

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

Fakulta stavební

DISERTAČNÍ PRÁCE



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

ZESILOVÁNÍ KLENBOVÝCH KONSTRUKCÍ PŘEDPÍNÁNÍM

STRENGTHENING OF VAULTED STRUCTURES BY PRESTRESSING

DISERTAČNÍ PRÁCE

DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Ing. Michal Požár

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.

BRNO 2017

Abstrakt

Disertační práce se věnuje problematice zesilování (stabilizaci, nebo také statické sanaci apod.) historických valených kleneb a klenbových pásů využitím vnesení dodatečného předpětí v podélném směru za pomoci lan bez soudržnosti – monostrandů. Tvar oblouku klenby musí být bez zalomení (polokruhové nejčastěji barokní a jim podobné, ne oblouky gotické). Stabilizace se tedy týká kleneb valených, tvořených z plného nebo segmentového oblouku, a také z oblouku eliptického a stlačeného ze dvou nebo tří poloměrů. Studie se týká kleneb a klenbových pásů do šířky 1 m, kde se pro předpětí využilo pouze jedno lano. Metodu lze uplatnit i pro valenou klenbu zastřešující místnost o šířce několik metrů. V tomto případě by se muselo užít více lan s vhodnou roztečí.

Cílem práce bylo měření provedené na experimentálním modelu klenby a na zesilovaném klenbovém pásu kostela ve Švábenicích a následná statická analýza. Pro analýzu byly použity vhodné matematické modely MKP v programu ANSYS.

Výsledkem je prohloubení znalostí skutečného chování sanovaných kleneb, na které můžou navázat rozumná pravidla a doporučení pro projektanty (statiky). Zjištěné informace vedou k vytvoření výstižnějšího a reálnějšího modelu klenby (včetně interakce se svislou nosnou konstrukcí) při předpínání.

Klíčová slova

Klenba, klenbový pás, předpínání, sanace, stabilizace, zesilování, zdivo.

ABSTRACT

The topic of this Ph.D. thesis is repairing and strengthening of historical wagon vaults (barrel vaults, tunnel vaults) using post tensioning with tendons (monostrands) in longitudinal direction. The vaults should be without an edge, that's mean the baroque vaults are well appropriate for this method. The pointed barrel vault should be problematic. The stabilization is for a wagon vault created by semicircle or segment part of a circle as well as an elliptic shape. The study has been made for vault with a width of 1 m and for the prestressing force has been used one tendon only. Of course, this method could be apply for normal constructions with a width of many meters. In this case, more tendons should be use with a suitable spacing.

The goal of this work was to monitor an experiment model of an wagon vault and a real strengthened baroque vault of a church in Švábenice. During the monitor time, the static Analysis has been made. For these analysis appropriate finite elements in ANSYS program has been use.

The results of this work is to amplify the knowledge of the real behaviour of strengthened vaults, which could be use like instruction for the civil engineers. Further the public information guide to build an appropriate model of an Vault with an interaction with post-tensioning tendons.

KEYWORDS

Masonry vault, masonry arch, prestressing, rehabilitation, stabilization, strengthening, masonry, brickwork.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Ing. Michal Požár *Působení dodatečně předpjatých barokních kleneb*. Brno, 2017. 177 s.,
Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových
a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem disertační práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne

.....

Ing. Michal Požár

podpis autora

PODĚKOVÁNÍ

Disertační práce vznikla pod odborným dohledem doc. Ing. Ladislava Klusáčka, CSc., jemuž děkuji především za vedení a poskytování cenných rad při řešení uvedené problematiky zesilování zděných kleneb předpínáním.

OBSAH

Klíčová slova.....	3
Abstract	4
Keywords	4
Bibliografická citace VŠKP	5
Prohlášení	6
Poděkování	7
Obsah.....	8
1 Úvod	12
2 Popis problematiky kleneb.....	13
2.1 Historie	13
2.2 Terminologie	13
2.3 Rozdělení kleneb	15
2.3.1 Rozdělení dle materiálů	15
2.4 Z hlediska geometrie	16
2.5 Dimenzování valených kleneb v minulosti	18
2.6 Statické působení valených kleneb	19
2.7 Tlaková čára	23
2.7.1 Tlaková čára vynesena pomocí výslednicové čáry a složkového obrazce	23
2.7.2 Vynesení tlakové čáry přímo ze statického výpočtu	24
3 Poruchy valených kleneb, jejich příčiny a sanace	25
3.1 Poruchy valených kleneb	25
3.2 Sanace a zesilování valených kleneb.....	27
3.2.1 Zvýšení tuhosti podpor klenby.....	27
3.2.2 Vynesení a stažení klenby.	28
3.2.3 Zvýšení tuhosti přidanou železobetonovou klenbou (spřažení, mikrohřeby).	28
3.2.4 Dodatečné vyztužení zdiva.....	29
3.2.5 Podélné předepnutí klenby lany bez soudržnosti (monostrand)	29
4 Modelování zděných konstrukcí	31

4.1	Úvod k modelování zděných konstrukcí	31
4.2	Základní rozdělení modelování zděných konstrukcí	31
4.2.1	Linearita úlohy.....	31
4.2.2	Prostorová dimenze	32
4.3	Způsoby modelování zděných konstrukcí	33
4.4	Modelování zděných konstrukcí	34
4.4.1	Dva hlavní způsoby modelování.....	34
4.4.2	Mikro-modely.....	35
4.4.3	Homogenizace z mikro-modelu na makro-model	36
4.4.4	Makro-modelování.....	37
4.4.5	Teorie porušení	38
4.5	Modelování zděných kleneb	38
5	Cíle a vymezení disertační práce	40
5.1	Vymezení disertační práce	40
5.2	Cíle disertační práce	40
5.3	Metodický postup tvorby disertační práce	41
6	Vnesení předpětí do valené klenby v podélném směru	42
6.1	Princip.....	42
6.2	Velikost síly předpětí.....	43
6.3	Poloha deviátorů	43
6.4	Náhradní kabelový kanálek	44
6.5	Síly od předpětí	44
6.6	Ohybové namáhání v patě klenby	45
6.7	Svislá deformace oblouku	46
6.8	Podmínky pro možnou aplikaci zesílení klenbové konstrukce předpětím	47
6.9	Postup prací.....	47
7	Experimentální model klenby	48
7.1	Popis modelu klenby	48
7.2	Popis funkčních prvků modelu	49

7.3	Měřicí příslušenství modelu	51
7.4	Popis experimentů	55
7.5	Model MKP – experimentální model klenby	56
7.5.1	Prvky použité v modelu MKP	56
7.5.2	Materiály	57
7.5.3	Reálné konstanty.....	58
7.5.4	Geometrie – uzly	59
7.5.5	Okrajové podmínky	59
7.5.6	Propojení uzlů (tzv. CP – coupling).....	59
7.5.7	Zatížení	60
7.5.8	Výpočet	60
7.6	Analýza chování klenby při zatěžování	61
7.7	Model MKP pro analýzu chování klenby při zatěžování	63
7.8	Analýza chování klenby při předpínání	66
7.9	Model MKP pro analýzu chování klenby při předpínání.....	73
7.10	Analýza chování klenby při řízeném posunu paty.....	76
7.11	Model MKP pro analýzu chování klenby při řízeném posunu paty	79
7.12	Vyrušení síly v ocelovém táhle za pomoci vnesení předpětí	82
7.13	Shrnutí poznatku z experimentů na zkušebním modelu a z modelu MKP	87
8	Aplikace předpětí – Kostel Švábenice	88
8.1	Popis kostela	88
8.2	Popis klenbových pásů, poruchy a jejich příčina.....	89
8.3	Stabilizace klenbových pásů.....	93
8.4	Model MKP – kostel Švábenice	96
8.4.1	Prvky použité v modelu MKP	96
8.4.2	Materiály	97
8.4.3	Reálné konstanty.....	97
8.4.4	Geometrie – uzly	98
8.4.5	Okrajové podmínky	98

8.4.6 Propojení uzlů (tzv. CP – coupling).....	98
8.4.7 Zatížení	98
8.4.8 Výpočet	99
8.4.9 Stanovení modulu pružnosti a výšky průřezu ve vrcholu klenby.....	99
8.5 Analýza klenby – model MKP.....	100
8.6 Měření změny tvaru oblouku v průběhu napínání klenbového pásu 2.....	103
8.7 Střednědobé měření změny tvaru klenbového pásu 2.....	104
8.8 Závěr.....	106
9 Závěr.....	107
9.1 Shrnutí poznatků	107
9.2 Matematické modely MKP.....	108
9.3 Naplnění cílů disertační práce.....	109
9.4 Možné směry dalšího výzkumu	109
Seznam použitých zdrojů.....	110
Odborná literatura.....	110
Internetové odkazy.....	111
Technické normy	111
Manuály k výpočetním programům	111
Vlastní publikační činnost	112
Produkty	113
Seznam použitých zkratk symbolů	114
Seznam obrázků.....	115
Seznam tabulek	128
Příloha A Experimentální model klenby – vliv zatížení a předpětí	129
Příloha B Experimentální model klenby – vliv posunu paty klenby	147
Příloha C Kostel Švábenice.....	151

1 Úvod

Zděné klenby jsou konstrukce, jejichž použití ve stavebnictví mělo v minulosti významnou pozici na poli vodorovných nosných konstrukcí. Dominantou téměř každého města i menší vesnice byly kostely. V nich právě klenby (klenbové pásy, kopule, bání atd.) představovaly vrchol stavitelského umu. V současnosti jsou klenbové konstrukce zatlačené do pozadí novějšími postupy, pevnějšími materiály a sofistikovanějšími technologiemi provádění. Klenby jsou teď zejména součástí historických, často památkově chráněných, objektů. Zde se otevírají možnosti zkoumat takové způsoby jejich sanace a zesilování, které minimalizují zásah do konstrukce a zároveň výrazně prodlužují jejich životnost.

Disertační práce se zabývá jednou z možností zesilování valených kleneb – vnesením podélného předpětí lany bez soudržnosti – monostrand. Zatímco je u železobetonových konstrukcí zesilování předpětím běžný a často využívaný způsob, u zděných konstrukcí je užití předpětí ojedinělé.

První obecná část disertační práce (rešerše) nejdříve obecně popisuje a rozděluje klenby (**kapitola 2**). Dále se již věnuje pouze klenbám valeným. Jsou zde uvedené obvyklé způsoby jejich dimenzování. **Kapitola 3** pak zahrnuje nejobvyklejší poruchy kleneb a nejčastější způsoby jejich sanace.

Modelování zděných konstrukcí je věnována **kapitola 4**. Jsou zde popsány základní způsoby modelování zdiva a kleneb.

Cíle a vymezení problematiky disertační práce se lze dočíst v **kapitole 5**.

Druhá část disertační práce se zabývá poznatky získanými v problematice zesilování valených kleneb podélným předpětím.

Princip podélného předpětí valených kleneb je uvedený v **kapitole 6**.

Byla provedena měření na experimentálním modelu zděné klenby (**kapitola 7**) při zatěžování předpjaté a nepředpjaté klenby. Dále předpínání zatížené a nezatížené klenby a analýza chování klenby při řízeném posunu paty klenby (poruše) předpjaté a nepředpjaté klenby. Experimenty byly vyhodnocené a srovnané s lineárním modelem MKP vytvořeným v programu ANSYS. V rámci experimentu vznikla ověřená technologie [48].

Aplikace předpětí pro stabilizaci klenbových pásů byla provedená v kostele sv. Michaela ve městě Švábenice (**kapitola 8**). V průběhu předpínání bylo provedeno měření, na které navázalo střednědobé měření po dobu 65 dnů. Byl vytvořen model MKP v programu ANSYS, se kterým jsou výsledky měření při předpínání srovnány.

Na závěr jsou poznatky z modelů MKP a měření včetně požadavků na provádění shrnuty do **kapitoly 9**. Jsou zde uvedeny i možné směry dalšího bádání v dané problematice.

Přílohy obsahují grafický výstup z modelu MKP pro experimentální model (**Příloha A** a **Příloha B**) a kostel ve Švábenicích (**Příloha C**).

2 POPIS PROBLEMATIKY KLENEB

2.1 Historie

Již na samém počátku stavitelské činnosti lidé řešili, jak přezdíť otvor ve zdi, a jak vytvořit zastřešení. Malé otvory bylo možné bez problémů přeložit jedním dlouhým kamenem, ale takové řešení již nestačilo na překonání větších rozpětí. Tak člověk-stavitel, již ve starověku, zkusil nejdříve na sebe poskládat kameny s malým vyložením, čímž roznese zatížení mimo otvor, a později tvar trojúhelníka nahradil obloukem – klenbou.

Umění klenout – stavět klenby, bylo vrcholným projevem stavitelského umění a obrazem vyspělosti mnoha kultur po celém světě od starověku, až po první polovinu 20. století. Tehdy byly klenby vytlačeny na okraj díky modernějším technologiím a materiálům, zejména oceli a železobetonu. V současnosti se zděné klenby staví pouze výjimečně, např. podzemní vinné sklepy.

Historická literatura [1] uvádí: „**Klenba** n. klenutí zove se zvláštní druh zdi, která tíží i tvarem částí, z nichž se skládá, visutou se udržuje. **K-by** byly známy již ve starověku; dosvědčují to mnohé reliefsy sdělané od starých Assyřů. **K-by** spočívají buď na zdech, nebo pilířích a pnou se přes prázdná nebo místa ke zvláštním účelům ustanovená v rozličné formě svobodně, a takto prostor svrchu úplně uzavírají; ale také se jich užívá, kde se má nějaký vespod ležící předmět odlehčiti, aby tíží zdiva nad ním se nacházejícího se nerozmačkal, nebo kde se chtějí postaviti tenké příčky, které žádných základů obdržeti nemohly, též v hlubokých základech a jinde.“

2.2 Terminologie

Klenbu resp. **klenbový pás** můžeme definovat jako vodorovnou konstrukci tvarově přizpůsobenou tak, aby byla namáhána převážně tlakem.

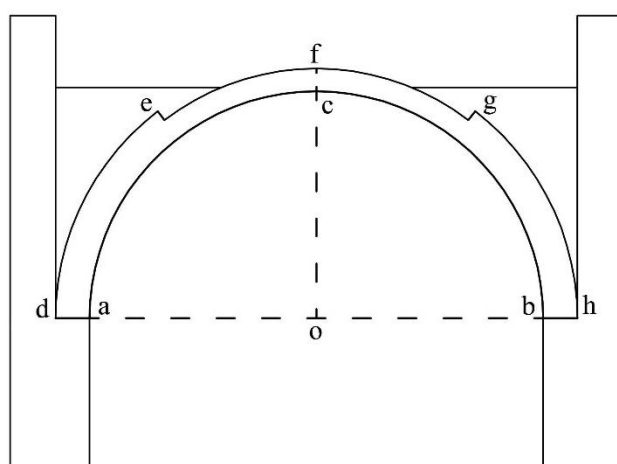
Klenba je nejčastěji kamenná nebo zděná konstrukce, která je schopná díky svému tvaru a vazbě přenést zejména svislé zatížení do podpěr (opěrných zdí, pásů, traverz a pilířů). Novodobá alternativa v oboru nosných konstrukcí je deska.

Klenbový pás je krátká valená klenba, která má funkci překlenout otvor ve zdi. Dále může klenbový pás plnit funkci ztužující jako žebro pro klenbu, případně může klenbu vynášet do svislých nosných konstrukcí. Novodobá alternativa v oboru nosných konstrukcí je trám, průvlak nebo překlad.

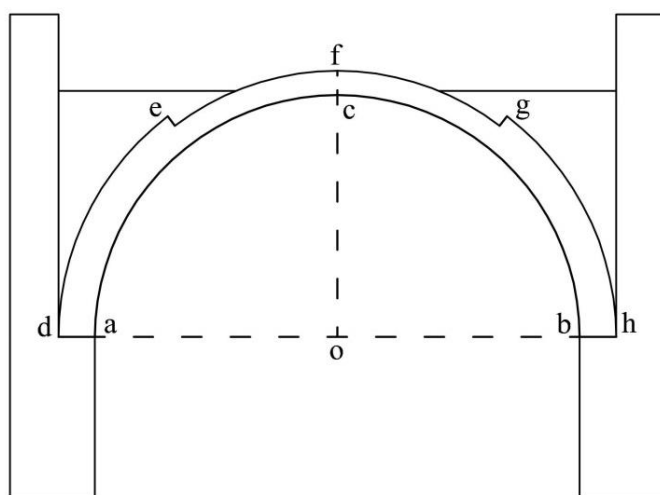
V následujícím textu budou pro zjednodušení pojmy *klenba* a *klenbový pás* často uváděné jednotně pod pojmem **klenba**.

Jelikož literatura [2], [3], [4] a [5] uvádí některé části klenby odlišně, je potřeba si danou terminologii na začátek ujasnit.

Jednotlivé části klenby a zdi s nimi souvisejícími jsou popsány na **Obr. 2.1** a **Obr. 2.2**.



- abc - klenbový oblouk
- ab - světlost klenby
- oc - výška klenbového oblouku
(vzepětí klenby)
- ad, bh - tloušťka klenby v patce
- cf - tloušťka klenby v závěru

Obr. 2.1 Části klenby – prvky

- abc - klenbový oblouk
- ab - světlost klenby
- oc - výška klenbového oblouku
(vzepětí klenby)
- ad, bh - tloušťka klenby v patce
- cf - tloušťka klenby v závěru

Obr. 2.2 Části klenby – geometrie

Tloušťka klenby pro malé rozpory a malé zatížení bývá všude stejná. Při větším rozpětí nebo zatížení bývá klenba ze statických důvodů na rubu klenby zesílená směrem k patkám. U kamenných a betonových kleneb může být zesílení plynulé. U cihelných kleneb se zesílení provádí vždy o půl cihly (respektive polovinu delšího skladebného rozměru cihly).

Patky kleneb jsou buď zapuštěné, nebo vyložené. Zapuštěné patky (kapsy) značně oslabují zdivo. Tudíž jsou jen tam, kde se klenba opírá o plné zdi značné tloušťky, nebo o široké pilíře a kde jde o klenbu malé tloušťky a mírného vzepětí. Jinak se patky provádějí jako vyložené a to buď úplně, nebo jen částečně (patky polozapuštěné). Patky lze vykládat i stupňovitě, což se využívá u silnějších kleneb.

Závěrečný (vrcholový) klenák – cihla nebo kamenný blok ve vrcholu klenby. Klenba musí být provedená tak, aby nevznikla ve vrcholu spára, ale zbyl prostor právě pro závěrečný (vrcholový) klenák.

Patka (pata) klenby – část opěrné zdi nebo pilíře, o kterou je opřena klenba. Lze ji definovat jako zdivo mezi páteční spárou a svislou nosnou konstrukcí (zeď, pilíř).

Páteční spára – nejnižší spára klenby nad patou klenby.

Rub klenby – horní hrana/povrch klenby.

Líc klenby – dolní hrana/povrch klenby.

Ložná spára – spára mezi kusy staviva. Ve vrcholu je teoreticky svislá (ale nesmí být provedena) a sklon postupně klesá až po patu klenby, kde u půlkruhových oblouků je spára vodorovná (páteční spára).

Náběh/zesílení klenby – navýšení tloušťky zdi, u cihelných kleneb zpravidla o půlku výšky cihly.

Nadezdívka – zdivo dozděné v prostoru mezi klenbou a zdí nad patou klenby. Nadezdívka i násyp svou tíhou pomáhají vyrovnat účinky zatížení od vlastní tíhy v případě méně vhodného tvaru oblouku.

Násyp – nejčastěji písek, štěrk, drť, stavební odpad a podobně. Vyrovnává prostor nad klenbou do roviny.

Klenbový oblouk – termín se používá v souvislosti s tvarem oblouku klenby a rozdělením kleneb právě dle tvaru.

Světlost klenby – nebo *rozpětí klenby*, je vodorovná vzdálenost mezi paty klenby resp. mezi podpůrnými konstrukcemi klenby (zeď, pilíř).

Výška klenbového oblouku (vzepětí klenby) – svislá výška mezi vrcholem klenby a patou klenby na straně líce klenby.

Tloušťka klenby – pro malé rozpony a malé zatížení bývá všude stejná. Při větším rozpětí nebo zatížení bývá klenba ze statických důvodů na rubu klenby zesílená směrem k patkám (*tloušťka klenby v patce/patě*). U kamenných a betonových kleneb může být zesílení plynulé, u cihelných kleneb se zesílení provádí vždy o půl cihly. V nejvyšším bodě oblouku mluvíme o *tloušťce klenby v závěru* nebo *ve vrcholu*.

2.3 Rozdělení kleneb

Klenby lze rozdělit podle různých kritérií. Nejběžnější je rozdělení podle materiálu, geometrie, zhotovení, popřípadě zařazení do slohového období.

2.3.1 Rozdělení dle materiálů

Z počátku se klenby zhotovovaly z litého zdiva do bednění, opracovaného i neopracovaného kamene a cihel (nepálených, časem pálených). Objevují se také klenby betonové a klenby dřevěné.

V obytných, průmyslových i církevních objektech v ČR ze 17. až 20. století převládají klenby z pálených cihel.

