

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

Fakulta stavební

Ústav betonových a zděných konstrukcí

**Ing. Ladislav Čírtek, CSc.**

**ŽELEZOBETONOVÉ SLOUPY S PŘEDPJATOU  
OCELOVOU BANDÁŽÍ**

**RC COLUMNS WITH PRESTRESSED  
STEEL BANDAGE**

ZKRÁCENÁ VERZE HABILITAČNÍ PRÁCE



Brno, 2002

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

Železobetonový sloup, beton, zesilování, ocelová bandáž, matematický model

## **KEY WORDS**

RC Column, Concrete, Strengthening, Steel bandage, Mathematical model

## **MÍSTO ULOŽENÍ HABILITAČNÍ PRÁCE**

Archiv PVO FAST

© Ladislav Čírtek, 2002

ISBN 80-214-2149-5

ISSN 1213-418X

# OBSAH

Představení autora .....	4
1 ÚVOD .....	5
2 POUŽITÉ ZNAČKY A ZKRATKY .....	6
3 EXPERIMENTÁLNÍ ZKOUŠKY .....	8
4 MATEMATICKÝ MODEL .....	13
4.1 K chování betonu a nástrojům matematického modelování.....	13
4.2 Zvolený materiálový model.....	15
4.2.1 <i>Beton</i> .....	15
4.2.2 <i>Výztuž betonu a ocel bandáže</i> .....	20
4.3 Implementace materiálových modelů v programu ANSYS .....	20
4.4 Ověření modelu a některé výsledky testů.....	21
5 CHOVÁNÍ BANDÁŽOVANÝCH SLOUPŮ.....	23
5.1 Predikce únosnosti betonu.....	23
5.2 Predikce reálné únosnosti bandážovaných sloupů.....	30
6 NAVRHOVÁNÍ BANDÁŽOVANÝCH SLOUPŮ .....	33
7 ZÁVĚR.....	37
Literatura .....	38

## PŘEDSTAVENÍ AUTORA

**Ladislav Čírtek**, narozen 18. 4. 1949 ve Znojmě, vystudoval Střední všeobecně vzdělávací školu (gymnázium). Na Katedře betonových konstrukcí a mostů Stavební fakulty VUT v Brně obhájil diplomovou práci v roce 1973.

Do roku 1979 byl statikem v Průmyslových stavbách Brno, kde se podílel na projektech zejména elektráren v Dukovanech, Sýrii a Peru.

V letech 1980 až 1991 působil ve Výzkumném a vývojovém ústavu Průmyslového stavitelství Brno, do roku 1982 jako vedoucí statik odboru projekce, poté jako samostatný vývojový pracovník odboru výzkumu silikátových konstrukcí. Jako zodpovědný řešitel se podílel na tvorbě Konstrukční soustavy z velkoplošných prvků - VSO, Konstrukční soustavy vazníkových a bezvazníkových hal H1.1 až H2.2, Univerzálního montovaného skeletu UMS-85, Montovaného železobetonového skeletu PS-90, velkokapacitních betonových regálových hal, montovaných předpjatých komínů, kombinovaných ocelobetonových hal s jeřáby velkých nosností a spolupracoval při řešení dalších dvanácti státních, rezortních a oborových výzkumných úkolů. Výstupy úkolů byly realizovány převážně v rámci podniků VHJ Průmyslového stavitelství, tj. Průmyslovými stavbami Brno, Průmyslovým Pardubice, Armabetonem Praha, Vítkovickými stavbami Ostrava a Průmyslovými stavbami Zlín. Objektů s uváděnými konstrukčními systémy bylo postaveno přibližně 600. Některé tyto systémy byly realizovány také v tehdejších SRN, NDR a PLR.

Jako externí odborný asistent pracoval na FAST VUT. V období 1976-80 na Katedře stavební mechaniky, v období 1985-89 na Katedře betonových konstrukcí a mostů.

V roce 1991 obhájil závěrečnou práci postgraduálního studia (1989-1991) „Numerické metody v inženýrské praxi“ u Prof. Zlámala v Oblastním výpočetním centru VUT v Brně a v roce 1992 na Stavební fakultě VUT v Brně obhájil kandidátskou disertační práci Stabilita betonových regálových hal.

Od r. 1991 působí na Ústavu betonových a zděných konstrukcí jako odborný asistent. Přednáší Betonové prvky a Betonové konstrukce monolitické. V období 1994-2001 přednášel také Předpjatý beton. Je autorem učebních textů Betonové konstrukce II - Konstrukce prutové a základové. Věnuje se problematice navrhování a zesilování konstrukcí z železového a předpjatého betonu.

Je držitelem Průkazu zvláštní způsobilosti k činnosti ve výstavbě. Z vojenské služby byl vyřazen v roce 1993 (v hodnosti mjr.), působil jako velitel praporu vojenských záloh s určením ženijním a stavby a obnovy mostů.

# 1 ÚVOD

Habilitační práce z části obsahuje aktualizované publikované práce [1], [2], [3], [4], [39], [40] na téma chování a navrhování betonových sloupů zesílených předpjatými ocelovými bandážemi. Uvedenou problematikou se zabývám od roku 1992. V naší republice se navrhovaly bandáže většínou podle pokynů [5], tj. empiricky, bez početního řešení. Ze zahraničních zdrojů nebyly informace o tomto způsobu zesilování sloupů zveřejněny.

Zesílení stávajících sloupů uvedeným způsobem se provádí dodatečným provedením ocelové bandáže složené z ocelových úhelníků a příčných ocelových pásků (*obr. 1* na str. 9). Při zatěžování bandážovaných sloupů se beton, výztuž a prvky bandáže chovají jako interakční systém závislý na mnoha faktorech. Omezením příčných deformací sloupů bandážemi vzniká v betonu příznivější stav napjatosti, zvětšuje se pevnost betonu a tím i únosnost sloupů až o 70 procent. Tento způsob zesilování nezvyšuje hmotnost konstrukce a má minimální nároky na omezení užitého prostoru objektu.

Účelem výzkumu provedeného autorem bylo teoreticky zdůvodnit způsob chování bandážovaných sloupů a vypracovat výpočetní návrh pro stanovení jejich únosnosti. Podpora výzkumu však skončila uskutečněním první části experimentálního programu. Považoval jsem však za vhodné ve výzkumu pokračovat, se čtyř až pětiletým časovým horizontem pro splnění cílů.

Z hlediska možných vlivů na únosnost bandážovaných sloupů bylo laboratorně odzkoušeno u ocelových pásků jejich osová vzdálenost, průřezová plocha a částečně i míra předepnutí, u ocelových úhelníků jejich tuhost a okolnost zda jsou či nejsou průběžné.

Počet 39 odzkoušených sloupů (první část experimentálních zkoušek) nebyl dostačující pro experimentální ověření chování bandážovaných sloupů při změně kvality betonu, poměru stran obdélníkového průřezu sloupu, času kdy je bandáž prováděna, historie zatížení, příp. i velikosti plochy průřezu sloupu nebo maximálního rozměru kameniva betonové směsi. Protože druhá část experimentálního programu nebyla realizována, byla obrácena pozornost k vytvoření matematického modelu, který by simuloval chování bandážovaných sloupů.

Úroveň poznatků o chování betonu při složitých stavech napjatosti není v současné době zcela vyhovující (příčinou je zejména skutečnost, že beton je výrazně nehomogenní materiál s mechanickofyzikálními vlastnostmi proměnnými v čase). Proto i objasnit a teoreticky zdůvodnit způsob chování bandážovaných sloupů je v některých případech obtížné. Jakékoliv pochybení při formulování pravidel a početních vztahů pro navrhování bandážovaných sloupů ve stavební praxi může mít vážné důsledky. Z tohoto důvodu autor při tvorbě materiálového modelu betonu vycházel spíše z informací získaných zkouškami bandážovaných sloupů.

Podíl rohových průběžných úhelníků na zvětšení únosnosti plně bandážovaných sloupů je mimo jiné ovlivněn také soudržností s cementovou maltou. Míra soudržnosti byla u laboratorně zkoušených sloupů dosti proměnná a navíc lze se domnívat, že v důsledku možných nepříznivých okolností působících v provozním stádiu konstrukce se může soudržnost podstatně zmenšit.

Proto byly vytvořeny dvě kategorie matematických modelů:

- pro predikci reálného chování (včetně stanovení meze porušení) sloupů částečně bandážovaných a plně bandážovaných,
- pro bezpečné stanovení meze porušení zesílených sloupů doporučených pro stavební praxi, tj. sloupů plně bandážovaných.

V druhé části tezi habilitační práce je uveden seznam použitých označení a symbolů.

Část třetí je věnována metodice a výsledkům zkoušek prováděných v laboratořích VUT-FAST a ve Veselí nad Lužnicí.

Část čtvrtá pojednává o volbě a tvorbě materiálových modelů pro beton, betonářskou výztuž a ocelovou bandáž. V závěru této části je provedeno porovnání skutečného chování laboratorně odzkoušených bandážovaných sloupů s predikcí pomocí matematického modelu.

V části páté jsou počítačovým simulováním vyšetřovány aspekty, které mohou ovlivnit únosnost sloupů. V závěru této části je uvedena predikce reálné únosnosti bandážovaných sloupů.

Část šestá obsahuje pokyny pro navrhování bandážovaných sloupů v souladu s ČSN 73 1201 [6] a jejich provádění.

## 2 POUŽITÉ ZNAČKY A ZKRATKY

### Zkratky

ČBS	částečně bandážovaný sloup
PBS	plně bandážovaný sloup
C, P, PN	druhy matematických modelů

### Průřezové charakteristiky

$a, (b)$	kratší (delší) strana obdélníkového průřezu sloupu
$a_p$	osová vzdálenost ocelových pásků bandáže
$a_{uh}$	délka strany příčného řezu ocelového úhelníku
$A$	plocha průřezu sloupu
$A_b$	plocha betonové části průřezu sloupu
$A_p$	plocha průřezu ocelového pásku
$A_s$	plocha podélné výztuže sloupu
$A_{sc}$	plocha tlačené podélné výztuže sloupu
$J_\eta$	moment setrvačnosti úhelníku k centrální ose setrvačnosti kolmé k ose symetrii průřezu úhelníku
$l_e$	účinná délka sloupu
$l_{uh}$	délka ocelového úhelníku
$t_{uh}$	tloušťka ocelového úhelníku
$\beta$	průměrná délka stran průřezu sloupu

### Součinitelé

$p$	součinitel prokluzu ocelových úhelníků
$\gamma_b$	součinitel podmínek působení betonu
$\gamma_u$	součinitel geometrie průřezu
$\varphi_b$	součinitel míry jednoosé napjatosti betonu
$\varphi_{bf}$	součinitel míry trojosé napjatosti betonu
$\Phi_{ap}$	součinitel vzdálenosti pásků
$\Phi_b$	součinitel únosnosti betonu bandážovaného sloupu
$\Phi_B$	součinitel kvality betonu
$\Psi_a$	součinitel velikosti průřezu sloupu
$\Psi_{ab}$	součinitel poměru délek stran průřezu sloupu
$\Psi_{dg}$	součinitel maximálního rozměru kameniva betonové směsi
$\Psi_N$	součinitel zatížení působícího na sloup v době provádění bandáží
$\Psi_T$	součinitel teploty ohřátí pásků
$\Psi_{uh}$	součinitel ocelových úhelníků

## Materiálové charakteristiky

$d_g$	maximální rozměr kameniva betonové směsi
$E_b$	modul pružnosti betonu tlaku
$G_b$	modul pružnosti betonu ve smyku
$R_b$	pevnost betonu v tlaku
$R_{b3}$	pevnost betonu při trojosé napjatosti
$R_{bt}$	pevnost betonu v tahu
$R_{scy}$	mez kluzu podélné výztuže
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	poměrná přetvoření odpovídající hlavním normálovým napětím $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$
$\varepsilon_{bm}$	poměrné mezní přetvoření betonu v jednoosém tlaku
$\Delta\varepsilon_{bze}, \Delta\varepsilon_{bxe}$	poměrné přetvoření betonu naměřené při experimentálních zkouškách
$\Delta\varepsilon_{pe}$	poměrné přetvoření ocelových pásků naměřené při experimentálních zkouškách
$\varepsilon_{uh}$	poměrné osově přetvoření ocelových úhelníků
$\sigma_b$	normálové napětí betonu
$\sigma_s$	normálové napětí podélné výztuže sloupu
$\sigma_p$	normálové napětí ocelových pásků
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	hlavní normálové napětí

## Síly, zatížení, výstřednost

$e_d, e_{tot}$	výpočtová výstřednost normálové síly $N_d$ od účinků extrémního zatížení
$e_{lim}$	maximální přípustná výstřednost měřená od těžiště betonového průřezu po hranici plochy přípustných výstředností na průsečnici roviny ohybu s rovinou průřezu
$i_{b,min}$	minimální poloměr setrvačnosti betonového průřezu sloupu
$N_b$	výslednice normálových napětí betonu na mezi porušení železobetonových nebandážovaných sloupů
$N_{b3}$	výslednice normálových napětí betonu na mezi porušení betonu bandážovaných sloupů
$N_{d1}$	výpočtová normálová síla působící na sloup v době provádění bandáže
$N_f$	normálová síla na mezi vzniku viditelných poruch betonu bandážovaných sloupů
$N_{fo}$	normálová síla na mezi vzniku viditelných poruch betonu nebandážovaných sloupů
$N_{fp}$	predikce normálové síly na mezi vzniku viditelných poruch betonu bandážovaných sloupů
$N_{lt1}, N_{lt2}$	normálová síla od dlouhodobého zatížení
$N_{sc}$	výslednice osových normálových napětí podélné výztuže
$\Delta N_{su}$	přírůstek výpočtové normálové síly na mezi porušení bandážovaného sloupu
$N_u$	výpočtová normálová síla na mezi porušení zesilovaného železobetonového nebandážovaného sloupu
$N_{ub}$	výpočtová normálová síla na mezi porušení bandážovaného sloupu
$N_{uh}$	výslednice osových normálových napětí úhelníků na mezi porušení plně bandážovaných sloupů

## Indexy

a	při velikosti průřezu sloupu
ab	při poměru délek stran průřezu sloupu
ap	při vzdálenosti pásků
b	beton
B	při kvalitě betonu
c	tlačený

d	výpočtový
dg	při maximálním rozměru kameniva betonové směsi
e	experiment
f	na mezi vzniku viditelných poruch betonu
lt	dlouhodobý
m	mezní
min	minimální
N	při zatížení normálovou silou
p	predikce, ocelový pásek
s	betonářská výztuž
t	tah
tr	třmínek
T	při teplotě ohřátí pásků
u	na mezi porušení prvku
uh	ocelový úhelník
3	trojosý

### 3 EXPERIMENTÁLNÍ ZKOUŠKY

#### Zkoušky ve zkušebně VUT FAST Brno

V laboratoři Stavební fakulty VUT bylo vyrobeno 24 železobetonových sloupů rozměrů 300×300×1 500 mm s podélnou výztuží 4 V14 a s třmínky E5,5 s osovou vzdáleností 200 mm. Zhlaví sloupů byla opatřena ocelovými botkami proti předčasnému porušení. K těmto botkám byla přivařena podélná betonářská výztuž. Návrh betonové směsi uvažoval pro všechny sloupy třídu B15 s maximální velikostí zrn kameniva 16 mm.

U plně bandážovaného sloupu (PBS) má bandáž po výšce sloupu průběžné ocelové úhelníky, zatímco u bandáže částečně bandážovaného sloupu (ČBS) jsou úhelníky neprůběžné, viz *obr. 1*. Délka těchto neprůběžných úhelníků byla zvolena 90 mm. Rohové úhelníky byly osazovány do jemnozrnné cementové malty a pásy byly předeřívány před přivařením k úhelníkům na teplotu 150 °C.

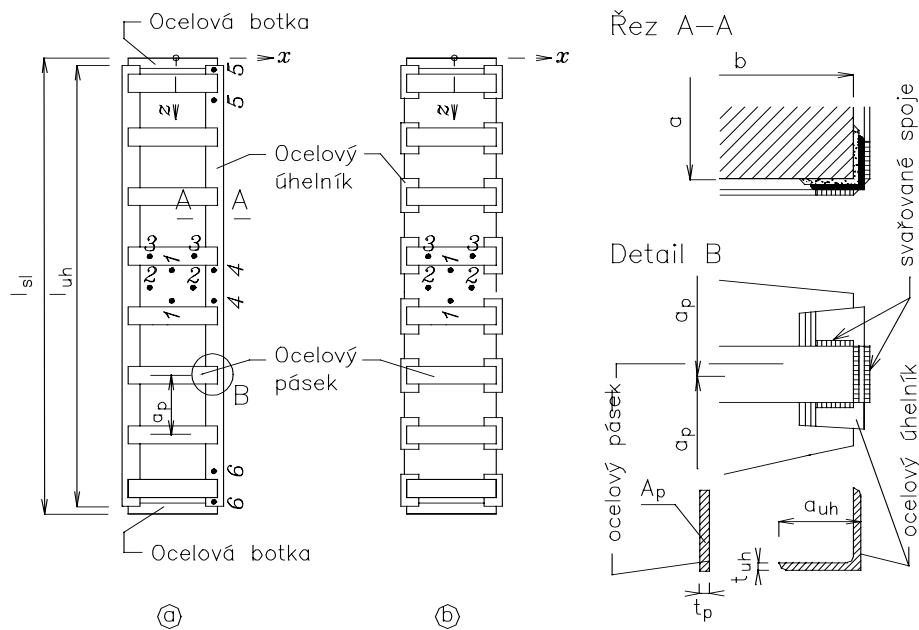
Plán výroby a zkoušení sloupů byl rozdělen do čtyř sérií vždy po šestici sloupů, přičemž vždy po dvou byly sloupy bandážovány stejným způsobem:

1. série: 2 ks sloupů bez bandáže, 2 ks ČBS a 2 ks PBS,
2. série: 6 ks ČBS, proměnným parametrem byla osová vzdálenost pásků  $a_p$ ,
3. série: 6 ks ČBS, proměnným parametrem byla průřezová plocha pásků  $A_p$ ,
4. série: 6 ks PBS, proměnným parametrem byl příčný rozměr úhelníků.

