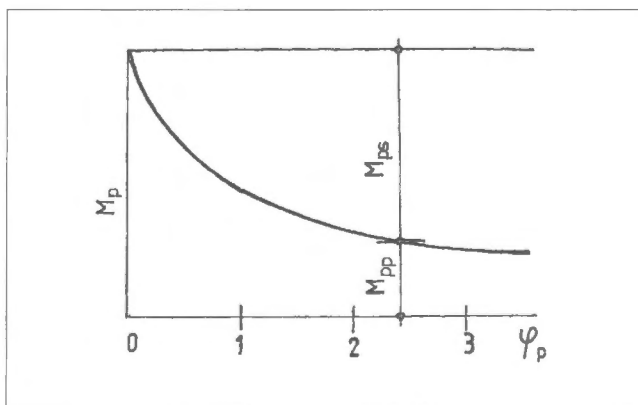
Určení silových účinků zatížení a předpětí, které byly vneseny do předpjeté části *před sprážením*, je složitější. Protože snahy o přesnější vystižení se vymykají možnostem běžného projektování, je vhodné užít zjednodušující přibližné řešení. Problém spočívá ve vlivu dotvarování betonu. To způsobuje, že se předpjetá část při působení dlouhodobého zatížení a předpětí, které na ni působilo ještě před sprážením, snaží přetvářet. Jako dlouhodobé zatížení přitom připadá v úvahu např. tíha předpjeté části a tíha čerstvě vybetonované nepředpjeté části, která v tomto stavu není schopna nosné funkce. Se spolupůsobením nepředpjeté části ve sprážené konstrukci je možné uvažovat až po zatvrdnutí na místě provedeného betonu. Teprve pak je možné považovat sprážení za uskutečněné. Po sprážení brání spolupůsobící nepředpjetá část samostatnému přetváření předpjeté části, protože se silové účinky zatížení a předpětí, dále značené  $N_p, M_p, Q_p$ , částečně přesouvají z předpjeté do nepředpjeté části.

Pro zjednodušení výpočtu se  $N_p, M_p$  mohou určit z napětí  $\sigma_{bd}, \sigma_{bh}$  v krajních vláknech betonu před sprážením a z průřezových veličin betonu předpjeté části takto:

$$N_p = \frac{\sigma_{bh} e_{bd} + \sigma_{bd} e_{bh}}{h} A_b, \quad M_p = \frac{\sigma_{bd} - \sigma_{bh}}{h} I_b$$

Zjednodušující přibližné řešení spočívá v předpokladu, že v předpjeté části působí po sprážení  $1/(1 + \varphi_p)$ -násobek  $N_p, M_p, Q_p$ , které na ni působily před sprážením, a že na celý sprážený průřez působí  $\varphi_p(1 + \varphi_p)$ -násobek silových účinků  $N_p, M_p, Q_p$ . Součinitel dotvarování betonu předpjeté části  $\varphi_p$  se uvažuje od doby sprážení, tj. přibližně od doby vybetonování nepředpjeté části. S rostoucím  $\varphi_p$  se přesouvá do spráženého průřezu větší podíl silových účinků zatížení a předpětí. V předpjeté části tedy zůstává menší podíl těchto účinků, je-li její stáří při sprážení menší. Např. v předpjeté části zůstává (obr. 3)

$$M_{pp} = \frac{1}{1 + \varphi_p} M_p$$



Obr. 3 – Přesouvání  $M_p$  v závislosti na  $\varphi_p$  při sprážení konstrukce

a na sprážený průřez působí

$$M_{ps} = \frac{\Phi_p}{1 + \Phi_p} M_p$$

Silové účinky, které působí na předpjatou část, se dále značí  $N_{pp}$ ,  $M_{pp}$ ,  $Q_{pp}$  a které působí na sprážený průřez  $N_{ps}$ ,  $M_{ps}$ ,  $Q_{ps}$ .