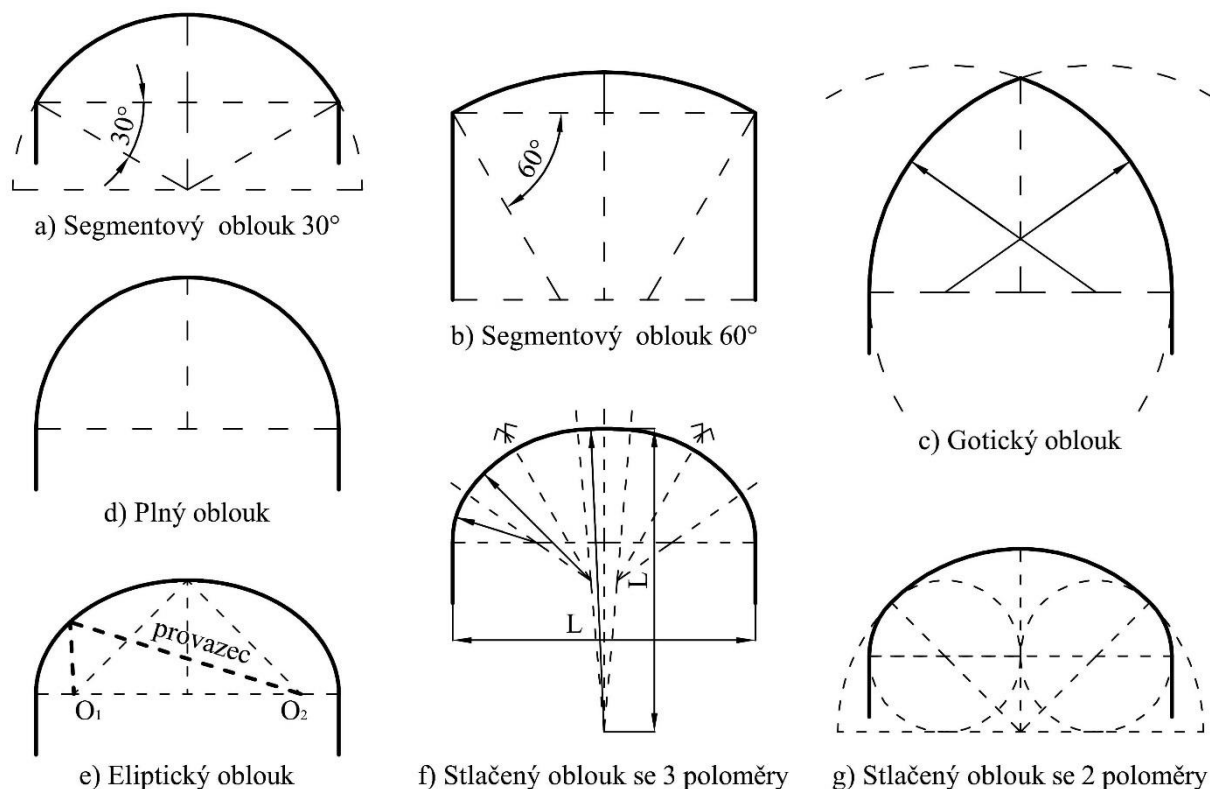
2.4 Z hlediska geometrie

Podle *geometrického tvaru* plochy na straně líce klenby můžeme klenby rozdělit na:

- *valené* (válnové) klenby – líc klenby je odvozen od válcových ploch
- *sférické* – tvary jsou odvozené z koule, elipsoidu nebo paraboloidu

Text se bude dále věnovat pouze valeným klenbám (resp. klenbovým obloukům).

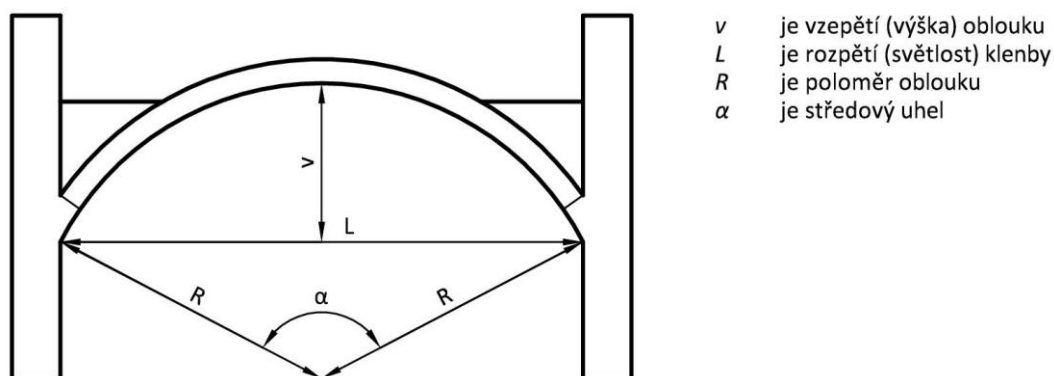
Valené klenby jsou tvořené buďto *plným* (**Obr. 2.3d**) nebo *segmentovým* obloukem, kde se úhel pomyslné kruhové výseče pohybuje nejčastěji v rozmezí $2 \times 30^\circ$ (segmentový oblouk 60° , **Obr. 2.3b**) až $2 \times 60^\circ$ (segmentový oblouk 30° , **Obr. 2.3a**). Spojením dvou kruhových úsečí vznikne tzv. *gotický* (**Obr. 2.3c**) oblouk. Tvarově komplikovanější oblouk je *eliptický* (**Obr. 2.3e**). Ten byl geometricky zjednodušován na *stlačený* oblouk se 3 poloměry (**Obr. 2.3f**), případně se 2 poloměry (**Obr. 2.3g**).



Obr. 2.3 Tvary klenbových oblouků

Plný oblouk je zpravidla jen u kleneb velmi zatížených, jelikož jsou od takových kleneb v patkách vyvozovány nejmenší horizontální síly na opěrné zdi. Tenhle oblouk je typickým znakem románského slohu.

Segmentový oblouk je nejpoužívanější. Jeho tvar je dán poměrem výšky oblouku k rozpětí klenby v/L (**Obr. 2.4**) a pohybuje se v rozmezích $v/L = 1/3$ až $v/L = 1/12$. Pro menší rozpory bývá poměr $v/L = 1/7$ až $v/L = 1/12$. Nejčastější je segment, jehož středový úhel $\alpha = 60^\circ$, což odpovídá $v/L = 1/7$ až $v/L = 1/8$. Taková klenba zabere malou výšku, snadno se klene (nepotřebuje plné podskružení), je malá spotřeba materiálu a nízká hmotnost konstrukce. Proto byla segmentová klenba, zvláště o středním vzepětí, vůbec nejužívanější klenbou v pozemním stavitelství. Zejména v obytných budovách, kde se uplatnili i ostatní přednosti ploché klenby (patky vysoko nad podlahou, rovnoměrnější prosvětlení a provětrání prostoru pod klenbou).



Obr. 2.4 Poměr výšky oblouku k rozpětí klenby

Oblouk *eliptický* neboli *stlačený* může být vytvořen pravou elipsou, nebo částmi několika kruhových oblouků. Takový tvar klenbového oblouku se nejčastěji využíval při stavbě kostelů v podobě klenbových pásů, do kterých se pak zdily kopule (**Obr. 2.5**).



Obr. 2.5 Kostel sv. Michaela, Švábenice

2.5 Dimenzování valených kleneb v minulosti

Obvykle byla dimenze prováděná graficky pomocí *tlakové čáry* (viz **kapitola 2.7**). Pro běžné případy lze potřebné dimenze stanovit empiricky, např. podle **Tab. 2.1**, [6].

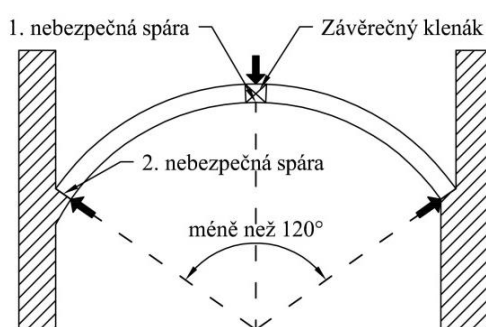
Pro $v/L = 1/4$:		
$L = 5,5 \text{ m}$	$t_0 = 150 \text{ mm}$	$t_1 = 300 \text{ mm}$
$L = 5,5 - 6,0 \text{ m}$	$t_0 = 180 \text{ mm}$	$t_1 = 450 \text{ mm}$
$L = 6,0 - 6,5 \text{ m}$	$t_0 = 240 \text{ mm}$	$t_1 = 450 \text{ mm}$
$L = 6,5 - 7,0 \text{ m}$	$t_0 = 300 \text{ mm}$	$t_1 = 600 \text{ mm}$
Pro $v/L = 1/6$:		
$L = 4,5 \text{ m}$	$t_0 = 150 \text{ mm}$	$t_1 = 300 \text{ mm}$
$L = 4,5 - 5,2 \text{ m}$	$t_0 = 180 \text{ mm}$	$t_1 = 300 \text{ mm}$
$L = 5,2 - 6,0 \text{ m}$	$t_0 = 240 \text{ mm}$	$t_1 = 450 \text{ mm}$
$L = 6,0 - 7,0 \text{ m}$	$t_0 = 300 \text{ mm}$	$t_1 = 450 - 600 \text{ mm}$
t_0 je tloušťka klenby ve vrcholu, t_1 je tloušťka klenby v patě, L je rozpětí.		
Ploché segmentové klenby valené se vzepětím $v/L = 1/6$ až $v/L = 1/12$ se prováděly až do rozpětí 4 m:		
$L = \text{do } 3,0 \text{ m}$	$t_0 = 150 \text{ mm}$	$t_1 = 150 \text{ mm}$
$L = 3,0 - 4,0 \text{ m}$	$t_0 = 150 \text{ mm}$	$t_1 = 300 \text{ mm}$

Tab. 2.1 Tloušťka segmentové klenby v patě a na vrcholu

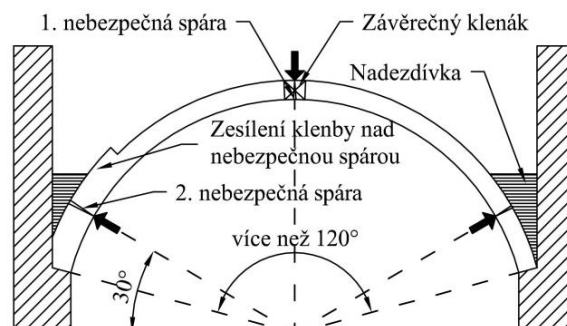
V klenbě jsou dvě tzv. *nebezpečné spáry* (**Obr. 2.6** a **Obr. 2.7**). Jsou to místa, kde se vyskytují největší tlaky. První spára se nachází ve vrcholu klenby. Na rubu klenby je největší tlak, a jelikož není rovnoměrný, snaží se otevřít spáru v líci vrcholu klenby. Z tohoto důvodu nesmí být ve vrcholu klenby styčná spára, ale řádně uklínovaný závěrečný klenák. Druhá nebezpečná spára je u kleneb se segmentovým obloukem, kde je středový úhel menší než 120° , v patě klenby (**Obr. 2.6**). U kleneb se středovým úhlem větším než 120° (**Obr. 2.7**) je nebezpečná spára v rovině, která svírá s vodorovnou rovinou úhel 30° . Ve druhé nebezpečné spáře působí největší tlak na líci klenby a u silně zatížených kleneb se snaží otevřít spáru na rubové ploše. Proti tomuto jevu se provádí opatření nadezdívkou nad úroveň nebezpečné spáry, tj. asi do $1/3$ výšky klenby (měřeno na rubu klenby). Jsou-li klenby vyžděny z cihelného zdiva, pak se význam klenáku stírá a spáry mezi kusovým stavivem jsou provedeny prakticky ve vrcholu klenby.

Konstruktivní nadezdávka se prováděla zásadně jen tehdy, bylo-li vzepětí klenby větší než $1/3$ rozpětí. Materiál mohl být ze zdiva (cihelného nebo betonového) nebo z úlomků (cihelných nebo kamenných).

Potřebné *zesílení klenby* směrem k patkám se provádělo podle výsledků statického vyšetření a provádělo se až nad druhou nebezpečnou spárou.



Obr. 2.6 Nebezpečné spáry u segmentového oblouku, středový úhel menší než 120°



Obr. 2.7 Nebezpečné spáry u segmentového oblouku, středový úhel větší než 120°

Podpory kleneb musely být nadimenzovány tak, aby snesly veškeré svislé zatížení od klenby a horního zdiva, ale i šikmé tlaky, kterými klenba vždy působí na podpory. Tyto šikmé tlaky jsou tím větší, čím je vzepětí klenby menší.

Pokud nebylo možné zesílit podporující zdi na potřebnou tloušťku, tak se do kleneb, pro zachycení šikmých tlaků, vkládaly *klenbové kleště* (**Obr. 2.11**), které zachytávaly vodorovné síly od klenby do zdi.

2.6 Statické působení valených kleneb

Klenba je plošný nebo prutový prvek opřený do podpor. Oblouk je tvarem přizpůsobený tak, aby byl namáhán zejména normálovou silou. Vzniklý ohybový moment je nežádoucí a musí být natolik malý, aby při statické analýze tlaková čára od zatížení nevycházela z jádra průřezu. Nepříznivé působení ohybového momentu lze minimalizovat buďto efektivnějším návrhem tvaru klenbového oblouku, náběhem, nebo vhodným přitížením – nejčastěji nadezdívkou nebo násypem.

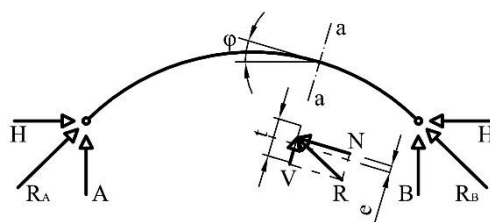
Z hlediska statického působení je při rovnoměrném zatížení nejvýhodnější oblouk *parabolický*, jehož tvar odpovídá průběhu tlakové čáry (tj. výslednice sil působících v klenbě). U klenby, jejíž tvar přesně sleduje tlakovou čáru, nevzniká smykové napětí, naopak napětí v tlaku vyvozuje v ložné spáře mezi klenáky příznivě působící tření. Dokonce u kleneb s parabolickým tvarem při sklonu větším než $63,3^\circ$ je tření vyvozené zatížením klenby natolik velké, že umožňuje vyždít klenbu nasucho bez malty.

Chování klenby při zatížení závisí na její masivnosti, tuhosti, způsobu uložení a provedení. Většina zděných kleneb se chová jako trojkloubový oblouk, pro který je charakteristické pootočení v místě středního kloubu. Pokud nedojde k porušení staviva tlakem v horní části profilu klenby, není vznik trhlin na újmu statické funkce oblouku. Podmínkou správné funkce klenby jsou neposuvné podpory.

Charakter vetknutého oblouku mají masivní konstrukce jako například mosty, skalní klenby nebo římské klenby s litým nadložím.

Statické schéma dvoj-kloubového oblouku se uplatňuje u kleneb monolitických, například dřevěných, ocelových nebo železobetonových. Dvoj-kloubový oblouk je proti trojkloubovému více namáhán, proto musí být masivnější. Pokud mají být výhody trojkloubového oblouku využity i u monolitické klenby, musí se kloub vytvořit konstrukční úpravou.

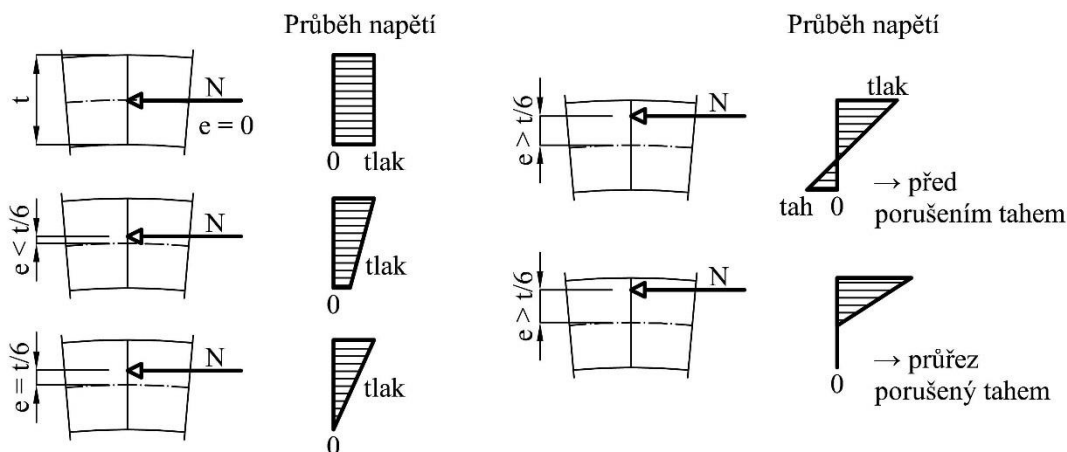
Při řešení klenby zakřiveného prutu podle schématu na **Obr. 2.8** se předpokládá, že šikmé podporové reakce klenby R_a , R_b a zatížení f působící na klenbu, se skládají ve výslednici, jejíž poloha a směr podél délky klenby jsou popsány *tlakovou čarou*. Na libovolný příčný průřez $a-a$, s výškou t a jednotkovou šířkou $b = 1$ m, jehož normála svírá s vodorovnou silou úhel φ , působí vnitřní oblouková síla R , která se rozkládá na složky: normálovou N , posouvající V a ohybový moment M ($M = N \cdot e$). Z **Obr. 2.8** je jasné, že působíště vnitřní obloukové síly R je totožné s působíštěm normálové síly N .



Obr. 2.8 Síly působící v řezu $a-a$

Podle polohy působíště vnitřní obloukové síly R (tzv. tlakového centra) mohou nastat tyto případy namáhání (**Obr. 2.9**):

- tlakové centrum je v *těžišti průřezu*: $e = 0$
- tlakové centrum je *mimo těžiště průřezu, ale pohybuje se v oblasti jádra průřezu*:
 $0 < e \leq t/6$
- tlakové centrum je *mimo těžiště i mimo jádro průřezu*: $e > t/6$



Obr. 2.9 Průběh napětí v průřezu při různých excentricitách normálové síly v nebezpečném průřezu ve vrcholu klenby

Klenby se posuzují na kombinace zatížení, přičemž musí být splněna podmínka, že při provozu objektu vyvodí jakákoliv kombinace zatížení působícího na klenbu, v libovolném příčném řezu kolmém na střednici, jenom tlakové normálové napětí.

Jak již bylo zmíněno, je-li průřez obdélníkový, má být působiště síly R ve vnitřní třetině průřezu. Hodnota výstřednosti e má splnit podmínku $e \leq t/6$. U některých masivních kleneb se souměrným, stálým a velkým zatížením lze v omezených úsecích délky střednice připustit, aby $e \leq t/4$, tj. aby v průřezu působilo normálové napětí v tlaku i tahu. Tyto průřezy se posuzují za vyloučeného tahu.

Tvar střednice klenby má být takový, aby tlakové čáry od všech uvažovaných kombinací výpočtového zatížení ležely ve vnitřním pruhu o šíři $1/3$ nebo $1/2$ tloušťky klenby. Čím jsou tlakové čáry méně odchýleny od střednice klenby, tím je pevnost materiálu více využita. Nejehospodárnější klenbou pro jeden druh zatížení je tedy klenba, jejíž střednice je totožná s tlakovou čarou. Jak již bylo zmíněno, optimální tvar oblouku klenby je *parabola druhého stupně*.

Střednicová čára *půlkruhové klenby* se ve skutečné konstrukci nikdy nemůže ztotožnit s tlakovou čarou, protože při středovém úhlu 120° jsou hodnoty zatížení f příliš velké. Pokud bychom alespoň teoreticky chtěli vypočítat zatížení, použijeme vztah:

$$f = \frac{f_s}{\cos^3 \alpha} \quad (2.1)$$

Kde:

f_s je hodnota zatížení ve vrcholu klenby a
 α je úhel od svislé osy.

Zatížení by pak nabývalo v závislosti na úhlu podle hodnot v **Tab. 2.2. (Obr. 2.10)**

α	f
0°	$1,0 f_s$
15°	$1,1097 f_s$
30°	$1,5397 f_s$
45°	$2,8285 f_s$
60°	$8,0 f_s$
75°	$57,6909 f_s$
90°	∞

Tab. 2.2 Hodnoty zatížení na půlkruhovou klenbu podle vzorce (2.1)

Zachycení vodorovné síly

Pro správnou funkci klenby je zásadní spolehlivé zachycení vodorovné síly. Vodorovná síla od klenby může vyvolat povolení podpory, čehož důsledkem je narušení rovnováhy, případně úplná ztráta stability oblouku.

Eliminace vodorovné síly svislým zatížením

V dostatečně masivní stavbě se šikmá síla od klenby sčítá s velkou silou ve zdivu. Výsledkem je šikmá síla působící na průřez excentricky. Rozhodující je, aby velké zatížení spolu s excentricitou nezpůsobilo porušení stability, únosnosti zdiva, nebo základů. Zatížení ve zdivu je možno zvýšit nadezdívkou klenby, zvýšením tloušťky zdi pod patou klenby, nebo změnou tvaru oblouku. Moderně lze použít svislé předepnutí podpůrných pilířů pro zvýšení svislého napětí ve zdivu.[11].

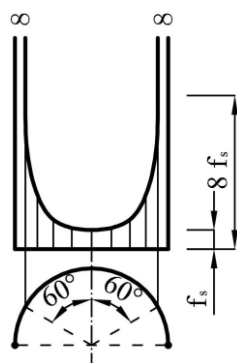
Zachycení vodorovné síly táhlem

Zajištění rovnováhy na oblouku lze provést vložením kleští (táhla) v působišti vodorovné síly, tedy v patě klenby. Kleště se provádějí ze dřeva nebo oceli.

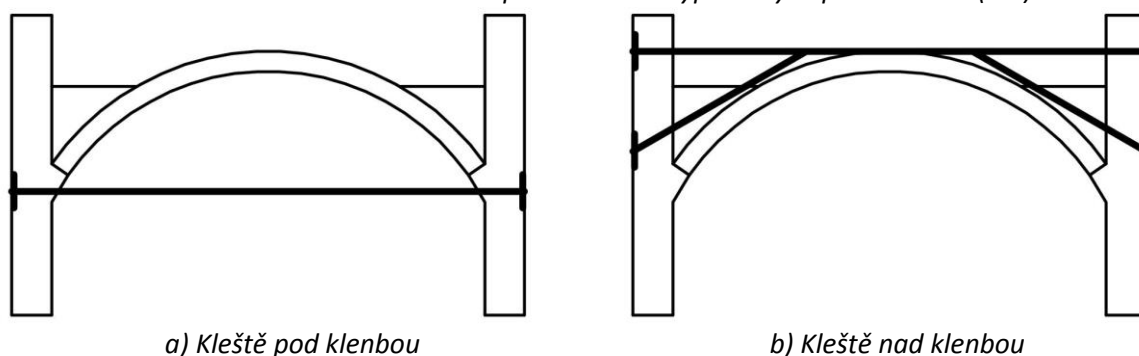
Dřevěné kleště pod klenbami jsou běžné například v cihelných kostelech v severním Německu.