Podrobnější údaje o těchto sloupech udává *tab. 1*. S každým sloupem bylo vyrobeno též 6 zkušebních krychlí a 3 zkušební hranoly.

Sloupy byly zatěžovány dostředným tlakem se zatěžovacími stupni převážně po přírůstcích 100 kN až do porušení. Na všech čtyřech stranách přibližně v polovině výšky sloupů, a to uprostřed mezi pásy, byly měřeny podélné a příčné deformace betonu. V téže oblasti byly na páscích měřeny deformace podélné. U PBS byly měřeny podélné deformace úhelníků v oblasti spodní, střední a horní. Deformace byly měřeny sázecím deformetrem na základně 200 mm a odporovými tenzometry. Umístění měřících terčů na sloupu a bandáži pro měření sázecím deformetrem je uvedeno na *obr. 1*. Vznik a rozvoj poruch betonu byl sledován akustickou emisí a zrakem.





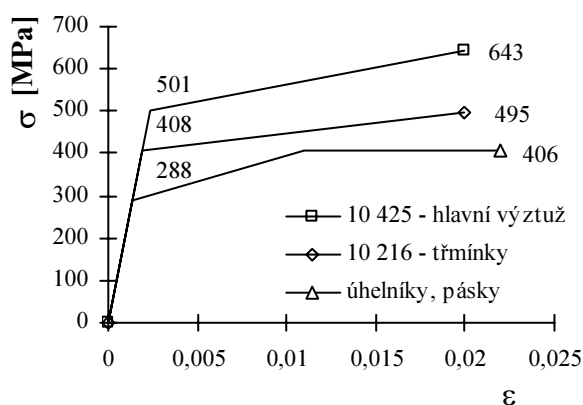
Obr. 1: Sloup opatřený plnou (a) a částečnou (b) bandáží; měřící místa jsou označena tečkou

Tab. 1: Program a výsledky zkoušek dvojic částečně (C1 až C7) a plně (P1 až P4) bandážovaných sloupů a trojic částečně (PV3) a plně bandážovaných sloupů (PV1, PV2, PV4)

Bandáž	Pásek (rozměr, vzdálenost $a_p$ ) [mm]	Úhelník [mm]	Ohřev pásků $T$ [°C]	$N_f$ [kN] střed (okraj)	$\Delta \varepsilon_{bze}$ [‰]	$\Delta \varepsilon_{bxe}$ [‰]	$\Delta \varepsilon_{pe}$ [‰]
BB <sup>1)</sup>	-	-	-	1400	-2,608	0,865	-
C1	55/6-280 220	60/60/6 - 90	150	2050	-5,037	1,108	0,490
C2	50/6-280 150	60/60/6 - 90	150	2400	-5,086	0,761	0,414
C3	50/6-280 275	60/60/6 - 90	150	1850	-3,755	1,136	0,316
C4	50/6-280 400	60/60/6 - 90	150	1750	-3,093	0,967	0,231
C5	55/10-280 220	60/60/6 - 90	150	2100	-5,600	1,201	0,339
C6	70/5-280 220	60/60/6 - 90	150	2050	-4,097	1,181	0,393
C7 <sup>2)</sup>	40/5-280 220	60/60/6 - 90	150	1700	-	-	-
P1	55/6-280 220	60/60/6 - 1450	150	2500 (2100)	-4,150	0,805	0,502
P2	50/6-280 220	40/40/5 - 1450	150	2550 (2300)	-5,279	1,353	0,472
P3	50/6-280 220	50/50/5 - 1450	150	2750 (2550)	-3,899	0,836	0,350
P4	50/6-280 220	70/70/8 - 1450	150	3050 (2650)	-4,055	0,944	0,432
BV <sup>1)</sup>	-	-	-	1573	-	-	-
PV1 <sup>3)</sup>	60/6-280 195	60/60/8-950	-	(2870)	-	-	-
PV2	60/6-280 195	60/60/8-950	200	(2575)	-	-	-
PV3 <sup>4)</sup>	60/6-280 195	60/60/8-190	200	2533	-	-	-
PV4 <sup>5)</sup>	60/6-280 195	60/60/8-950	200	2917	-	-	-

<sup>1)</sup> bez bandáže, <sup>2)</sup> nekorektní měření deformací, <sup>3)</sup> bez ohřátí pásku, <sup>4)</sup> svislá mezera mezi úhelníky 5 mm, <sup>5)</sup> úhelníky přivařeny k botkám

Metodika a posloupnost zkoušení betonových krychlí a trámců byly zvoleny tak, aby jak pro stáří 28 dnů, tak i pro stáří betonu odpovídající času zkoušení sloupů byla odzkoušena objemová



hmotnost, krychelná pevnost, pevnost v tahu, modul pružnosti v tlaku a ve smyku. Zkoušky byly prováděny v souladu s Československými státními normami [8] až [12]. Tři trojice vzorků a to třmínkové výztuže (10 216), podélné výztuže (10 425) a oceli bandáže byly zkoušeny tahem [13]. Pracovní diagramy ocelí na obr. 2 byly odvozeny lineární aproximací z průměrných naměřených hodnot trojice vzorků.

Obr. 2: Pracovní diagramy ocelí

### Zkoušky ve zkušebně ve Veselí nad Lužnicí

Byly zkoušeny železobetonové sloupky rozměrů 300×300×1 000 mm bandážované úhelníky 60×60×8 mm a pásy 60×6 mm osově vzdálenými 195 mm. Vyztužení sloupů bylo stejné jako sloupů zkoušených ve zkušebně VUT FAST, tj. podélnou výztuží 4 V14 a třmínky E5,5 s osovou vzdáleností 200 mm. Návrh betonové směsi byl proveden pro třídu B15.

Varianty bandáží byly následující:

1. série: sloupky (3 ks) s nepředpjatými bandážemi, úhelníky průběžné (PV1 tab. 1),
2. série: sloupky (3 ks) s předpjatými bandážemi, ohřátí pásků na teplotu 200 °C, úhelníky bandáže průběžné (PV2),
3. série: sloupky (3 ks) s předpjatými bandážemi, ohřátí pásků na teplotu 200 °C, úhelníky bandáže neprůběžné s mezerami 5 mm v oblasti uprostřed mezi pásy (PV3),
4. série: sloupky (3 ks) s předpjatými bandážemi, ohřátí pásků na teplotu 200 °C, úhelníky průběžné a přivařené ve zhlaví a patě sloupů k ocelovým botkám (PV4).

Jedna trojice železobetonových sloupů (BV) nebyla bandážována. Měření a sledování poruch v průběhu zkoušek bylo obdobné jako u zkoušek sloupů prováděných ve zkušebně VUT FAST. Deformace materiálů však nebyly měřeny až do okamžiku vzniku viditelných poruch betonu a vznik poruch byl sledován pouze zrakem. Z koncepce zkoušek je patrné, že byl zjišťován vliv předpětí bandáže (PV1 ↔ PV2), vliv průběžných a neprůběžných úhelníků (PV2 ↔ PV3) a vliv svislého prokluzu úhelníků (PV3 ↔ PV4) na chování bandážovaných sloupů - zejména se zřetelem na únosnost sloupů.

Na základě těchto zkoušek byly Doc. Ing. Vladimírem Melounem, CSc zpracovány pokyny [5] pro navrhování bandáží.

### Výsledky zkoušek

#### Chování sloupů a vznik poruch

- Při zatěžování všech sloupů docházelo k poruchám pouze v betonu.
- U nebandážovaných sloupů měly viditelné poruchy betonu při normálové síle  $N_{f0}$  typický charakter poruch v tlaku. Při přetížení sloupu o hodnotu 100 kN nebyl lis zpravidla schopen udržet tlak, docházelo k progresivnímu rozvoji prvních viditelných poruch a vznikaly poruchy nové.

- Vznik mikroskopických poruch betonu bandážovaných sloupů byl zjištěn při hodnotách přibližně  $0,75 N_f$ . Vznik viditelných poruch betonu na ČBS a na PBS byl odlišný. Na ČBS byl vznik těchto poruch po výšce sloupů nahodilý. Po následném přitížení 100 kN docházelo ke vzniku poruch na ostatních místech povrchu sloupu a dosažení mezní únosnosti sloupů bylo dosaženo přitížením maximálně o 200 kN po identifikaci první poruchy. Poruchy betonu v okolí konců neprůběžných úhelníků mohou mít charakter smykových porušení. V ostatních oblastech sloupů měly poruchy znaky porušení tlakem. Jestliže prvními poruchami byly poruchy smykové, potom sloup byl schopen zpravidla přenést zvýšené zatížení. Jestliže jako první vznikla porucha tlakového charakteru, potom rychleji došlo k vyčerpání únosnosti sloupů.
- U PBS zároveň se svislým přetvořením betonu se v tomto směru deformují i rohové úhelníky. Při vyšších zatěžovacích stupních však docházelo k částečnému prokluzu mezi úhelníky a maltou. Navíc již od počátku zatěžování sloupů byly v některých případech zjištěny značné rozdíly mezi svislými deformacemi čtyř úhelníků v jedné horizontální úrovni. Viditelné poruchy u PBS vznikly nejprve v oblasti zhlaví a paty. Se vzrůstem tlaku zatěžovacího lisu se ve zhlaví, patě rozvíjely, směrem ke střední oblasti sloupů vznikaly nové a při dosažení mezní únosnosti sloupů vznikaly poruchy přibližně uprostřed výšky sloupů, tedy v oblasti měření deformací betonu. Poruchy betonu měly charakter převážně poruch v tlaku.

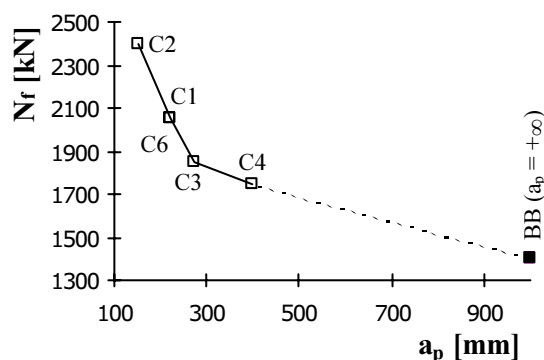
### Vliv testovaných parametrů bandáží na únosnost bandážovaných sloupů

#### Částečná bandáž - vzdálenost pásků

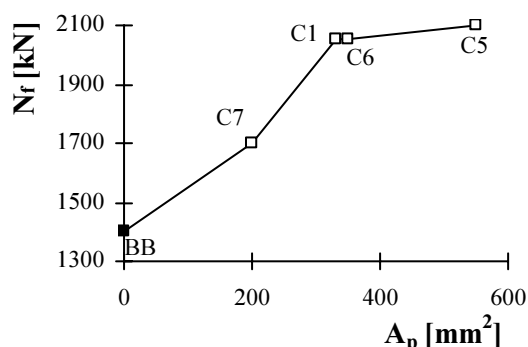
Pro sloupky s částečnou bandáží C2, C1, C6, C3, C4 je vliv vzdálenosti pásků  $a_p = 400$  až 150 mm k normálové síle  $N_f = 1\,750$  až 2 400 kN patrný z obr. 3. U uvedených sloupů je průřezová plocha pásků přibližně stejná,  $A_p \approx 300 \text{ mm}^2$ .

#### Částečná bandáž - průřezová plocha pásků

Pro sloupky s částečnou bandáží C7, C1, C6, C5 je vliv průřezové plochy pásků  $A_p = 200$  až 550  $\text{mm}^2$  k normálové síle  $N_f = 1\,700$  až 2 100 kN patrný z obr. 4. U uvedených sloupů je vzdálenost pásků konstantním parametrem,  $a_p = 220$  mm.



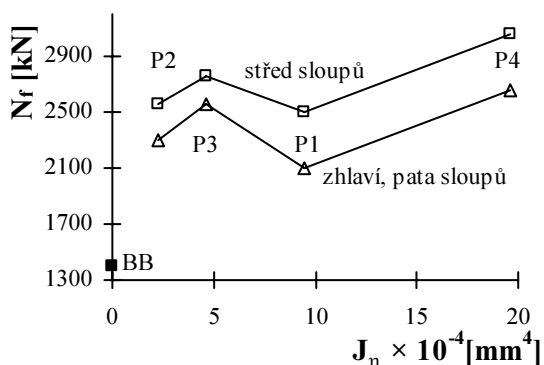
Obr. 3: Vliv vzdálenosti  $a_p$  ocelových pásků na únosnost ČBS



Obr. 4: Vliv plochy  $A_p$  ocelových pásků na únosnost ČBS

#### Plná bandáž - úhelníky

Pro sloupky s plnou bandáží P2, P3, P1, P4 vliv příčných rozměrů úhelníků L 40/40/5 až 70/70/8 [mm] k normálovým silám, při kterých byly zjištěny viditelné poruchy betonu v oblasti zhlaví, paty sloupů a ve střední oblasti sloupů, je zřejmý z obr. 5. Uvedené sloupky byly bandážovány pásky s průřezovou plochou  $A_p = 300 \text{ mm}^2$  a osově vzdálenými  $a_p = 220$  mm. V obr. 5



je  $J_n$  moment setrvačnosti úhelníku k centrální ose setrvačnosti kolmé k ose symetrii průřezu úhelníku.

Obr. 5: Vliv momentu setrvačnosti úhelníků  $J_n$  na únosnost PBS

#### Plná bandáž - ohřátí pásků

Únosnost plně bandážovaných sloupů bez předepnutí pásků, tj. typ bandáže PV1,  $N_f = 2\,870$  kN (tab. 1), je větší než bandážovaných sloupů předepnutými pásky ohřátím na teplotu  $T = 200$  °C, tj. typ bandáže PV2,  $N_f = 2\,575$  kN. Příčinou tohoto efektu je pravděpodobně vznik mikroskopických poruch betonu v okamžiku aktivace bandáže. Nelze také vyloučit možné vlivy předčasného dosažení meze kluzu pásků a menší rozdíly v kvalitě betonu sloupů PV1 a PV2.

#### Plná bandáž - průběžné a neprůběžné úhelníky

Z údajů hodnot normálových sil  $N_f$  sloupů s bandážemi typu PV2 ( $N_f = 2\,575$  kN) a typu PV3 ( $N_f = 2\,533$  kN) je zřejmé, že vliv svislé mezery 5 mm mezi úhelníky bandáže má velmi malý vliv na únosnost sloupů.

#### Plná bandáž - svislý prokluz úhelníků

Svislé přetvoření úhelníků je úměrné svislému přetvoření betonu avšak s prodlevou - prokluzem, která se zvětšuje se zvětšující se plochou příčného řezu úhelníků a s vyšším zatěžovacím stupněm. V oblasti zhlaví, paty (ve střední oblasti sloupů) byly naměřené hodnoty svislých přetvoření úhelníků vždy menší (větší) než poměrné přetvoření odpovídající mezi kluzu úhelníků 288 MPa. Jak již bylo uvedeno, tyto přetvoření na každém ze čtyř úhelníků plně bandážovaných sloupů byly nerovnoměrné. Prokluz úhelníků plné bandáže má podstatný vliv na vznik viditelných poruch betonu po výšce sloupů - viz tab. 1, data  $N_f$  pro střed, okraj sloupů typu P1 až P4. Vliv prokluzu na únosnost sloupů byl jednoznačně prokázán u bandážovaných sloupů typu PV2 (s prokluzem) a typu PV4 (bez prokluzu). Osové poměrné přetvoření úhelníků  $\varepsilon_{uh}$  lze charakterizovat vztahem

$$\varepsilon_{uh} = p \Delta \varepsilon_{bze}, \quad (1)$$

kde  $p$  je součinitel prokluzu úhelníků uvažovaný hodnotou:

- $p = 0,15$  až  $0,40$  . . . . pro vznik poruch betonu ve zhlaví, v patě sloupů,
- $p = 0,5$  . . . . pro vznik poruch betonu ve střední oblasti sloupů,
- $p = 1,0$  . . . . pro vznik poruch betonu bez prokluzu úhelníků,

$\Delta \varepsilon_{bze}$  svislé poměrné přetvoření betonu, viz tab. 1.

## 4 MATEMATICKÝ MODEL

Chování a únosnost bandážovaných sloupů mohou být ovlivněny také jinými než laboratorně již testovanými vlivy, např. poměrem délek stran obdélníkového průřezu, velikostí jak průřezů sloupů, tak i kameniva betonové směsi, množstvím a polohou vložek betonářské výztuže apod. Ve stavební praxi jsou železobetonové sloupy v době provádění bandáže zatíženy a únosnost takto bandážovaných sloupů může být menší. Laboratorní zkoušky takto zatěžovaných sloupů však nebyly prováděny. Zejména z těchto důvodů byla věnována pozornost vytvoření matematického modelu bandážovaných sloupů.

