

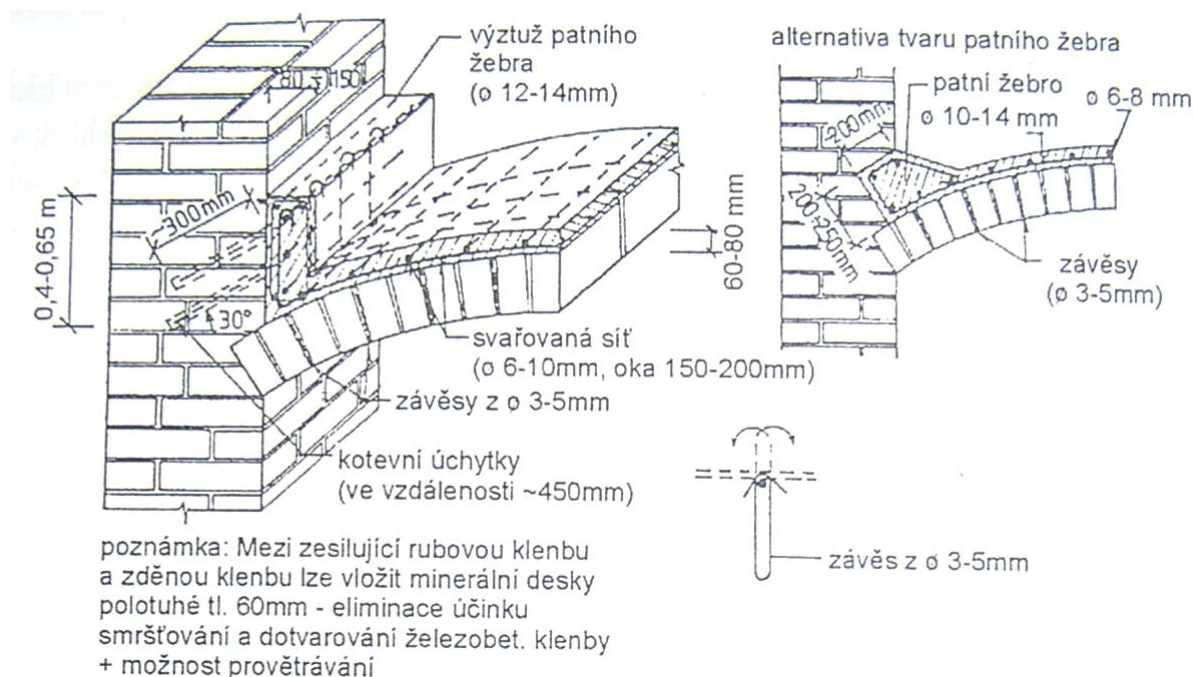
Zesílení kleneb rubovou skořepinou

Ing. Jiří Kott, Ing. Pavel Beran, Doc. Ing. Petr Fajman, CSc.

Popis metody

Rubová skořepina se používá pro sanaci velmi narušených kleneb nebo pro výrazné zesílení kleneb. Rubová skořepina částečně brání vzdalování podpor klenby. Nevýhodou rubové skořepiny je výrazné zvětšení difúzního odporu celé konstrukce, což může vést k změně mikroklimatu místnosti pod sanovanou klenbou a nenávratnému poškození cenných maleb, štuků či omítek na líci klenby a k postupné degradaci cihelného zdiva klenby. Užití rubové skořepiny je výrazným zásahem do konstrukce. Takovéto zásahy je nutno vždy pečlivě zvážit a u památkově chráněných objektů je nenavrhopvat, protože příliš zasahují do historické podstaty i fungování konstrukce.

Rubová skořepina se provádí v tloušťce 50 až 150 mm, závisí na tloušťce sanované klenby a míře nutnosti klenbu zesílit. Pokud je klenba více narušena, je nutno ji před zahájením prací podepřít. Je obnažen a očištěn rub klenby, narušená klenba je vyspravena hloubkovým spárováním a injektáží. Spáry mezi cihlami jsou z rubu proškrábnuty do hloubky cca 10 – 20 mm. Pokud ke spojení skořepiny s klenbou nepostačují vyškrábané spáry, je nutno do cihel (2/3 tloušťky klenby) vyvrtat otvory, vyčistit je a vlepít do nich cementovou nebo speciální maltou třmínky. Hustota třmínků se volí 2 až 4 kusy na 1m². Do stěn se obdobným způsobem osadí trny pro kotvení obrubníků. Výztuž skořepiny je tvořena betonářskou sítí. Skořepina se betonuje ve dvou vrstvách. Možné uspořádání rubové skořepiny i prahu je na Obr. 1.