Železné kleště pod klenbami (**Obr. 2.11a**) se běžně užívaly v Itálii. V České republice se objevují v náročných, pozdně gotických, stavbách (Vladislavský sál v Praze, Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře). Byly však užity také již u katedrály sv. Víta. Běžně se vyskytují ve stavbách renesančních. Kleště pro menší rozpětí byly kotveny zazděním, případně utemováním v otvoru ve zdi, nebyly vypínány. U velkých staveb mají závlače a jsou vypínány klínovými zámkami.

Kleště nad klenbou (**Obr. 2.11b**) jsou skryté. Jejich nevýhodou je, že zdivo mezi kleštěmi a působištem vodorovné síly je namáháno momentem.



Obr. 2.10 Teoretické zatížení podle hodnot vypočtených podle vzorce (1.1)



a) Kleště pod klenbou

b) Kleště nad klenbou

Obr. 2.11 Klenbové kleště

2.7 Tlaková čára

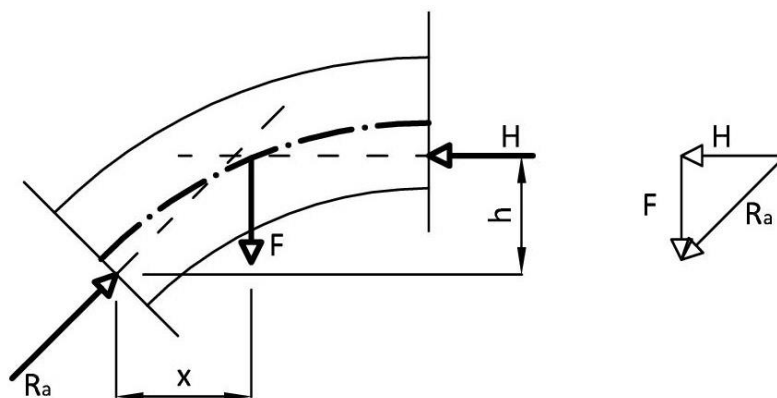
Tlaková čára je spojnice tlakových center všech průřezů klenbového oblouku a je to tedy obecně křivka. Při posuzování klenby se nahrazuje lomenou čarou – spojnici tlakových center ve zvolených průřezech. Počet zvolených průřezů by měl být dostatečný, tak aby se vynesená lomená čára přibližovala co nejvíce tlakové čáře.

Vynesení tlakové čáry:

- pomocí složkového obrazce (**Obr. 2.12**) a výslednicové čáry (**Obr. 2.13**),
- přímo ze statického výpočtu vnitřních sil konstrukce.

2.7.1 Tlaková čára vynesená pomocí výslednicové čáry a složkového obrazce

Tento způsob je vhodný pro posouzení nižší souměrné segmentové klenby, souměrně zatížené vlastní tíhou a nahodilým zatížením. Z důvodu symetrie stačí vyšetřovat jen polovinu klenby. Účinek druhé poloviny se nahradí výslednicí vnitřních sil působících ve vrcholu klenby. Ze souměrnosti konstrukce i zatížení vyplývá, že tato výslednice je vodorovná, tzv. vodorovný tlak klenby H .



Obr. 2.12 Složkový obrazec

Po odstranění podpory „a“, nahradíme její účinek podporovou reakcí R_a . Je-li výslednice zatížení poloviny klenby síla F (působí ve svislici procházející těžištěm zatěžovací plochy), musí být síly H , R_a , F v rovnováze – jejich paprsky musí procházet jedním bodem a složkový obrazec musí být uzavřený (**Obr. 2.12**).

Postup řešení pomocí výslednicové čáry (**Obr. 2.13**):

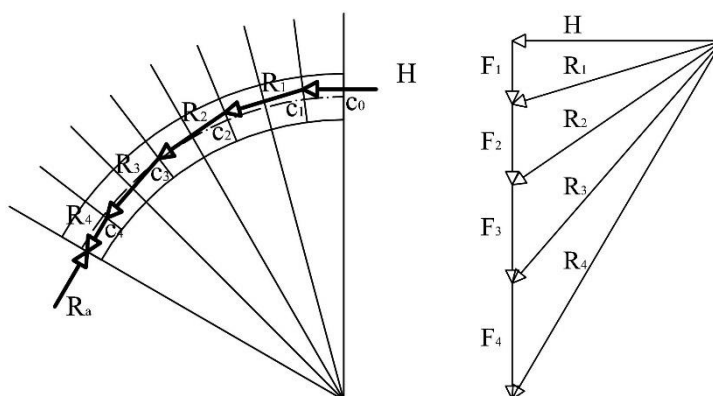
Po narýsování a rozdělení klenby myšlenými spárami (svislými nebo kolmými ke střednici) na jednotlivé části (klenáky) se spočtou příslušná zatížení, z kterých vychází soustava svislých sil F_1 až F_n . Síly působí ve střední příčce proužků. Působíště sil H a R_a si lze zvolit třeba tak, že síla H bude působit v horním jádrovém průřezu a síla R_a v dolním jádrovém průřezu (může to být kterýkoliv jiný bod v jádrovém pruhu, například těžiště nebo druhé krajní jádrové body).

Z momentové podmínky rovnováhy soustavy sil (H , F a R_a) k podporovanému bodu se vypočítá síla H :

$$\sum M_a = 0 \quad H \cdot h - \sum_{i=1}^n F_i \cdot x_i = 0 \quad (2.2)$$

$$\text{odtud } H: \quad H = \frac{\sum_{i=1}^n F_i \cdot x_i}{h} \quad (2.3)$$

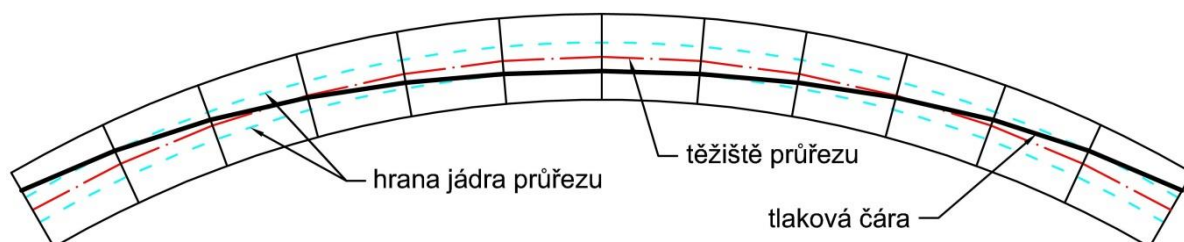
Síla H se vynese ve zvoleném měřítku jako počátek složkového obrazce a postupně se skládá se silami F_1 až F_n ve výslednici R_1 až R_n . Výslednice R_n je (s obráceným znaménkem) podporová reakce R_a . Na první proužek působí síly H a F_1 , složením ve složkovém obrazci je výslednice R_1 . Centrum tlaku c_1 je tam, kde protíná v obrázku silové soustavy na klenbě rovnoběžka s R_1 myšlenou spáru prvního proužku. Na druhý proužek působí síly R_1 a F_2 , složením ve složkovém obrazci je výslednice R_2 . Tam, kde výslednice R_2 protíná spáru druhého proužku je centrum tlaku c_2 , atd. Tlaková čára je spojnice bodů c_0 až c_n .



Obr. 2.13 Tlaková čára vynesená pomocí výslednicové čáry

2.7.2 Vynesení tlakové čáry přímo ze statického výpočtu

Pokud je znám průběh vnitřních sil (M , N , V) klenbového oblouku, lze spočítat polohu tlakového centra v libovolné spáře. Platí: $e = \frac{M}{N}$ (e je excentricita tlakové síly od těžiště zatěžovací plochy) Vynesením excentricity tlakové síly od těžiště zatěžovací plochy dostaneme průběh tlakové čáry klenby. Obdobně jako u vynesení tlakové čáry vynesené pomocí výslednicové čáry, je z důvodu přesnosti potřeba zvolit dostatečnou rozteč bodů (uzlů), kde budou hodnoty excentricity vynášeny.



Obr. 2.14 Tlaková čára vynesená statickým výpočtem

Při správném statickém návrhu klenby tlaková čára nevystoupí z jádra průřezu.

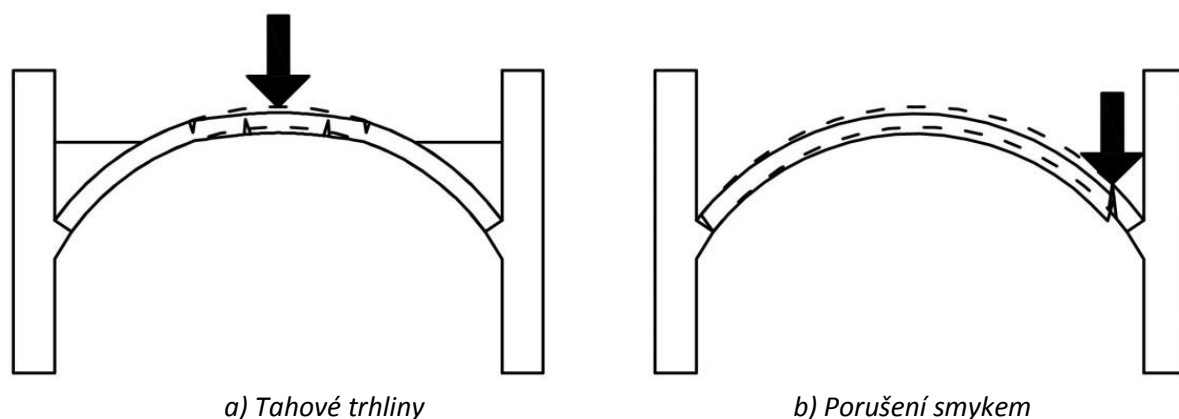
3 PORUCHY VALENÝCH KLENEB, JEJICH PŘÍČINY A SANACE

Klenby mají velkou únosnost, tudíž se jejich *přetížení* vyskytuje méně často. Může k němu dojít třeba při změně využití (například velké zatížení archivem nebo skladování obilí na klenbách, které na to nebyly dimenzovány). Častější je lokální zatížení dodatečnou příčkou nebo nosnou zdí stojící na klenbě. Další významný faktor způsobující poruchy, je dotvarování jednak samotné klenby, ale zejména dotvarování podpůrných konstrukcí – zdí, které se vlivem dlouhodobého působení excentrického zatížení odklání. Poruchy způsobené dotvarováním se mohou projevit i po desítkách let bezproblémového užívání objektu.

3.1 Poruchy valených kleneb

K celkovému *přetížení klenby* může dojít při zhoršení kvality zdiva v zchátralém objektu, kde je klenba promočena, vyplavuje se malta, dochází k odmrzáni cihel. Takové nepříznivé faktory výrazně sníží pevnost zdiva v tlaku a taky se z důvodu postupného opadávání zvětralých cihel zmenší plocha vzdorující zatížení. Při celkovém přetížení klenby vznikají v nebezpečném průřezu (ten je vymezen středovým úhlem 120°) podélné tahové trhliny, méně často příčné tlakové trhliny v uložení.

Lokální přetížení klenby (**Obr. 3.1**) se projeví tahovými, případně smykovými trhlinami pod přetíženým místem. Klenba může být nesymetricky zdeformovaná, v oblouku můžou vzniknout další plastické klouby. Dle tvaru deformace oblouku lze odvodit místo lokálního přetížení.

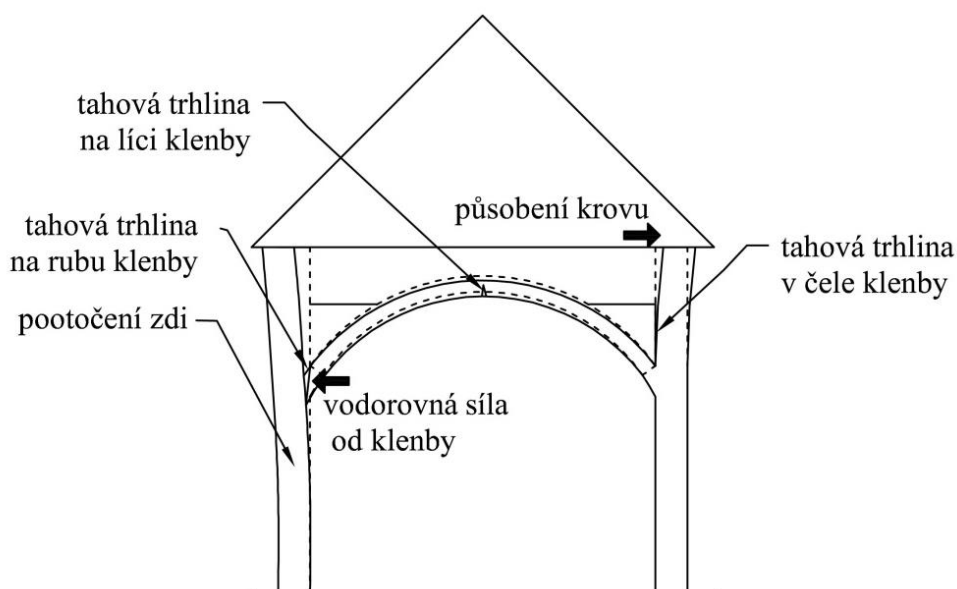


Obr. 3.1 Lokální přetížení klenby

U kleneb většího rozpětí jsou běžné podélné tahové trhliny ve vrcholu, které většinou neohrožují funkci klenby (pokud jsou ovšem její podpory neposuvné). Zděná klenba běžné tloušťky se zpravidla chová jako trojkloubový oblouk. Trhlina ve vrcholu je projevem existence plastického kloubu.

Časté jsou poruchy vyvolané *pohybem podpor* (patek klenby, **Obr. 3.2**) při poklesu nebo posunu (odklonění) zdiva – trhliny v klenbách jsou důležitým indikátorem poruch stavby jako celku. K posunu podpory může dojít pootočením zdi v patě při porušení základu,

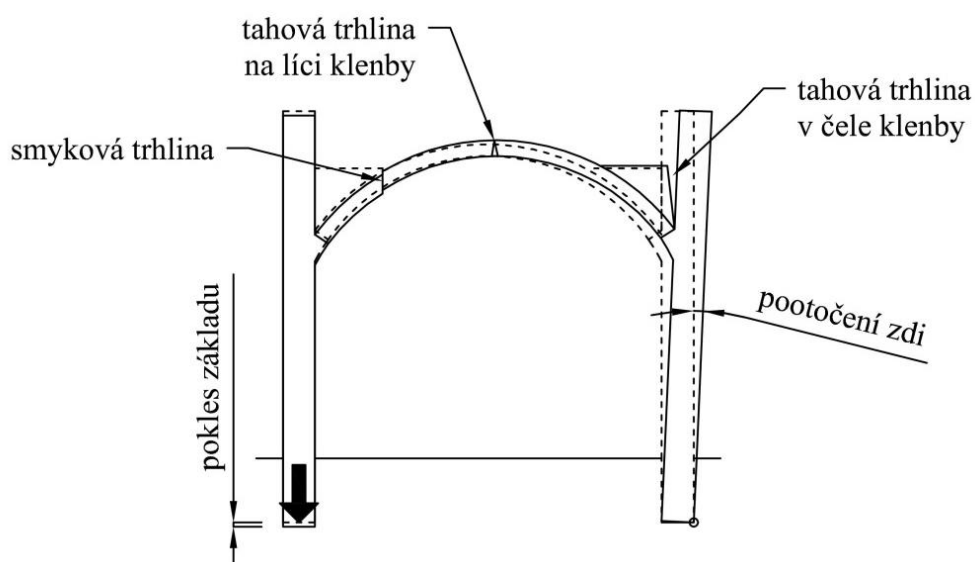
působením vodorovné síly od narušeného krovu, ale také od vodorovné síly od klenby, která způsobí vyboulení zdi nebo její odklon. K odklonu zdi může dojít i v důsledku přetížení klenby, nebo když přestane působit táhlo, které zachytávalo vodorovné síly (např. v důsledku rozvolnění, odstranění apod.).



Obr. 3.2 Porušení klenby pohybem podpor – patek klenby

Při *posunu podpor* se otevřou tahové trhliny ve spárách mezi nadezdívkou klenby a obvodovou zdí. Také vzniknou tahové trhliny na vrcholu líce klenby.

Při *poklesu zdiva nebo základu* (**Obr. 3.3**) vznikají v klenbě spíše smykové trhliny.



Obr. 3.3 Porušení klenby poklesem základu nebo pootočením

Porucha v základech nebo narušení zdiva vyvolá často pokles i posun podpor. Rozlišit uvedené příčiny může být poměrně obtížné, zvláště pokud některé z nich mohou působit současně – nezbytná je vždy analýza celého objektu.

3.2 Sanace a zesilování valených kleneb

Zatímco neporušená klenba má obvykle dostatečnou únosnost, klenby narušené tahovými nebo smykovými trhlinami nejsou schopny plnit svou funkci. Vždy je nezbytné odstranění příčiny poruch. Po odstranění příčin poruch může pro opravu narušené klenby postačit obnovení její homogenity zajištěním trhlin.

Zajištění trhlin v klenbě se dříve provádělo převážně klínováním dřevem. Dnes je nejúčinnější metodou hloubkové vyspárování trhlin a otevřených spár v celé tloušťce klenby. To se provádí postupně. Je nutné provizorní klínování, aby se při čištění spár neuvolnili části klenby. U více narušených kleneb je nutné provizorní podepření.

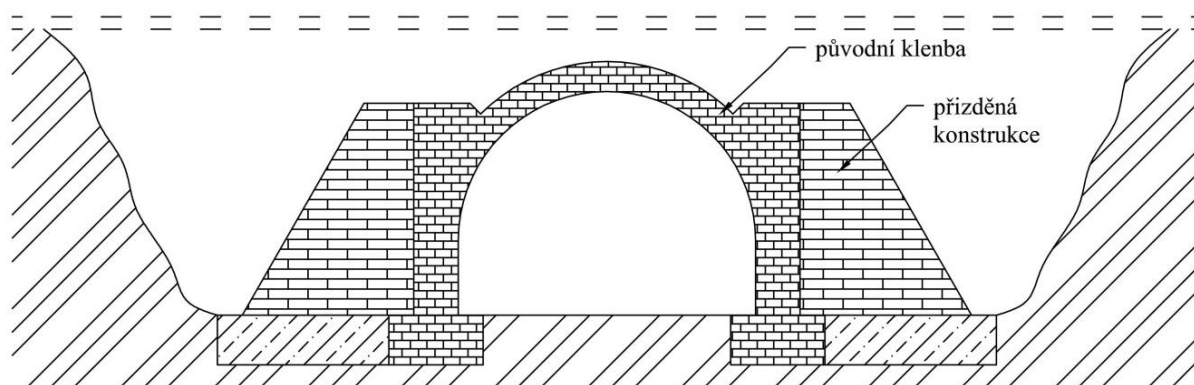
U kleneb částečně zřícených, se zdívkou narušeným zvětráním, mrazem apod., se uplatní *dozdění anebo přezdění* narušeného zdiva. Při dozdvání a přezdvání je nutné použít ramenáty, popřípadě i bednění, podepřít zachovanou klenbu a vytvořit podpory pro doplňovanou část. Pro stavbu ramenátů a bednění je nutné provést analýzu tvaru klenby, jehož podkladem nemusí být vždy jednoznačná geometrická konstrukce.

Při opravách je nutné především zajistit trhliny a obnovit celistvost klenby. Mnohdy je nutné přezdění narušených nebo špatně vyzděných patek.

Sanace a zesílení kleneb lze provést:

- Zvýšením tuhosti podpor klenby
- Vynesením a stažením klenby
- Zvýšením tuhosti přidanou železobetonovou klenbou – rubová klenba
- Dodatečným vyztužením zdiva
- Podélným předepnutím klenby

3.2.1 Zvýšení tuhosti podpor klenby.



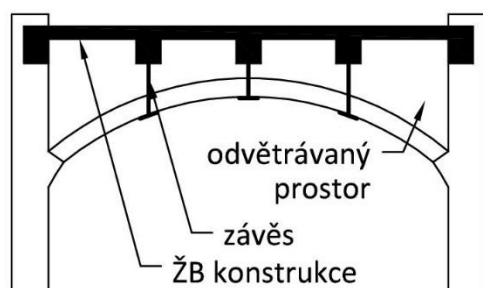
Obr. 3.4 Zvýšení tuhosti podpor klenby přizděním

K stávajícím podporám se přizdí nebo přibetonuje konstrukce, která zvýší tuhost podpor a spolu se stávající podpěrnou zdí zachytává vodorovné síly od klenby a konstrukcí nad klenbou. Vzhledem k tomu, že se zvětšuje šířka podpor, není tento způsob příliš

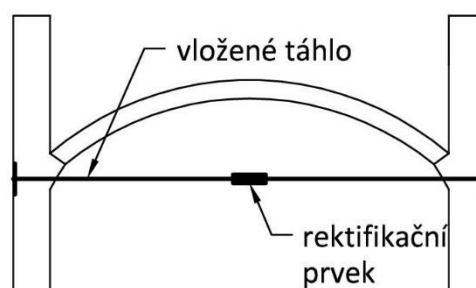
vhodný pro konstrukce pozemních staveb. Více se využívá u pozemních komunikací – mostů (**Obr. 3.4**). V případě pozemních staveb je takové zesílení využitelné v nejnižším podlaží (ideálně podzemí) a v případě, že je dostatečný prostor pro vybudování přizděné konstrukce.

3.2.2 Vynesení a stažení klenby.

Klenbu lze vynést závěsy na novou vyšší nosnou konstrukci (**Obr. 3.5**), která je na zatížení dimenzována. Závěsy musí být chráněny proti korozi, nebo vyrobeny z ušlechtilých ocelí.