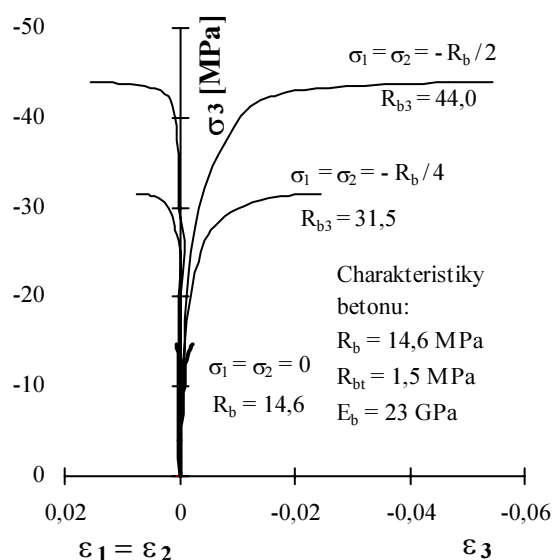
Účelem matematického modelu je simulovat chování bandážovaných sloupů a tím do jisté míry nahradit laboratorní zkoušky.

### 4.1 K chování betonu a nástrojům matematického modelování

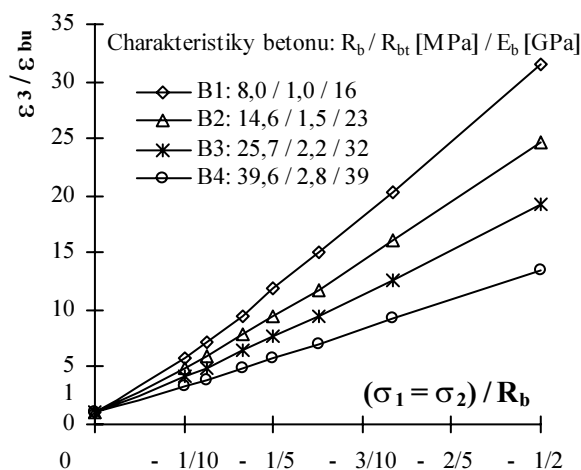
Výstižné modelování bandážovaných sloupů je podmíněno zejména výstižným modelováním chování betonu při trojosém stavu napjatosti.

#### K přetvoření a pevnosti betonu

- Zejména pro případy všesměrného tlaku jsou přetvárné schopnosti betonu a jeho pevnost výrazně větší než při jednoosé napjatosti. Na *obr. 6* je znázorněn diagram betonu pro účinky sevření  $\sigma_1 = \sigma_2 = 0, -R_b/4, -R_b/2$ , kde  $\sigma_3$  se zvětšuje až na mez pevnosti v trojosé napjatosti  $R_{b3}$ .
- Přetvárné schopnosti při dosažení meze pevnosti betonu  $R_{b3}$  klesají se vzrůstající kvalitou betonu a zvyšují se s rostoucími účinky sevření ( $\sigma_1 = \sigma_2$ ), viz *obr. 7*.
- Relativní pevnost betonu při trojosé napjatosti  $|R_{b3}/R_b|$  vzrůstá s účinky sevření ( $\sigma_1 = \sigma_2$ ) a nezávisí na kvalitě betonu.
- Poměr přetvoření  $(\varepsilon_1 = \varepsilon_2)/\varepsilon_3$  na mezi pevnosti



Obr. 6: Vliv účinků sevření  $\sigma_1 = \sigma_2 \leq 0$  na poměrná přetvoření  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  a na pevnost betonu  $R_{b3}$  při trojosé napjatosti



Obr. 7: Vliv relativních účinků sevření  $(\sigma_1 = \sigma_2)/R_b$  na relativní poměrné přetvoření  $\varepsilon_3/\varepsilon_{bu}$  pro betony B1 až B4 při dosažení meze pevnosti betonu v trojosé napjatosti

betonu nezávisí na kvalitě betonu, ale na účincích sevření ( $\sigma_1 = \sigma_2$ ).

Tyto skutečnosti byly určeny užitím konstitutivních vztahů doporučených CEB-FIP [24] pro krátkodobé účinky zatížení.

Hodnoty přetvoření betonu vypočítané podle různých konstitutivních vztahů se mohou výrazněji lišit. Lze se domnívat, že příčinou je zejména okolnost, zda vztahy zohledňují či nezohledňují počáteční plastické přetvoření betonu.

### **K ploše pevnosti betonu**

Pevnost betonu  $R_{b3}$  v trojosé napjatosti je závislá zejména na velikosti, směrech a historii hlavních normálových napětí  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ . Zobrazením experimentálně zjištěných pevností, jako bodů v kartézském souřadném systému  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ , získáme plochu skutečných pevností jejíž osa se shoduje s hydrostatickou osou souřadnicového systému. Při stanovení těchto ploch se nepřihlíží ke způsobům porušování. Plochy pevností betonu sestrojené podle různých doporučení se mohou lišit a podmínky jejich použitelnosti nemusí být jednoznačně určené.

V současné době není výčet údajů pro stanovení pevnosti betonu při trojosé napjatosti úplný. Skutečné plochy pevností betonu, kterých je ve skutečnosti velké množství, jsou pro případy použití v praxi redukovány na jednu plochu pevností betonu při krátkodobém zatížení. Výčet údajů pro stanovení plochy napjatosti betonu na mezi vzniku mikroskopických poruch je neúplný. Nedostatečné je i množství údajů o pevnostech betonu vzorků, které byly v některých fázích zatěžovací cesty namáhány nad mez vzniku mikroskopických poruch.

Údaje o pevnostech betonu při stavech výraznějších trojosých napjatostí při dlouhodobém zatížení nejsou úplné. Pravděpodobně lze očekávat, že v případě méně výrazných trojosých napjatostí bude pevnost betonu dotčena dlouhodobým zatížením obdobně jak bylo zjištěno pro beton namáhaný prostým tlakem. Při hydrostatickém tahu lze očekávat, že pevnost betonu se bude v čase výrazně zmenšovat. Také údaje o dotvarování betonu při trojosé napjatosti nejsou úplné.

Proces porušování betonu při zatěžování je dosti složitý. Poznatky jsou využívány zejména v nelineární lomové mechanice.

### **K možnosti využití teorie nelineární lomové mechaniky**

Výpočet únosnosti betonu pomocí plochy pevnosti betonu nevysvětluje fyzikální podstatu porušování, nebere v úvahu stav napjatosti v okolí možné poruchy ani vliv velikosti. Tyto aspekty zohledňuje např. teorie nelineární lomové mechaniky. V ČR se problematice nelineární lomové mechaniky věnuje zejména tým Dr. V. Červenky. Program SBETA, jehož autorem Dr. Červenka je, však prozatím modeluje pouze rovinné úlohy. Protože účelem výzkumu nebyla tvorba takto specifických programových systémů samotných, bylo pro autora nejspíšejší použít jako kritérium pevnosti klasickou teorii pevnosti v bodě.

### **K otázce vytvořit komplexní individuální program pro simulaci chování bandážovaných sloupů nebo využít standardní programový soubor**

Program ANSYS [34] je víceúčelový program využívající metodu konečných prvků. Lze jej použít téměř pro jakoukoliv analýzu v rozličných oborech průmyslu. Mechanickofyzikální jevy doprovázející chování zatěžovaných bandážovaných sloupů lze uvedeným programem modelovat, ale s jistými problémy. Ty se týkají v programu implementovaného materiálového modelu, konkrétně zejména přetvoření betonu a kritéria porušení betonu a následné modifikace chování betonu [23]. Protože program ANSYS [34] nepodporuje zadání pracovního diagramu jako funkce nezávislých proměnných  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 \dots$ , byl pracovní diagram stanoven z výsledků zkoušek. O jeho konstrukci jsou informace uvedeny v části 4.2.1 textu. Po zvážení důvodů pro i proti uvedeným záměrům bylo rozhodnuto, že bude využit programový soubor ANSYS.

## K otázce možného využití již vytvořených výpočetních modelů obdobných konstrukcí jako jsou bandážované sloupky

Zvětšení pevnosti betonu při všesměrném tlaku se z výhodou využívá u ocelových trub vyplněných betonem [15], železobetonových sloupů buď ovínutých [15], [16] nebo se zřetelem na jejich zesílení třmínky [17], [18], [19], [20]. K vlivu reologických vlastností betonu není v těchto modelech přihlédnuto a zpravidla se předpokládá, že omezení příčných přetvoření betonu je po výšce sloupu neměnné. Proto doporučení uváděných pro matematické modelování uvedených prvků nebylo využito.

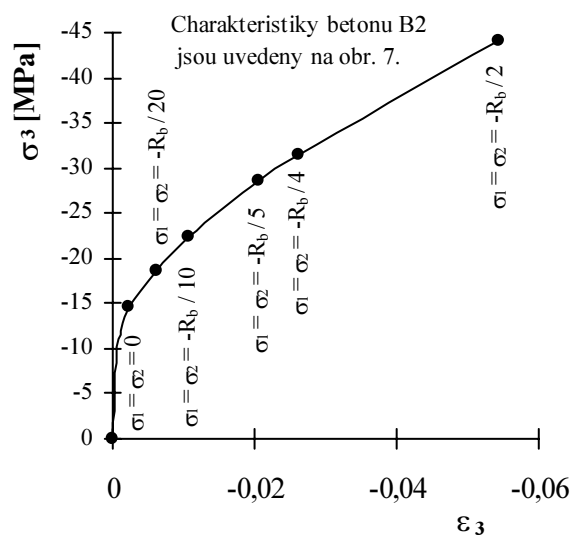
## 4.2 Zvolený materiálový model

### 4.2.1 Beton

Beton byl uvažován jako kvaziisotropní, izotropický a pružněplastický materiál s multilineárním zpevněním. S ohledem na způsob definice únosnosti betonu bandážovaných sloupů nebylo uvažováno se změkčením betonu.

#### Stanovení kvaziempirického pracovního diagramu betonu

Pracovní diagram byl stanoven z pokusů. Lze jej sestavit spojením  $a + 1$  bodů  $A_i [\varepsilon_{3i}, R_{b3i}]$  pro různé účinky sevření  $\sigma_{1i} = \sigma_{2i}, i = 1, \dots, n$ , viz obr. 8. Pro výpočty  $\varepsilon_{3i}$  a  $R_{b3i}$  bylo použito konstitutivních vztahů podle doporučení CEB-FIP [24]. Uvedený diagram je zobecněním sečného pracovního diagramu jednoose tlačeneho betonu v intervalu  $\langle 0, R_b \rangle$ , pro případ všesměrně tlačeneho betonu v případě, že  $\sigma_1 = \sigma_2$ .



Takto stanovený pracovní diagram byl zpravidla modifikován s ohledem na konkrétní hodnotu poměru  $\sum \sigma_1 / \sum \sigma_2$  v průřezu bandážovaného sloupu.

Plasticita byla zohledněna z výsledků zkoušek bandážovaných sloupů.

Obr. 8: K určení kvaziempirického multilineárního pracovního diagramu pro beton B2

#### Teorie porušení

V programovém systému ANSYS [34] je pro typ prvku Solid65 implementována teorie porušení [23]. V případě, že napětí betonu v bodě dosahuje úrovně odpovídající ploše porušení, dochází ke vzniku trhlin tehdy, když některé z hlavních normálových napětí je tahové. V případě, že všechna hlavní napětí jsou tlaková, nastane drcení betonu. Trhlina je modelována zavedením plochy slabě odolné ve směru normály k ploše trhliny. Je také zaveden koeficient smykového transferu, který redukuje smykovou sílu přenášenou trhlinou. Podle tohoto modelu však soulad výsledků zkoušek s výsledky predikce únosnosti bandážovaných sloupů nebyl uspokojivý.

Z možných teorií pevností betonu byl zvolen fenomenologický přístup a bylo použito kritérium porušení betonu v bodě. Beton byl tedy uvažován jako makroskopicky homogenní materiál. Plocha pevnosti betonu  $S(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, f_c, f_t) = 0$  byla uvažována podle doporučení CEB-FIP [24]. Charakteristická délka nehomogenního materiálu byla stanovena zkouškami.

Leží-li bod A  $[\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3]$ , určující napjatost betonu v bodě, na ploše  $S$ , potom napjatost odpovídá mezi pevnosti betonu. Leží-li bod A uvnitř (vně) plochy pevnosti nedochází (došlo) k vyčerpání pevnosti betonu. Nebylo stanoveno žádné kritérium pro omezení přetvoření.

Tento způsob vyhodnocení napjatosti betonu je vyhovující, ale domnívám se, že má menší vypovídající schopnost pokud jde o míru napjatosti betonu v bodě.

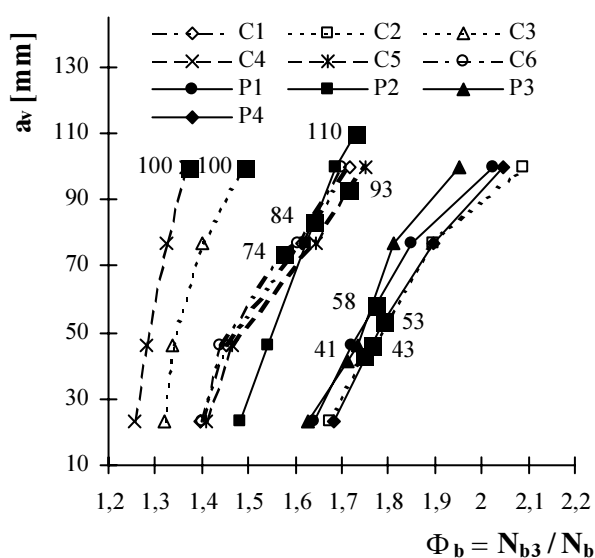
Při osovém tlaku s normálovým napětím betonu  $\sigma_b$  a pevností betonu v tlaku  $f_c$  je součinitel míry napjatosti betonu  $\varphi_{bf} = \sigma_b / f_c$ . Hodnota  $\varphi_{bf}$  také určuje jaká by musela být myšlená pevnost betonu (tj.  $f_{c,m} = \sigma_b / \varphi_{bf}$ ) aby beton při daném napětí byl plně využit v tlaku ( $\varphi_{bf} = 1$ ).

Plochu pevnosti  $S$  jsem tedy považoval za množinu bodů s napjatostmi, pro které součinitel míry napjatosti je  $\varphi_{bf} = 1$ . Vztah pro výpočet  $\varphi_{bf}$  při trojosé napjatosti v bodě jsem stanovil zobecněním uvedené úvahy pro osovou napjatost. Tedy konkrétní vypočtená hodnota součinitele míry napjatosti  $\varphi_{bf}$  v bodě A  $[\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3]$  betonu s pevností v tlaku  $f_c$  a tahu  $f_t$  vyjadřuje myšlenou plochu pevnosti betonu (o myšlené kvalitě betonu s pevnostmi  $\varphi_{bf} f_c, f_t$  nebo  $f_c, \varphi_{bf} f_t$ ) pro případ, kdy bod A leží na ploše pevnosti.

### Stanovení charakteristické délky betonu jako nestejnoroďého materiálu

Obdobně jako výběr reálných konstitutivních vztahů pro beton, snaha konstruovat kvaziempirický pracovní diagram betonu, tak i rozhodnutí o nejvhodnějším způsobu řešení charakteristické délky pro beton bylo možné v definitivní variantě návrhu provést až po vyhodnocení výsledků dat získaných simulací experimentálních zkoušek bandážovaných sloupů C1 až P4 pomocí matematického modelu. Výpočty součinitele míry napjatosti betonu  $\varphi_{bf}$  byly prováděné pro průměrné hodnoty tenzorů napětí vypočítané pro prvky či skupiny prvků vykrývající objemy  $V_1 = 25 \times 25 \times 20$  až  $V_5 = 125 \times 125 \times 120$  [mm] betonu. Tyto objemy se přibližně shodují s objemy krychlí o délce hrany  $a_{v1} = 23$  až  $a_{v5} = 123$  mm. Výpočty byly provedeny programem PTB. Rozptýl vypočítaných hodnot  $a_v = 41$  až 110 mm u experimentálně zkoušených sloupů při zatížení odpovídající mezi zjevného porušení betonu je relativně veliký a proto bylo nutné hledat odpověď na otázku, zdali délka  $a_v$  je ovlivněna účinností bandáže, viz obr. 9.

Rozdíly v rychlosti zatěžování byly u všech sloupů s bandážemi C1 až P4 zanedbatelné. Při sledování možného vlivu lokálních extrémů napětí nebyla závislost potvrzena. Bylo zjištěno, že relativně malá změna kvality betonu u bandáží s menší účinností ( $\Phi_b$ ) vyvolá větší změny v hodnotě  $a_v$  než u bandáží s účinností větší. Navíc, tyto malé změny kvality betonu mají výrazný vliv na hodnoty  $a_v$ . Například při odchylkách -5 (+5) % od hodnot  $R_b, R_{bt}, E_b$  zjištěných pro částečnou bandáž C4, změni se hodnota  $a_v = 100$  na hodnotu 170 (55) mm. Z průběhu závislosti  $\Phi_b \rightarrow a_v$  pro jednotlivé typy bandáží (obr. 9) je patrné, že přesnost stanovení vzniku makroskopické poruchy betonu při zkouškách může být ovlivněna lidským činitelem zejména v případě sloupů s menší účinností bandáží, kdy vznik a rozvoj poruch betonu je náhlý a uvážíme-li, že pro všechny sloupy bylo zvětšení normálové síly vyvozené lisem stejné, tj. 100 kN. Jestliže navíc přihlídneme k hledisku bezpečnosti, lze pro predikci pevnosti betonu konstatovat, že při použití kritéria pevnosti betonu v bodě s využitím plochy pevnosti betonu podle [24] lze předpokládat rozprostřený stav napjatosti



Obr. 9: Vliv součinitele únosnosti betonu  $\Phi_b$  na charakteristickou délku  $a_v$



v prvcích vykrývajících objemy  $V_2 = 50 \times 50 \times 40$  mm, tj. při charakteristické délce  $\alpha_v = 46,4$  mm. Předpokládá se, že charakteristická délka není ovlivněna účinností bandáží nebo gradientem složek tenzoru napětí.