## Výpočet napětí

### Napětí od zatížení a předpětí

Při výpočtu napětí sprážené konstrukce od zatížení vnesených až po sprážení se dá silovým účinkům  $N_s$ ,  $M_s$ ,  $Q_s$  působit na ideální sprážený průřez. Při krátkodobém namáhání se užije pracovní součinitel  $m$ , při dlouhodobém namáhání  $m_d$ . Napětí ve spráženém průřezu se určí běžným způsobem. Např. působí-li na sprážený průřez moment  $M_s$ , vzniká v nepředpjaté části normálové napětí

$$\sigma_{sn} = m M_s \frac{z}{I_s}$$

kte  $z$  je vzdálenost vyšetřovaného místa od těžišťové osy spráženého průřezu,  $I_s$  – moment setrvačnosti spráženého průřezu.

Napětí od zatížení a předpětí, která byla vnesena před sprážením, se určuje tak, že se silovým účinkům  $N_{pp}$ ,  $M_{pp}$ ,  $Q_{pp}$  dá působit na průřez předpjaté části a silovým účinkům  $N_{ps}$ ,  $M_{ps}$ ,  $Q_{ps}$  na sprážený průřez. Protože ale  $N_{ps}$ ,  $M_{ps}$ ,  $Q_{ps}$  nezpůsobí pružné přetvoření betonu předpjaté části, uvažuje se pro něj

$$E_{pd} = \frac{E_p}{\Phi_p}$$

zatímco se beton nepředpjaté části pružně přetvoří, takže mu přísluší  $E_{nd}$ .

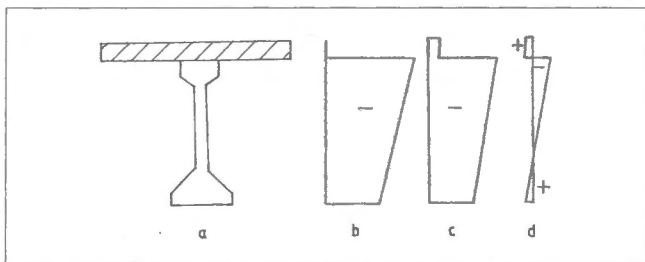
Napětí v hlavním tahu se u předpjaté části vyšetřuje běžným způsobem a u nepředpjaté části způsobem obvyklým při výpočtu železobetonových konstrukcí.

Průběh normálových napětí betonu od předpětí a vlastní tíhy před sprážením a po 100 rocích po výšce průřezu je patrný z obr. 4.

Při navrhování podle ČSN 73 1201 se normálové napětí betonu obvykle nesleduje a při posuzování podmínky spolehlivosti z hlediska meze vzniku trhlin se vychází ze silových účinků. Např. působí-li na sprážený průřez  $M_s$ , vzniká v nepředpjaté části normálová síla  $N_{sn}$  a moment  $M_{sn}$

$$N_{sn} = m M_s \frac{S_n}{I_s}, \quad M_{sn} = m M_s \frac{I_n}{I_s}$$

kte  $S_n$  je statický moment průřezu nepředpjaté části k těžišťové ose spráženého průřezu,  $I_n$  – moment setrvačnosti průřezu nepředpjaté části vztažený k těžišťové ose spráženého průřezu.



Obr. 4 – Normálové napětí betonu spráženého trámu (a – průřez trámu, b – napětí od předpětí a vlastní tíhy před sprážením a c – po 100 rocích, d – napětí od smrštění betonu po 100 rocích)

### Normálové napětí od smršťování betonu

Beton předpjaté části je starší než beton nepředpjaté části a proto se po sprážení smršťuje méně. Vliv nestejného smrštění betonu

obou částí na normálové napětí spráženého průřezu se může přibližně určit postupem ve dvou krocích.

V prvním kroku se uvažuje, že se upnutím v nepodajné podpěře zcela zabránilo zkrácení betonu vlivem smrštění. V předpjaté části, které přísluší smrštění betonu  $\epsilon_p$ , vzniká proto normálové napětí

$$\sigma_{p1} = - \epsilon_p E_{pd}$$

a v nepředpjaté části, již odpovídá  $\epsilon_n$ ,

$$\sigma_{n1} = - \epsilon_n E_{nd}$$

Ve druhém kroku se uvolní spojení obou částí s podpěrou a na sprážený průřez se dá působit normálovým silám (tlakům), které se rovnají reakcím ve spojení s podpěrou. Normálové síly odpovídají příslušným plochám průřezu předpjaté  $A_p$  a nepředpjaté části  $A_n$  a dlouhodobému působení smrštění betonu obou částí  $\epsilon_p$ ,  $\epsilon_n$  od doby sprážení