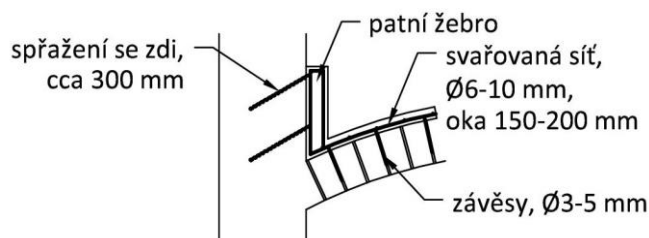
Obr. 3.5 Klenba vynesená závěsy



Obr. 3.6 Osazení táhla v klenbě s možností rektifikace

Stažení klenby (**Obr. 3.6**) se provádí dodatečným osazením ocelového táhla, které plní funkci kleští. Táhl lze osadit nad nebo pod klenbu, popřípadě v části výšky klenby. Ideální umístění táhla je v místě paty klenby. Táhla se stahují pomocí matic na konci nebo rektifikačním prvkem.

3.2.3 Zvýšení tuhosti přidanou železobetonovou klenbou (spřažení, mikrořeba).



Obr. 3.7 Rubová zesilující klenba (skořepina)

V památkově chráněných objektech se chatrné klenby, u nichž je třeba zachovat původní lícovou stranu, ztužují spřažením se železobetonovou klenbou (skořepinou) na rubu klenby (**Obr. 3.7**). Při sanaci *rubovou klenbou* tl. 50-60 mm se musí zděná klenba nejdříve zajistit podpůrnou konstrukcí. Obnaží se rub klenby a podle možnosti se odstraní maltový potěr a malta ve spárách klenby do hl. cca 10-15 mm. Do cihel se vyvrtají otvory pro zakotvení trnů (závěsů), které se po jejich vložení zaplní epoxidovou maltou. Ve stěnách se osadí trny pro kotvení patních žebor. Výztuž skořepiny je tvořena betonářskou sítí. Skořepina se betonuje ve dvou vrstvách. Před betonáží se vyklínují a zainjektují trhliny v klenbě. Rozmístění kotev, spon, dimenze skořepiny a výztužné sítě se určí statickým výpočtem. Podle stavu narušené zesilované klenby se provede statické posouzení s účinným průřezem

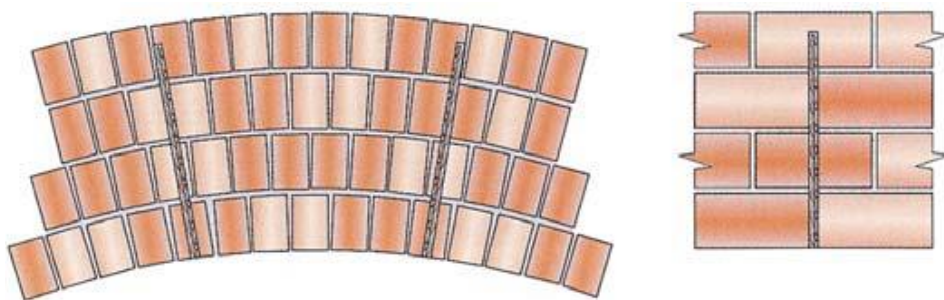
tvořeným pouze železobetonovou skořepinou, případně s průřezem tvořeným zděnou klenbou spřaženou se železobetonovou skořepinou.

V případech, kdy nelze odkrýt podlahovou konstrukci a odstranit násyp nad rubem klenby, lze aplikovat *lícni klenbu*. Provádí se v tloušťce 20-60 mm jako torkretová vrstva, při větší tloušťce jako stříkaný beton, případně nanášením kvalitní cementové malty. Výztuž je provedena obdobně jako u konstrukce rubové. Toto řešení je vhodné zejména v případech, kdy je zdivo stávající konstrukce klenby málo únosné a vlivem vlhkosti se rozpadá.

Zvláštní pozornost vyžaduje posouzení účinku *smršťování* od vysychání betonu a účinku *dotvarování betonu* zesilující rubové nebo lícni klenby. Oba tyto účinky mohou vyvolat zpětnou redistribuci normálových napětí v tlaku do původní zesilované zděné konstrukce (uvedené účinky vyvolávají tendenci ke zploštění klenby). V obou případech se příznivě projevuje vliv železobetonové skořepiny, který výrazně snižuje tyto účinky. Vlivem smršťování a dotvarování, zejména rubové zesilující klenby, dochází deformaci železobetonové skořepiny (zplošťování) a k namáhání zesilované zděné klenby účinkem vynuceného přetvoření, které může způsobit její porušení (vznik tahové podélné trhliny ve vrcholu). Proto je nutné věnovat těmto účinkům potřebnou pozornost.

3.2.4 Dodatečné vyztužení zdiva

Dodatečné vyztužení zdiva lze provést systémem Helifix (**Obr. 3.8**) a to pomocí výztuží HeliBar a kotev CemTies. Výztuž se osazuje do vyfrézovaných drážek, které se po očištění a osazení zalévají zálivkou HeliBond. Alternativa systému Helifix je vyztužení betonářskou výztuží.



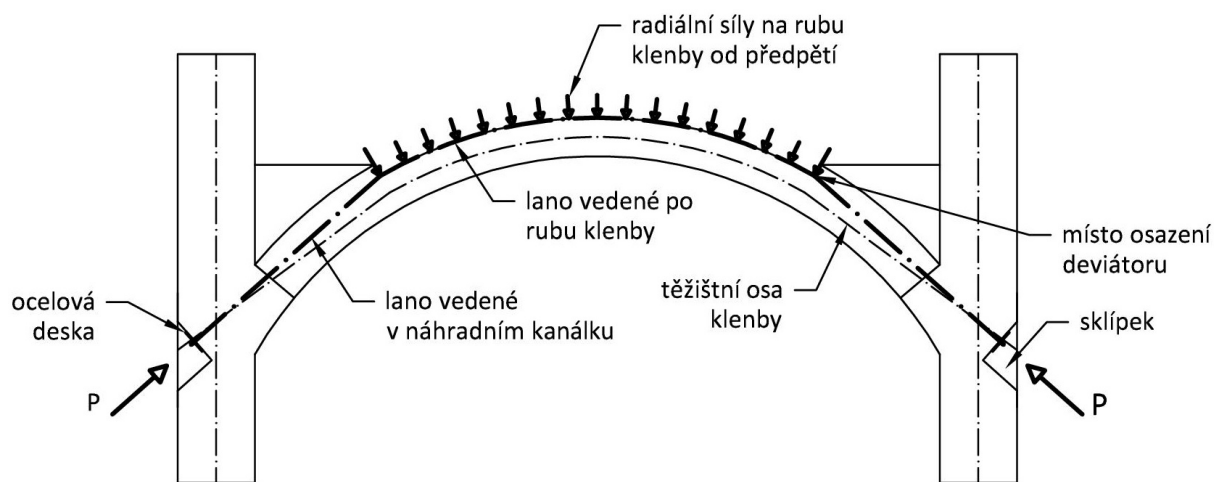
Obr. 3.8 Zesílení klenby systémem Helifix

3.2.5 Podélné předepnutí klenby lany bez soudržnosti (monostrand)

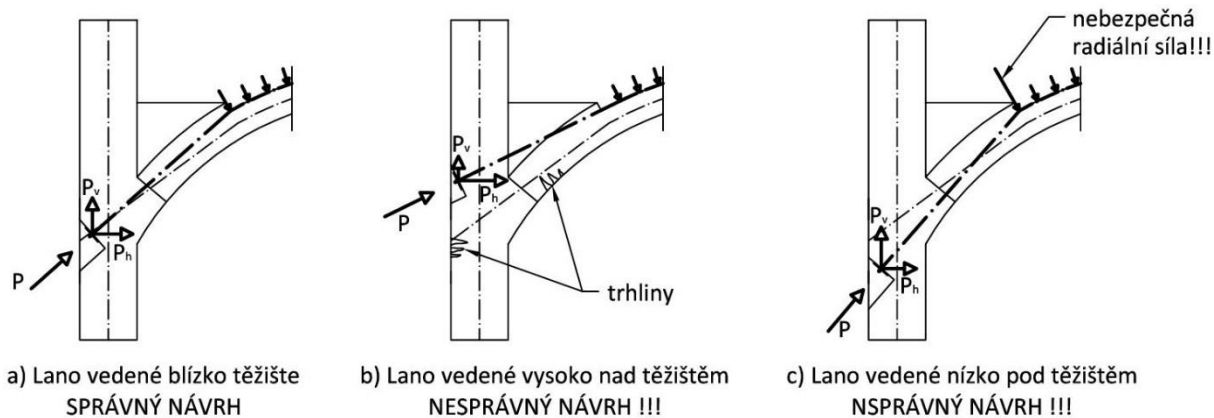
Klenbu porušenou v důsledku posunu patek klenby, kde na líci u vrcholu oblouku a na rubové straně u pat klenby vznikají tahové trhliny, je výhodné stabilizovat vnesením podélného předpětí s vhodným vedením lana bez soudržnosti. Ideální je vést lano v těžišti, popřípadě v jádru průřezu, což po celé délce oblouku klenby prakticky nelze provést. Ve vrcholu oblouku vede lano na rubu po zdivu, nebo po deviátoru a v místě patky se vrtá náhradní kanálek, který je vedený pokud možno v těžišti klenby (**Obr. 3.9**, **Obr. 3.10**).

Je důležité si uvědomit, že na polohu těžiště má vliv zesílení klenby a nadezdívka, která někdy nemusí být provázaná s klenbou – tady je diskutabilní uvažovat s nadezdívkou jako součástí průřezu klenby. Před návrhem zesílení klenby a vedením lan je důležité znát přesný tvar celého oblouku a tloušťku klenby po celé délce.

Předpínací síla je do klenby vnesená přes ocelovou roznášecí desku v kotevním sklípku na fasádě objektu, o kterou je zakotveno lano a dále jako radiální spojitě zatížení na rubu klenby v místě, kde je lano vedeno po zdivu. Nevhodné umístění sklípku a trasování kanálku může vést ke vzniku tahových trhlin u paty klenby (**Obr. 3.10b**), anebo může způsobit nadměrnou deformaci oblouku klenby od velké radiální síly v místě deviátoru (**Obr. 3.10c**).



Obr. 3.9 Vedení lana monostrand v klenbě



Obr. 3.10 Vliv vedení lana na síly od napínání

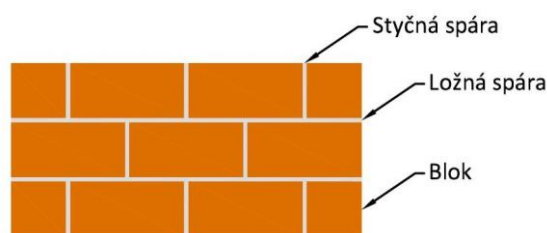
Velkou výhodou zmíněné metody je, že prakticky nedojde k mokrému procesu, je relativně rychlá a je zachován původní tvar a vzhled klenby, což se zvláště cení u historických objektů. Ovšem o to náročnější je projekční a průzkumná práce na projektové přípravě.

Valené klenby lze předpínat i v příčném směru. Takovým způsobem bylo již zesíleno několik mostních kleneb [46][47].

4 MODELOVÁNÍ ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

4.1 Úvod k modelování zděných konstrukcí

Zdivo je nehomogenní materiál skládající se z bloků kusového staviva a spár vyplněných pojivem. Bloky bývají nejčastěji pálené cihly anebo opracovaný kámen. Dále pak například nepálené cihly (vepřovice) a umělý kámen. Pojivo může být hlína, asphalt, mastné vápno, lepidlo a nejčastěji malta. Ve středoevropských zemích se nejčastěji používá malta vápenná nebo vápenocementová. Vodorovná spára mezi bloky se nazývá *ložná spára*, svislá spára se nazývá *styčná spára* (**Obr. 4.1**).



Obr. 4.1 Základní složení zdiva

Obrovské množství možných kombinací různých tvarů, přírodních a umělých bloků, stejně jako různých malt a jejich mechanických vlastností nebylo zpočátku možné modelovat. Z toho důvodu bylo zdivo modelováno co nejjednodušeji, tj. jako homogenní, izotropní a pružný materiál. Později, s vývojem technologií a výpočetních programů bylo možné modelovat vhodnější, ale zároveň komplikovanější modely, které lépe vystihují chování zděných konstrukcí. Takové modely jsou již schopné zohlednit nelineární efekty způsobené vznikem trhlin, dotvarování, umí zadat větší množství mechanických vlastností cihel a malty a vystihnout jejich chování (porušení tahem – vznik trhlin, porušení smykem, tření, chování styčné plochy cihla – malta, porušení tlakem apod.).

Pro studování podrobného mechanismu porušení modelu a jeho následné chování se jeví nejvhodněji varianta podrobného zkoumání, tj. detailní mikro-model. Pro stavební praxi se vzhledem k efektivitě a náročnosti modelování jeví nejvhodněji nejjednodušší model, tj. s materiálem, který je homogenní, izotropní a pružný.

4.2 Základní rozdělení modelování zděných konstrukcí

4.2.1 Linearita úlohy

Z hlediska linearit úlohy je možné výpočetní modely rozdělit na:

- lineární
- nelineární

Nelineární úloha výpočtu modelu může být zohledněná *geometrickou, fyzikální* nebo *strukturální* nelinearitou, případně *časově závislými procesy*.

Geometrická nelinearita se na konstrukci projeví především při značných deformacích, kdy zatížením zdeformovaná konstrukce dosáhne dalších přídavných účinků od stejného zatížení. Tím se nelineárně mění její celková deformace a dochází ke změně vnitřních sil. Jsou čtyři základní typy geometrických nelinearit:

- velká přetvoření,
- velká pootočení,
- tlakové zpevnění,
- změkčení pootočením.

Fyzikální nelinearita popisuje nelineární vztah mezi napětím a přetvořením. Lze zvolit následující modely:

- časově nezávislá plasticita,
- časově závislá plasticita,
- dotvarování,
- nelineární pružnost,
- hyper elasticita,
- viskoelasticita,
- případ betonu a malty – zohledněný vznik trhlin a drcení.

Strukturální nelinearita může být definována dvěma způsoby:

- kontaktní úloha,
- lomová mechanika.

Časově závislé procesy mohou někdy ovlivnit chování konstrukce. Jedná se například o zatížení postupné, popřípadě cyklické případně dlouhodobé (předpětí). Je nutné znát přesnou dobu a délku každého zatěžovacího kroku. Časově závislé procesy nemají žádný fyzikální význam, ale mohou hrát významnou roli při porušení konstrukce.

4.2.2 Prostorová dimenze

Podle prostorové dimenze lze zděné konstrukce modelovat v 1D, 2D a 3D prostoru v závislosti na typu a složitosti konstrukce.

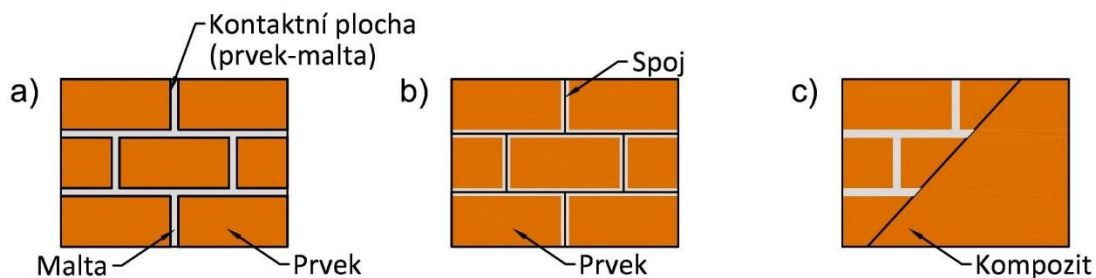
- 1D – prutové konstrukce; sloupy, klenbové pásy,
- 2D – deskové, stěnové a desko-stěnové konstrukce; sloupy, stěny, klenby,
- 3D – prostorové konstrukce, jakékoliv složité modely, celé budovy.

U modelování konstrukcí je obecně nutné zvážit, jak náročný model je vyhovující pro danou řešenou úlohu.

4.3 Způsoby modelování zděných konstrukcí

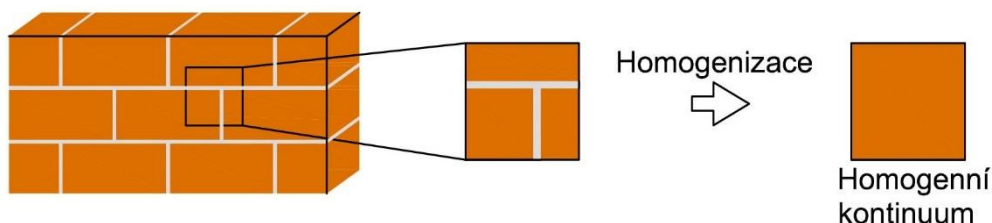
Pro modelování nehomogenního materiálu jako je zdivo je možné zhotovit tři různé varianty výpočetního modelu. V každé variantě musí být definované zdivo a jeho chování – jeho nespojitá povaha. Je nutné popsat prvky: zdící prvek, spáru vyplněnu maltou) a plochu mezi zdícím prvkem a maltou (kontaktní plocha).

- Detailní mikro-model – zdící prvky a malta reprezentují spojitě prvky, zatímco plocha mezi maltou a zdícím prvkem je nespojitý prvek, (**Obr. 4.2a**).
- Zjednodušený mikro-model – model tvoří spojitě zdící prvky, které jsou rozšířené o tloušťku malty. Nespojitý prvek je malta, která je tvořená jen linií mezi jednotlivými prvky (**Obr. 4.2b, Obr. 4.4**).
- Makro-model – zdící prvky, malta a kontaktní plocha (zdící prvek – malta) jsou nahrazené ekvivalentním spojitým homogenním materiálem (**Obr. 4.2c**), který se nazývá „homogenní kontinuum“ (**Obr. 4.3**).



Obr. 4.2 Tři základní způsoby modelování zděných konstrukcí

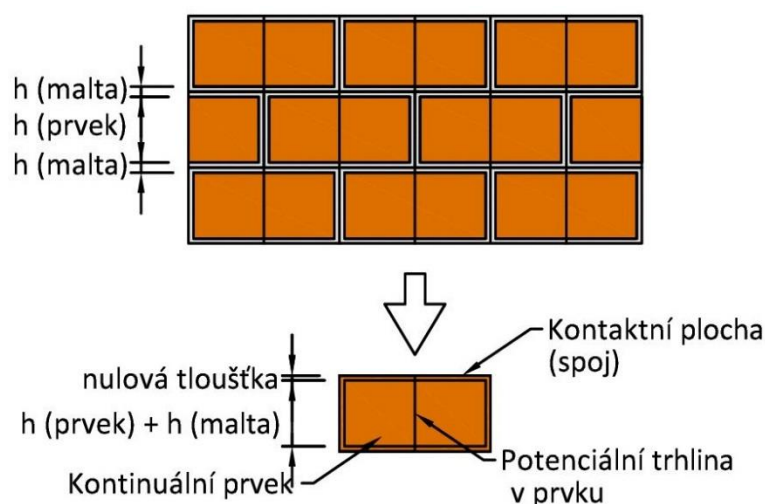
a) Detailní mikro-model; b) zjednodušený mikro-model; c) makro model



Obr. 4.3 Změna původního zdiva na „homogenní kontinuum“ – proces homogenizace

V případě *detailního mikro-modelu* je zohledněn Youngův modul pružnosti, Poissonův koeficient a některé nepružné vlastnosti malty a zdiva. Plocha mezi zdícím prvkem a maltou představuje místo vzniku potenciální trhliny a smykovou plochu s počáteční náhradní tuhostí, která mění vlastnosti spojitosti prvku. Takový přístup umožňuje detailněji studovat různé vlastnosti zdiva, malty a plochy mezi zdícím prvkem a maltou.

Ve druhém přístupu (*zjednodušený mikro-model*) je každý spoj, skládající se z malty a dvou ploch malta-zdící prvek, koncentrovaný do „průměrného“ spoje, resp. linie mezi prvky zdiva (**Obr. 4.4**). Zdící prvky jsou rozšířené tak, aby byla dodržena geometrie celé konstrukce beze změny. Zdivo se tedy považuje za soustavu pružných bloků spojenými s možností vzniku trhlin a pokluzu ve spárách. Tento přístup vykazuje nižší přesnost, protože nezahrnuje Poissonův koeficient ani Youngův modul pružnosti malty.



Obr. 4.4 Strategie modelování zjednodušeného mikro-modelu

Bloky, které jsou rozšířené na všech stranách o tloušťku malty, jsou modelované jako spojité prvky. Malta a možné trhliny v blocích jsou modelovány s nulovou tloušťkou.

Třetí přístup (*makro model*) nerozděluje zdivo na jednotlivé prvky a spoje jako ostatní přístupy ale zdivo tvoří jeden homogenní izotropní/anizotropní prvek.

Jeden přístup modelování nemůže být nadřazován nad druhý, protože každá z variant má své výhody a nevýhody. Modely s použitím mikro-modelů jsou vhodné pro studování detailních částí a pro chování lokálně namáhaných částí prvku, jako je třeba plocha pod roznášecí ocelovou deskou. Makro-modely jsou použitelné v případě, kdy je konstrukce dostatečně kompaktní a větších rozměrů tak, aby bylo napětí po délce rovnoměrně rozdělené. Vzhledem k jednoduššímu modelování (tj. i menší časové náročnosti) je zřejmé, že pro stavební praxi je nejvýhodnější přístup modelování makro-modelů. Tento typ modelování je nejvýhodnější v případech, kdy je potřeba zvolit kompromis mezi přesností a náročností modelování konstrukce.

4.4 Modelování zděných konstrukcí

Racionální, ekonomické a inovační aplikace zdiva v konstrukcích si vyžadují kontinuální výzkum. Proto je potřeba zavádět stále nové, spolehlivější a přesnější numerické nástroje. Zejména takové, které umí popsat porušení zdiva a jeho chování za účelem posouzení jeho únosnosti. Aby byly takové nástroje spolehlivé, musí obsahovat velké množství materiálových charakteristik.

4.4.1 Dva hlavní způsoby modelování

Zdivo je kompozitní materiál z bloků a pojiva obvykle uspořádané pravidelným způsobem. Kontaktní plocha mezi bloky a pojivem je slabá a do značné míry odpovědná za nepružné chování zdiva. Detailní modelování tedy musí obsahovat bloky (cihly), pojivo (maltu) a jejich rozhraní (kontaktní plochu) – ložná a styčná spára. Takový způsob modelování je ovšem nepraktický a analýza velkých konstrukcí se stává neúnosnou pro výpočetní techniku.