Při maximálním rozměru kameniva  $d_g = 16$  mm, odpovídá uvedený objem  $V_2$  přibližně vztahu

$$V \approx (3d_g)^3. \quad (2)$$

### Smršťování a dotvarování betonu

Zobecnění jednoosého smršťování na trojosé je implementováno např. v programu ANSYS [34]. Smršťování betonu v intervalech  $\Delta t_k$ ,  $k = 1, 2, \dots, n$  časové osy bylo simulováno změnou teploty  $\Delta T_k$  tak aby platilo

$$\Delta T_k = \Delta \varepsilon_{bs} (\Delta t_k) / \alpha,$$

kde  $\alpha$  je součinitel tepelné roztažnosti betonu podle [6],

$\Delta \varepsilon_{bs} (\Delta t_k)$  zvětšení poměrného přetvoření smršťováním betonu pro interval  $\Delta t_k$ ,

tj.  $\Delta \varepsilon_{bs} (\Delta t_k) = \varepsilon_{bs} (t_{k+1}) - \varepsilon_{bs} (t_k)$ , přičemž  $\varepsilon_{bs} (t_k)$ ,  $\varepsilon_{bs} (t_{k+1})$  je poměrného přetvoření od smršťováním betonu vypočítané podle přílohy 4 předpisu [6] pro čas  $t_k$ ,  $t_{k+1}$ .

O dotvarování betonu při výraznějších víceosých stavech napjatosti toho v současné době mnoho nevíme. Platnost lineární teorie dotvarování při jednoosé napjatosti je omezena poměrem  $\sigma_b/R_b \approx 0,5$ , tedy přibližně vznikem mikroskopických poruch tlačeního betonu. V souladu s touto skutečností by byla platnost lineární teorie pro víceosou napjatost pravděpodobně omezena plochou napjatosti odpovídající vzniku mikroskopických poruch betonu. Akustickou emisí byl při experimentálních zkouškách bandážovaných sloupů zjištěn vznik mikroskopických poruch při zatížení  $N \approx 0,75 N_f$ , kterému odpovídají hodnoty součinitele míry napjatosti betonu  $\varphi_{bf} \approx 0,5$  až  $0,6$ .

Při jednoosé napjatosti je dotvarování betonu závislé zejména na složení betonové směsi, vlhkosti prostředí a průřezových rozměrech prvku, stáří betonu v okamžiku zatížení a na velikosti normálového napětí betonu. Pro objasnění prostorového dotvarování betonu by tedy bylo nutné objasnit zvláště jeho závislost na tenzoru napětí.

Zobecnění matematického modelu „jednoosého“ dotvarování betonu na „trojosé“ je uvedeno např. v [34]. Protože při výpočtech simulující chování bandážovaných sloupů zatěžovaných krátkodobým zatížením bylo zjištěno, že extrémní hodnoty poměru  $|(\sigma_1 \approx \sigma_2)/\sigma_3|$  normálových hlavních napětí se při mezním zatížení pohybují v intervalu  $1/15$  až  $1/10$  (v závislosti na typech bandáží), bylo pro simulování dotvarování betonu programem ANSYS využito doporučení přílohy č. 4 předpisu [6] pro výpočty poměrného délkového přetvoření betonu podle vztahu (433) a součinitele dotvarování podle vztahu (434).

### Změny pevností betonu v čase a s mírou napjatosti

#### Jednoosá napjatost

Pevnost betonu při krátkodobém zatížení se zvětšuje se stářím betonu. Podle doporučení např. ČSN 73 1201 [6] lze vypočítat pevnost betonu v tlaku  $R_b(t)$ , pevnost v tahu  $R_{bt}(t)$  a modul pružnosti  $E_b(t)$  podle vztahů

$$R_b(t) = \mathcal{G}(t) R_b(28), \quad (3)$$

$$R_{bt}(t) = \mathcal{G}^{2/3}(t) R_{bt}(28), \quad (4)$$

$$\text{přičemž } \mathcal{G} = 1,36 t/(t+10), \quad (5)$$

$$\mathcal{G} = 1,11 t/(t+10). \quad (6)$$

Zde  $\mathcal{G}$  je součinitel, který se určí takto: kontroluje-li se pevnost betonu po 28 (90) dnech, určí se  $\mathcal{G}$  ze vztahu (5), resp. (6),

$R_b(28)$  pevnost betonu v tlaku starého 28 dnů,

$R_{bt}(28)$  pevnost betonu v tahu starého 28 dnů,

$t$  stáří betonu ve dnech od okamžiku ztuhnutí betonové směsi.

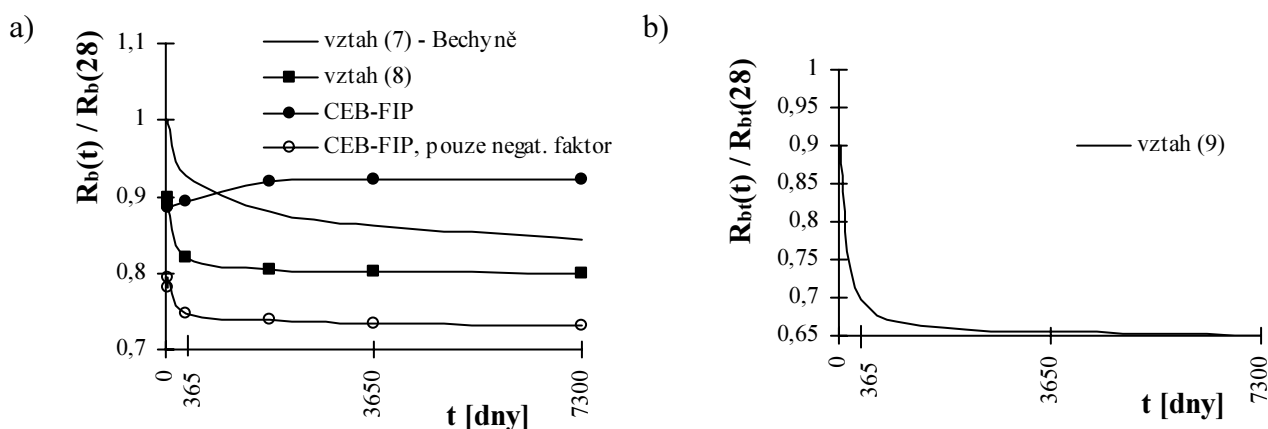
Zmenšení jednoosé pevnosti betonu v tlaku při dlouhodobém zatížení závisí zejména na součiniteli  $\varphi_b$  míry napjatosti betonu a na době po kterou zatížení působí. Podle doporučení CEB-FIP [24] se při výpočtu pevnosti betonu v tlaku při dlouhodobém zatížení zohledňuje jak pozitivní faktor - tj. zvětšení pevnosti betonu se stářím betonu, tak i negativní faktor - tj. zmenšení pevnosti důsledkem dlouhodobého charakteru zatížení, viz *obr. 10a*.

Podle starších názorů, např. podle akademika Stanislava Bechyně [14] je dlouhodobá pevnost betonu v tlaku rovna 0,8 násobku pevnosti při krátkodobém (jednorázovém) zatížení; při míře napjatosti  $\varphi_b = 0,8$  platí pro pevnost betonu v tlaku vztah

$$R_b(t) = 0,928t^{-0,032}R_b(0,1), \quad 0,1 \leq t \leq 100, \quad (7)$$

kde  $t$  je doba působení dlouhodobého zatížení v rocích a  $R_b(0,1)$  pevnost v tlaku betonu starého 0,1 roku. Viz též *obr. 10a*. Podle uvedeného vzorce je zmenšení pevnosti betonu v prvních měsících a rocích velmi výrazné, později se zmírní až v čase 100 roků odezní.

Protože se domnívám, že vztahy pro zvětšení pevností betonu se stářím betonu, které doporu-



Obr. 10: Jednoosá pevnost betonu v tlaku (a) a tahu (b) při dlouhodobém zatížení, kdy  $\varphi_b = \varphi_{bt} = 0,8$

čuje ČSN 73 1201 [6] i CEB-FIP [24] pro krátkodobé zatížení, nezohledňují spolehlivě změny pevnosti betonu uloženého v sušším prostředí, předpokládají se následující podmínky:

- vztahy (3) až (6) platí pouze pro nezatížený beton,
- pro pevnost betonu v tlaku při dlouhodobém zatížení a  $\varphi_b = 0,8$  platí vztah

$$R_b(t) = \left( 0,956 - 0,156 \frac{t}{t+50} \right) R_b(28), \quad 28 \leq t \leq 7300, \quad t \text{ [dny]}, \quad (8)$$

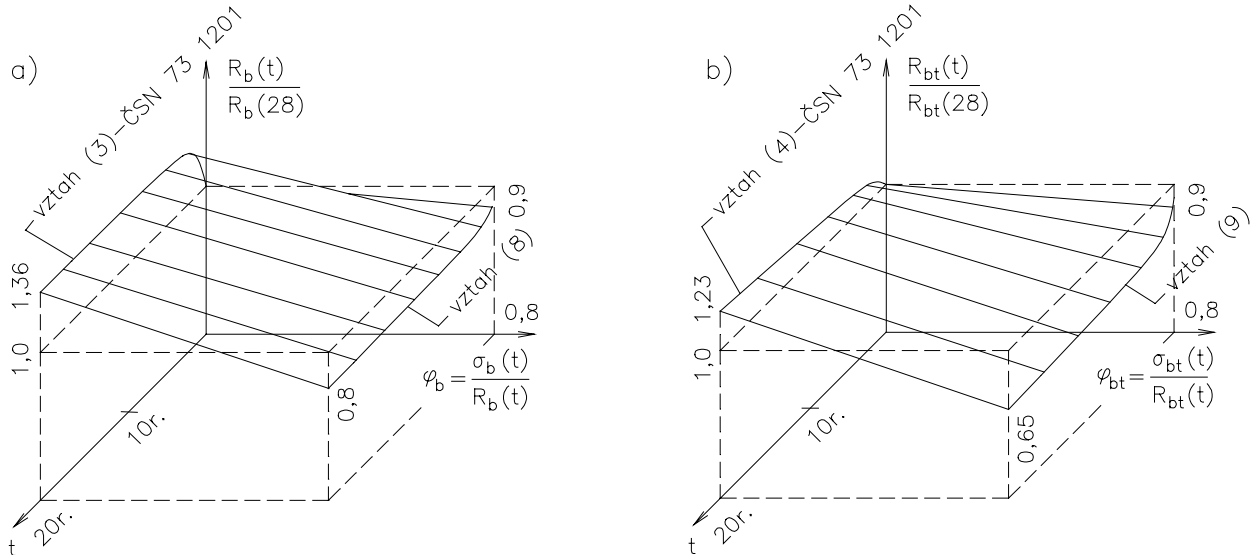
viz *obr. 10a*,

- dlouhodobá pevnost betonu v tahu je rovna pouze 0,65 násobku pevnosti při krátkodobém jednorázovém zatížení; pro pevnost betonu v tahu při dlouhodobém zatížení a  $\varphi_{bt} = 0,8$  platí vztah

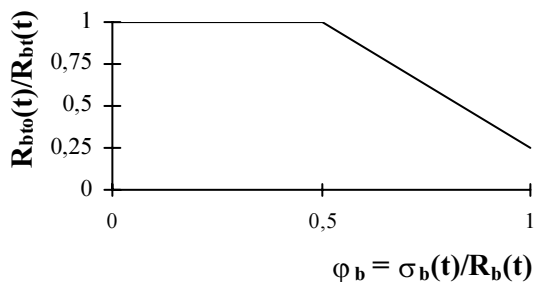
$$R_{bt}(t) = \left( 1,040 - 0,390 \frac{t}{t+50} \right) R_{bt}(28), \quad 28 \leq t \leq 7300, \quad t \text{ [dny]}, \quad (9)$$

viz obr. 10b.

Navržené plochy jednoosých pevností betonu v tlaku a tahu, zohledňující faktor času  $t$  a součinitele  $\varphi_b$ ,  $\varphi_{bt}$  míry napjatosti betonu, jsou zobrazeny na obr. 11.



Obr. 11: Plocha jednoosých pevností betonu v tlaku (a) a tahu (b)



Obr. 12: Ochabnutí pevnosti betonu v tahu

Pro matematickém modelování bylo nutné zohlednit vznik mikroskopických poruch betonu železobetonového sloupu namáhaného tlakem při součiniteli míry napjatosti  $\varphi_b \geq 0,5$ . Tento stav může nastat zejména v případě přetížených železobetonových sloupů, kdy posléze budou sloupy bandážovány. Při vzniku těchto poruch dochází ve vodorovném směru zejména k ochabnutí pevnosti betonu v tahu, které je zohledněno vztahy

$$R_{bt,o}(t) = R_{bt}(t) \quad \text{pro interval} \quad 0 \leq \varphi_b \leq 0,5, \quad (10)$$

$$R_{bt,o}(t) = (1,5 - \varphi_b) R_{bt}(t) \quad \text{pro interval} \quad 0,5 < \varphi_b \leq 1,0. \quad (11)$$

Viz obr. 12.

### Trojosá napjatost

Konstrukce plochy pevnosti betonu podle CEB-FIP [24], tj. při krátkodobém zatížení, vychází z hodnot jednoosých pevností betonu v tlaku a tahu. Proto se domnívám, že přestože experimentální výzkumy vlivu faktoru času a míry napjatosti betonu na změny pevnosti betonu v trojosé napjatosti nebyly v dostatečné míře doposud prováděny, postačí k přibližnému zohlednění uvedených faktorů na pevnost betonu  $R_{b3}$  uvažovat za výchozí data jednoosé pevnosti betonu podle obr. 11. Oprávněnost této domněnky částečně potvrzuje soulad vzniku mikroskopických poruch betonu jednoose a trojose namáhaného při stejných hodnotách součinitele míry napjatosti, tj. při  $\varphi_b \approx 0,5 \approx \varphi_{bf}$ .

Protože jak pevnost betonu při dlouhodobém zatížení a při výrazných změnách poměrů hlavních normálových napětí  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$  v průběhu životnosti sloupů, tak i dotvarování betonu jsou jevy, které pro trojose namáhaný beton nebyly laboratorně dostatečně zkoumány, byly modelovány vždy tak, aby z hlediska únosnosti sloupů zatěžovaných dlouhodobě byly výsledky vždy na straně bezpečné. Z hlediska skutečného chování sloupů lze považovat tento model bandážovaných sloupů z uvedených příčin za ne zcela výstižný, ale za bezpečný.

## 4.2.2 Výztuž betonu a ocel bandáže

Bylo uvažováno s fyzikálně nelineárním chováním třmínků, podélné výztuže a oceli bandáže podle pracovních diagramů uvedených na *obr. 2*.

Pracovní diagramy podélné výztuže a třmínků byly uvažovány pružněplastické s lineárním zpevněním podle výsledků zkoušek.

Pracovní diagram oceli bandáže byl uvažován ideálně pružněplastický, tvaru podle výsledků zkoušek.

## 4.3 Implementace materiálových modelů v programu ANSYS

Železobeton byl modelován 3D prvkem typu *Solid65*, tj. podle označení [34]. Ocelová bandáž, malta mezi úhelníky a betonem částečně bandážovaných sloupů a sádra v kontaktní spáře mezi deskami zatěžovacího lisu a čely sloupu byly modelovány 3D prvky *Solid45*. Kontaktním prvkem *Contact52* byla modelována malta mezi betonem a ocelovými úhelníky v případě modelu plně bandážovaných sloupů uvažující částečný prokluz úhelníků, tj. model „P“. Ohřátí ocelových pásků na teplotu  $T$  při jejich předpínání bylo zohledněno ochlazením pásků modelu na teplotu  $-2/3 \Delta T$  ( $\Delta T = T - 20$  [°C]).

Modelování tvaru betonového sloupu a bandáže bylo provedeno bez výrazněji zjednodušujících předpokladů. Za základní rozměr 3D prvku betonu byl zvolen prvek velikosti 25×25×20 mm. V některých případech bylo simulováno chování zatížených železobetonových sloupů, které byly bandážovány až ve zvoleném čase a potom přitíženy.

### Prvek Solid65

je trojrozměrný vyztužený betonový prvek. Používá se k modelování nevyztuženého nebo vyztuženého betonu. Je určen osmi body z nichž každý má tři stupně volnosti - posunutí ve směru os  $x$ ,  $y$ ,  $z$ . Prvek umožňuje přítomnost čtyř různých materiálů uvnitř každého prvku, tj. betonu a maximálně třech nezávislých vyztužujících materiálů. Typ prvku je schopen modifikovat chování materiálů při vzniku trhlin betonu v tlaku a drcení betonu v tlaku. Umožňuje nelineární a plastické chování materiálů i jejich dotvarování a smršťování. O betonu se předpokládá, že je izotropní. Po vzniku trhlin v betonu je chování prvků ortotropní. Porušení trhlinami je povoleno ve třech ortogonálních směrech v každém integračním bodě. O výztuži se předpokládá, že je rozptýlená po celé ploše prvku a má pouze jednosměrnou tuhost.

### Prvek Solid45

je trojrozměrný prvek pro modelování konstrukčních materiálů. Je definován opět osmi body z nichž každý má tři stupně volnosti - posunutí ve směru os  $x$ ,  $y$ ,  $z$ . Umožňuje nelineární a plastické chování materiálu, dotvarování a smršťování.