Obr. 1 Uspořádání rubové skořepiny

Pokud původní zděná klenba není v průběhu provádění a tuhnutí betonu podepřena, je nutné výpočtem prokázat únosnost původního zdiva klenby při zvýšeném zatížení od účinku vlastní tíhy rubové klenby. V provozním stadiu může být klenba zesílená rubovou skořepinou posuzována jako jeden složený průřez s různými mechanickými vlastnostmi (E, R) přenášející účinky svislého zatížení. V tomto případě je nutné – v závislosti na zatížení klenby v době provádění zesilující železobetonové vrstvy – posuzovat tento průřez jako průřez zesilovaný pod zatížením. Mezní únosnost tohoto průřezu je dána dosažením mezní únosnosti ve zdivu klenby při určitém napětí železobetonové části složeného průřezu, které je zpravidla nižší než jeho mezní únosnost. Předpokladem pro uvedené řešení, kdy sanovaná klenba působí jako spřažená cihlobetonová konstrukce je schopnost zdiva přenášet odpovídající část tlakového namáhání. Tento přístup je účelné uplatnit zejména v případech masivních kleneb, u nichž i po zesílení má rozhodující podíl na únosnosti sanované klenby zděný průřez. U štíhlých popř. porušených zděných kleneb je nutné navrhovat zesilující železobetonovou skořepinu na celkové zatížení přenášené klenbou. Zvláštní pozornost vyžaduje posouzení účinku smršťování od vysychání betonu a účinku dotvarování betonu zesilující rubové klenby. Oba tyto účinky mohou vyvolat zpětnou redistribuci normálových napětí v tlaku do původní zesilované zděné konstrukce (smršťováním betonu rubové skořepiny dochází k jejímu zploštění – přidavné přetížení zděné klenby). V obou případech se příznivě projevuje účinek vyztužení železobetonové skořepiny, který výrazně snižuje tyto účinky.

Intermezzo

Popis více způsobů oprav a zesílení narušených kleneb obsahuje elaborát **Oprava narušených kleneb**.

V následujícím textu je popis výpočtu kleneb zesílených rubovou skořepinou v softwaru Atena. Následně jsou z provedených výpočtů vyvozeny závěry o účinnosti tohoto způsobu zesílení a o chování zesílené konstrukce.

Výpočet kleneb s rubovou skořepinou

V komerčním softwaru Atena byly vytvořeny numerické modely zvolených typů kleneb pro různé druhy zatížení. Software Atena byl zvolen z toho důvodu, že v něm lze modelovat konstrukci v pružné i plastické oblasti včetně znázornění rozvoje trhlin a že je možno konstrukci zvolna přetěžovat. Jedná se o fyzikálně nelineární výpočet metodou konečných prvků.

Z důvodu hojného rozšíření byla modelována **klenba valená a segmentová**.

Pro obě klenby byly vytvořeny následující modely:

- klenba nezesílená s rovnoměrným užitným zatížením
- klenba nezesílená s nesymetrickým užitným zatížením (Na levé polovině modelu bylo uvažováno užitné zatížení poloviční hodnotou.)
- klenba zesílená rubovou skořepinou tl. 50 mm rovnoměrně zatížená užitným zatížením
- klenba zesílená rubovou skořepinou tl. 50 mm nesymetricky zatížená užitným zatížením
- klenba zesílená rubovou skořepinou tl. 50 mm s uvážením vlivu smrštění betonu a rovnoměrně zatížená užitným zatížením
- klenba zesílená rubovou skořepinou tl. 50 mm s uvážením vlivu smrštění betonu a nesymetricky zatížená užitným zatížením
- klenba zesílená rubovou skořepinou tl. 50 mm, která je s cihelnou klenbou spřažena trny, s uvážením vlivu smrštění betonu a rovnoměrně zatížená užitným zatížením
- klenba zesílená rubovou skořepinou tl. 50 mm, která je s cihelnou klenbou spřažena trny, s uvážením vlivu smrštění betonu a nesymetricky zatížená užitným zatížením
- klenba zesílená rubovou skořepinou tl. 100 mm rovnoměrně zatížená užitným zatížením
- klenba zesílená rubovou skořepinou tl. 100 mm nesymetricky zatížená užitným zatížením
- klenba zesílená rubovou skořepinou tl. 100 mm s uvážením vlivu smrštění betonu a rovnoměrně zatížená užitným zatížením
- klenba zesílená rubovou skořepinou tl. 100 mm s uvážením vlivu smrštění betonu a nesymetricky zatížená užitným zatížením
- klenba zesílená rubovou skořepinou tl. 100 mm, která je s cihelnou klenbou spřažena trny, s uvážením vlivu smrštění betonu a rovnoměrně zatížená užitným zatížením
- klenba zesílená rubovou skořepinou tl. 100 mm, která je s cihelnou klenbou spřažena trny, s uvážením vlivu smrštění betonu a nesymetricky zatížená užitným zatížením

Pro výpočet byl modelován výsek 1 m konstrukce, který byl řešen za podmínek rovinné napjatosti. Uvažovaná geometrie kleneb včetně spojitých symetrických zatížení u nezesílených i zesílených kleneb je zachycena na Obr. 2.