$$F_p = \epsilon_p E_{pd} A_p, \quad F_n = \epsilon_n E_{nd} A_n$$

Tyto síly působí v těžištích ploch průřezu předpjaté a nepředpjaté části, a vyvozují tak ve spráženém průřezu ohybové momenty  $M_p$ ,  $M_n$ . V druhém kroku na ideální sprážený průřez dlouhodobě působící  $F_p$ ,  $F_n$ ,  $M_p$ ,  $M_n$  vyvodí v předpjaté části napětí  $\sigma_{p2}$  a v nepředpjaté části  $\sigma_{n2}$ .

Výsledná napětí betonu obou částí jsou dána součtem napětí určených pro oba kroky. Na průběh normálových napětí od smrštění betonu po výšce průřezu je možné usuzovat z obr. 4.

### Smykové napětí ve styku

Rádné spolupůsobení předpjaté a nepředpjaté části je podmíněno bezpečným přenesením smykového napětí na styku obou částí. To je vyvoláno posouvající silou od zatížení a předpětí a smykovou silou působící v kotevni oblasti.

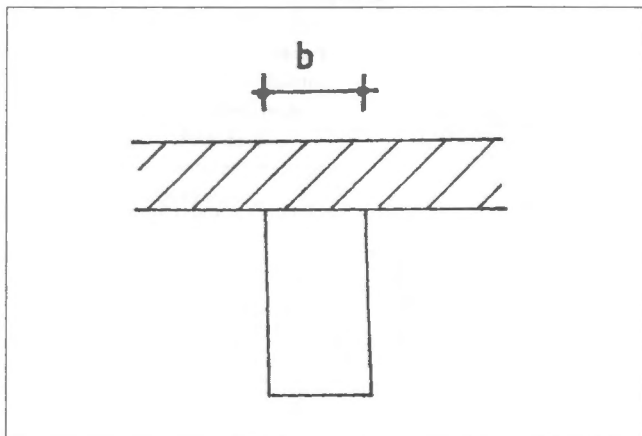
Posouvající síla  $Q$  od zatížení a předpětí se rovná součtu posouvající síly  $Q_s$  vnesené až po sprážení a posouvající síly  $Q_{ps}$  přesunutá z předpjaté do nepředpjaté části, čili

$$Q = Q_s + \frac{\Phi_p}{1 + \Phi_p} Q_p$$

Ta vyvodí na vodorovném styku obou částí podle obr. 5 smykové napětí

$$\tau = m Q \frac{S_n}{b I_s}$$

kte  $b$  je šířka styku. Není-li styk vodorovný může se předpokládat, že je  $\tau$  na styku i v přilehlé nepředpjaté části rozděleno rovnoměrně. Podle obr. 6a je

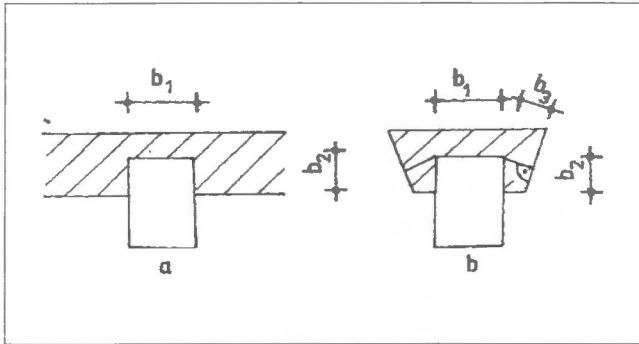


Obr. 5 – Vodorovný styk

$$\tau = m Q \frac{S_n}{(b_1 + 2 b_2) I_s}$$

a podle obr. 6b pro  $b_2 > b_3$  je

$$\tau = m Q \frac{S'_n}{(b_1 + 2 b_3) I_s}$$



Obr. 6 – Jiné úpravy styku

Smyková síla  $H$  působící na styku obou částí v délce kotevní oblasti  $k$  je dána jednak přesunem předpětí z předpjaté části do nepředpjaté části a jednak rozdílným smrštěním betonu obou částí. Je tedy jednak

$$H_1 = \frac{\varphi_p}{1 + \varphi_p} \left( m N_p \frac{A_n}{A_s} - m M_p \frac{S_n}{I_s} \right)$$