### Prvek Kontakt52

modeluje chování dvou ploch ve vzájemném styku. Vzhledem k normálovému tlakovému napětí a tření mezi plochami se plochy mohou, ale také nemusí vzájemně posunout. Prvek je dán dvěma body z nichž každý má tři stupně volnosti - posunutí ve směru os  $x$ ,  $y$ ,  $z$ .

## Druhy modelů

Železobetonový sloup, malta mezi úhelníky a betonem a ocelová bandáž tvoří interakční soustavu, jejíž chování závisí na vlastnostech materiálů a geometrii soustavy.

S ohledem na chování úhelníků a jejich možný prokluz byly navrženy tři druhy modelů:

- *Model částečně bandážovaných sloupů (C)*. S prokluzem úhelníků není uvažováno.
- *Model plně bandážovaných sloupů uvažující částečný prokluz úhelníků (P)*. U modelu jsou navíc zohledněny difference mezi osovým přetvořením čtyř úhelníků bandáže. Predikce reálné únosnosti sloupů rozlišuje stav na mezi vzniku poruch betonu v oblasti zhlaví / paty sloupů a ve střední oblasti sloupů.
- *Model plně bandážovaných sloupů s plným prokluzem úhelníků (PN)*. Z hlediska bezpečného návrhu těchto sloupů ve stavební praxi není s vlivem osových normálových napětí úhelníků uvažováno.

Vytvořený matematický model simuluje chování betonu, podélné výztuže, třmínků a všech prvků ocelové bandáže v závislosti na zatížení a čase (smršťování a dotvarování betonu, změna pevnosti betonu v čase, čas provádění bandáže). Při zatěžování bandážovaných sloupů osovou tlakovou normálovou silou model umožňuje stanovit hodnotu normálové síly na mezi vzniku zjevných poruch betonu.

## 4.4 Ověření modelu a některé výsledky testů

Základní informace o programu zkoušek a jejich výsledcích jsou uvedeny v *tab. 1*. Způsobem uvedeným v předcházející části textu byla provedena simulace chování experimentálně odzkoušených sloupů typu C1 až P4 vždy pro průměrné hodnoty charakteristik betonu ze stejně bandážovaných dvojic sloupů a to při zvětšující se osově síle až do dosažení meze porušení betonu ve střední oblasti těchto prvků. Bylo sledováno přetvoření na materiálech v místech odpovídající umístění měřících terčů (*obr. 1*), dále napětí podélné výztuže, třmínků, pásků, úhelníků a též hodnoty součinitele míry napjatosti betonu  $\varphi_{bf}$  všech elementů, následně též v objemech  $V_2$  až  $V_4$  betonu.

Efekt sevření betonu ocelovou bandáží lze na mezi porušení betonu (tato mez je současně i mezi porušení bandážovaných sloupů účinkem osově síly  $N$ ) zohlednit součinitelem  $\Phi_b$  únosnosti betonu bandážovaného sloupu, který lze vyjádřit vztahem

$$\Phi_b = N_{b3}/N_b. \quad (12)$$

Výslednici  $N_b$  normálových napětí betonu na mezi porušení železobetonového nebandážovaného sloupu lze vyjádřit vztahem (13) a výslednici  $N_{b3}$  normálových napětí betonu na mezi porušení bandážovaného sloupu vztahem (14).

$$N_b = 0,8 A_b R_b \quad (13)$$

$$N_{b3} = N_f + A_s \sigma_s - N_{uh} \quad (14)$$

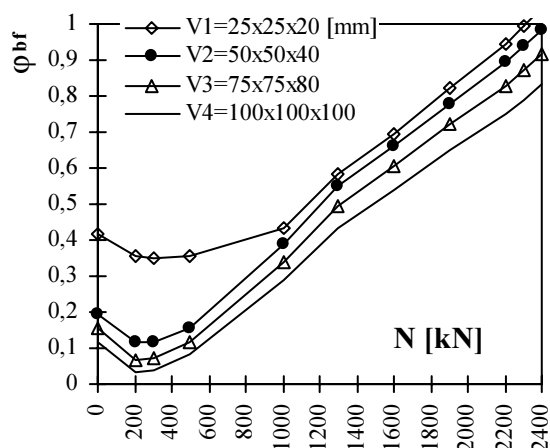
V uvedených vztazích je

$A_b, R_b$  plocha betonu příčného řezu sloupu a pevnost betonu v tlaku,

$A_s, \sigma_s$  plocha a napětí podélné výztuže,

$N_{uh}$  výslednice osových normálových napětí úhelníků na mezi porušení plně bandážovaných sloupů normálovou silou, u částečně bandážovaných sloupů se s uvedenou výslednicí neuvažuje,  $N_{uh} = 0$ .

Při normálové síle  $N_f$ , odpovídající mezi porušení ve střední oblasti sloupů, byly zjištěny poměrné rozdíly mezi hodnotami poměrných přetvoření získaných počítačovým simulováním a ze zkoušek



Obr. 13: Vztah normálové síly  $N$  k extrémnímu maxima součinitele  $\phi_{bf}$  míry trojosé napjatosti betonu pro částečnou bandáž typu C2

[1] v rozsahu -11,0 až +10,2 % pro podélné deformace betonu, -23,2 až +19,6 % pro příčné deformace betonu a -34,5 až +23,8 % pro deformace pásků (tab. 2). Pro částečnou bandáž typu C2 jsou maximální hodnoty součinitelů míry trojosé napjatosti betonu  $\phi_{bf}$ , vypočítané pro prvky či skupiny prvků vykrývající objemy  $V_1$  až  $V_4$  betonu sloupu, zobrazeny na obr. 13.

Pro zatížení bandážovaných sloupů silou  $N_f$  byla lineární aproximací z hodnot součinitelů  $\phi_{bf}$  (pro objemy  $V_1$  až  $V_4$ ) vypočítána charakteristická délka  $a_v$  pro případy, kdy stav napjatosti odpovídal pevnostem betonu v trojosé napjatosti, tj. při  $\phi_{bf} = 1$ . Hodnoty  $a_v$  jsou uvedeny ve sloupci 7 tab. 2. Příznivý vliv bandáží na únosnost betonu bandážovaných sloupů vyjadřují hodnoty součinitele únosnosti betonu  $\Phi_b = 1,368$  až  $1,790$  (tab. 2). Nejmenší (největší) únosnost betonu z částečných a plných bandáží vykazuje bandáž C4 (P4).

Tab. 2: Predikce a výsledky zkoušek pro střední oblast částečně (C) a plně (P) bandážovaných dvojic sloupů.  $N_f$  - normálová síla na mezi vzniku viditelných poruch betonu sloupu vyvozená litem,  $\Delta\epsilon_{bz}$ ,  $\Delta\epsilon_{bx}$ ,  $\Delta\epsilon_p$  - poměrné přetvoření podélné betonu, příčné betonu a podélné pásků,  $\Phi_b$  - součinitel únosnosti betonu při hodnotách  $N_f$ ,  $a_v$  - charakteristická délka betonu pro  $\phi_{bf} = 1$  a při hodnotách  $N_f$ ,  $N_{fp}$  - normálová síla na mezi porušení sloupu pro  $a_v = 46,4$  mm ( $V_2 = 50 \times 50 \times 40$  mm). Hodnoty ve sloupcích 3, 4, 5, 8 jsou relativní odchylky hodnot predikce k naměřeným hodnotám experimentálně odzkoušených sloupů.

Bandáž	$N_f$ [kN]	$\Delta\epsilon_{bz}$ odchylka [%]	$\Delta\epsilon_{bx}$ odchylka [%]	$\Delta\epsilon_p$ odchylka [%]	$\Phi_b$	$a_v$ [mm]	$N_{fp}$ Odchylka [%]
ŽB	1 400	-	-	-	1	-	-
C1	2 050	-11,0	-0,2	-20,6	1,639	83,8	-9,9
C2	2 400	+1,1	-4,6	+7,7	1,746	42,9	+1,2
C3	1 850	+10,2	+7,2	-7,0	1,521	100	-11,2
C4	1 750	+3,8	-7,1	+10,8	1,368	100	-6,8
C5	2 100	+3,8	+19,6	-17,4	1,713	93,4	-12,8
C6	2 050	+6,9	-7,0	-15,3	1,578	73,6	-7,7
C7	1 800	-	-	-	1,409	44,9	+6,3
P1	2 500	+7,1	+5,8	-21,1	1,774	58,0	-1,8
P2	2 550	+1,5	-0,4	-34,3	1,730	110	-7,8
P3	2 750	-8,2	-6,8	+20,3	1,711	41,3	+1,0
P4	3 050	+0,8	-23,2	+23,8	1,790	53,4	-0,9
průměr [%]		+1,6	-1,7	-5,3	-	-	-5,0

## 5 CHOVÁNÍ BANDÁŽOVANÝCH SLOUPŮ

Na matematických modelech bandážovaných sloupů bylo simulováno chování sloupů a bandáží vždy při změně jediného parametru bandáže, kterým byla:

- vzdálenost pásků,
- průřezová plocha pásků,
- ocelové úhelníky,
- kvalita betonu,
- poměr délek stran průřezu sloupu,
- bandážování již zatížených sloupů,
- podélná výztuž a třmínky,
- teplota při předpínání pásků,
- maximální rozměr kameniva betonové směsi a velikost průřezu sloupu.

### 5.1 Predikce únosnosti betonu

Únosnost betonu bandážovaných sloupů je určena výslednicí  $N_{b3}$  normálových napětí na mezi porušení betonu, která se vypočítá podle vztahu

$$N_{b3} = \Phi_b N_b, \quad (15)$$

kde  $N_b$  je výslednice normálových napětí betonu na mezi porušení železobetonových nebandážovaných sloupů. Součinitel únosnosti betonu  $\Phi_b$  bandážovaných sloupů bude vyjádřen jako součin  $n$  součinitelů únosnosti betonu, z nichž každý vyjadřuje vliv konkrétního parametru na únosnosti betonu, tj.

$$\Phi_b = \prod_{k=\text{parametr}}^n = \Phi_{ap} \Psi_{Ap} \Psi_{uh} \dots \quad (16)$$

Pro predikci normálové síly  $N_{fp}$  na mezi porušení betonu bandážovaných sloupů bude uveden vztah

$$N_{fp} = N_{b3} + N_{uh} + N_{sc}, \quad (17)$$

kde  $N_{uh}$  je výslednice osových normálových napětí úhelníků,

$N_{sc}$  výslednice osových normálových napětí podélné výztuže.

Stanovení únosnosti betonu bandážovaných sloupů vychází z chování sloupů při dosažení meze porušení betonu, která je současně i mezi porušení sloupů. S ohledem na chování úhelníků byly výpočty prováděny na matematických modelech C, P, PN. Dále uváděné vzorce pro výpočty součinitelů únosnosti betonu aproximují data vypočítané podle matematických modelů a jsou značeny značkou příslušného modelu.

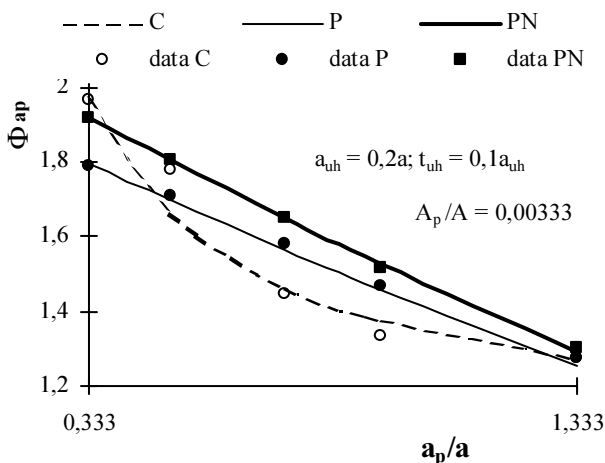
Součinitel únosnosti betonu bude vyjádřen objektivním součinitelem únosnosti  $\Phi_i$  nebo součinitelem relativním  $\Psi_i = \Phi_i / \Phi_{i,\text{ref}}$ . Značka  $\Phi_{i,\text{ref}}$  je součinitel únosnosti betonu pro bandáž s průměrnými hodnotami parametrů bandáže a to buď z intervalů hodnot, jejichž vliv na chování bandážovaných sloupů bude vyšetřován nebo z intervalů, které pro praktické návrhy bandážovaných sloupů budou vymezeny. V rámci omezení výčtu vztahů budou, vyjma pro vzdálenost pásků, uváděny vztahy pro relativní součinitele únosnosti betonu. Jejich výčet bude součástí souboru vztahů pro predikci síly  $N_{fp}$ .

Pevnosti materiálů pro modelování chování sloupů experimentálně zkoušených byly uvažová-

ny průměrnými hodnotami z hodnot naměřených. Průměrné kvality betonu experimentálně odzkoušených bandážovaných sloupů odpovídají hodnoty  $R_b = 14,91$  MPa,  $R_{bt} = 2,02$  MPa,  $E_b = 20,78$  GPa. Pokud nebude uvedeno jinak, je ocelová bandáž předepnuta ohřátím ocelových pásků vždy na teplotu  $T = 150$  °C na železobetonových sloupech, které tvarem i vyztužením odpovídají experimentálním sloupům.

### Vzdálenost pásků

Vliv poměru osové vzdálenosti pásků k délce strany  $a$  čtvercového průřezu sloupu na únosnost



betonu bandážovaných sloupů lze vyjádřit (při použití modelů C, P, PN) součinitelem vzdálenosti pásků

$$\Phi_{ap} = 1,048 + 0,306 \left( \frac{a_p}{a} \right)^{-1}, \quad (18C)$$

$$\Phi_{ap} = 1 + \left( 1 - 0,5 \frac{a_p}{a} \right)^{1,25} \quad (18P)$$

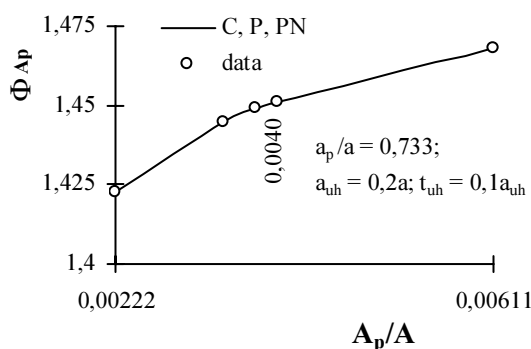
$$\Phi_{ap} = 1 + \left( 1,12 - 0,56 \frac{a_p}{a} \right)^{1,25} \quad (18PN)$$

Obr. 14: Vliv vzdálenosti pásků  $a_p$  na únosnost betonu bandážovaných sloupů vyjádřený součinitelem vzdálenosti pásků  $\Phi_{ap}$

Z obr. 14 je patrné, že závislost  $a_p/a \rightarrow \Phi_{ap}$  je velmi silná.

### Plocha pásků

Vliv poměru plochy  $A_p$  ocelových pásků k ploše  $A$  příčného řezu sloupu na únosnost betonu bandážovaných sloupů vyjadřuje relativní součinitel plochy pásků



$$\Psi_{Ap} = 1 + \frac{(A_p/A) - 0,0033}{10(A_p/A)^{0,8}} \quad (19C, P, PN)$$

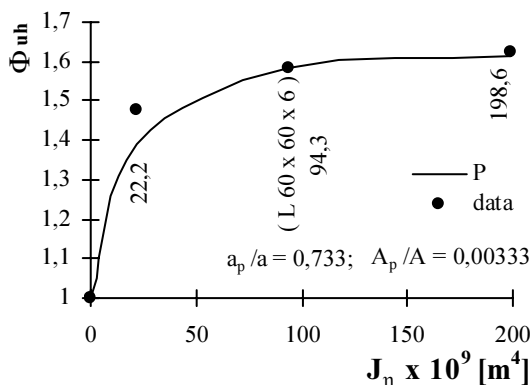
Pro navrhování plných bandáží ve stavební praxi je výhodné požadovat aby  $(A_p/A) \geq 0,004$ , kdy podle obr. 15 je zvýšení účinnosti bandáží již velmi malé.

Obr. 15: Vliv plochy  $A_p$  ocelových pásků na únosnost betonu bandážovaných sloupů vyjádřený součinitelem plochy ocelových pásků  $\Phi_{Ap} = 1,445 \Psi_{Ap}$



## Ocelové úhelníky

Tato predikce se týká pouze vlivu omezení příčných přetvoření betonu účinkem tuhosti ocelových úhelníků na únosnost betonu sloupů plně bandážovaných. Uvedený vliv úhelníků na sloupy průřezu 300×300 mm vyjadřuje relativní součinitel ocelových úhelníků



Obr. 16: Vliv momentu setrvačnosti úhelníků  $J_\eta$  na únosnost betonu plně bandážovaných sloupů vyjádřený součinitelem úhelníků  $\Phi_{uh} = 1,583 \Psi_{uh}$

$$\Psi_{uh} = 0,632 + \frac{0,392 J_\eta}{J_\eta + 4,5 \cdot 10^{-9}}, \quad (20P)$$

kde  $J_\eta$  je moment setrvačnosti úhelníku k centrální ose setrvačnosti kolmé k ose symetrie průřezu úhelníku.

Účinnost plné bandáže uvedeného typu je pro případ použití úhelníků rozměrů 60×60×6 mm značná a použití úhelníků větších příčných rozměrů nemá odpovídající odezvu ve zvětšení únosnosti betonu, viz obr. 16.