Výztuž a její uspořádání bylo převzato z literatury. Hlavní podélná výztuž byla uvažována jako 6ØR6, kotvení prahu do stěn bylo uvažováno jako 2ØR12 v každé úrovni, spřahující trny byly uvažovány jako RØ10 o hustotě 4ks/m².

Uložení pat stěn bylo uvažováno pevné, neposuvné, bez možnosti pootočení (vetknutí), tomu by u skutečné konstrukce odpovídalo založení na skalních horninách (R1-R3).

Klenby byly zatěžovány postupně až do kolapsu konstrukce (výpočtu). Jednotlivé **druhy zatížení** byly voleny tak, aby pokud možno odpovídaly skutečné konstrukci.

Vlastní tíha konstrukce

Vlastní tíha konstrukce byla zadána pomocí objemové tíhy jednotlivých materiálů a geometrií konstrukce.

Zatížení stěn

Stěny byly zatíženy svislým rovnoměrným zatížením o velikosti 185 kN/m². Toto zatížení bylo určeno z předpokladu, že modelovaná klenba se nalézá v přízemí pětipatrového domu (Obr. 3) s trémovými stropy (Tabulka 1) nad 2. až 5. NP a se sedlovou střechou pokrytou keramickou krytinou a zateplenou (Tabulka 2). Tloušťka stěn se po výšce v každém podlaží zmenšuje o 150 mm. Excentricita zatížení byla zanedbána. Užité zatížení stropů, zatížení sněhem a větrem nebylo do zatížení stěn zahrnuto.

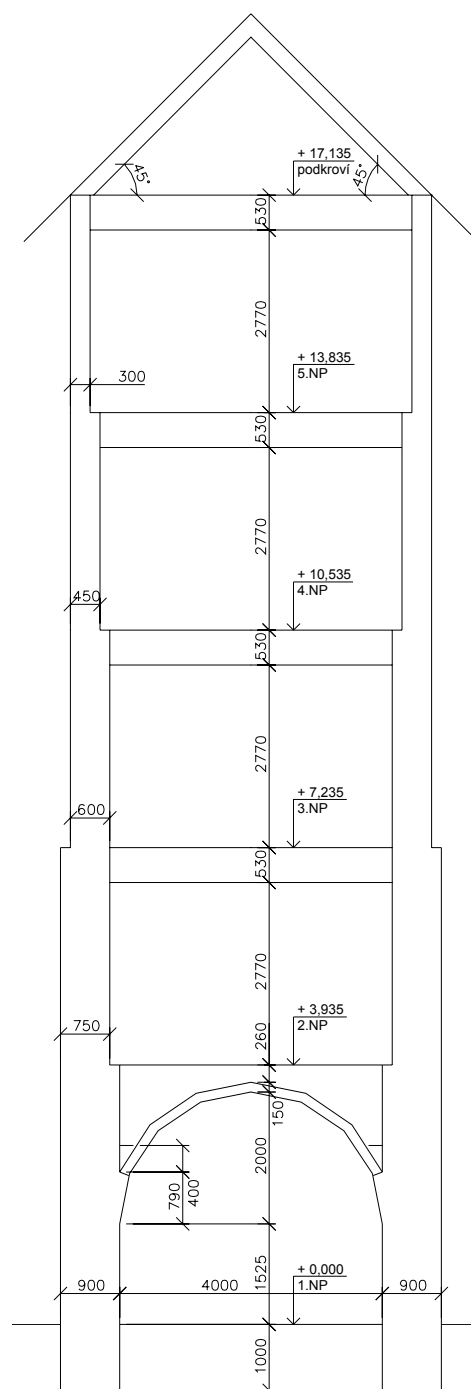
Tabulka 1 Skladba konstrukce trémového stropu

Vrstva	Rozměry / tloušťka	Objemová tíha	Zatížení charakteristické
	[m]/[m/m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Parkety	25	7	0,175
Prkna	25	5	0,125
Polštáře	80/60	5	0,024
Škvára	140	9	1,26
Záklop	35	5	0,175
Trámy	200/260	5	0,26
Podbití	25	5	0,125
Rákosová omítka	20	15	0,3
Suma			2,444

Pozn.: Trámy i polštáře jsou v osové vzdálenosti 1m.

Tabulka 2 Skladba střešní konstrukce

Vrstva	Rozměry / tloušťka	Objemová tíha	Zatížení charakteristické
	[m]/[m/m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Prejzy do malty s latěmi			1
Krokve	140/160	5	0,112
Minerální vlna	240	1	0,24
Sádrokarton tl. 15mm+rošt			0,23
Suma			1,582



Obr. 3 Schéma domu

Zatížení násypem a skladbou podlahy

Pro každý typ klenby byl určen vlastní zatěžovací obrazec násypem a podlahou. Vyšlo se z předpokladu, že úroveň podlahy zůstane zachována po provedení rubové skořepiny a proto se měnila výška násypu a tím i obrazec zatížení násypem.