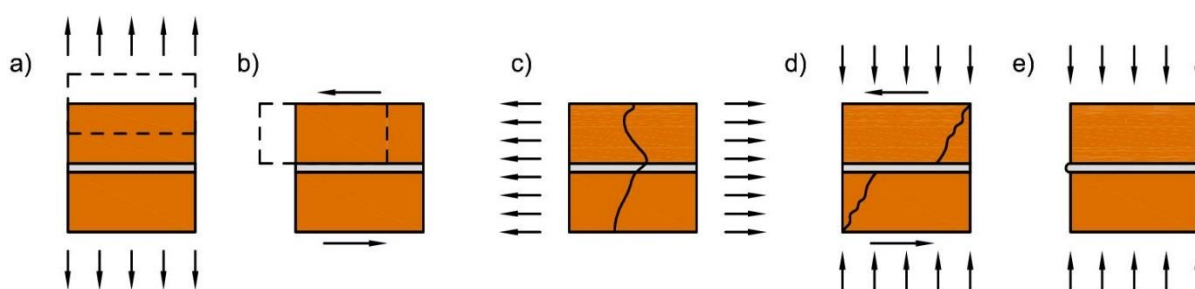
Současné nejmodernější studie proto využívají zjednodušené metody, a to *mikro-modely*, v nichž jsou spoje modelovány s nulovou tloušťkou spojovacího prvku a *makro-modely*, kde je určen vztah mezi průměrným napětím ve zdivu a průměrným přetvořením zdiva, a to za předpokladu, že je konstrukce homogenní. Navíc se provádí výzkumy o vhodné homogenizační technice pro zděné konstrukce.

4.4.2 Mikro-modely

Při modelování mikro-modelem, jsou všechny nelineární jevy soustředěné do relativně slabých spojů v rozhraní složek kompozitního modelu. Takový (plastický) model umožňuje tři různé mechanismy porušení, konkrétně:

- rovinná napjatost,
- Mohr-Coulombův model porušení a
- kombinace porušení smyku a tlaku.

Předpokládá se, že vnitřní poškození spojené s každým mechanismem poruchy, lze modelovat pomocí parametrů, které se týkají lomové energie v tahu, ve smyku a v tlaku (**Obr. 4.5**). Mezi další funkce modelu patří vazby mezi praskáním a ztrátou soudržnosti kontaktních ploch, stejně jako zmenšování tření ploch rozhraní a rozevírání spár. Analýzy konstrukcí pomocí modelů, kde jsou zabudovány všechny způsoby porušení kompozitního materiálu, ukazují, že takový způsob výpočtu je stabilní a přesný. Celý proces před a po porušení konstrukce může být takovým způsobem objasněn a bývá shodný s experimentálním pozorováním. To poukazuje na dobře přijatou strategii a poskytuje dostatečné informace o možném mechanismu selhání analyzovaných konstrukcí.



Obr. 4.5 Mechanismy porušení zdiva

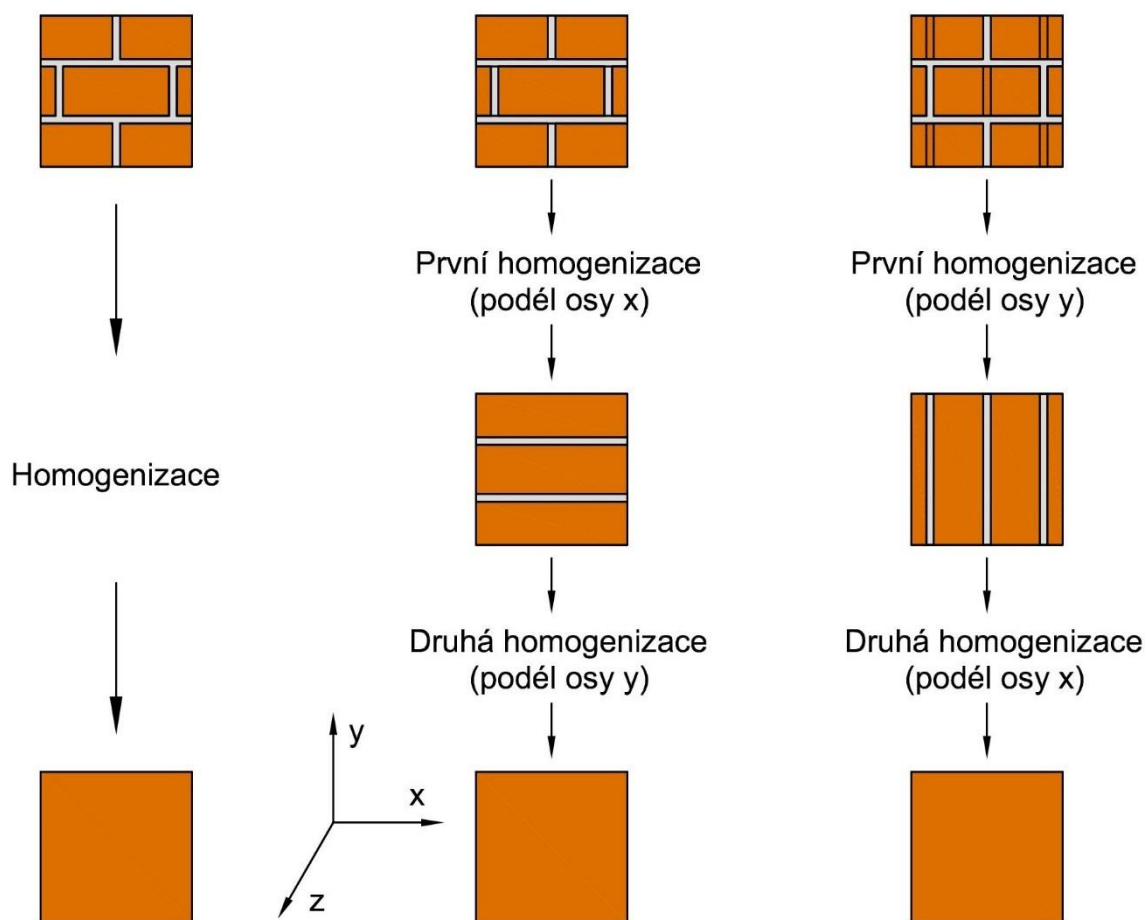
- a) porušení tahem kolmo na spáru,
 b) porušení usmýknutím spáry,
 c) porušení tahem rovnoběžně s ložnou spárou,
 d) porušení kombinací tlakem a smykem,
 e) porušení zdiva tlakem (drcením) – příčný tah.

Mikro-model je obzvláště vhodný pro malé konstrukce a pro konstrukční detaily, kde je důležitá interakce bloků s maltou. Významnou roli u výpočtu rozsáhlé konstrukce pomocí výpočetní techniky hraje náročnost na operační paměť počítače, což značně ovlivňuje dobu výpočtu. Kompromisem mezi přesností a časovou náročností se jeví makro-model, který je nejčastější a nejefektivnější volbou (viz. **kapitola 4.4.4**).

4.4.3 Homogenizace z mikro-modelu na makro-model

Význam homogenizační techniky spočívá v tom, že se využívá fakt, že se ve zděné konstrukci často opakují stejné složky (pojivo, bloky) v různých velikostech a uspořádáních. S adekvátní homogenizační technikou, lze předpovídat chování různých kompozitů, vycházejících z vlastností jednotlivých komponentů (tj. pojiva a bloků). V zásadě existují dva různé přístupy, které řeší proces homogenizace.

První přístup využívá zjednodušenou metodu založenou na dvoustupňové homogenizaci vrstev materiálů podél os zděné konstrukce (**Obr. 4.6**). Cílem takového přístupu je získat (zhomogenizovaný) materiál pro model, kde vstupní hodnoty modelu jsou bez skutečné diskretizace jednotlivých složek konstrukce. Výsledek takového homogenizačního procesu je tedy ortotropní materiál s průměrným napětím a průměrným přetvořením. Lze usoudit, že takový zjednodušený postup je vhodný pro pružné chování, ale jelikož nesplňuje předpoklady nelineárního přenosu vnitřních sil mezi jednotlivými složkami, nemůže být použitý pro nelineární analýzu zdiva.



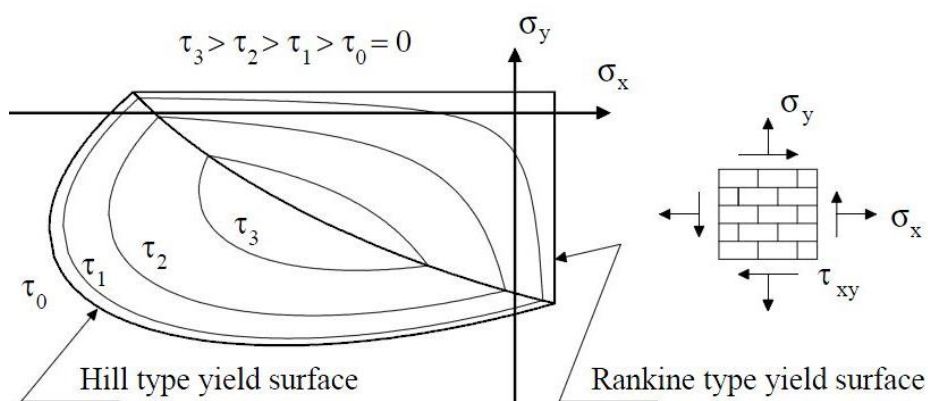
Obr. 4.6 Dvoustupňový homogenizační proces pro zděné konstrukce

- a) cíl homogenizace,
- b) homogenizace podél os x a y ,
- c) homogenizace podél os y a x .

Druhý přístup se zabývá výpočtem kompozitního makro-modelu na základě skutečné diskretizace složek. Parametry jednotlivých maker slouží jako vstupní data pro nezávislý makro-model. V [23] jsou uvedené dva příklady se zaměřením na homogenizaci zdiva s pružnými vlastnostmi a s kompletní (nelineární) homogenizací v jednoosé napjatosti rovnoběžně s ložnými spárami. Tato technika se zdá být velmi slibná. Je prokázáno, že pečlivě provedená numerická expertíza, může úspěšně nahradit nákladné experimentální zkoušky pro stanovení vlastnosti kompozitního materiálu jako je zdivo.

4.4.4 Makro-modelování

Pro analýzu velkých inženýrských úloh se jeví nejvhodnější volba makro-modelu. Byl vyvinut ortotropní spojitý model, ve kterém je zahrnuto Rankinovo kritérium pro tahové porušení a pro porušení tlakem je zakomponovaná teorie Tsai-Hill (**Obr. 4.7**). Předpokládá se, že mechanismus porušení zdiva zatíženého tahem a tlakem nastává rozvojem trhlin na mikroúrovni. Dále se předpokládá, že vnitřní poruchy spojené s mechanismem porušení mohou být modelované pomocí vnitřních parametrů s ohledem na lomovou energii v tahu a tlaku. Takový model je založený na tzv. „crack band“ konceptu, s cílem získat reálné výsledky s ohledem na velikost konečných prvků výpočetní sítě. Model je schopný předpovídat chování podél os materiálu. Zdá se, že parametry přetvoření napodobují dvouosé chování zdiva od izotropního chování po extrémně anizotropní chování. Analýzy konstrukcí, kde byli aktivní oba režimy modelů, zároveň ukazují, že algoritmus byl přesný a stabilní. Může být tedy objasněn celý průběh chování konstrukce před a po porušení, což je značná výhoda modelování. Časté potíže při konvergování k řešení se standardním spojitým prostředím v případě měknutí konstrukce je odstraněno volbou pořadí jednotlivých prvků ve výpočtu. Srovnání s experimentálním měřením vykazuje dobrou shodu. Nicméně je prokázáno, že makro-modely mohou vést ke špatnému výsledku, a to pokud jsou použité v případech, kdy vznikne porušení vzájemnou interakcí několika bloků a spár – dojde k porušení na několika místech najednou. Pro přijetí makro-modelu musí být způsob porušení shodný s chováním kompozitního materiálu.



Obr. 4.7 Diagram kompozitního prvku s isoliniemi smykového napětí. Rozdílné hodnoty napětí pro tah a tlak podél os materiálu.

4.4.5 Teorie porušení

Rankinova teorie

Abychom mohli vyhodnotit dvojosý stav napjatosti, je třeba zvolit kritérium posouzení.

Jedním z nejjednodušších kritérií je tzv. Rankinova teorie. Podle ní o pevnosti rozhoduje větší z napětí. K porušení nedojde, je-li větší z obou napětí menší než napětí dovolené.

$$\max(|\sigma_1|, |\sigma_2|) < \sigma_{dov} \quad (4.1)$$

Tato teorie je velmi jednoduchá ale velmi nepřesně vypovídá o chování materiálu při dvojosém stavu napjatosti. Protože bere v úvahu jen větší z obou napětí, prakticky stírá rozdíl mezi jednoosým a dvojosým stavem napjatosti.

Teorie Tsai-Hill

Kritérium selhání Tsai-Hill se používá pro složené skořepiny.

Toto kritérium uvažuje deformační část celkové energie namáhání vzniklé kvůli zatížení. Deformační energie je část napěťové energie, která způsobuje změnu tvaru. Druhou částí je dilatační energie, která způsobuje změnu objemu (nebo plochy v případě 2D) kvůli zatížení.

Kritérium Tsai-Hill uvažuje interakce mezi různými složkami napětí. Jde proto o interaktivní teorii selhání.

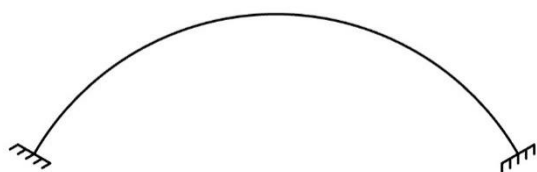
4.5 Modelování zděných kleneb

Nejjednodušší a zároveň nejčastější způsob modelování valených kleneb je vetknutý oblouk (**Obr. 4.8**) s homogenním izotropním materiálem. V oboru pozemních staveb se zavedl u nízkých oblouků s malým poměrným vzepětím, rovnoměrným zatížením pevných podpor a ustálených teplot zjednodušený model – trojkloubový oblouk (**Obr. 4.9**). Přičemž se uvažuje, že statická nepřesnost při nahrazení vetknutého oblouku trojkloubovým je zanedbatelná. Uvedené statické schémata lze použít v případě, kdy je středový úhel rovný nebo menší 120°. V případě kleneb, které mají vnitřní úhel větší než 120°, je potřeba na oblouku vytvořit další klouby v nebezpečných spárách – v poloze vnitřního úhlu 120° (**Obr. 2.7, Obr. 4.10**).

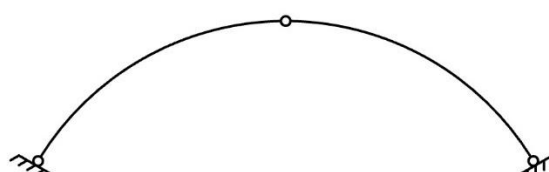
Klouby jsou na oblouku vytvořené z důvodu vzniku trhliny, která umožňuje větší míru pootočení, než na zbylé (neporušené) části oblouku. Podle [21] je vhodnější místo kloubů lokálně snížit výšku průřezu, tím dojde k vytvoření plastického kloubu, který je schopný přenášet i ohybový moment (**Obr. 4.11**). Výška průřezu by měla odpovídat míře lokálního pootočení. Obvykle je výška shodná s výškou průřezu porušeného s trhlinou (**Obr. 4.13**). Výsledky takhle vytvořeného oblouku klenby více odpovídají reálnému chování konstrukce.

Uvedené modely lze použít pouze v případě, kdy od zatížení nedochází k posunu pat klenby. V případě modelování kleneb na vysokých podpůrných konstrukcích (typicky kostely) je potřeba vytvořit model až po základy. Takový model dokáže zohlednit i odklon pilíře od vodorovné reakce od klenby.

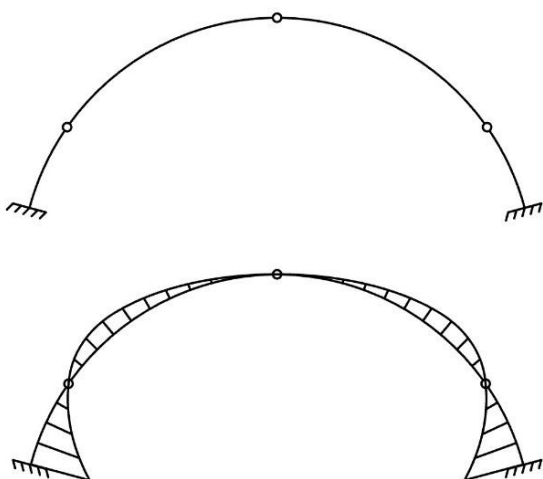
Poslední z uvedených přístupů je uplatněný v matematických modelech disertační práce.



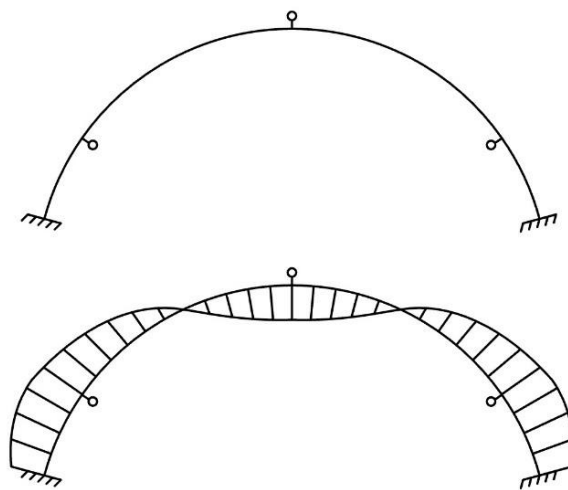
Obr. 4.8 Vetknutý oblouk, vnitřní úhel 120°



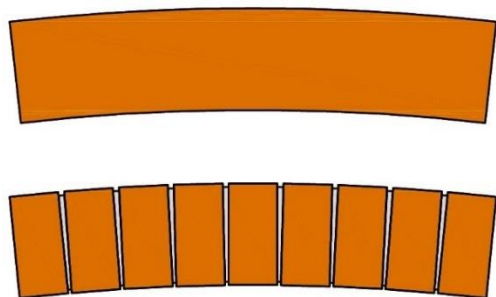
Obr. 4.9 Trojkloubový oblouk, vnitřní úhel 120°



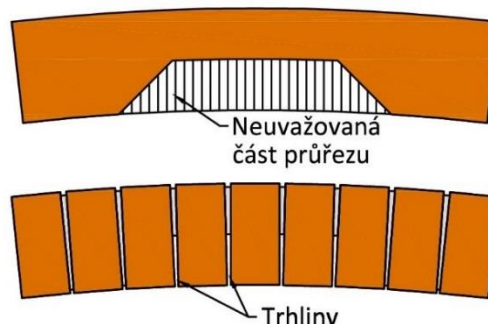
Obr. 4.10 Statické schéma a ohybový moment – vetknutý oblouk, vnitřní úhel 150°



Obr. 4.11 Statické schéma a ohybový moment – vetknutý oblouk s kloubem na excentricitě, vnitřní úhel 150°



Obr. 4.12 Průřez neporušený trhlinou



Obr. 4.13 Průřez porušený trhlinou

5 CÍLE A VYMEZENÍ DISERTAČNÍ PRÁCE

5.1 Vymezení disertační práce

Disertační práce se věnuje problematice zesilování (stabilizaci, nebo také statické sanaci apod.) historických valených kleneb a klenbových pásů využitím vnesení dodatečného předpětí v podélném směru za pomoci lan bez soudržnosti – monostrandů. Tvar oblouku klenby musí být bez zalomení (polokruhové nejčastěji barokní a jim podobné, ne oblouky gotické). Stabilizace se tedy týká kleneb valených, tvořených z plného nebo segmentového oblouku, a také z oblouku eliptického a stlačeného ze dvou nebo tří poloměrů. Studie se týká kleneb a klenbových pásů do šířky 1 m, kde se pro předpětí využilo pouze jedno lano. Metodu by bylo možné uplatnit i pro valenou klenbu zastřešující místnost o šířce několik metrů. V tomto případě by se muselo užít více lan s vhodnou roztečí.

Klenby a klenbové pásy pozemních staveb (staré budovy a zejména kostely) byly v minulosti zděné převážně z plných pálených cihel (CPP). V této práci je tedy uvažován pouze zmíněný materiál. Nelze vyloučit uplatnění předpětí i na klenbách vyzděných kamennými bloky.

V disertační práci nejsou řešeny ztráty předpětí, stanovení modulu pružnosti a nelineární chování zdiva.

5.2 Cíle disertační práce

Cílem práce je měření a následná analýza provedená na experimentálním modelu klenby a na zesilovaném klenbovém pásu kostela ve Švábenicích. Na analýzu budou navázané vhodné matematické modely MKP v programu ANSYS. Výsledkem by mělo být prohloubení znalostí skutečného chování sanovaných kleneb, na které můžou navázat rozumná pravidla a doporučení pro projektanty (statiky). Dále pak informace vedoucí k vytvoření reálnějšího modelu klenby odpovídajícího chování konstrukce (včetně interakce se svislou nosnou konstrukcí) při předpínání.

Významným cílem práce je experimentální a numerické prokázání možnosti zcela vyloučit záměrně vneseným podélným předpětím vodorovnou reakci původní klenby, a to i po významném porušení, kterého se dosáhne posunem podpůrného pilíře klenby.

Díličními cíli jsou dále vzájemné vztahy mezi silou v táhle (podporách klenby) a předpínací silou ve vazbě na deformační veličiny (průhyb vrcholu, přetváření vrcholového průřezu, posun podpůrného pilíře).