jednak

$$H_2 = F_p - F_n.$$

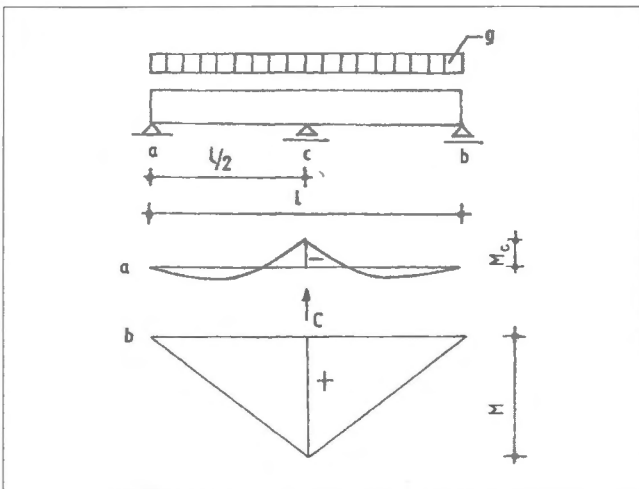
Upozorňuje se, že kvůli bezpečnosti je vhodné síly  $H_1$  a  $H_2$  sledovat odděleně protože působí proti sobě. V běžných případech se od sledování síly  $H_2$  ve výpočtu upouští. Smyková síla vyvodí smykové napětí

$$\tau_k = \frac{H}{b k}.$$

V délce kotevní oblasti se  $\tau$  a  $\tau_k$  sčítají.

## Změna nosné soustavy

Dojde-li při provádění spřažených konstrukcí ke změně nosné soustavy, projeví se vliv dotvarování betonu na silové účinky zatížení. V praxi jsou časté dva dále popsané případy: zrušení dočasných podpěr a spojení staticky určitých dílců v konstrukci staticky neurčitou.



Obr. 7 – Průběh  $M$  při dočasném podepření dílce (a – při podepření, b – po zrušení podpěry)

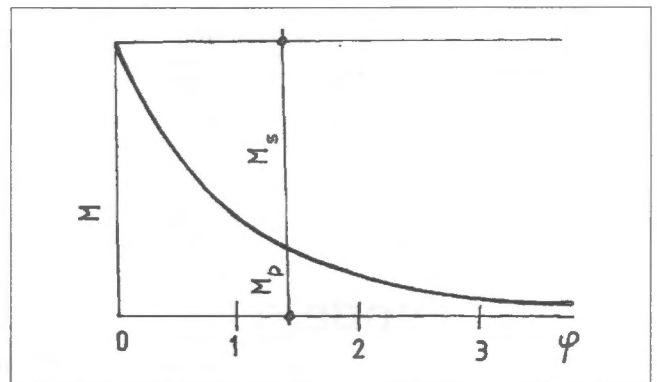
Dočasné podpěry se užívají, není-li dílec (předpjatá část) schopen přenášet tíhu nepředpjaté části během jejího provádění. V takovém případě bývá dílec dočasně podepřen, dokud beton nepředpjaté části nenabyl požadované pevnosti. V tomto stadiu působí dílec jako spojitý nosník. Po zrušení dočasných podpěr se výsledné spřažené konstrukci uděluje vynucené přetvoření, které odpovídá reakcím v těchto podpěrách. To je možné uvést na příkladu dílce, který je v polovině rozpětí dočasně podepřen a který je rovnoměrně zatížen tíhou nepředpjaté části  $g$  (obr. 7).

V dočasné podpěře působí  $M_c = -0,0312 g l^2$ ,  $C = 0,6250 g l$ . Zrušení podpěry vyvolá v polovině rozpětí  $M = 0,1562 g l^2$ . Silové účinky ( $M, Q$ ), které způsobily tyto postupy v dílci se po zrušení podpěr vlivem dotvarování betonu zmenšují na  $e^{-\varphi}$ -násobek a zbytek těchto účinků, tj.  $(1 - e^{-\varphi})$ -násobek se přesouvá do spřažené konstrukce. Součinitel dotvarování betonu dílce  $\varphi$  se určuje od doby zrušení podpěr do vyšetřované doby. Např. po zrušení podpěr působí v dílci (obr. 8)