Skladba konstrukce byla uvažována dle tabulky 3.

Tabulka 3 Skladba konstrukce nad klenbou

Vrstva	Tloušťka [mm]	Objemová tíha [kN/m ³]
Cihelná dlažba	30	18
Malta vápno-cementová	30	20
Násyp (stavební rum)	proměnná	13

Zatížení smrštěním

Velikost zatížení smrštěním byla vypočtena dle ČSN EN 1992-1-1 ve dvou časových úrovních.

Nová norma ČSN EN 1992-1-1 vychází z evropských standardů a zavádí následující vztahy pro smršťování v čase t

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}, \quad (1)$$

kde ε_{cd} je poměrné smršťování od vysychání

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 1265\sqrt{h_d^3}} k_h \varepsilon_{cd0} \quad (2)$$

T_s je stáří betonu na začátku vysychání v dnech

Pro $h_d < 0,1\text{m}$ $k_h = 1$, pro $h_d > 0,5\text{m}$ $k_h = 0,7$

$$\varepsilon_{cd0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_1) \exp(-\alpha_2 \frac{f_{cm}}{10}) \right] \cdot 10^{-6} [1,55 - 1,55RH^3], \quad (3)$$

$\alpha_1 = (3-6)$, $\alpha_2 = (0,13-0,11)$ podle cementu S, N, R

f_{cm} je střední hodnota pevnosti v tlaku (MPa), RH je relativní vlhkost 0-1

ε_{ca} je poměrné autogenní smršťování

$$\varepsilon_{ca}(t) = [1 - \exp(-0,2\sqrt{t})] \varepsilon_{ca\infty}, \quad \varepsilon_{ca\infty} = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (4)$$

Pro určení velikosti smrštění byly uvažovány následující hodnoty:

Zesílení je uvažováno betonem C20/25. Pro provádění betonu máme tyto technologické údaje - ošetřování je 10 dní, plné zatížení je vneseno ve 40 dnech, relativní vlhkost je 0,5, cement typu N. Normové materiálové charakteristiky jsou $f_{ck} = 20$, $f_{cm} = 28$ MPa. Sledujeme danou zesílenou klenbu ve 40 a 365 dnech. Napětí od zatížení bez vedlejších vlivů je $\sigma_c = -1$ MPa. Z tloušťky nabetonávky určíme náhradní rozměr $h_d = 0,1\text{m}$.

Výpočet deformace od smršťování:

Smršťování v $t = 40$ dní

$$\varepsilon_{cs} = 0,42 \cdot 0,543 \cdot 10^{-3} + 0,717 \cdot 0,025 \cdot 10^{-3} = 0,23 \cdot 10^{-3} + 0,018 \cdot 10^{-3} = 0,248 \cdot 10^{-3}$$

(Bažant $\varepsilon_{cs} = 0,24 \cdot 10^{-3}$, ČSN 731201 $\varepsilon_{cs} = 0,1 \cdot 10^{-3}$)

$$\varepsilon_{cc} = 2,3 \cdot 17,0 \cdot 456 \cdot 0,0 \cdot 0,04 \cdot 10^{-3} = 0,0$$

Smršťování v $t = 365$ dní

$$\varepsilon_{cs} = 0,899 \cdot 0,543 \cdot 10^{-3} + 0,978 \cdot 0,025 \cdot 10^{-3} = 0,488 \cdot 10^{-3} + 0,0245 \cdot 10^{-3} = 0,512 \cdot 10^{-3}$$

(Bažant $\varepsilon_{cs} = 0,63 \cdot 10^{-3}$, ČSN 731201 $\varepsilon_{cs} = 0,35 \cdot 10^{-3}$)

$$\varepsilon_{cc} = 2,3,17,0,456 \cdot 0,797 \cdot 0,04 \cdot 10^{-3} = 0,1 \cdot 10^{-3}$$

Pro zadání do modelu byla velikost smrštění mírně zaokrouhlena směrem dolů s přihlédnutím k modelu B3. Bylo uvažováno smrštění o velikosti 0,025% po 40 dnech a 0,05% po 1 roce.

Užitné zatížení

Užitné zatížení bylo uvažováno jako rovnoměrné na celé ploše klenby s plynulým nárůstem až do kolapsu. V nesymetricky zatížených modelech bylo uvažováno užitné zatížení na levé polovině klenby poloviční hodnotou.

Zatížení dotvarováním

Zatížení dotvarováním nebylo v modelech uvažováno z toho důvodu, že smršťování betonu brání spojení s cihelnou klenbou a beton je vlivem smršťování namáhán tahem. V tažené betonové konstrukci k dotvarování nedochází.