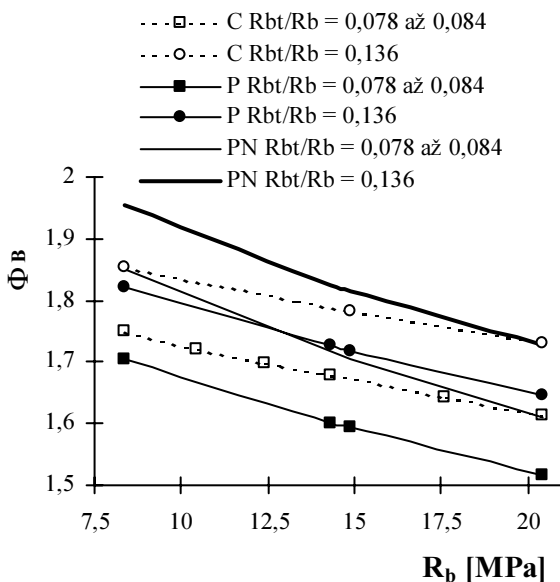
## Kvalita betonu

S klesající kvalitou betonu se zvětšují jeho přetvárné schopnosti. U bandážovaných sloupů je tato vlastnost betonu doprovázena vzrůstající účinností bandáže. Tento vliv vyjadřuje součinitel kvality betonu

$$\Psi_B = 0,891 - \frac{0,563 R_b - 4,7}{R_b + 77} + 1,121 \frac{R_{bt}}{R_b}, \quad (21C)$$

$$\Psi_B = 0,886 - \frac{0,585 R_b - 4,883}{R_b + 48,65} + 1,316 \frac{R_{bt}}{R_b}, \quad (21P)$$

$$\Psi_B = 0,932 - \frac{0,554 R_b - 4,626}{R_b + 32,65} + 1,108 \frac{R_{bt}}{R_b}. \quad (21PN)$$

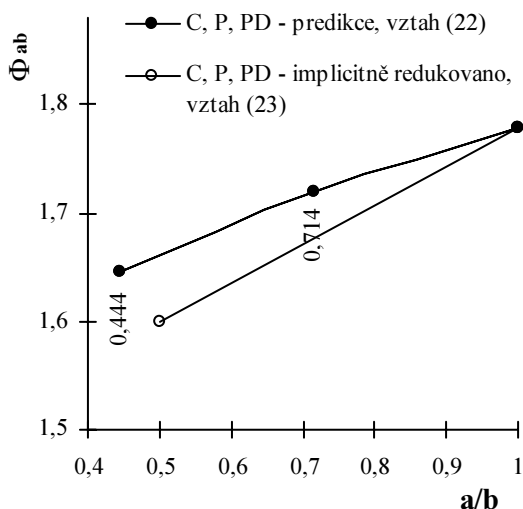


Viz též obr. 17. Uvedené vztahy jsou odvozeny pro betonu s pevností v tlaku  $R_b = 8$  až 25 MPa a s pevností v tahu  $R_{bt}$  odpovídající poměrům  $R_{bt}/R_b = 0,08$  až 0,14. Do vztahů (21) se pevnosti betonu dosazují v MPa.

Obr. 17: Vztah pevnosti betonu v tlaku k únosnosti betonu bandážovaných sloupů vyjádřený součinitelem kvality betonu  $\Phi_B = \Phi_{B,ref} \Psi_B$ .  $\Phi_{B,ref} = 1,777, 1,710, 1,805$  pro predikce C, P, PN

## Poměr délek stran příčného řezu sloupu

Průřez bandážovaného sloupu může mít také tvar obdélníku se stranami  $a < b$ . Vliv poměru délek stran na únosnost betonu bandážovaných sloupů zohledňuje relativní součinitel poměru délek stran příčného řezu sloupu



$$\Psi_{ab} = 1 - \frac{1 - (a/b)}{(4a/b) + 5,71} \quad (22C, P, PN)$$

Protože tento vztah pro poměr  $a/b < 1$  nebyl experimentálně ověřen, je vhodné vliv poměru  $a/b$  na únosnost betonu pro navrhování bandážovaných sloupů ve smyslu mezních stavů porušení vyjádřit pro interval  $0,5 \leq (a/b) \leq 1,0$  vztahem (23), viz také obr. 18.

$$\Psi_{ab} = 0,2 \frac{a}{b} + 0,8 \quad (23C, P, PN)$$

Obr. 18: Vztah poměru stran průřezu sloupu ( $a \leq b$ ) k únosnosti betonu bandážovaných sloupů vyjádřený součinitelem  $\Phi_{ab} = 1,778 \Psi_{ab}$

## Bandážování zatížených sloupů

Při realizaci bandáží na stavbách bude sloup před bandážováním většinou zatížen a tato okolnost ovlivňuje únosnost bandážovaných sloupů. Při bandážování a po bandážování sloupů se mění nejen zatížení sloupů, ale dochází také ke změně jednoosého stavu napjatosti betonu na trojosý. Chování betonu za tohoto stavu je závislé zejména na součiniteli  $\phi_b$  míry jednoosé napjatosti betonu bezprostředně před bandážováním. Při hodnotách  $\phi_b \geq 0,8$ , kdy dochází k progresivnímu rozvoji mikroskopických poruch jednoose tlačeného betonu, nemusí beton vždy pozitivně reagovat na změnu stavu napjatosti. Chování sloupů před a po bandážování je ovlivněno také smršťováním betonu, dotvarováním betonu a změnami pevností betonu v čase a s mírou napjatosti.

Pomocí matematického modelu bylo vyšetřeno chování sloupů s částečnou bandáží C2 a s plnou bandáží (tj. s pásy  $50 \times 6$  mm při osové vzdálenosti 150 mm, s úhelníky  $60 \times 60 \times 6$  mm), v obou případech při působení dvou variant zatížení:

- zatížení dlouhodobých a krátkodobých,
- zatížení pouze krátkodobých.

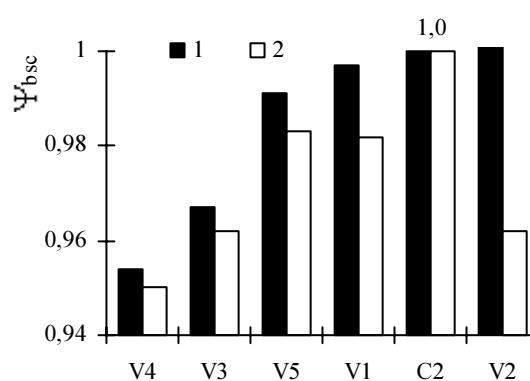
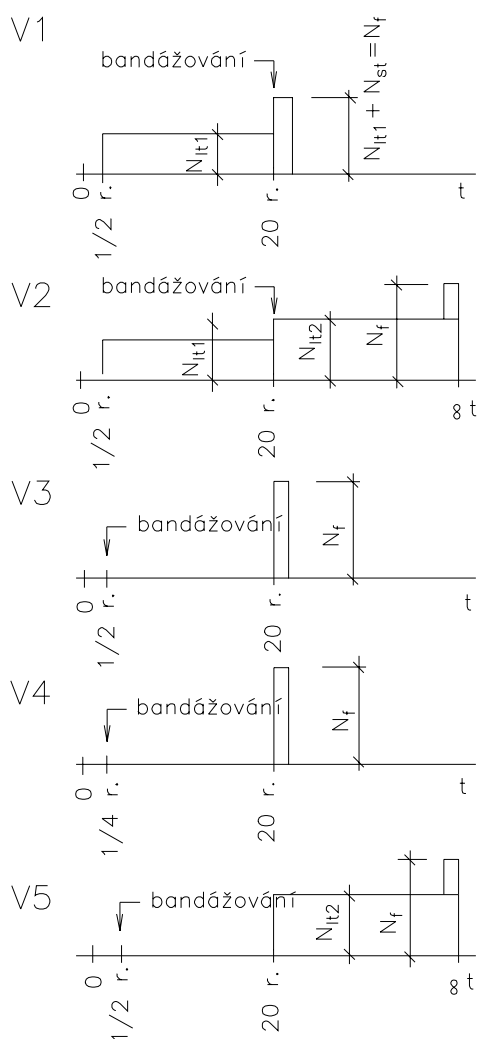
### Účinky dlouhodobých i krátkodobých zatížení

Při modelování chování betonu bylo také zohledněno smršťování a dotvarování betonu, změny pevností betonu v čase a s mírou napjatosti betonu a také ochabnutí přetvárných vlastností (plasticita) betonu sloupů do okamžiku provedení bandáže.

Modely byly vyšetřovány pro tyto případy historie bandážování a působícího zatížení:

- V1 Na sloup působila v intervalu  $\langle 1/2$  roku, 20 roků  $\rangle$  dlouhodobá normálová síla  $N_{lt1}$ . V okamžiku na konci tohoto intervalu byl sloup bandážován a bezprostředně poté přitížen normálovou krátkodobou silou  $N_{st}$ , která vyvolala stav na mezi porušení (obr. 19 - V1).

- V2 Na sloup působila v intervalu  $\langle 1/2 \text{ r.}, 20 \text{ r.} \rangle$  dlouhodobá normálová síla  $N_{lt1}$ . V okamžiku na konci tohoto intervalu byl sloup bandážován. V intervalu  $(20 \text{ r.}, \infty)$  působila na sloup dlouhodobá normálová síla  $N_{lt2}$ . V hypotetickém čase  $+\infty$  byl sloup přitížen krátkodobou normálovou silou, která vyvolala stav na mezi porušení (obr. 19 - V2).
- V3 Na sloupu nezatíženém byla v čase 1/2 r. provedena bandáž. Sloup byl zatížen až v čase 20 r. krátkodobou normálovou silou, která vyvolala stav na mezi porušení (obr. 19 - V3).
- V4 Stejný případ jako varianta V3, ale kromě toho, že sloup byl zesílen bandáží v čase 1/4 roku (obr. 19 - V4).
- V5 Sloup nezatížený byl bandážován v čase 1/2 roku. Normálová dlouhodobá síla  $N_{lt2}$  působila na sloup v intervalu  $\langle 20 \text{ r.}, \infty \rangle$ . Na konci tohoto intervalu byl sloup přitížen krátkodobou normálovou silou vyvolávající stav na mezi porušení bandážovaného sloupu (obr. 19 - V5).



Obr. 20: Vliv reologických vlastností betonu na únosnost betonu ((1) - beze změn pevností betonu v čase, (2) - se změnami) bandážovaných sloupů vyjádřený relativním součinitelem reologických vlivů betonu  $\Psi_{bsc}$

Obr. 19: Varianty historie bandážování a zatížení

Pro uvedené varianty V1 až V5 byla uvažována vlhkost vzduchu 30 %. Hodnoty dlouhodobých normálových sil  $N_{lt1}$ ,  $N_{lt2}$  (jejichž účinkem dochází k dotvarování betonu) byly určeny za předpokladu, že extrém maxima součinitele míry napjatosti betonu  $\phi_{bf}$  nabývá jak u sloupu nebandážovaného ( $N_{lt1}$ ), tak u sloupu bandážovaného ( $N_{lt2}$ ) vždy hodnotu  $\phi_{bf} = 0,5$ . Dotvarováním (smršťováním) betonu se zvětšuje (zmenšuje) únosnost betonu bandážovaných sloupů. Z obr. 20 je zřejmé,

že kromě vyšetřovaných variant V3, V4, jejichž výskyt v praxi je ojedinělý, je vliv smršťování betonu, dotvarování betonu a změn pevností betonu v čase na únosnost betonu sloupů velmi malý.

### Účinky krátkodobých zatížení

Při modelování chování betonu nebylo smršťování a dotvarování betonu uvažováno. Změny pevností betonu v čase a s mírou napjatosti betonu byly zohledněny pouze ochabnutím pevnosti betonu v tahu podle vztahů (10) a (11). S ochabnutím přetvárných schopností betonu bylo uvažováno.

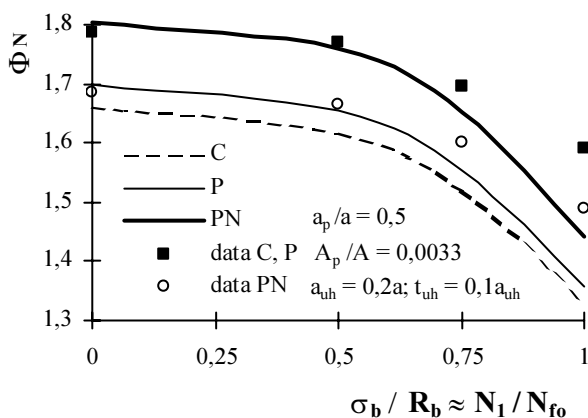
Sloupy byly před bandážováním zatíženy normálovou silou  $N_1$ , odpovídající hodnotám součinitele míry jednoosé napjatosti betonu  $\varphi_b = 0, 0,5, 0,75, 1,0$ .

Napjatost betonu sloupu před bandážováním  $\sigma_b/R_b$  lze přibližně vyjádřit poměrem normálových sil, tj.  $\sigma_b/R_b \approx N_1/N_{f0}$ . Pro normálovou sílu  $N_{f0}$  na mezi vzniku viditelných poruch betonu nebandážovaných sloupů bezprostředně před bandážováním platí přibližný vztah

$$N_{f0} = 0,8 A_b R_b + A_{sc} R_{scy},$$

kde  $A_{sc}$  a  $R_{scy}$  je plocha a mez kluzu podélné výztuže.

Vztah byl odvozen z výsledků zkoušek.



Obr. 21: Vztah míry napjatosti betonu bezprostředně před bandážováním k únosnosti betonu bandážovaných sloupů vyjádřený objektivním součinitelem vlivu zatížení působícího na sloup v době provádění bandáže  $\Phi_N \cong \Phi_N (N_1=0) \Psi_N$

Relativní součinitel vlivu zatížení působícího na sloup v době provádění bandáže na únosnost betonu byl určen vztahem

$$\Psi_N = 1 - 0,117 \left( \frac{N_1}{N_{f0}} \right)^3. \quad (24C,P,PN)$$

Viz též obr. 21.

### Podélná výztuž

Byl zjišťován možný vliv uspořádání, stupně vyztužení a meze kluzu podélné výztuže na účinnost bandáží za předpokladu, že průřezová plocha a vzdálenosti třmínků jsou neměnné a stejné jako u experimentálně odzkoušených sloupů. Bylo zjištěno, že vliv uvedených činitelů je velmi malý.

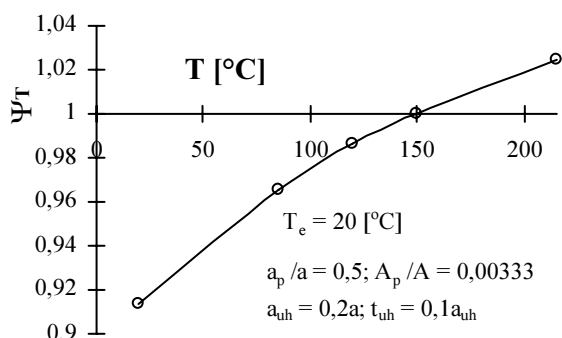
### Ohřátí pásků

Pro ohřátí pásků na teploty  $0 \leq T \leq 215$  [°C] při předpínání bandáží byla zjištěna závislost na únosnosti betonu bandážovaných sloupů. Závislost je vyjádřena relativním součinitelem teploty ohřátí pásků

$$\Psi_T = 0,913 + \frac{\Delta T}{4\Delta T + 970}, \quad (25C, P, PN)$$

kde  $\Delta T = T - T_e$ . Značka  $T$  [°C] je teplota ohřátí pásků a  $T_e$  teplota prostředí.

Z obr. 22 je patrné, že zvýšení teploty ohřátí pásků zvětšuje únosnost betonu bandážovaných sloupů. Napětí pásků v okamžiku porušení bandážovaných sloupů se zvětšuje s kvalitou betonu, s poměrem  $R_{bt}/R_b$ , s většími průřezy úhelníků a s teplotou ohřátí pásků. Pro případy experimentálně zkoušených a též modelovaných sloupů byly zjištěny hodnoty napětí pásků v rozmezí  $\sigma_p = 109$  až 274 MPa, tedy hodnoty vždy menší než mez kluzu (288 MPa). Tato skutečnost byla záměrem projektu zkoušek sloupů.



Obr. 22: Vztah teploty  $T$  k únosnosti betonu částicově a plně bandážovaných sloupů vyjádřený relativním součinitelem teploty ohřátí pásků  $\Psi_T$  (25)

Vlivem předpětí ocelových pásků dochází při jejich předpínání k výrazným změnám ve stavu napjatosti betonu. V této fázi je vznik jakýchkoliv mikroskopických poruch betonu způsobený nepřiměřeně vysokou teplotou ohřátí pásků nežádoucí. Aby k tomuto jevu nedocházelo, je nutné předehřívát pásy na teplotu  $T \approx 150$  (120) °C v případech, kdy průměrná pevnost v tlaku betonu sloupů splňuje (nesplňuje) podmínku  $R_b < 19$  MPa.