$$M_p = M e^{-\varphi}$$

a ve spřažené konstrukci

$$M_s = M (1 - e^{-\varphi})$$



Obr. 8 – Přesun  $M$  v závislosti na  $\varphi$  po zrušení podpěr

Po spojení staticky určitých dílců v konstrukci staticky neurčitou se dílce nemohou samostatně přetvořovat. Spojení dílců ve výslednou konstrukci tomu brání. Přetvoření dílců od dlouhodobého zatížení a předpětí, které na dílce působily před spojením, se proto nemůže zvětšovat a toto zatížení a předpětí se částečně přesouvají do výsledné konstrukce. Na ni působí  $(1 - e^{-\varphi})$ -násobek silových účinků ( $M, Q$ ), které by se v ní vyvodily, kdyby dlouhodobé zatížení a předpětí na ni přímo působila. To je možné naznačit na příkladu dvou předpjatých dílců spojených ve spojitý nosník, který je zatížen rovnoměrným zatížením  $g$  (obr. 9).

Je-li spojení zajištěno předpětím, působí ve vnitřní podpěře  $M = -0,125 g l^2$ . Když spojení zajišťuje betonářská výztuž, je pro menší tuhost průřezu ve spojení a pro možný vznik trhlin při horním povrchu dílců moment ve vnitřní podpěře menší a v poli větší. Pak ve výsledné konstrukci působí

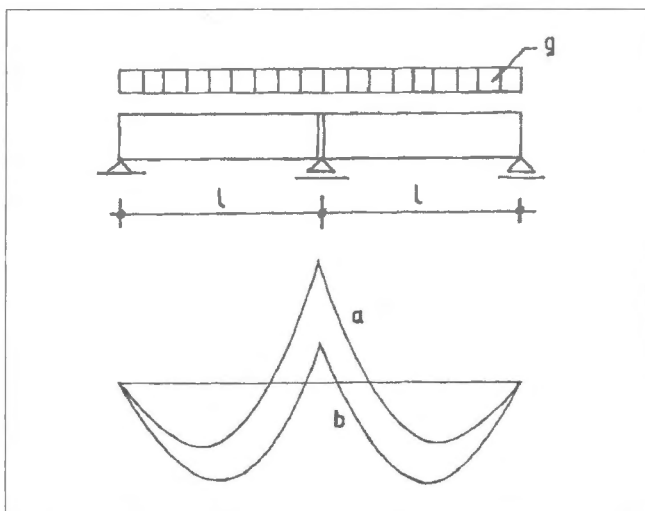
$$M_s = M (1 - e^{-\varphi})$$

Zbývající část zatížení a předpětí nadále působí na samotné dílce.

Přesun namáhání daný v obou případech součinitelem  $(1 - e^{-\varphi})$  bude výrazný pro velké  $\varphi$ , t.j. pokud ke změně nosné soustavy došlo záhy po vybetonování dílců.

## Posuzování

Při posuzování spřažené konstrukce se postupuje obvyklým způsobem. Napětí betonu předpjaté, popř. nepředpjaté části se porovnává



Obr. 9 – Průběh  $M$  při spojení dílců ve spojitý nosník (a – je-li spojení zajištěno předpětím, b – je-li zajištěno betonářskou výztuží)

vají s dovolenými namáháními platnými pro předpjatý, popř. železový beton. Při výpočtu vzniku trhlin v předpjaté části se vychází ze známých normálových napětí betonu. Ve výpočtu přetvoření od zatížení vneseného po sprážením se užije ideální sprážený průřez. Přitom je třeba uvážit i přetvoření samotné předpjaté části před sprážením, kdy působí předpětí a tíha vybetonované nepředpjaté části. Při určení meze únosnosti se pro předpoklad plastického chování průřezu nechá působit veškeré zatížení na sprážený průřez a zanedbává se vliv různého smrštění a dotvarování betonu obou částí.

Způsob úpravy styku obou částí nebo i jeho vyztužení je nutné volit tak, aby nebyla překročena dovolená namáhání ve smyku popsaná ve stati o nosnosti styku. V místech styku, kde napětí ve smyku přestoupí polovinu dovoleného namáhání v hlavním tahu (platného pro plné předpětí a smyk za ohybu) betonu nižší značky (obvykle nepředpjaté části), přisoudí se veškerý hlavní tah vhodné upravené výztuži.