Předpoklad o chování konstrukce při vyplňování žádosti o grant nebyl správný, dotvarování betonu se u rubové skořepiny nanesené přímo na očištěný povrch klenby neuplatňuje.

Posloupnost vnášení zatížení do modelu byla obecně následující (není rozepisováno dělení jednotlivých zatížení do výpočtových kroků):

1. Vlastní tíha

2. Zatížení stěn

Dům je postaven a je provedena zesilující rubová skořepina

3. Násyp

Klenba s rubovou skořepinou je zasypana.

4. 50% smrštění

Po 40 dnech proběhne významná část smrštění.

5. Užitné zatížení o velikosti 3 kN/m²

Místnost je po opravě a je užívána.

6. 50% smrštění

Po jednom roce proběhne celé smrštění.

7. Užitné zatížení až do kolapsu

V průběhu životnosti zesílené klenby dojde k jejímu náhodnému přetížení.

Ve výpočtech byly uvažovány následující **materiálové charakteristiky**:

Výztuž R10505

Typ: CCReinforcement,
Typ: Bi-lineární se zpevněním,
Modul pružnosti $E = 2.100E+05$ [MPa],
Mez kluzu YIELD_STRENGTH = 490.000 [MPa],
Sigma T = 550.000 [MPa],
Eps Lim = 1.000E-01 [-],
Specifická tíha RHO = 7.850E-02 [MN/m³],
Součinitel teplotní roztažnosti ALPHA = 1.200E-05 [1/K],