Tyto vztahy budou sledovány na experimentálním modelu klenby měřením při různých kombinacích:

- předpjaté a nepředpjaté klenby,
- zatížené a nezatížené klenby,

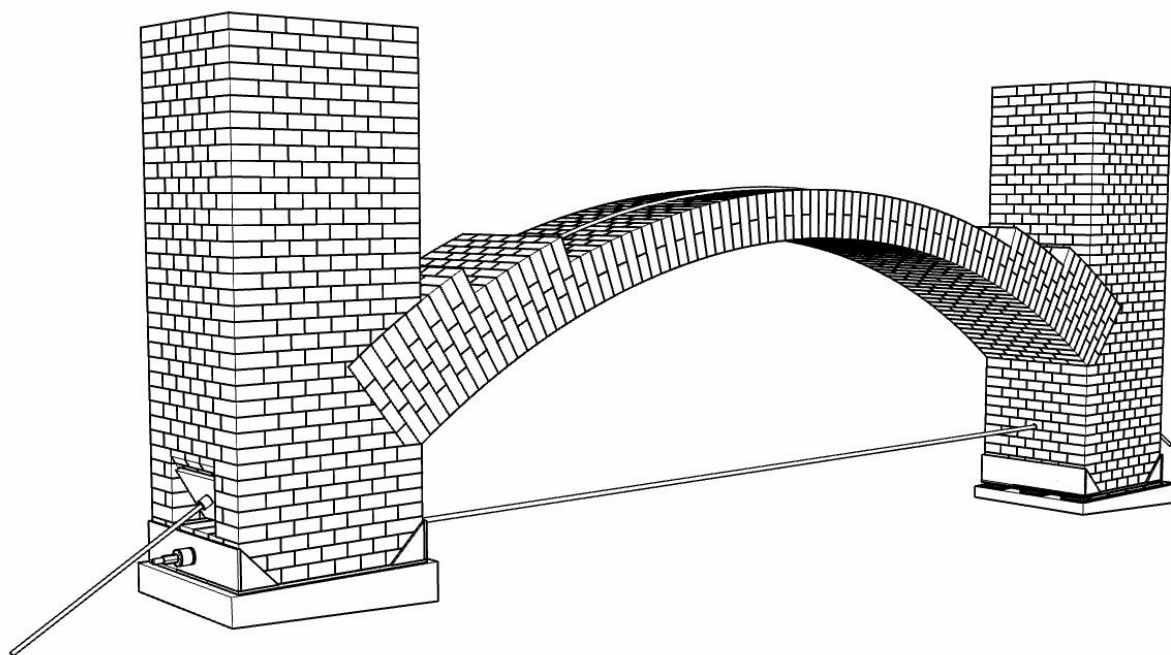
- neporušené a porušené klenby a
- při posunu patky pilíře klenby.

Dalším dílčím cílem je aplikace postupu při statické sanaci v případě oblouků s významným porušením trhlinami ve vrcholu.

5.3 Metodický postup tvorby disertační práce

Pro naplnění cílů disertační práce byl zvolený následovný postup:

- vytvoření rešerše problematiky valených klenbových konstrukcí,
- vytvoření rešerše problematiky modelování zděných konstrukcí,
- studium modelování zděných kleneb,
- aplikace předpětí na kostele sv Michaela ve Švábencích včetně střednědobého měření změn přetvoření s následným vyhodnocením,
- práce a zkoušky na experimentálním modelu klenby (**Obr. 5.1**) s následným vyhodnocením,
- tvorba matematických modelů v programu ANSYS,
- shrnutí zjištěných poznatků a zkušeností pro další aplikaci předpětí,
- sepsání problémů a témat pro případnou další možnost zkoumání uvedené problematiky.



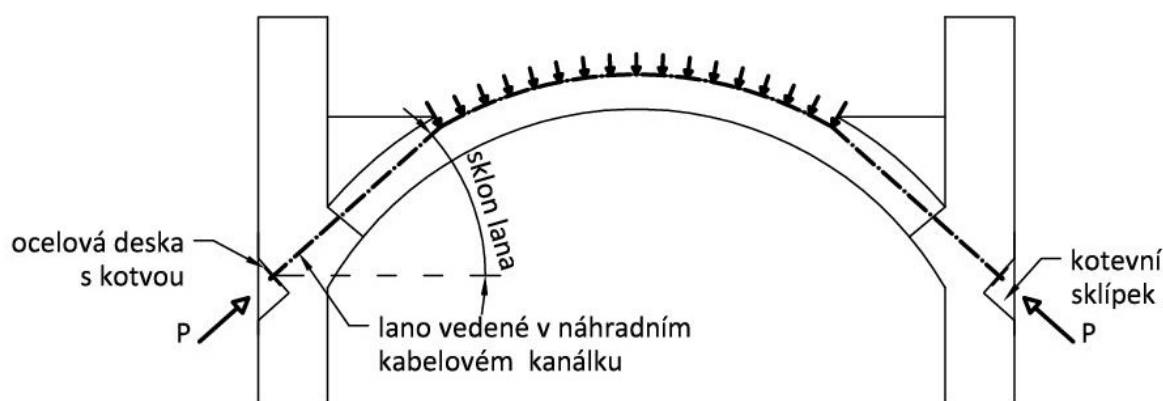
Obr. 5.1 Vizualizace experimentálního modelu klenby

6 VNESENÍ PŘEDPĚTÍ DO VALENÉ KLENBY V PODÉLNÉM SMĚRU

Ochrana památkově chráněných objektů často neumožňuje změnu materiálové podstaty konstrukce, (např. vytvoření rubové skořepiny) ačkoliv by taková změna výrazně zvýšila její životnost. Projektanti se proto často potýkají s problémem, jak vůbec provést sanaci tak, aby byla dosažena požadovaná funkčnost při minimálním zásahu do konstrukce. Uvedená technologie zesilování předpětím v podélném směru klenby nabízí možnost takového řešení. Velká výhoda provádění spočívá ve využití suchého procesu (kromě sanace trhlin a podmazání deviátorů) a v malých nárocích na pracovní sílu. Naopak větší nároky jsou kladeny na projektovou přípravu.

6.1 Princip

Do klenby je dodatečné předpětí vneseno pomocí napínacího lana, které je v co největší délce vedené po rubu klenby, a dále pak ve vyvrtaném náhradním kabelovém kanálku, který ústí na externí straně podpůrné konstrukce (pilíř, stěna). Zde je vytvořen kotevní sklípek, v němž je osazená ocelová roznášecí deska, o kterou se opírá kotva. V místě zalomení lana (v místě vyústění náhradního kabelového kanálku) na rubu klenby, je osazený deviátor (maltou podmazaný ocelový pásek s vodíci lištami), který roznáší lokální vyšší radiální sílu od předpětí. Předepnutím dojde ke stlačení celého oblouku a jeho pat, což vede ke zvýšení tuhosti oblouku a tedy k jeho stabilizaci (**Obr. 6.1**).



Obr. 6.1 Soustava předpětí

Při správném návrhu předpětí dojde vnesením normálové síly ve vrcholu klenby ke stlačení kritického průřezu po celé výšce, a tím dojde k dovření případných trhlin. Složka napětí od normálové síly (N/A) výrazně převažuje nad složkou od ohybového momentu (M/W). Je tedy zanedbatelné, zda jsou tažená vlákna (složky M/W) horní nebo dolní. Obecně platí, že ve vrcholu jsou po předepnutí dolní vlákna méně tlačena. To ale jen v případě, kdy průřez není porušený trhlinami. V opačném případě dojde ve vytvořeném plastickém klubu (v důsledku dovírání trhlin) lokálně k převrácení znamének ohybového momentu – trhliny se tedy i tak dovírají.

V kritických průřezích vnitřního 120° úhlu (v případě oblouku o tvaru kruhové výseče) může nastat situace, kdy průřez plně tlačенý nebude. To závisí na poloze deviátorů a na tvaru oblouku. Většinou (okolnostmi, které projektant nemůže ovlivnit) je poloha deviátorů mezi kritickým průřezem ve vrcholu a kritickým průřezem vnitřního 120° úhlu. V tom případě je namáhání od složky ohybového momentu od předpětí na průřezu totožné s namáháním od ostatního zatížení. Může tedy nastat situace, kdy jsou dolní vlákna výrazně tlačena a horní vlákna tažena. Míru tohoto uvedeného nežádoucího efektu lze omezit vhodnou volbou sklonu náhradního kabelového kanálku. K dovírání trhlin tak dochází obdobně, jak již bylo popsáno výše. Ideální poloha deviátoru je co nejbližší k patám klenby. V tom případě by nemělo dojít k tahovému namáhání na celé délce oblouku.

Normálová síla od předpětí vytvoří tzv. „tlakovou rezervu“, která zamezí rozvoji případných trhlin. Zároveň dojde k přitažení pat klenby k sobě, což zabrání jejich případnému odsouvání (častá příčina poruch klenby).

Předpětím lze nahradit funkci táhla zachycujícího vodorovnou reakci klenby (**Obr. 3.6**).

6.2 Velikost síly předpětí

Minimální síla předpětí pro stabilizaci konstrukce musí být volená s ohledem na ztráty předpětí (včetně dlouhodobých).

Maximální síla předpětí je omezená pevností zdiva v tlaku, přičemž je potřeba ponechat rezervu pro možnost navýšení ostatního zatížení. Maximální možné namáhání průřezu je potřeba posoudit na mezní stav únosnosti pro průřez namáhaný normálovou silou působící excentricky dle platné normy [35].

Při předpínání je vhodné, aby byla sledována deformace konstrukce. Deformace by v případě kompaktní konstrukce měli být téměř lineárně závislé na napínací síle v laně. Nelinearitu může vyvozovat pouze změna geometrie oblouku a měla by mít konstantní tendenci. V případě, kdy dojde k výrazné změně tendence, se předpokládá počátek elastického chování a předpínání musí být okamžitě zastaveno. Sledování (měření a vyhodnocení) musí proto probíhat v reálném čase, aby bylo možné operativně zasáhnout do velikosti napínací síly.

6.3 Poloha deviátorů

Poloha deviátorů je v ideálním případě volená symetricky co nejdále od vrcholu klenby. Reálně ovšem do návrhu zasahují faktory, které jeho polohu značně ovlivňují. Jde zejména o náběh klenby, která polohu vymezí. Od tohoto místa je lano vedené ve vyvrtaném náhradním kabelovém kanálku. Vysekání drážky by zbytečně snížilo únosnost průřezu. Navíc, protože jsou dotčené objekty často památkově chráněné, bývá dle zkušenosti jakékoliv odebrání hmoty problematické.

6.4 Náhradní kabelový kanálek

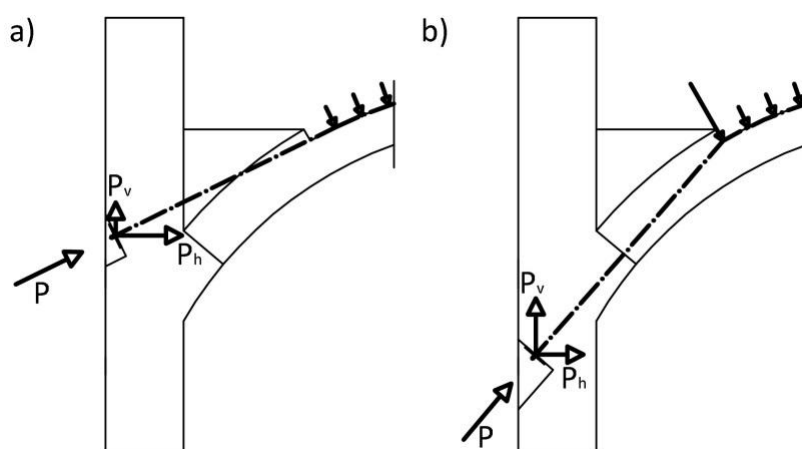
Pro vhodný návrh sklonu vedení lana (**Obr. 6.1**) je potřebná analýza variant. Obvykle je pro první návrh volená tečna k těžištní ose v místě paty klenby. K ní je vhodné zvolit alternativní sklony, kde je kotevní sklípek nad a pod prvním návrhem s roztečí cca 0,5 m s ohledem na optimalizaci napětí/přetvoření na klenbě. Zejména je potřeba omezit tahové namáhání v oblouku a ohybový moment v patě pilíře. Sklon náhradního kabelového kanálku se volí tak, aby lano nevyčnívalo z oblouku klenby (zejména na viditelné – lícové straně).

Kabelový kanálek je vhodné vrtat stabilním zařízením (supportem). Toto zařízení musí být schopné dodržet požadovaný sklon vrtání s minimální odchylkou. Jelikož se jedná o vrtání na oblouku s relativně dlouhým vrtem a s vysokým požadavkem na přesnost, je vrtání tak zvané „z ruky“ nepřipustné. Vrtání se musí provádět směrem od vrcholu klenby k exteriéru se záběry po cca 20 cm vrtu, a to s pravidelným odsáváním nadroleného materiálu v kanálku. V opačném případě může dojít k zaseknutí celé vrtací soupravy bez možnosti vytažení vrtáku.

Pro jedno napínací lano bez soudržnosti je doporučený průměr vrtaného otvoru cca 35 až 40 mm.

6.5 Síly od předpětí

Při volbě sklonu náhradního kabelového kanálku se musí brát zřetel na vodorovnou složku síly předpětí v kotevním sklípku. Čím je vodorovná složka síly od předpětí P_h vyšší (tj. čím je sklon náhradního kabelového kanálku nižší), tím více dochází k vyrušení nepříznivé vodorovné reakce od oblouku klenby. Zároveň je tím ale poloha kotevního sklípku vzhledem k patě pilíře výše, což má za následek větší ohybové namáhání. To může mít za následek vytvoření trhliny a usmýknutí celé části zdiva nad kotevním sklípkem. Proto je zapotřebí volit sklon s ohledem na oba dva faktory, jejichž stabilita proti sobě působí protichůdně (**Obr. 6.2**).



Obr. 6.2 Složky síly od předpětí

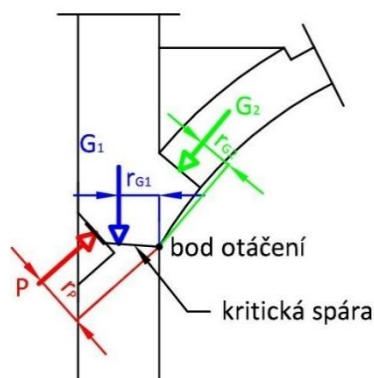
a) Velká vodorovná složka P_h

b) Velká svislá složka P_v

6.6 Ohybové namáhání v patě klenby

Při vyšetřování ohybového namáhání v patě klenby se nejdříve musí určit bod otáčení potenciálně vzniklé trhliny. Bod otáčení leží v ložné spáře na vnitřním líci stěny/pilíře, ve výšce úrovně dolní hrany roznášecí desky. Výšková poloha závisí ale také na způsobu vyzdění uložení klenby. Pokud vychází poloha bodu otáčení přímo v patě klenby, je potřebná podrobnější analýza způsobu vzniku trhliny a jejího vedení pilířem. Bod se v tom případě nachází v místě rubu nebo líce klenby ve styku s pilířem/stěnou.

Síly působící v patě klenby (**Obr. 6.3**) jsou síla od předpětí (P), síla od tíhy zdiva nad potenciální spárou (G_1) a síla působící z klenby (G_2). Každá síla působí na rameni kolmém k směru působení síly. Po stanovení bodu otáčení a ramen vnitřních sil se srovnají stabilizující (M_{stab}) a destabilizující (M_{destab}) momenty.



Obr. 6.3 Síly v patě klenby

$$M_{stab} > M_{destab} \quad (6.1)$$

Momenty lze rozepsat následovně:

$$G_1 \cdot r_{G1} + G_2 \cdot r_{G2} > P \cdot r_P \quad (6.2)$$

Kde:

G_1 je tíha zdiva pilíře nebo stěny nad kritickou spárou. V případě svislého sepnutí zdiva na výšku se uvažuje celá tíha sepnuté části,

r_{G1} je rameno o délce vzdálenosti mezi těžištěm pilíře/stěny a bodem otáčení,

G_2 je reakce od stálého zatížení oblouku klenby,

r_{G2} je rameno reakce od stálého zatížení oblouku klenby k bodu otáčení,

P je síla předpětí a

r_P je rameno síly předpětí k bodu otáčení.

Pokud výsledný moment působí proti momentu předpětí, ke vzniku ohybové trhliny nedojde.

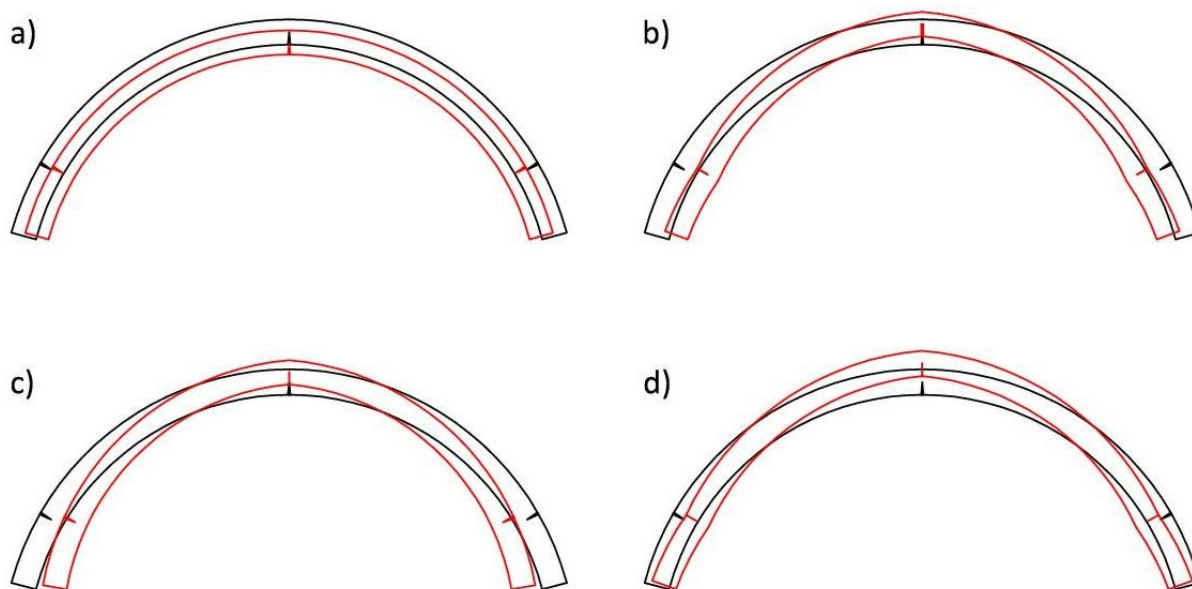
Vytvoření trhliny v kritické spáře lze eliminovat svislým předepnutím pilíře/stěny na celou výšku. Sepnutím se navýší tíha působící nad kritickou spárou. Pokud dojde při napínání ke vzniku vodorovné trhliny v pilíři/stěně, je potřeba okamžitě zastavit proces napínání.

Do svislé stabilizující složky je při posouzení na ohybový moment vhodné zvažovat pouze zdivo nad kritickou spárou. Tíha ostatního zatížení se může měnit například z důvodu kompletní výměny konstrukce krovu.

6.7 Svislá deformace oblouku

Předpětím dochází ke stlačení (zkrácení délky) celého oblouku. V případě, že je oblouk bez otevřených trhlin, bude vrchol klenby klesat dolů (**Obr. 6.4a**). Tenhle jev může být vnímán jako nežádoucí, avšak je nevyhnutný a musí se s ním počítat.

Míra svislé deformace je přímo úměrná míře porušení oblouku trhlínami, proto je nezbytná co největší míra vyplnění trhlin po celém oblouku. Při předpínání může vrchol oblouku v případě výrazného dovírání nezainjektovaných trhlin stoupat (**Obr. 6.4b,c,d**). V místě dovírání trhlin se vytvoří lokální částečné klouby, které způsobí nadměrné deformace.



Obr. 6.4 Tvary zdeformovaných oblouků od předpětí (červená)

a) kompletní injektáž

b) injektáž pouze ve vrcholu klenby

c) injektáž pouze u pat klenby

d) bez injektáže

6.8 Podmínky pro možnou aplikaci zesílení klenbové konstrukce předpětím

Každá technologie sanace nese určité požadavky na její provádění. Pro stabilizaci klenby pomocí předpětí vneseného v podélném směru jsou následující požadavky:

- dostatečná únosnost zdiva v tlaku od navýšení zatížení předpětím,
- z důvodu napínání lana musí být přístupná zeď ze strany exteriéru v místě kotevního sklípku,
- musí být přístupný rub i líc klenby
- co nejdůkladnější injektáž všech trhlin oblouku klenby,
- předpínání musí provádět kvalifikovaná firma,
- v průběhu předpínání musí probíhat měření a analýza chování konstrukce projektantem.

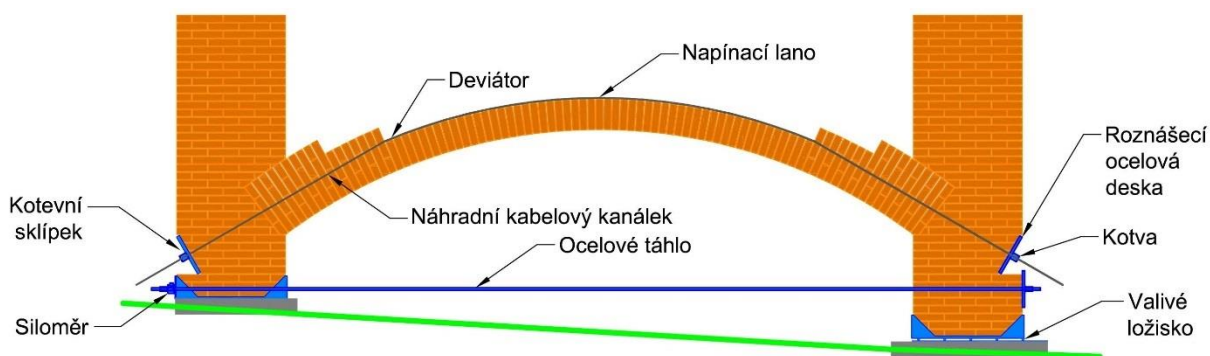
6.9 Postup prací

1. Důkladná prohlídka klenby, přilehlých konstrukcí, následné určení příčiny poruchy, kontrola proveditelnosti vnesení předpětí – omezení v prostoru, poloha deviátorů a ověření pevnosti zdiva.
2. Zaměření tvaru oblouku a podpůrné konstrukce.
3. Projekční práce – návrh trasování lana, sklon vrtaného kanálku pro lano, návrh předpětí, posouzení zdiva.
4. Sanace trhlin.
5. Vrtání kabelových kanálků, vysekání sklípků na vnější straně stěn/pilířů.
6. Osazení deviátorů, lana a kotevních desek.
7. Injektáž vyvrtaných kabelových kanálků s trhlínami u paty klenby.
8. Osazení měřících sestav.
9. Napnutí lana na předpokládanou sílu za průběžného měření a vyhodnocování měřených údajů (síla v laně, deformace).
10. Zakotvení lana a začátek dlouhodobého sledování (doporučeno) ustálení dotvarování zdiva oblouku klenby (dle zkušeností 2-3 měsíce).
11. Odstranění měřící sestavy.
12. Sanace omítky, malba.
13. Plné užívání konstrukce do provozu.