U *stropů v obytných stavbách* bývá smykové napětí natolik malé, že i běžný povrch předpjaté části zajistí dostatečnou soudržnost obou betonů. U více zatížených konstrukcí se spolupůsobení předpjaté a nepředpjaté části zajišťuje úpravou styku (např. zdrsněním nebo zazubením povrchu předpjaté části a betonářskou výztuží vyčnívající z předpjaté části). Betonářská výztuž se osazuje hustěji v kotevní oblasti.

## Závěr

Předmět a postup navrhování je nutné volit podle navrhované úpravy konstrukce a zamýšleného provádění.

V příspěvku jsou prezentovány výsledky dosažené při řešení grantu GAČR 103/95/1644.

## Literatura

- [1] ČSN 73 6207-95 *Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu.*

*Prof. Ing. Bohumír Voves, DrSc., Pod Fialkou 7, 150 00 Praha 5*

## Milan Jendele

Po krátké nemoci zemřel 20. července 1995 náhle pan Doc. Ing. Milan Jendele, CSc., významný odborník z oboru betonových konstrukcí a dlouholetý pedagogický pracovník stavební fakulty ČVUT Praha. Odchodem Milana Jendele ztratila inženýrská veřejnost a zejména akademická obec Fakulty stavební ČVUT jednoho ze svých aktivních členů, spolupracovníků pak svého dobrého kamaráda.

Milan Jendele vystudoval malostranskou reálku, abiturientský kurz na Vyšší průmyslové škole stavební a Vysokou školu inženýrského stavitelství v Praze. Po ukončení studia v roce 1948 se na doporučení profesora Stanislava Bechyně zúčastnil stáže v projektovém a výzkumném ústavu v Paříži. Praxi zahájil u výrobního závodu Staveb silnic a železnic, kde působil významným podílem při výstavbě pražského Švermova mostu a Mostu inteligence.

Pedagogicky pracoval od r. 1956 na Fakultě architektury a pozemního stavitelství ČVUT, a to zprvu na katedře mechaniky a konstrukcí. Již zde vychoval celou řadu stavebních inženýrů a architektů. Jako docent pracoval pak na katedře betonových konstrukcí a mostů. V roce 1968 přednášel jako hostující profesor na Technické univerzitě v Karlsruhe problematiku montovaných železobetonových konstrukcí.

Během své pedagogické činnosti vypracoval řadu vysokoškolských skript a knižních publikací. Jejich obsah byl vždy na vysoké odborné a vědecké úrovni, při výborné srozumitelnosti pro jejich uživatele, zejména studenty. Jendelovy publikace jsou dodnes vyhledávány odborníky z praxe. Kniha *Výškové stavby s tuhými jádry a výztužnými stěnami* spolu s prof. Jiřím Šejnohou, vydaná u nás v roce 1976, byla přeložena pro zahraniční vydání.

Vedle pedagogické činnosti se pan docent Jendele podílel na řešení vědeckotechnických úkolů pražské katedry betonových konstrukcí a mostů a při řešení odborných expertiz a projektů pro stavební praxi. Při řešení úkolů s kolektivem spolupracovníků byl vždy vůdčí osobností, jež určovala způsob řešení. V posledním období na Stavební fakultě ČVUT spolupracoval Milan Jendele na řešení problematiky pražského metra, kde byl vedoucím pracovníkem širokého kolektivu, a to zejména při řešení sanace poruch traťových tunelů.

Milan Jendele byl pro svoji vysoce morální a nekompromisní povahu svými pracovníky vyhledáván a uznáván jako vynikající stavební odborník, který byl vždy ochoten poskytnout radu každému, kdo o ni požádal. Přitom jeho pomoc přinášela nové přístupy k řešení problému, které dováděl vždy na odborné výši až k realizaci. Všichni, kteří jsme měli možnost s panem Doc. Ing. Milanem Jendelem, CSc., spolupracovat, využívat jeho rad a zkušeností, budeme na něj s úctou vzpomínat jako na mimořádnou osobnost, na pracovníka, který se zasloužil o rozvoj betonového stavitelství a na přímého, zásadového a čestného člověka, učitele, rádce a kamaráda.

František Draxler

## 1923 – 1995