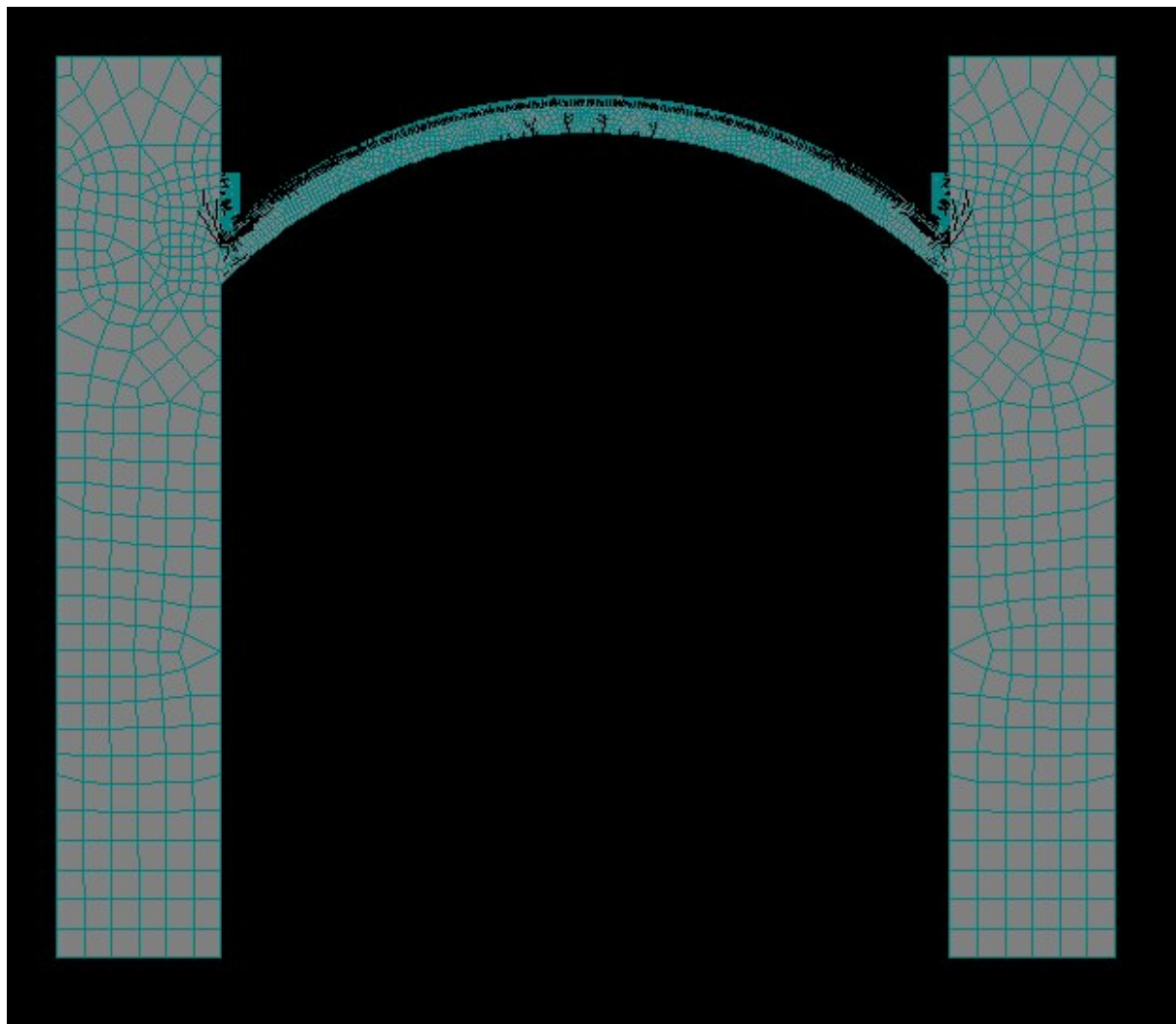
Beton C20/25- SBETA materiál

Modul pružnosti $E = 2.806E+04$ [MPa],
Poissonovo číslo MU = 0.200 [-],
Pevnost v tahu $R_t = 2.052E+00$ [MPa],
Pevnost v tlaku $R_c = -2.125E+01$ [MPa],
Typ tahového změkčení: Exponenciální,
Specifická lomová energie $G_f = 5.130E-05$ [MN/m],
Model trhlin: fixovaný,
Tlakové přetvoření na pevnosti v tlaku při jedno-osém namáhání $SeN_C = -1.514E-03$ [-],
Redukce tlakové pevnosti vlivem trhlin CompRed = 0.800 [-],
Typ tlakového změkčení :Crush Band,
Kritická tlaková deformace $W_d = -5.0000E-04$ [m],
Smykové ochabnutí proměnné,
Interakce tahu-tlaku : Lineární,
Specifická tíha RHO = 2.500E-02 [MN/m³],
Koeficient teplotní roztažnosti ALPHA = 1.200E-05 [1/K],

Zdivo CP15/MVC2,5 - SBETA materiál

Modul pružnosti $E = 2.500E+03$ [MPa],
Poissonovo číslo MU = 0.250 [-],
Pevnost v tahu $R_t = 5.357E-01$ [MPa],
Pevnost v tlaku $R_c = -2.835E+00$ [MPa],
Typ tahového změkčení: Exponenciální,
Specifická lomová energie $G_f = 1.339E-05$ [MN/m],
Model trhlin: fixovaný,
Tlakové přetvoření na pevnosti v tlaku při jedno-osém namáhání $SeN_C = -5.219E-04$ [-],
Redukce tlakové pevnosti vlivem trhlin CompRed = 0.800 [-],
Typ tlakového změkčení :Crush Band,
Kritická tlaková deformace $W_d = -5.0000E-04$ [m],
Smykové ochabnutí proměnné,
Interakce tahu-tlaku : Lineární,
Specifická tíha RHO = 1.800E-02 [MN/m³],
Koeficient teplotní roztažnosti ALPHA = 5.000E-06 [1/K],