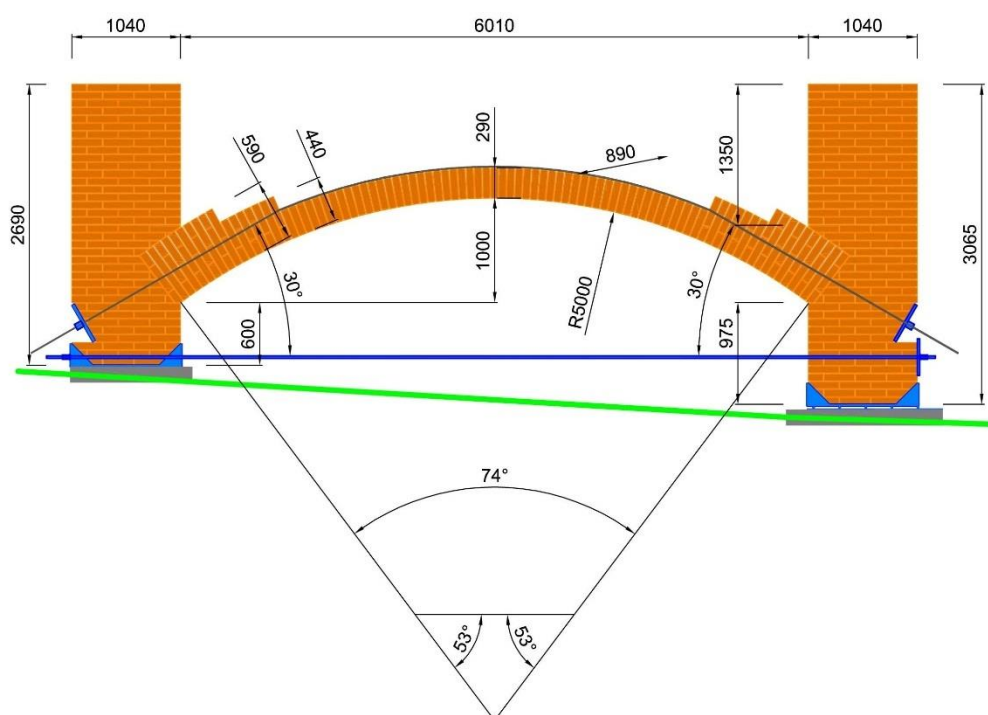
7 EXPERIMENTÁLNÍ MODEL KLENBY

7.1 Popis modelu klenby

Model zděné klenby (**Obr. 7.1, Obr. 7.2**) v měřítku 1:1 byl vyzděn z plných pálených cihel CPP 290/140/65 mm, pevnostní třídy P20 na maltu obyčejnou návrhovou pevnostní třídy M1. Světlost klenby byla 6,010 m, vzepětí klenby 1 m na poloměr oblouku 5 m. Klenba byla široká 0,89 m. Tloušťka klenby ve vrcholu byla 0,29 m a směrem k patám byly provedené dva náběhy o výšce 0,15 m na 0,44 m a na 0,59 m. Paty klenby byly opřené o pilíře o tloušťce 1,04 m, a to ve výšce ložní spáry 0,6 m u neposuvné podpory a 0,975 m u posuvné podpory. Celková výška pilířů sahala do výšky 2,69 m a 3,065 m. Rozdílná výška pilířů byla z důvodu osazení klenby ve svahu. Tíha pilířů nad patou klenby simulovala přitížení od konstrukcí běžně provedených u objektů pozemních staveb – tíhu krovu a podobně.



Obr. 7.1 Experimentální model klenby – popis



Obr. 7.2 Experimentální model klenby – rozměry

7.2 Popis funkčních prvků modelu

Ocelové táhlo tvořené ze závitových tyčí $\varnothing 24$ mm (M24) pevnostní třídy 8.8 Zn délky 2 m, bylo spojené prodlouženými maticemi M24x72 Zn s pojistnými kontramaticemi M24 (**Obr. 7.3**).

Ocelové táhlo mechanicky nahrazovalo neposuvnou podporu konstrukce, tj. zachytávalo celou horizontální složku reakce klenby v úrovni paty klenby. Působení vodorovné reakce v kombinaci s dotvarováním zdiva způsobuje vychýlení podpůrného pilíře – čímž dochází k porušení klenby.

Na konci ocelového táhla na straně posuvné podpory byla osazená ocelová roznášecí deska (**Obr. 7.4**) o tloušťce 25 mm, opřená o pilíř, přes kterou se pomocí matice zachytávala vodorovná reakce. Na straně neposuvné podpory byl na ocelovém táhle osazený siloměr s roznášecími podložkami a maticí (**Obr. 7.5 a Obr. 7.6**) umístěné za ocelovou patkou (**Obr. 7.7**). Takhle sestavená sestava umožňovala zachytávat změny vodorovné reakce.

Označení závitové tyče: závitová tyč DIN975 M24x2000 8.8 Zn.

Označení matic: matice spojovací šestihran DIN6334 M24x72 Zn.



Obr. 7.3 Ocelové táhlo s maticemi



Obr. 7.4 Ocelová roznášecí deska



Obr. 7.5 Siloměr s roznášecími podložkami



Obr. 7.6 Osazený siloměr na ocelovém táhle u neposuvné paty klenby

Valivé ložisko (Obr. 7.8) byla obdoba valivého ložiska mostních konstrukcí. Bylo sestaveno z 5 tyčí průměru 25 mm s roztečí 250 mm. Polohu válců zabezpečovaly šroubky provrtané ocelovým páskem po obou stranách patky klenby. Aby se patka na valivém ložisku v průběhu výstavby neposouvala, byla zapřena betonovými bloky.

Označení tyče: Ocel kruhová tažená $d=25$ h9 DIN658 S235JRG2 dle EN10025 (ČSN 46510).



Obr. 7.7 Ocelová patka – neposuvná patka klenby



Obr. 7.8 Valivé ložisko s posuvnou patkou

Napínací lano bez soudržností – monostrand. Bylo vedené po rubu klenby o tloušťce 290 mm. V místě náběhu byl osazený deviátor a vyvrtaný náhradní kabelový kanálek průměru 40 mm. Z vnější strany klenby byly na obou koncích náhradních kabelových kanálků vysekané sklípky pro osazení ocelových roznášecích desek (400x300x25 mm). Na straně neposuvné podpory byla ve sklípku kotva (**Obr. 7.9**) pro napínání a ze strany posuvné podpory bylo prováděno napínání pomocí hydraulického lisu (**Obr. 7.10**).

Označení lana: předpínací lano – monostrand Y 1860 S7-15,7-A.



Obr. 7.9 Kotevní sklípek – neposuvná patka klenby



Obr. 7.10 Kotevní sklípek – posuvná patka klenby s napínacím lisem

Deviátor (Obr. 7.11 a Obr. 7.12) roznášel sílu od zalomení předpínacího lana. To se nacházelo na konci (blíže ke středu) náhradních kabelových kanálků. Z poloviny délky byl deviátor zapuštěn do kanálku. Aby lano plynule navazovalo na rub klenby, byla pro deviátor

vysekaná drážka. Samotný deviátor byl tvořen z ohnutého kovového pásu 500x50x5 mm, po stranách byly na začátku a konci přivařené vodící lišty.



Obr. 7.11 *Deviátor – blíž k neposuvné patě klenby*



Obr. 7.12 *Deviátor – blíž k posuvné patě klenby*

7.3 Měřicí příslušenství modelu

Ramenátový zesilovač [15]

Zařízením je možno stanovit velikost posunů a zároveň velikost pootočení části klenby nacházející se právě mezi body upnutí této konstrukce ke klenbě. Soustava se skládá ze dvou tuhých polo-rámů, které nejsou vzájemně propojeny. Každý polo-rám je vetknut do zdiva na jednom konci sledovaného úseku. Polo-rámy se dotýkají pouze v oblasti umístěných snímačů (**Obr. 7.14**), jejichž ovlivnění je dáno pouze tuhostí posuvného hrotu na snímači. Vzhledem k tuhostem systému je toto ovlivnění nulové. Změna vzájemné pozice průřezů klenby v místě vetknutí polo-rámu má za následek posun hrotu v čidle vlivem natočení dílčích celků konstrukce. Tvar zařízení je patrný na **Obr. 7.13** a **Obr. 7.15**.



Obr. 7.13 *Osazený ramenátový zesilovač na modelu klenby*

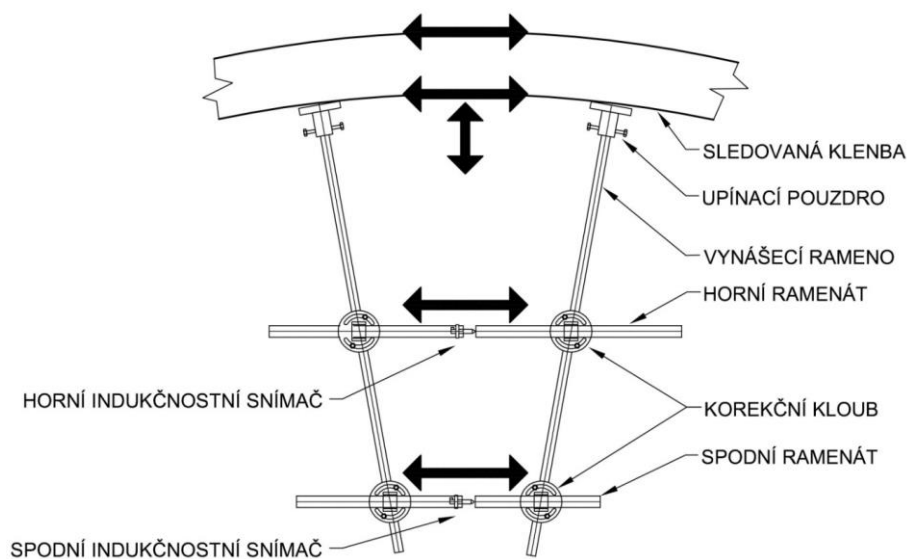


Obr. 7.14 *Osazení indukčnostního snímače na ramenátovém zesilovači*

Měřicí zařízení se osazuje do úseků, kde je předpoklad maximální změny tvaru. Zpravidla je to ve vrcholu a v $\frac{1}{4}$ rozpětí oblouku. Před osazením ramenátového zesilovače na klenbu se musí rozhodnout o vzdálenosti mezi upínacími pouzdry a současně délce vynášecích ramen.

Vzhledem k tomu, že se jedná ve své podstatě o zesilovač posunů, může dojít při neuváženém rozmístění dílčích prvků k selhání celistvosti záznamu vlivem překročení měřicího rozsahu snímačů. Při zvýšeném tlakovém působení na hrot lze díky tuhosti rámu samotný snímač zničit. Oddálením zrcátka od hrotu dojde jen k přerušení záznamu dalších posunů [15].

Záznam deformací pořízený snímači na diagnostickém rámu je nutné převést zpět na velikost deformací líce a rubu sledované konstrukce. Na základě znalosti těchto posunů je možno stanovit přetvoření krajních vláken sledovaného úseku klenby. Rozdílná hodnota poměrných přetvoření na líci a rubu je důsledkem změny poloměru klenbového oblouku, resp. změny křivosti. Běžné zatížení (vlastní tíha, zásyp, užité zatížení) zapříčiňuje dlouhodobé rozestupování pat klenby, což je například způsobeno nízkou tuhostí nosných stěn v horizontálním směru. Tlaková čára postupuje mimo jádro průřezu jako reakce na posun podpor. Na líci se rozevírají tahové trhliny ve vrcholu, neutrální osa postupuje k rubu klenby. Konstrukce mění celkovou geometrii, zvyšuje se poloměr zakřivení [15].



Obr. 7.15 Ramenátový zesilovač – schéma

Síloměr – snímač síly (force transducer)

Snímač síly (**Obr. 7.16**) pro tlakové namáhání v axiální ose. Maximální hodnoty tlakové síly do velikosti 200 kN a 500 kN. Snímač byl napojený na měřicí ústřednu QuantumX.

Použité snímače síly:	<u>HBM C6A</u> (200 kN, 500 kN)
Nominální síla:	200 resp. 500 kN
Lineární odchylka měření:	<±1 %

Indukčnostní snímač – snímač dráhy (displacement transducer)

Indukčnostní snímače (**Obr. 7.17**) se používají pro měření dráhy (posuvu, polohy). Pronikly do mnoha odvětví průmyslu, výzkumu či diagnostiky (sledování deformací konstrukcí při zatěžovacích zkouškách).

Použité snímače:	Typ <u>HBM WI/5mm – T</u>
Rozsah měření:	0-5 mm
Maximální frekvence měření v rozsahu +/- 1 mm:	64 Hz
Maximální frekvence měření v celém rozsahu:	40 Hz
Lineární odchylka měření	$\pm 0,2 \%$



Obr. 7.16 Siloměr HBM C6A – 200 kN



Obr. 7.17 Indukčnostní snímač
– typ: WI/5mm-T

Hollanův můstek

Osazený Hollanův můstek (**Obr. 7.18**, **Obr. 7.19**) umožňuje měřit přetvoření na základně 200 mm za pomoci indukčnostního snímače. Na základě měření přetvoření lze pak vyhodnotit změnu poměrného přetvoření, případně změnu napětí anebo rozevírání/zavírání trhlin na konstrukci.



Obr. 7.18 Hollanovy můstky ve vrcholu klenby
s osazenými indukčnostními snímači



Obr. 7.19 Hollanův můstek u paty klenby

Měřicí ústředna QuantumX

Měřicí ústředna QuantumX (**Obr. 7.20**) je univerzální měřicí ústředna pro vícekanálová statická i dynamická měření určená pro sběr dat řízená programem z PC. V daném případě byl použitý program catmanEasy.

Použitá měřicí ústředna:	<u>QuantumX MX840A</u>
Počet kanálů:	8
Max vzorkovací frekvence:	19,2 kHz/kanál

Teplotní čidlo Pt100

Teplotní čidlo (**Obr. 7.21**) měří teplotu v okolí měřicího čidla umístěného na konci kabelu. Byla měřená teplota v klenbě, teplota na ocelovém táhle a teplota prostředí. Čidlo bylo napojené na měřicí ústřednu.

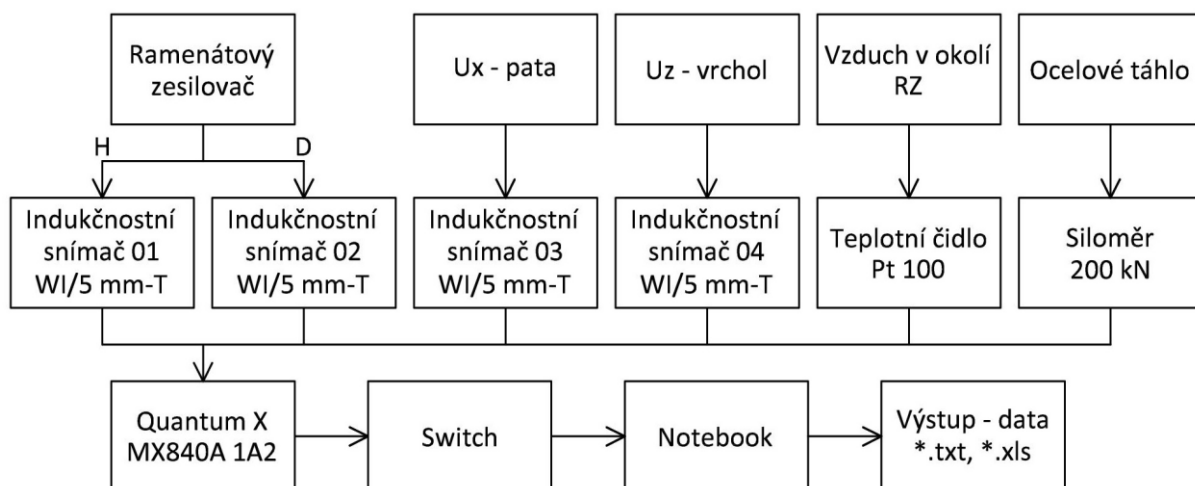
Rozsah teploty pro použití: -30 až +200 °C



Obr. 7.20 Měřicí ústředna: Quantum X MX840A



Obr. 7.21 Teplotní čidlo PT100



Obr. 7.22 Příklad zapojení měřicí sestavy

7.4 Popis experimentů

Na modelu klenby proběhla řada experimentů, které byly provedeny v tomto pořadí:

Experiment č. 1: zatížení a odtížení nepředpjaté klenby v stavu po odbednění.

Experiment č. 2: předepnutí klenby bez zatížení. Řízené posouvání paty předpjaté klenby. Klenba bez sanace. Stav odpovídající obvyklému stavu u kleneb bez velkého porušení.

Experiment č. 3: zatížení a odtížení předpjaté klenby z experimentu č. 2.

Experiment č. 4: zatížení nepředpjaté klenby a řízené posouvání paty klenby. Stav odpovídající výrazně porušené klenbě.

Experiment č. 5: předepnutí klenby se zatížením z experimentu č. 4. Porucha smykem v pilíři. Odtížení.

Experiment č. 6: předepnutí sanované klenby (po injektáži trhlin) s následným posouváním paty klenby za účelem vyrušení síly v ocelovém táhle. Stav odpovídající po sanaci.

Pro srovnání byly experimenty rozdělené na dílčí a seskupené dle „vnějšího zásahu do konstrukce“ (zatížení, předpětí nebo posunu paty klenby). Seskupením výsledků bylo možné analyzovat chování klenby při stejném způsobu „vnějšího zásahu“ s různými podmínkami (sanace, zatížení, předpětí, posun paty klenby).

Na modelu klenby byly provedené analýzy při:

- | | |
|---|--|
| A) zatěžování: | A1) předpjaté klenby,
A2) nepředpjaté klenby, |
| B) předpínání: | B1) nezatížené klenby,
B2) zatížené klenby, |
| C) řízeném posunu paty klenby: | C1) předpjaté,
C2) nepředpjaté, |
| D) vyrušení síly v ocelovém táhle za pomoci vnesení předpětí. | |

V grafech u vyhodnocení záměrně některé naměřené hodnoty nezačínají hodnotou 0, ale počáteční hodnotou dílčího experimentu. Nulová hodnota byla na počátku experimentu, pokud se analýza netýká prvé části experimentu, hodnoty tedy nezačínají nulou.

Znaménková konvence posunů uzlů

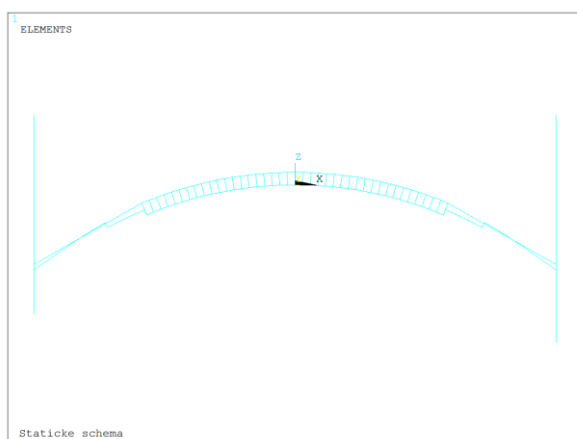
Kladná hodnota vodorovného posunu U_x je totožná s modelem MKP, tj. odsouvání ($\leftarrow \rightarrow$) posuvné patky pilíře od klenby má kladné znaménko ($\rightarrow$). Kladná hodnota svislého posunu U_z je totožná s modelem MKP, tj. kladné znaménko směrem nahoru ($\uparrow$).

7.5 Model MKP – experimentální model klenby

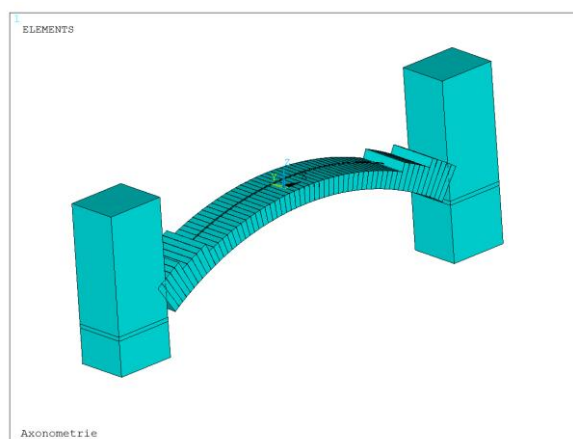
Pro výpočet byl využit výpočetní program založený na metodě konečných prvků ANSYS. Byl zvolený prutový model (**Obr. 7.23** a **Obr. 7.24**), který i přesto že je nejjednodušší možností modelování konstrukce, je v daném případě plně postačující – oblouk klenby je prutová konstrukce. Cílem práce není zkoumání diskontinuit od předpětí, ale celkové chování konstrukce, změna vnitřních sil, napětí, přetvoření a deformace od vneseného předpětí.

Předpoklady výpočtu:

- zdivo je uvažováno jako lineárně pružný izotropní a homogenní materiál s chováním dle Hookova zákona,
- přetvoření průřezu po výšce je lineární,
- dotvarování zdiva a relaxace napínací výztuže jsou zanedbány,
- platí Bernoulliho hypotéza – průřezy zůstávají rovinnými a kolmými k ose prutu i po deformaci,
- podélná vlákna na sebe vzájemně netlačí,
- tahové trhliny ve zdivu jsou nahrazeny lokálním snížením výšky průřezu, tím dojde i k vytvoření plastického kloubu.