### Maximální rozměr kameniva betonové směsi a velikost čtvercového průřezu sloupu

Pracovní diagram betonu byl uvažován bez změkčení a z teorií porušení betonu bylo využito kritérium porušení betonu v bodě. Proto stanovit výpočtem exaktně vliv velikosti na únosnost betonu bandážovaných sloupů není možné. Vliv uvedených faktorů se explicitně v našich předpisech pro navrhování betonových konstrukcí doposud neuplatňují. Protože však oba uvedené parametry mohou zmenšit únosnost sloupů, je z hlediska zvýšené bezpečnosti návrhu vhodné alespoň přihlídnout při početném řešení únosnosti sloupů k jejich vlivům. Potom bylo pro zohlednění obou parametrů nahlíženo, že mají společného „jmenovatele“, tj. charakteristickou délku  $a_v$  betonu jako nestejnorodého materiálu. Vliv uvedených činitelů na únosnost betonu bandážovaných sloupů je vyjádřen součinitelem velikosti průřezu a maximálního rozměru kameniva

$$\Psi_{ag} = \left( 1 + \frac{a_g - 0,3}{8,6a_g} \right)^{\text{exp}}, \quad \text{kde } a_g = a + (0,016/d_g); \quad a, d_g \text{ [m]}, \quad (26C)$$

$$\text{exp} = \frac{1,327 - \phi}{0,467\phi - 0,3} - 0,22,$$

$$\phi = \Phi_{ap} \Psi_{Ap}^{-2} \Psi_B \left( 1,366 - 2,7 \frac{R_{bt}}{R_b} \right);$$

$$\Psi_{ag} = \left( 1 + \frac{a_g - 0,3}{14,5a_g} \right)^{\text{exp}}, \quad \text{kde } \text{exp} = -2,537\phi + 2,932, \quad (26P)$$

$$\phi = \Phi_{ap} \Psi_{Ap}^{-2} \Psi_B \left( 1,153 - 1,9 \frac{R_{bt}}{R_b} \right);$$

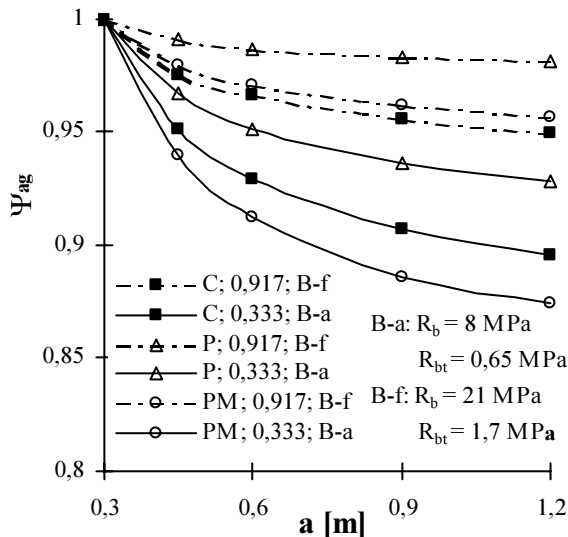
$$\Psi_{ag} = \left( 1 + \frac{a_g - 0,3}{7,1a_g} \right)^{\text{exp}}, \quad \text{kde } \text{exp} = -1,78\phi + 2,017, \quad (26PN)$$

$$\phi = \Phi_{ap} \Psi_B \left( 1,153 - 1,9 \frac{R_{bt}}{R_b} \right).$$

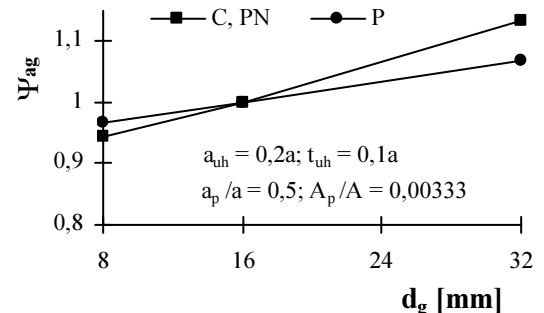
Vztahy jsou odvozeny pro bandážované sloupky s délkou strany  $a = 0,3$  až  $1,2$  m a s maximálním rozměrem kameniva  $d_g = 8$  až  $32$  mm. Se vzrůstem únosnosti betonu bandážovaných sloupů ( $\phi$ ) základního průřezu ( $a = 300$  mm) se zmenšují hodnoty součinitele  $\Psi_{ag}$  (při konstantní hodnotě  $d_g$ ) a tedy se zmenšuje i únosnost betonu v případech, kdy  $a > 300$  mm. Extrémy maximálního a minimálního vlivu velikosti průřezu na zmenšení únosnosti betonu sloupů částečně a plně bandážovaných zobrazuje obr. 23.

Vliv maximálního rozměru kameniva na únosnost betonu bandážovaných sloupů je patrný z obr. 24. Protože vztahy (26) byly zkouškami potvrzeny pouze pro  $d_g = 16$  mm, je vhodné pro návrhy plně bandážovaných sloupů ve smyslu předpisu [6] uvažovat pouze negativní efekt uvedeného vlivu v intervalu  $0,008 \leq d_g \leq 0,016$  [m] součinitelem  $\Psi_{dg}$  maximálního rozměru kameniva podle vztahu

$$\Psi_{dg} = 0,892 + 6,8 d_g, \quad d_g \text{ [m]}. \quad (27PN)$$



Obr. 23: Vztah velikosti čtvercového průřezu k únosnosti betonu bandážovaných sloupů vyjádřený relativním součinitelem  $\Psi_a$  podle vztahů (26). Maximální rozměr kameniva  $d_g = 16$  mm. Extrémy maximálních a minimálních vlivů. Pět údajů legendy značí: typ predikce,  $A_p/A$ ,  $a_p/a$ , kvalitu betonu,  $R_{bt}/R_b$



Obr. 24: Vztah maximálního rozměru kameniva  $d_g$  betonové směsi k únosnosti betonu bandážovaných sloupů vyjádřený relativním součinitelem  $\Psi_{ag}$  podle vztahů (26)

## 5.2 Predikce reálné únosnosti bandážovaných sloupů

Dále bude uveden výpočet normálové síly na mezi porušení bandážovaných sloupů. Experimentální zkoušky bandážovaných sloupů nebo simulace zkoušek modelováním vycházely z následujících předpokladů:

- maximální rozměr  $d_g$  kameniva betonu splňuje podmínku

$$4 \leq d_g \leq 32 \text{ [mm]}, \quad (28)$$

- sloup je zatěžován dostředným tlakem,
- štíhlostní poměr vyhovuje podmínce

$$l_e/i_{b,\min} < 35, \quad (29)$$

kde  $l_e$  je vzdálenost inflexních bodů ohybové čáry prutu a  $i_{b,\min}$  minimální poloměr setrvačnosti betonové části průřezu sloupu,

- betonový průřez má tvar obdélníku nebo čtverce se stranami  $a$ ,  $b$ , kde delší strana  $b$  průřezu má délku nejvýše 1,2 m a pro poměr stran platí

$$a/b \geq 0,45, \quad (30)$$

- osová vzdálenost pásků bandáže  $a_p$  vyhovuje podmínce

$$0,333 \leq (a_p/\beta) \leq 2, \quad \text{kde } \beta = 0,5 (a + b), \quad (31)$$

- průřezová plocha pásků bandáže  $A_p$  odpovídá intervalu

$$0,0022 \leq (A_p/ab) \leq 0,0061, \quad (32)$$

- pevnosti betonu v tlaku  $R_b$  a tahu  $R_{bt}$  splňují podmínky

$$8 \leq R_b \leq 25 \text{ [MPa]}, \quad 0,07 \leq (R_{bt}/R_b) \leq 0,14, \quad (33)$$

- pro bandáž částečnou délka strany rovnostranného úhelníku bandáže  $a_{uh}$ , jeho tloušťka  $t_{uh}$  a délka  $l_{uh}$  splňují podmínky

$$a_{uh} \approx 0,2 \beta, \quad t_{uh} \approx 0,1 a_{uh}, \quad l_{uh} \approx 0,3 \beta \text{ [m]}, \quad (34)$$

- pro plnou bandáž délka strany rovnostranného úhelníku bandáže  $a_{uh}$ , jeho tloušťka  $t_{uh}$  a délka  $l_{uh}$  vyhovují podmínkám

$$0,13 \beta \leq a_{uh} \leq 0,23 \beta, \quad 0,10 a_{uh} \leq t_{uh} \leq 0,13 a_{uh}, \quad (35)$$

- mez kluzu oceli bandáže je rovna nejméně 288 MPa,

- teplota  $T$  ohřátí pásků odpovídá uvedeným hodnotám maximálního rozměru kameniva  $d_g$  betonové směsi

$$\begin{aligned} d_g \approx 4 \text{ [mm]} & \dots T \approx 80 \text{ }^\circ\text{C} \\ d_g \approx 8 & \dots T \approx 120 \\ d_g \geq 16 & \dots T \approx 150, \end{aligned} \quad (36)$$

- pevnosti všech materiálů se uvažují průměrnými hodnotami z hodnot stanovených zkouškami.

Součinitel únosnosti betonu bandážovaných sloupů  $\Phi_b$  je vyjádřen vztahem

$$\Phi_b = \Phi_{ap} \Psi_{Ap} \Psi_{uh} \Psi_B \Psi_{ab} \Psi_N \Psi_{ag}, \quad (37)$$

kde pro následující výčet součinitelů platí vztahy uvedené v závorkách:  $\Phi_{ap}$  (18C, 18P),  $\Psi_{Ap}$  (19),  $\Psi_{uh}$  (20P) pro plnou bandáž a  $\Psi_{uh} = 1$  pro částečnou bandáž,  $\Psi_B$  (21C, 21P),  $\Psi_{ab}$  (22),  $\Psi_N$  (24),  $\Psi_{ag}$  (26C, 26P). V uvedených vztazích je nutné délku strany  $a$  průřezu sloupu, pokud vztahy tuto veličinu zahrnují, nahradit průměrnou délkou  $\beta$  (31). Pro částečnou bandáž je nutné použít vztahy se symbolem C a pro vznik poruch v oblasti zhlaví, paty a též ve střední oblasti sloupů plně bandážovaných vztahy se symbolem P. Účinnost průběžných úhelníků plně bandáže, vznikající vlivem osových poměrných přetvoření betonu  $\Delta \epsilon_{bz}$  při působení normálové síly  $N_f$ , lze vyjádřit výslednicí osových normálových napětí úhelníků

$$N_{uh} = -4\sigma_{uh} A_{uh}, \quad (38)$$

kde osově napětí úhelníků  $\sigma_{uh}$  se odečte z pracovního diagramu úhelníků. Osově poměrné přetvoření úhelníků

$$\varepsilon_{uh} = p \Delta\varepsilon_{bz}. \quad (39)$$

Přitom

$p$  je součinitel prokluzu úhelníků uvažovaný hodnotou pro vznik poruch betonu:

$$\text{- ve zhlaví, v patě sloupů} \dots\dots\dots p = 0,15 \text{ až } 0,40, \quad (40)$$

$$\text{- ve střední oblasti sloupů} \dots\dots\dots p = 0,5,$$

$\Delta\varepsilon_{bz}$  relativní zaručené svislé poměrné přetvoření betonu uvažované hodnotou pro sloupy, které v čase bandážování:

- nejsou zatíženy

$$\Delta\varepsilon_{bz} = 0,00667 \Phi_b - 0,00582 \text{ v intervalu } 1 < \Phi_b \leq 1,790, \quad (41)$$

- jsou zatíženy

$$\Delta\varepsilon_{bz} = 0 \text{ v intervalu } 1 < \Phi_b \leq 1,428, \quad (42)$$

$$\Delta\varepsilon_{bz} = 0,0138 \Phi_b - 0,0197 \text{ v intervalu } 1,428 < \Phi_b \leq 1,665.$$

K takto určené únosnosti úhelníků se pro částečnou bandáž nepřihlíží, tedy  $N_{uh} = 0$ .

*Pro predikci reálné normálové síly  $N_{fp}$  na mezi porušení betonu bandážovaných sloupů, která je současně i reálnou normálovou silou na mezi porušení sloupů, platí vztah*

$$N_{fp} = N_{b3} + N_{uh} + N_{sc}, \quad (43)$$

kde  $N_{b3}$  je výslednice normálových sil při dosažení meze únosnost betonu,

$$N_{b3} = 0,8 \Phi_b A_b R_b,$$

$N_{sc}$  únosnost podélné betonářské výztuže,  $N_{sc} = A_{sc} R_{sc}$ .

Uvedeným způsobem byly pro bandáže uváděné v *tab. 1* provedeny výpočty normálové síly  $N_{fp}$  na mezi porušení sloupů. Součinitel prokluzu úhelníků  $p$  ve vztahu (39) byl zaveden pro případy poruch betonu ve zhlaví a v patě sloupů průměrnou hodnotou  $p = 0,275$ . U bandáže PV3 (PV4) byl zaveden hodnotou  $p = 0,15$  (1,0). Hodnoty  $N_{fp}$  jsou uvedeny v *tab. 3*.

*Tab. 3: Výsledky zkoušek a predikce.  $N_f$  - normálová síla na mezi vzniku poruch betonu vyvozená lisem,  $N_{fp}$  - predikce normálové síly*

Bandaž	$N_f$ [kN]	$N_{fp}$ [kN]
C1	2 050	1 926
C2	2 400	2 393
C3	1 850	1 766
C4	1 750	1 705
C5	2 100	1 984
C6	2 050	2 049
C7	1 800	1 859
P1	(2 100) [2 500]	(2 333) [2 491]
P2	(2 300) [2 550]	(2 267) [2 401]
P3	(2 550) [2 750]	(2 400) [2 566]
P4	(2 650) [3 050]	(2 874) [3 104]
PV1	(2 870)	(2 767)
PV2	(2 575)	(2 643)
PV3	2 533	2 452
PV4	2 917	2 909

Při vzniku poruchy betonu v oblasti po výšce sloupu:

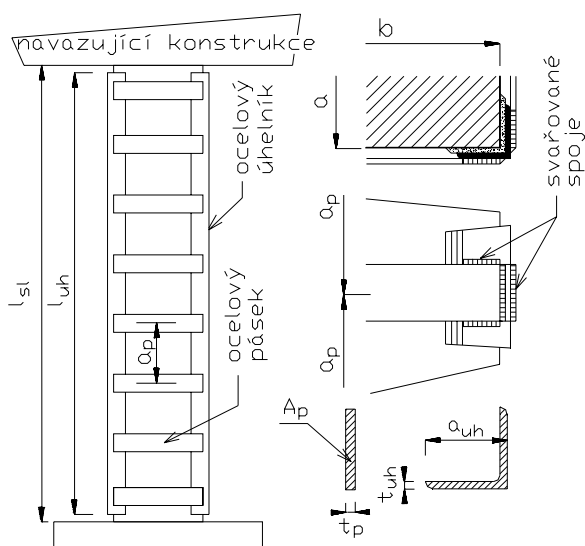
- kdekoliv, tj. hodnoty  $N_f$ ,  $N_{fp}$ ,
- zhlaví, paty ( $N_f$ ,  $N_{fp}$ ),
- střední [ $N_f$ ,  $N_{fp}$ ],



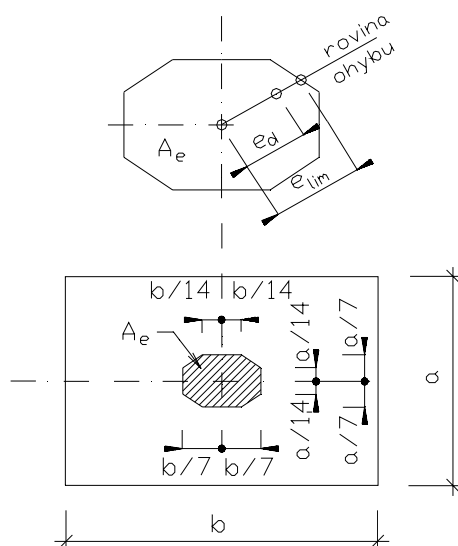
## 6 NAVRHOVÁNÍ BANDÁŽOVANÝCH SLOUPŮ

Pro navrhování ocelových bandáží v praxi je výhodné navrhovat plnou bandáž, tj. bandáž průběžnými úhelníky. V dalším textu se ocelovou zesilující bandáží rozumí plná bandáž.

Ocelová zesilující bandáž je dodatečně provedená ocelová konstrukce obepínající železobetonový sloup. Tato bandáž je sestavena z podélných úhelníků a příčných pásek (*obr. 25*) a je určena k zesílení stávajících sloupů, které nevyhovují z hlediska meze porušení normálovou silou  $N$  a ohybovým momentem  $M$ . Bandážováním lze zvýšit únosnost stávajících sloupů pouze v případech, kdy k normálové síle na mezi porušení podstatně přispívá tlčený beton. Účinnost bandáže klesá při zvětšující se výstřednosti normálové síly. Dosáhne-li výstřednost hranici jádra průřezu bandážovaného sloupu (*obr. 26*) předpokládá se, že z hlediska mezního stavu porušení  $N$  a  $M$  je účinnost bandáže zanedbatelná. Uváděný návrh bandážovaných sloupů vychází z výsledků experimentálních zkoušek, z teoretického rozboru chování takto zesílených sloupů a ze zkušeností s bandážováním sloupů v praxi. Výpočet mezního stavu porušení  $N$  a  $M$  stávajících železobetonových sloupů se provádí podle ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí [6], navrhování sloupů s ocelovou bandáží na tento předpis navazuje.



Obr. 25: Ocelová bandáž sloupu



Obr. 26: Plocha  $A_e$  případných výstředností  $e_d$

### Podmínky pro zvýšení únosnosti sloupů

Ocelovou bandáží lze zvýšit únosnost stávajících železobetonových sloupů, jsou-li splněny následující podmínky:

- beton nevykazuje charakteristické znaky poruch v tlaku,
- průřez sloupu má tvar čtverce nebo obdélníku ze stranami  $a$ ,  $b$ , kde delší strana  $b$  má délku nejvýše 1,2 m a pro poměr délek stran platí

$$a/b \geq 0,5, \quad (44)$$

- beton stávajícího sloupu vykazuje vlastnosti odpovídající třídám betonu v rozmezí

$$B12,5 \text{ až } B25, \quad (45)$$

- štíhlostní poměr vyhovuje podmínce

$$l_e/i_{b,\min} < 35, \quad (46)$$

- výpočtová výstřednost  $e_d$  splňuje podmínku (obr. 26)

$$e_d \leq e_{lim}, \quad (47)$$

- pro dosažení větší účinnosti bandáže je nutné stávající konstrukci po dobu provádění bandáží maximálně odlehčit, alespoň odstraněním krátkodobých nahodilých zatížení.