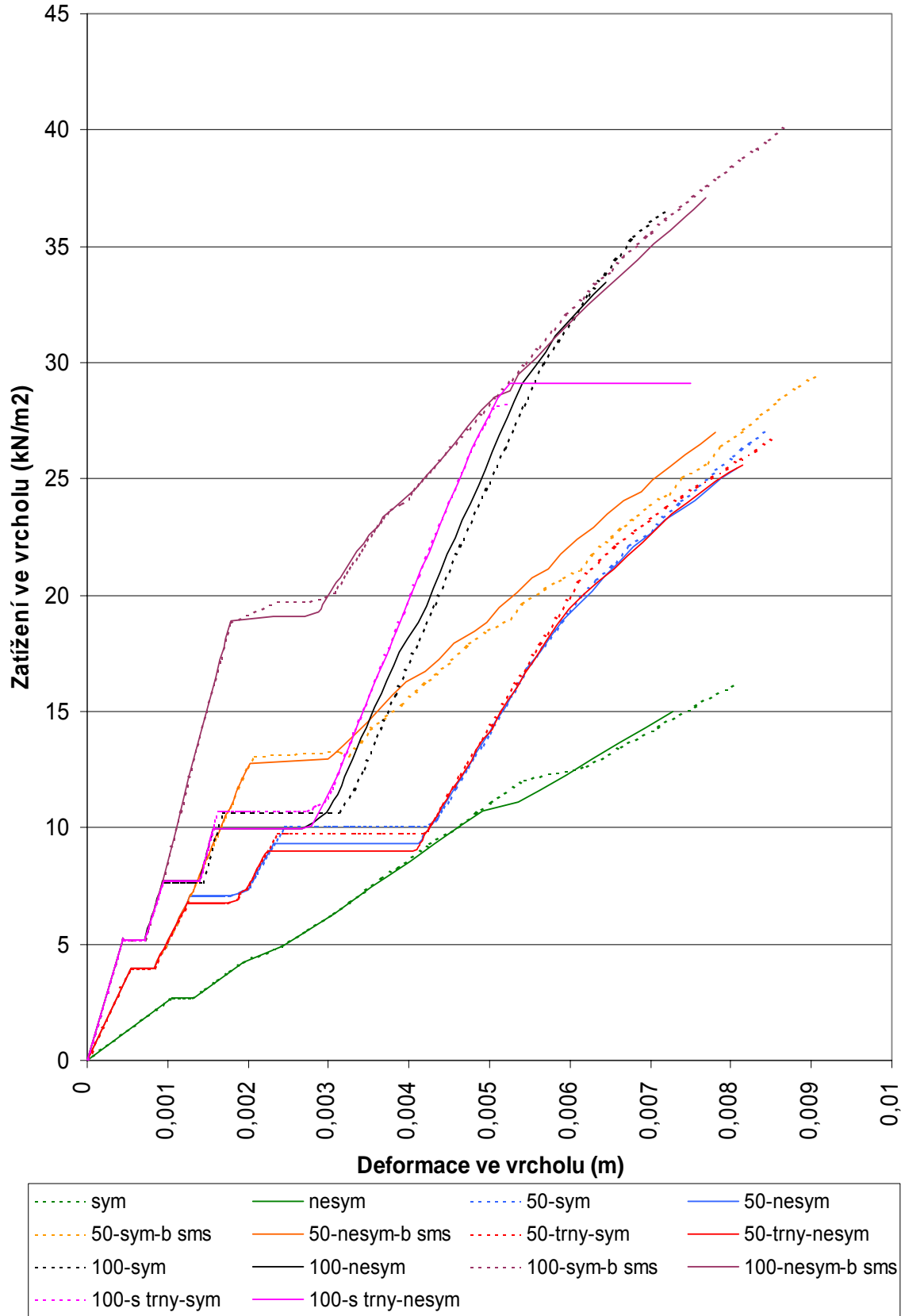
Jednotlivé vytvořené modely byly spočítány (Obr.4). U všech modelů bylo nastavena stejná velikost čtvercových prvků v jednotlivých oblastech. Stěny byly děleny na prvky o velikosti 150 mm, v místě uložení klenby byla síť zhuštěna na 75 mm. Vlastní klenba byla členěna na prvky velikosti 25 mm a nadbetonávka byla dělena na prvky velikosti 12,5 mm.



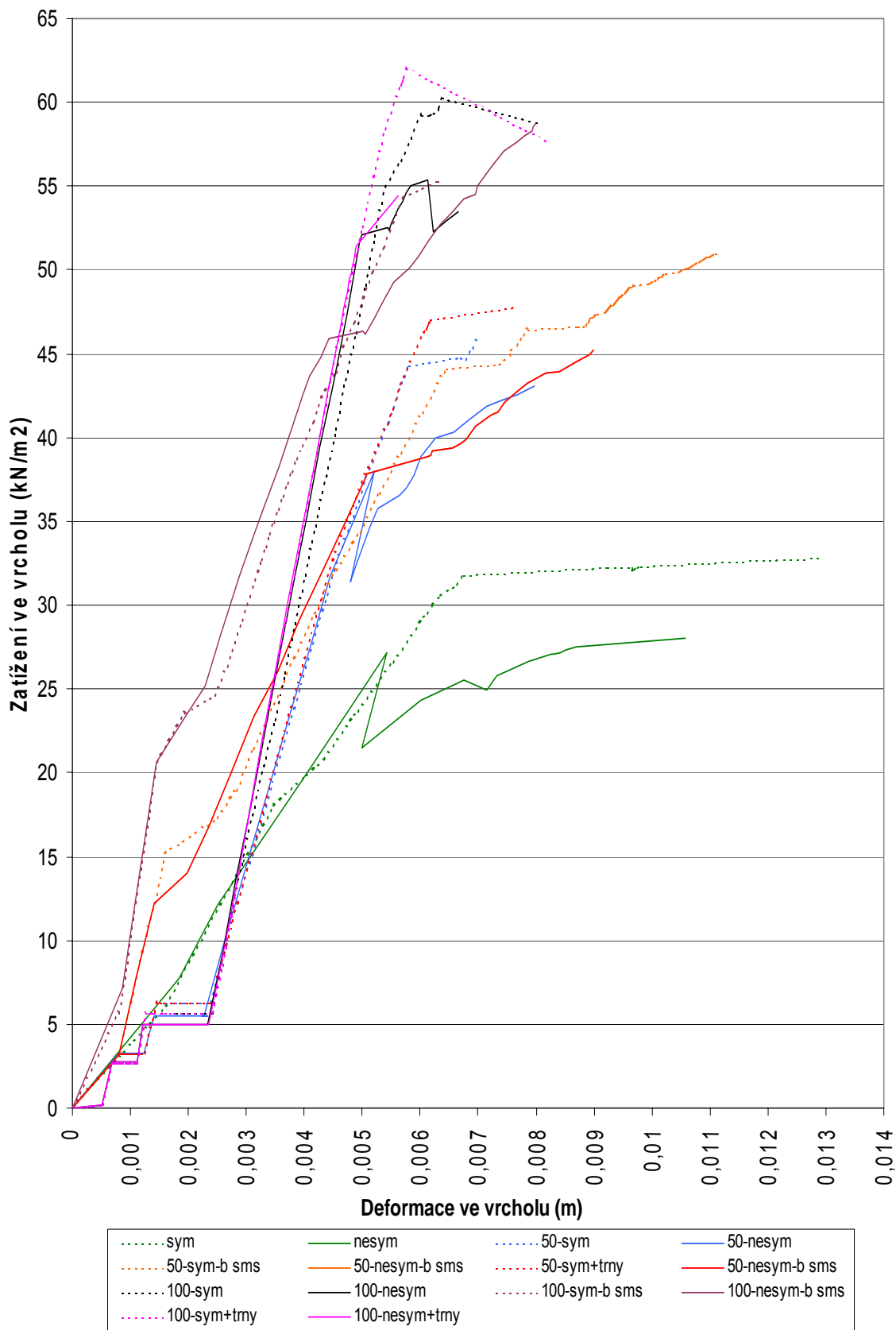
Obr.4 Segmentová klenba s nadbetonávkou tloušťky 50 mm, zatížená symetricky i smrštěním, rozvoj trhlin v okamžiku kolapsu

U každého modelu byly v průběhu výpočtu sledovány deformace (ve vrcholu a obou patách klenby) a zatížení (na levé i pravé části klenby). Z výsledků výpočtů byly vytvořeny grafy sledující závislost velikosti deformace ve vrcholu na zatížení. Grafy byly vůči sobě porovnány a vyhodnoceny.

Segmentová klenba



Valená klenba



Zhodnocení výsledků

Z hodnot získaných numerickým modelováním vyplývá, že rubové skořepiny zvýší únosnost kleneb o několik desítek procent. Konkrétní nárůst únosnosti zesílené klenby závisí na tloušťce provedené rubové skořepiny a na druhu zatížení, viz tabulka 4. Při posuzování únosnosti nelze zanedbat vliv smršťení, protože smršťení snižuje únosnost zesílené konstrukce o 15-20%.

[kN/m ²]	Klenba + násyp	Klenba + 50 mm vyztuženého betonu + násyp			Klenba + 100 mm vyztuženého betonu + násyp		
%							
Stálé zatížení	6,5	7,05			7,7		
Uvažované zatížení	Zdivo 150mm	bez smršťení	se smršťením	s trny a se smršťením	bez smršťení	se smršťením	s trny a se smršťením
Valená symetricky zatížená	32,84	51,02	46,10	47,77	65,30	60,25	62,10
		55	40	45	99	83	89
Valená nesymetricky zatížená	28,06	45,21	43,09	41,16	58,74	55,40	57,70
		61	53	47	109	97	105
Segmentová symetricky zatížená	16,17	29,45	27,21	26,67	40,06	36,58	28,26
		82	68	65	148	126	75
Segmentová nesymetricky zatížená	15	27	25,49	25,62	37,06	33,47	29,13
		90	70	70	147	123	94

Tab.4 Zatížení při kolapsu klenby a hrubý nárůst únosnosti klenby v procentech

Ze spočítaných modelů vyplývá, že vložená rubová skořepina ztužuje celou konstrukci a částečně brání vzdalování podpor klenby (stěn) od sebe. Zavedeme-li do výpočtu vliv smršťení, vodorovný posun podpor se zmenší. Porovnáme-li tento jev u valené a segmentové klenby, tak u segmentové klenby je zmenšení vodorovných posunů výraznější. To je dáno tvarem klenby a její tuhostí odpovídající vodorovnému posunu v podpoře. Valená klenba včetně vyztužení, které kopíruje tvar, je méně tuhá než segmentová.

Spřažení trny nemá výrazný vliv na únosnost klenby, pokud je dosaženo spřažení nadbetonávky s cihelnou klenbou při betonáži na očištěný rub klenby s vyškrábanými spárami mezi cihlami.

Poděkování

Studijní text byl vypracován za podpory grantu **FRVŠ č. 874 G1/2006**.

Literatura:

- [1] Bažant Z., Klusáček L.: Statika při rekonstrukcích objektů, VUT, 2004
- [2] ČSN ISO 13822 (ČSN 73 00 38)
- [3] ČSN EN 1992-1-1
- [4] Fajman P.: Některé problémy při vytváření statického modelu kleneb, Stavba 1997/3
- [5] Vaněk T.: Rekonstrukce staveb, SNTL, 1985
- [6] Vinař J.: Konstrukce historických staveb, STOP, 2006
- [7] Witzany J.: Poruchy a rekonstrukce zděných budov, TK17, ČKAIT, 1999