V uvedených vztazích je:

$a$  ( $b$ ) délka kratší (delší) strany obdélníkového průřezu sloupu,

$l_e$  účinná délka sloupu podle čl. 5.2.4.2 předpisu [6],

$i_{b,min}$  minimální poloměr setrvačnosti betonového průřezu sloupu,

$e_d$  výpočtová výstřednost normálové síly  $N_d$  od účinků extrémního zatížení,

$e_{lim}$  maximální přípustná výstřednost měřená od těžiště betonového průřezu po hranici plochy přípustných výstředností na průsečnici roviny ohybu s rovinou průřezu (obr. 26).

### Konstrukční uspořádání a kvalita oceli bandáže

Konstrukční uspořádání bandáže musí vyhovovat následujícím podmínkám:

- rovnostranný úhelník:

- minimální rozměr úhelníku

$$L 50 \times 50 \times 5 \text{ [mm]},$$

- délka strany  $a_{uh}$ , tloušťka  $t_{uh}$  a délka  $l_{uh}$  úhelníku

$$a_{uh} \geq 0,2 \beta, \quad t_{uh} \geq 0,1 a_{uh}, \quad l_{uh} \approx l_{sl} - 0,05 \text{ [m]}, \quad (48)$$

$$\text{kde } \beta = 0,5 (a + b), \quad (49)$$

- pásek:

- osová vzdálenost  $a_p$  pásku

$$0,40 \beta \leq a_p \leq 0,75 \beta, \quad (50)$$

- průřezová plocha  $A_p$  pásku

$$A_p \geq 0,004 ab, \quad (51)$$

- tloušťka  $t_p$  pásku

Tab. 4.: Požadavky na volbu oceli bandáže

prvek bandáže	třída betonu	min. výpočtová pevnost $f_d$ [MPa]	min. pevnostní třída
pásek	B12,5, B15	213	Fe 360
	B20, B25	239	Fe 430
úhelník	B12,5 až B25	213	Fe 360

$$t_p \leq t_{uh}, \quad (52)$$

- třídu oceli bandáže je nutné volit s ohledem na požadavky uvedené v tab. 4,

- bandáž nutno provést po celé výšce sloupu tak, aby krajní pásy, tj. horní a dolní, byly co nejbliže k okraji navazujících konstrukcí (např. průvlak, základová konstrukce),

- pásek je přivařen k úhelníku svarem s únosností  $N_u = A_p f_d$ .

V uvedených vztazích a v tab. 4 je

$a_{uh}$  ( $t_{uh}$ ) délka (tloušťka) strany rovnostranného úhelníku bandáže,  
 $l_{uh}$  délka úhelníku,  
 $l_{sl}$  světlá délka sloupu,  
 $a_p$  osová vzdálenost pásků,  
 $t_p$  ( $A_p$ ) tloušťka (průřezová plocha) pásků,  
 $f_d$  výpočtová pevnost oceli bandáže.

### Mez porušení ohybovým momentem a normálovou silou

1) Jsou-li dodrženy uvedené podmínky pro zvýšení únosnosti sloupů a požadavky na konstrukční uspořádání a kvalitu oceli bandáží, stanoví se *únosnost bandážovaného sloupu*, vyjádřená normálovou silou na mezi porušení bandážovaného sloupu  $N_{ub}$ , vztahem

$$N_{ub} = N_u + \Delta N_{su} \left( 1 - \frac{e_d}{e_{lim}} \right) \quad . \quad (53)$$

Přitom

$N_u$  je výpočtová normálová síla na mezi porušení zesilovaného železobetonového nebandážovaného sloupu stanovená podle čl. 5.2.8 předpisu [6] pro výstřednost  $e_d$ ,

$\Delta N_{su}$  přírůstek výpočtové normálové síly na mezi porušení bandážovaného sloupu pro výstřednost  $e_d = 0$ , stanovený podle bodu 2 tohoto odstavce,

$e_d$  výpočtová výstřednost normálové síly  $N_d$  od účinků extrémních zatížení (*obr. 26*),

$e_{lim}$  maximální přípustná výstřednost měřená od těžiště betonového průřezu po hranici plochy ( $A_e$ ) přípustných výstředností na průsečnici roviny ohybu s rovinou průřezu (*obr. 26*).

2) *Přírůstek výpočtové normálové síly na mezi porušení bandážovaného sloupu*  $\Delta N_{su}$  je určen vztahem

$$\Delta N_{su} = 0,8 \gamma_u \gamma_b A_b R_{bd} (\Phi_b - 1) \quad . \quad (54)$$

Ve vztahu (54) je

$\gamma_u$  součinitel geometrie podle čl. 5.2.2 předpisu [6],

$\gamma_b$  součinitel podmínek působení betonu stávající konstrukce podle čl. 2.3 předpisu [6],

$A_b$  plocha průřezu sloupu,

$R_{bd}$  výpočtová pevnost betonu v tlaku podle *tab. 1* předpisu [6],

$\Phi_b$  součinitel únosnosti betonu bandážovaných sloupů stanovený podle bodu 3 tohoto odstavce.

3) *Součinitel únosnosti betonu bandážovaných sloupů* je vyjádřen vztahem

$$\Phi_b = \Phi_{ap} \Psi_B \Psi_{ab} \Psi_N \Psi_{dg} \Psi_a \quad \text{s omezením } \Phi_b \leq 1,75. \quad (55)$$

Ve vztahu (55) se součinitelé parametrů bandáže vyjádří takto:

$$\text{součinitel vzdálenosti pásků} \quad \Phi_{ap} = 2,137 - 0,663 \frac{a_p}{\beta}, \quad (56)$$

$$\text{součinitel kvality betonu} \quad \Psi_B = 1,02, 1,00, 0,96, 0,92, \quad (57)$$

kde uvedené hodnoty odpovídají třídám B12,5, B15, B20, B25 betonu stávajícího sloupu,

$$\text{součinitel tvaru průřezu} \quad \Psi_{ab} = 0,2 \frac{a}{b} + 0,8, \quad (58)$$

*součinitel zatížení působícího na sloup v době provádění bandáží*

$$\Psi_N = 1 - 0,2 \left( \frac{N_{dl}}{N_u} \right)^3, \quad (59)$$

$$\text{součinitel velikosti průřezu} \quad \Psi_a = \left( 1 + \frac{\beta - 0,3}{7,1\beta} \right)^{\text{exp}}, \quad (60)$$

$$\text{kde } \text{exp} = -1,691 \Phi_{ap} \Psi_B + 2,017,$$

$$\text{součinitel maximálního rozměru kameniva betonu} \quad \Psi_{dg} = 6,8 d_g + 0,892 \quad (61)$$

$$\text{s omezením} \quad \Psi_{dg} \leq 1,0.$$

Vliv velikosti maximálního rozměru kameniva betonu a velikosti průřezu sloupu na únosnost betonu bandážovaných sloupů je přípustné také zanedbat, tj.  $\Psi_{dg} = \Psi_a = 1$ .

Přitom ve vztazích (56) až (61)

$a_p$  je osová vzdálenost pásků [m],

$\beta$  průměrná délka stran průřezu sloupu, tj.  $\beta = 0,5 (a + b)$ ,

$a, (b)$  kratší (delší) strana obdélníkového průřezu sloupu,

$R_b (R_{bt})$  výpočtová pevnost betonu v tlaku (tahu) podle *tab. 1* předpisu [6],

$N_{dl}$  výpočtová síla působící na sloup v době provádění bandáže,

$d_g$  maximální rozměr kameniva [m].

### Technologický postup provádění bandáží

- Nejprve se v oblasti rohových úhelníků a pásků odstraní z povrchu stávajícího sloupu všechny nenosné vrstvy (tj. obklady, omítky, podlaha, podhled a pod.) a povrch betonu se očistí,
- povrch betonu se provlhčí a v oblastech rohových úhelníků se na něj nanese vrstva jemnozrnného betonu třídy B20 (s kamenivem o zrnitosti do 2 mm) o průměrné tloušťce přibližně 5 mm,
- pokud je beton ještě tvárný, zatlačí se do něj úhelník tak, aby vnitřní povrch úhelníku po celé délce k betonu dobře přilnul,
- poloha čtyř úhelníků sloupu se po celou dobu provádění bandáže fixuje svěrkami,
- po zatuhnutí betonové vrstvy (2 až 7 dní) se k úhelníkům přivaří koutovými svary pásky, avšak pouze na jednom konci pásků,
- předepnutí pásků jejich ohřátím se provede tak, aby se dokončila bandáž v krocích vždy po jedné celé objímce, tvořené čtveřicí pásků umístěných v jedné horizontální úrovni:
  - pásky se nahřejí po celé délce (např. plamenem) na teplotu 130 až 150 °C (100 až 120 C), jestliže beton stávajícího sloupu odpovídá třídám betonu B12,5, B15 (B20, B25),

- při udržování výše této teploty až do ukončení prací na celé objímce, provede se přivaření všech čtyř doposud nepřivařených konců pásků k úhelníkům,
- postupně se takto po jednotlivých objímkách provede bandáž celého sloupu.

## 7 ZÁVĚR

Metoda zesilování betonových sloupů předpjatými ocelovými bandážemi patří k nejefektivnějším metodám zesilování konstrukcí nejen tím, že únosnost prvků lze zvětšit až o 70 procent, ale zejména skutečností, že i malým omezením příčných přetvoření tláčeného betonu betonových sloupů ocelovou bandáží se přirozeným způsobem zvětšuje schopnost betonu vzdorovat tlaku.

Uvedená metoda byla použita nejprve u průmyslových objektů, v poslední době většinou při rekonstrukcích peněžních ústavů, nemocnic a objektů občanské vybavenosti. V České republice bylo doposud zesíleno uvedeným způsobem přibližně 5 000 sloupů. Odezva ze zahraničí na tento způsob zesilování sloupů není jednoznačná. Zatímco např. v Anglii se začínají ocelové bandáže podle [40] navrhovat, odezva ze SRN na uvedenou metodu zesilování byla negativní s tím, že není důvod opouštět zavedenou metodu zesilování sloupů stříkaným betonem.

Jestliže není splněna některá z podmínek pro zvýšení únosnosti bandážovaných sloupů nebo zásada konstrukčního uspořádání bandáží, potom pro výpočet meze porušení bandážovaných sloupů nelze použít zjednodušenou metodu výpočtu (uváděnou v kapitole 6), ale přesnější metodu, tj. vyšetření chování zesíleného prvku matematickým modelováním podle zásad uváděných v kapitole 4 a 5. Vždy však musí být splněna podmínka, že beton stávajícího sloupu nevykazuje charakteristické znaky poruch v tlaku. Za předpokladu, že při bandážování sloupů lze konstrukčně zajistit rohové ocelové úhelníky proti prokluzu ve svislém směru, lze zvětšit hodnotu normálové síly na mezi porušení účinkem  $M$  a  $N$  navíc o výslednici  $N_{uh}$  zaručených osových tlakových napětí úhelníků.

## LITERATURA

- [1] Čírtek L.: *Betonové sloupy s dodatečně provedenou ocelovou bandáží*. Stavební obzor, 03/1998, s. 83-87
- [2] Čírtek L.: *Výpočetní model železobetonových sloupů zesílených ocelovou bandáží*. Beton a zdivo, 01/1998, s. 19-22
- [3] Čírtek L.: *Chování železobetonových sloupů zesílených ocelovou bandáží*. Beton a zdivo, 03/1998, s.15-19
- [4] Čírtek L.: *Navrhování železobetonových sloupů zesílených ocelovou bandáží*. Beton a zdivo, 04/1998, s. 23-26
- [5] Meloun V., Marek F., Sedlák J.: *Zesilování betonových konstrukcí ocelovými bandážemi*. Část C, Pokyny pro opravy a zesilování betonových konstrukcí. VÚPS Praha, 1988
- [6] ČSN 73 1201 *Navrhování betonových konstrukcí*
- [7] ENV 1992-1-1 (Eurocode No. 2): *Design of concrete structures*. Part 1: General rules and rules for buildings, 1991
- [8] ČSN 73 1371 *Ultrazvuková impulzová metoda*
- [9] ČSN 73 1315 *Stanovení objemové hmotnosti, hustoty, hmotnosti a pórovitosti betonu*
- [10] ČSN 73 1317 *Stanovení pevnosti betonu v tlaku*
- [11] ČSN 73 1372 *Rezonanční metoda skúšania betónu*
- [12] ČSN 73 1318 *Stanovení pevnosti v tahu*
- [13] ČSN EN 10002-1 *Kovové materiály. Zkouška tahem*. Část 1: Zkouška tahem za okolní teploty
- [14] Bechyně S.: *Betonové stavitelství I*. Technologie betonu, svazek 3. Pevnost betonu, SNTL 1959, s. 40
- [15] Sheikh S. A., Toklucu M.: *Reinforced Concrete Columns Confined by Circular Spirals and Hoops*. ACI Structural Journal, No. 5, 1993, pp. 542-553
- [16] Pessiki S., Pieroni A.: *Axial Load Behavior of Large-Scale Spirally-Reinforced High-Strength Concrete Columns*. ACI Structural Journal, No. 3, 1997, pp. 304-314
- [17] Abdel-Halim M. A. H., Abu-Lebdch T. A.: *Analytical Study for Concrete Confinement in Tied Columns*. Journal of Structural Engineering, Vol 115, No. 11, 1989, pp. 2810-2828
- [18] Sheikh S. A., Shah D. V. , Khoury S. S.: *Confinement of High-Strength Concrete Columns*. ACI Structural Journal, No. 1, 1994, pp. 100-111
- [19] Sheikh S. A., Uzumeri S. M.: *Strength and ductility of Tied Concrete Columns*. Journal of the Structure Division, Vol. 106, No. ST5, 1980, pp. 1079-1102
- [20] Fafitis A., Shah S. P.: *Predictions of Ultimate Behavior of Confined Columns Subjected to large Deformation*. ACI Journal, 1986, pp. 423-433
- [21] Cedolin L., Crutzen Yves R. J., Dei Poli: *Triaxial Stress- Strain Relationship for Concrete*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 103, No. EM3, Proc. Paper 12360, 1977, pp. 423-439
- [22] Ahmad S. H., Shah S. P.: *Complete Triaxial Stress-Strain Curves for Concrete*. Journal of the

- Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST4, Proc. Paper 10547, 1982, pp. 728-741
- [23] William K. J., Warnke E. D.: *Constitutive model for triaxial Behavior of Concrete*. Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 19, ISMES, 1975, Bergamo, Italy
- [24] CEB-FIP *Model Code 90*, 1991, Lausanne, s. 34-51
- [25] Chen A. C. T., Chen W. F.: *Constitutive Relations for Concrete*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 101, No. EM4, Proc. Paper 11529, 1975, pp. 465-481
- [26] Chen A. C. T., Chen W. F.: *Constitutive Equations and Punch-Indentation of Concrete*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 101, No. EM6, Proc. Paper 11809, 1975, pp. 889-906
- [27] Kupfer H., Hilsdorf H. K., Rusch H.: *Behaviour of Concrete Under Biaxial Stress*. American Concrete Institute, Vol. 66, No. 8, 1969, pp. 656-666
- [28] Liu T. C. Y., Nilson A. H., Slate F. O.: *Biaxial Stress-Strains Relations for Concrete*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 98, No. ST5, Proc. Paper 8095, 1972, pp. 1025-1034
- [29] Palaniswamy R., Shah S. P.: *Fracture and Stress-Strain Relations of Concrete Under Triaxial Compression*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST5, Proc. Paper 10547, 1974, pp. 901-916
- [30] Coon M. D., Evans R. J.: *Incremental Constitutive Laws and Their Associated Failure Criteria with Application to Plain Concrete*. International Journal of Solids and Structures, Vol. 8, 1972, pp. 1169-1183
- [31] Bažant Z. P., Bhat P. D.: *Endochronic Theory of Inelasticity and Failure of Concrete*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 102, No. EM4, Proc. Paper 12360, 1976, pp. 331-344
- [32] Buyukozturk O., Nilson A. H., Slate F. O.: *Deformation and Fracture of Particulate Composite*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 98, No. EM3. Proc. Paper 8970, 1972, pp. 581-593
- [33] Romstad K. M., Taylor M., Herrmann L. R.: *Numerical Biaxial Characterization for Concrete*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 100, No. EM5, Proc. Paper 10879, 1974, pp. 935-948
- [34] *ANSYS software*, Swanson Analysis System, Inc, Houston
- [35] ČSN 73 2400 *Provádění a kontrola betonových konstrukcí*
- [36] ČSN EN 10025 *Výrobky válcované za tepla z nelegovaných konstrukčních ocelí*
- [37] ČSN 73 1401 *Navrhování ocelových konstrukcí*
- [39] Čírtek L.: *RC columns strengthened with bandage - experimental programme and design Recommendations*. Construction and Building Materials, Vol. 15, No. 8, 2001, pp. 341-349, Elsevier science Ltd, Oxford, UK
- [40] Čírtek L.: *Mathematical model of RC banded columns behaviour*. Construction and Building Materials, Vol.15, No. 8, 2001, pp. 351-359, Elsevier science Ltd, Oxford, UK