Obr. 7.23 Osově schéma modelu



Obr. 7.24 Axonometrie modelu
(zobrazené pouze zdivo a lano)

7.5.1 Prvky použité v modelu MKP

V modelu jsou využité následující prvky:

BEAM44 – pro zdivo

Prutový prvek je jednoosý s tahovými, torzními, tlakovými a ohybovými možnostmi. Definice prvku je pomocí tří uzlů I , J , K , přičemž uzly I a J definují začátek a konec prvku a uzel K definuje orientaci os y a z . V případě nezadaného uzlu K , je orientace zvolena programem automaticky, aby byla rovnoběžná s kartézským souřadnicovým systémem. V každém uzlu

má prvek šest stupňů volnosti: posunutí ve směru lokálních souřadnic U_x , U_y , U_z a pootočení kolem lokálních os ROT_x , ROT_y , ROT_z . Prvku lze zadat počáteční excentricitu od lokální osy.

Alternativně lze použít místo prvku BEAM44 novější prvky BEAM188 nebo BEAM189.

Uzel: I, J, K
 Stupeň volnosti: $U_x, U_y, U_z, ROT_x, ROT_y, ROT_z$
 Materiálové charakteristiky: modul pružnosti (EX), Objemová hmotnost (DNES) a součinitel příčné kontrakce (PRXY)

BEAM4 – pro tuhé vazby

Prutový prvek je jednoosý s tahovými, torzními, tlakovými a ohybovými možnostmi. Definice prvku je pomocí tří uzlů I, J, K , přičemž uzly I a J definují začátek a konec prvku a uzel K definuje orientaci os y a z . V případě nezadaného uzlu K , je orientace zvolena programem automaticky, aby byla rovnoběžná s kartézským souřadnicovým systémem. V každém uzlu má prvek šest stupňů volnosti: posunutí ve směru lokálních souřadnic U_x , U_y , U_z a pootočení kolem lokálních os ROT_x , ROT_y , ROT_z . Ve srovnání s prvkem BEAM44 je menší možnost zadání reálných konstant průřezu.

Uzel: I, J, K
 Stupeň volnosti: $U_x, U_y, U_z, ROT_x, ROT_y, ROT_z$
 Materiálové charakteristiky: modul pružnosti (EX), Objemová hmotnost (DNES) a součinitel příčné kontrakce (PRXY)

Prvek BEAM4 je jednodušší varianta prvku BEAM44. Alternativně lze použít i prvky BEAM44 a BEAM188 nebo BEAM189.

LINK10 – pro napínací lano

Prutový prvek je jednoosý, přenáší pouze tah nebo tlak bez možnosti ohybového namáhání. V případě tahového namáhání prvek neuvažuje tuhost v tlaku, co prakticky simuluje uvolněné lano. Prvek je definován počátečním uzlem I a koncovým uzlem J . V každém uzlu má tři stupně volnosti x , y , a z .

Uzel: I, J
 Stupeň volnosti: U_x, U_y, U_z
 Materiálové charakteristiky: modul pružnosti (EX), Objemová hmotnost (DNES) a součinitel příčné kontrakce (PRXY)

Podrobnější možnosti zadání výše uvedených prvků lze dohledat v manuálu programu [36].

7.5.2 Materiály

Zdivo (BEAM44)

Modul pružnosti	EX	1150e6	Pa
Objemová hmotnost	DENS	1900	kg/m ³
Součinitel příčné kontrakce	PRXY	0,20	-

Zdivo je v modelu uvažováno jako homogenní izotropní materiál. Vzhledem k faktu, že po vnesení předpětí je průřez téměř vždy tlačěn, není potřeba uvažovat trhliny a tím pádem i nehomogenitu prvku. Modul pružnosti zdiva byl odvozen zpětným výpočtem modelu tak, aby sledované veličiny odpovídaly naměřeným. Odhadovaný modul pružnosti u nově vyzdžené konstrukce lze zjednodušeně uvažovat jako 1000 násobek charakteristické pevnosti zdiva v tlaku kolmo k ložným spárám. Jelikož se jednalo jen o prvotní odhad, nebylo potřeba výpočet provádět. Pro první výpočet postačil odhad 1,5 GPa, což odpovídá běžnému nově vyzdženému zdivu. Při výpočtu byl pak modul pružnosti upraven tak, aby deformace a přetvoření odpovídaly naměřeným hodnotám.

Napínací lano (LINK10)

Modul pružnosti	EX	195e6	Pa
Objemová hmotnost	DENS	7850	kg/m ³
Součinitel příčné kontrakce	PRXY	0,30	-

Lano je aktivní pouze v tahu, v tlaku má nulovou tuhost.

Tuhá vazba (BEAM4)

Modul pružnosti	EX	2000e6	Pa
Objemová hmotnost	DENS	0	kg/m ³

7.5.3 Reálné konstanty

Zdivo

Průřezy zdiva a k tomu odpovídající průřezové charakteristiky průřezů klenby i pilíře jsou totožné s reálným modelem, viz **Obr. 7.2**.

Předpínací lano

Průřez sedmidrátového lana je zjednodušený na jedno lano s kruhovým průřezem o ploše odpovídající sedmidrátovému lanu, tj. 1,5 cm². Změna síly lana od napínání je zadána změnou přetvoření dle Hookova zákona.

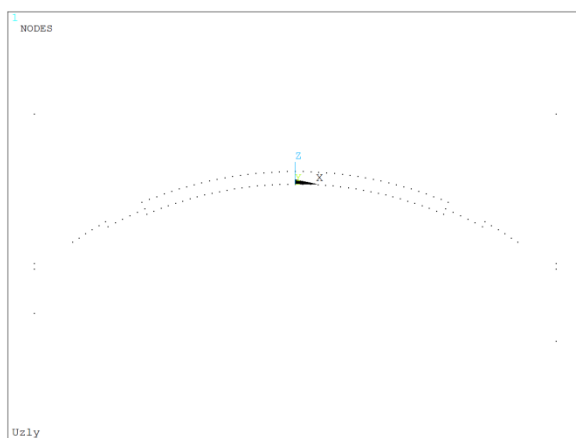
Tuhá vazba

Tuhé vazby nahrazují styk lano – klenba a vykonzolování oblouku v pilíři o vyložení poloviny tloušťky pilíře.

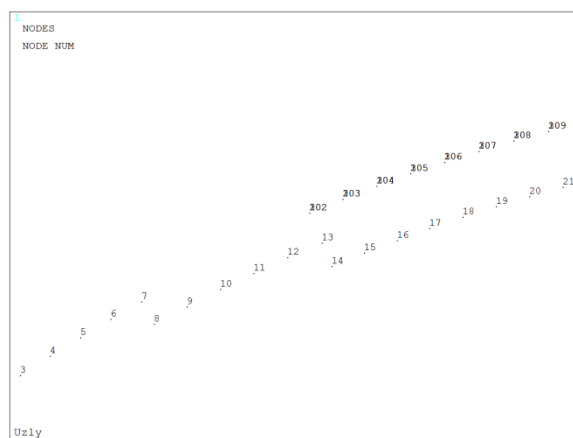
Průřez tuhé vazby je uvažován o šířce 0,89 m (shodně s šířkou klenby) a výšce 0,1 m. Takový průřez s daným modulem pružnosti dostatečně plní funkci tuhé vazby. V případě vykonzolování oblouku je uvažována tloušťka stejná s tloušťkou klenby nejbližší u paty klenby.

7.5.4 Geometrie – uzly

Uzly v oblouku zdiva (**Obr. 7.25**) jsou umístěné v těžištní osy rovnoměrně se vzdáleností cca 100 mm. Dále pak vždy na začátku a na konci úseku náběhu, V pilíři – v místě kotvení lana a napojení oblouku na pilíř přes tuhou vazbu. Uzly pro lano jsou od klenby odsazené o polovinu tloušťky klenby a polovinu tloušťky lana. Počet uzlů lana a oblouku, kdy je lano ve styku se zdívkou, je stejný, ale uzly jsou ztrojené.



Obr. 7.25 Uzly celé konstrukce



Obr. 7.26 Úskoky uzlů při změně tloušťky klenby a uzly pro lano včetně číslování

7.5.5 Okrajové podmínky

Pro statickou analýzu byly předepsány následující okrajové podmínky.

Levá podpora – vetknutí (zabráněno posunu U_x , U_y , U_z a pootočení ROT_x , ROT_y a ROT_z).

Pravá podpora – posuvné vetknutí (zabráněno posunu U_y , U_z a pootočení ROT_x , ROT_y a ROT_z , posun U_x volný).

Výše uvedené okrajové podmínky nejlépe vystihují chování podpor na skutečném modelu klenby v případech analýzy chování klenby při zatěžování a předpínání. V případě analýzy chování klenby při řízeném posunu paty klenby je vzhledem k chování konstrukce vhodné umožnit pootočení patky pilíře klenby v podporách (ROT_y).

7.5.6 Propojení uzlů (tzv. CP – coupling)

Na začátku a konci lana jsou uzly zdvojené. Jeden uzel pilíře a druhý lana. Navzájem jsou propojené bez možnosti posunu a pootočení. Pootočení umožňuje samotný prvek (LINK10) zvolený pro lano.

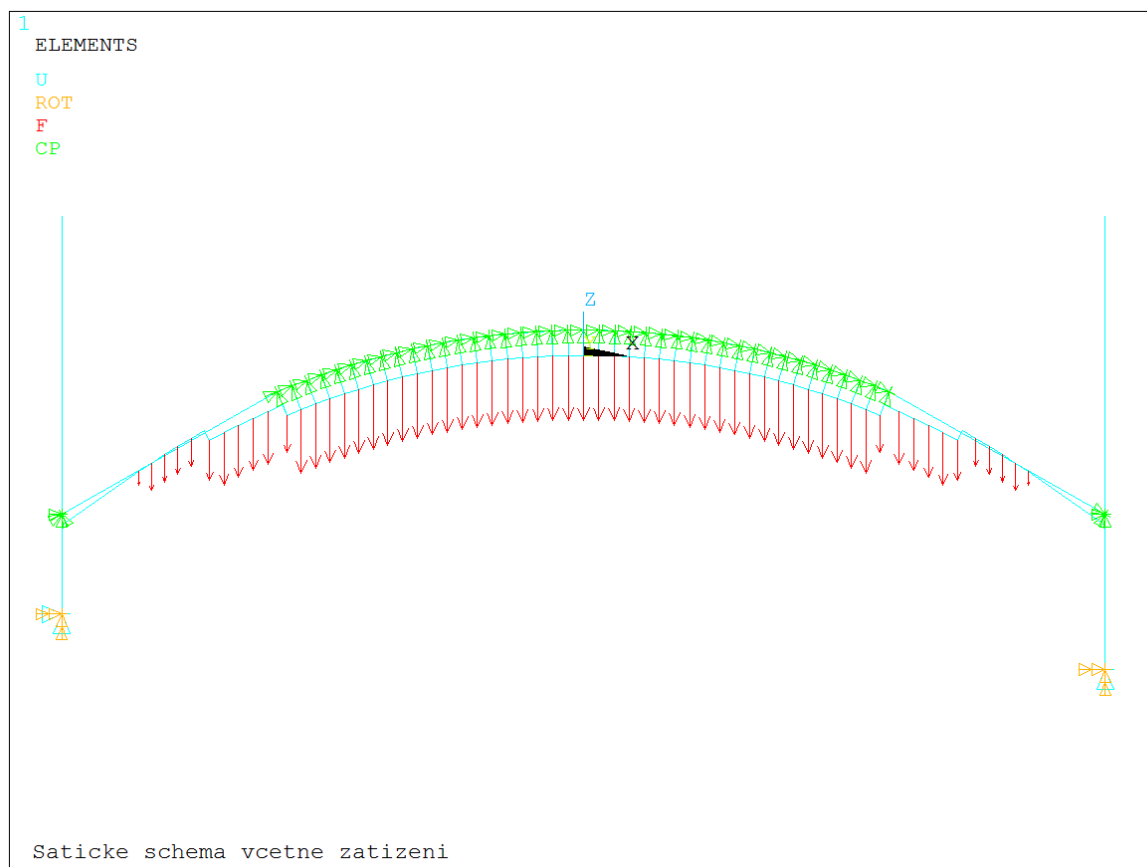
Ztrojený uzel je vytvořený ve styku „zalomení“ lana s tuhou vazbou. Uzly jsou propojené tak, aby byl možný posun lana po klenbě – v lokálních souřadnicích U_x (pouze pro uzly lana).

Propojením uzlů pomocí CP je vytvořen i úskok uzlů při změně tloušťky klenby – náběh (**Obr. 7.26**).

7.5.7 Zatížení

Pro zobrazení změn od přetížení a předpětí výpočet zanedbává vlastní tíhu konstrukce. Zatížení vlastní tíhou je tedy v modelu nulové.

Zatížení od betonových válců je přepočítané na síly do uzlů v závislosti na jejich roztečích. Výskyt a velikost zatížení odpovídá provedeným experimentům.



Obr. 7.27 Okrajové podmínky, zatížení a propojení uzlů („CP – coupling“)

7.5.8 Výpočet

Výpočet byl nastaven bez uvažování velkých deformací – lineární výpočet. Omezení diskretizační chyby výpočtu bylo nastavené na hodnotu $1 \cdot 10^{-3}$.

Výpočet probíhal v krocích (TIME). Kroky výpočtu budou popsány u každého experimentu samostatně.

V případě zatěžování betonovými válci byla každá vrstva válců v samostatném zatěžovacím stavu.

Napínání bylo rozděleno na zatěžovací stavy po 25 kN napínací síly v laně. Síla napínání neodpovídá skutečné napínací síle, ale je to hodnota pro výpočet přetvoření lana. Skutečnou sílu v napnutém laně je potřeba odečíst z výsledku – normálové síly v laně (např. viz **Příloha A** a **Příloha B**).

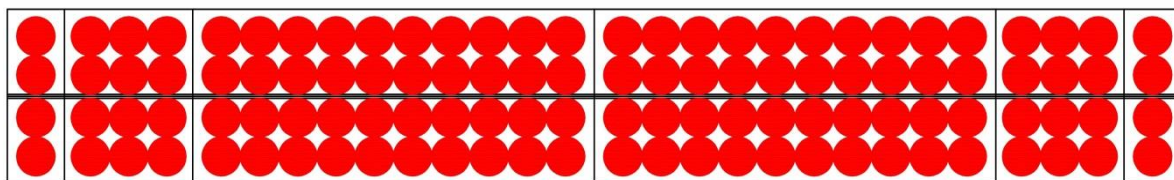
7.6 Analýza chování klenby při zatěžování

Provedené byly dvě měřené zkoušky se zatěžováním, přičemž první zkouška proběhla na **nepředpjaté klenbě** (v grafech „N“) po odbednění, bez výrazného porušení. Druhá zkouška byla provedena na **předpjaté klenbě** (v grafech „P“) po prvním experimentu. Klenba byla v době druhého zatěžování (na předpjaté klenbě) kompaktní, s minimálním vlivem od prvního zatěžování, tudíž jsou výsledky srovnatelné.

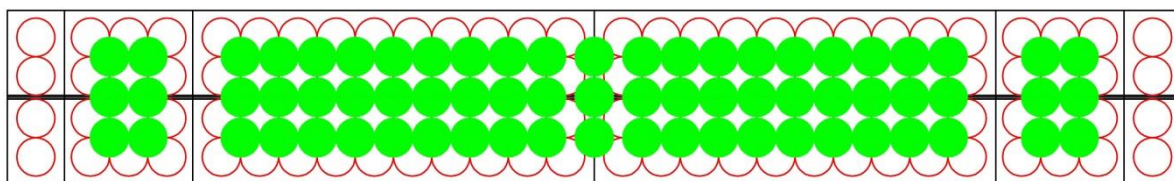
Po předepnutí a před zatěžováním byl proveden řízený posun paty klenby o 10,4 mm (více viz **kapitola 7.10**). Posun paty měl za následek změnu síly v táhle z 22,1 kN na 9 kN a změnu síly v napnutém laně z 114,8 kN na 109,7 kN. Zatěžování proběhlo 7 dnů od předepnutí klenby, vlivem reologických jevů se změnila síla v ocelovém táhle na 10,9 kN a síla v laně na 97,8 kN. Poslední uvedené hodnoty jsou tedy výchozí při zatěžování předpjaté klenby. Změna posunu paty klenby a svislé deformace ve vrcholu oblouku po dobu mezi předepnutím a zatěžováním klenby nebyly zaznamenávány.

Zatížení na klenbu

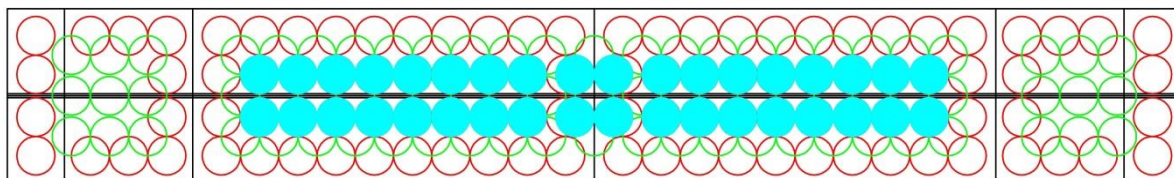
Zatížení klenby bylo u obou dvou měření identické. Betonové válce byli naložené ve třech vrstvách po 112, 69 a 36 kusech (celkem 217 ks) dle schématického zobrazení na **Obr. 7.28**, **Obr. 7.29** a **Obr. 7.30**. Válce byli na klenbu skládané symetricky. Jeden betonový válec měl v průměru hmotnost 17,7 kg, celkem bylo naloženo zatížení o tíze 3840,9 kg (**Obr. 7.32**).



Obr. 7.28 První vrstva závaží, $4 \times 28 = 112$ ks



Obr. 7.29 Druhá vrstva závaží, $3 \times 23 = 69$ ks



Obr. 7.30 Třetí vrstva závaží, $2 \times 18 = 36$ ks

Měřené veličiny

- Vodorovný posun U_x paty na valivém ložisku (**Obr. 7.33**),
- svislá deformace U_z ve vrcholu klenby (**Obr. 7.34**),

- změna poměrného přetvoření ($STR+Z$ – rub, $STR-Z$ – líc) ve vrcholu klenby měřená ramenátovým zesilovačem (**Obr. 7.13**, **Obr. 7.14** a **Obr. 7.15**),
- síla v ocelovém táhle T zachytávající vodorovnou reakci v patě klenby (**Obr. 7.6**),
- síla v laně P v případě předpínání klenby (**Obr. 7.10**).

Měření bylo souvislé od začátku zatěžování až po kompletní odlehčení s frekvencí vzorkování 1 Hz.



Obr. 7.31 Nezatížená klenba



Obr. 7.32 Klenba s plným zatížením 38,409 kN



Obr. 7.33 Měření vodorovného posunu paty klenby U_x



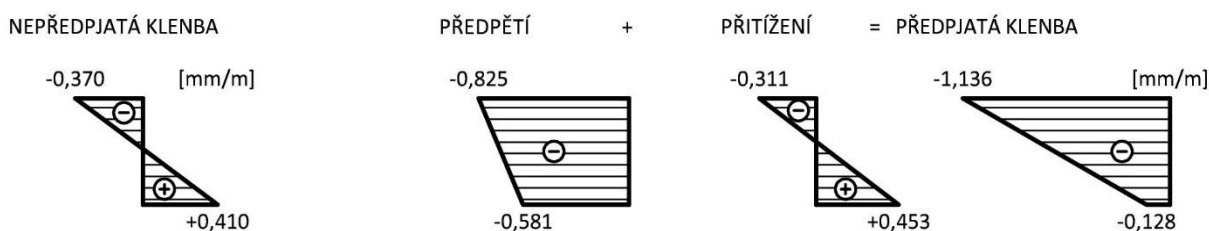
Obr. 7.34 Měření svislé deformace ve vrcholu klenby U_z

Vyhodnocení naměřených hodnot

Naměřený vodorovný posun paty klenby U_x a svislá deformace U_z v závislosti na síle v ocelovém táhle T (**Obr. 7.36**) byly téměř lineární. Obdobné chování vykazoval vztah mezi vodorovným posunem paty klenby U_x a svislou deformací ve vrcholu klenby U_z (**Obr. 7.37**). Stejně tak změny poměrného přetvoření ve vrcholu klenby (**Obr. 7.38**) byly v průběhu celého zatěžování téměř lineární. Odklon od linearity u nepředpjaté klenby při odtěžování byl způsoben nedokonalým dovíráním vzniklých trhlin, kdy docházelo k padání malých úlomků malty do trhlin. Úlomky pak bránily zpětnému dovření trhliny do původního stavu.

Předpětím byla vytvořená cílená tlaková rezerva. Ta neměla vliv na chování konstrukce (tvar křivek přetvoření a posunů), ovšem eliminovala případné vzniklé trhliny od zatížení.

Rezerva u změny poměrného přetvoření v dolních vláknech ve vrcholu klenby byla natolik velká, že i po přitížení zůstaly krajní vlákna průřezu tlačené (**Obr. 7.35**).



Obr. 7.35 Změna poměrného přetvoření u nepředpjaté a předpjaté klenby

Pozn.: Lineární chování lze prokázat statistickým vyhodnocením s určenou statistickou chybou nelinearity. V daném případě statistické analýzy nebyly prováděny. Lineární chování materiálů případně konstrukce jsou zde nazývané v případech, kdy se výrazně nemění směr křivky v grafu (chování konstrukce je elastické).

7.7 Model MKP pro analýzu chování klenby při zatěžování

Oblouk klenby byl zatěžován ve 3 krocích. Každý krok představoval jednu vrstvu zatěžovacích válců (**Obr. 7.28**, **Obr. 7.29** a **Obr. 7.30**).

Při měření na experimentálním modelu byly měřeny změny pouze od zatěžování, z toho důvodu je v modelu MKP uvažována nulová tíha konstrukce.

Ve výpočtu je celý oblouk uvažován bez porušení trhlinami, všechny průřezy jsou modelovány s rozměry dle skutečného vyzdění.

Byly vytvořeny dva modely MKP:

- nepředpjatý model klenby se zatížením o celkové hmotnosti 3840,9 kg,
- předpjatý model klenby se zatížením o celkové hmotnosti 3840,9 kg.

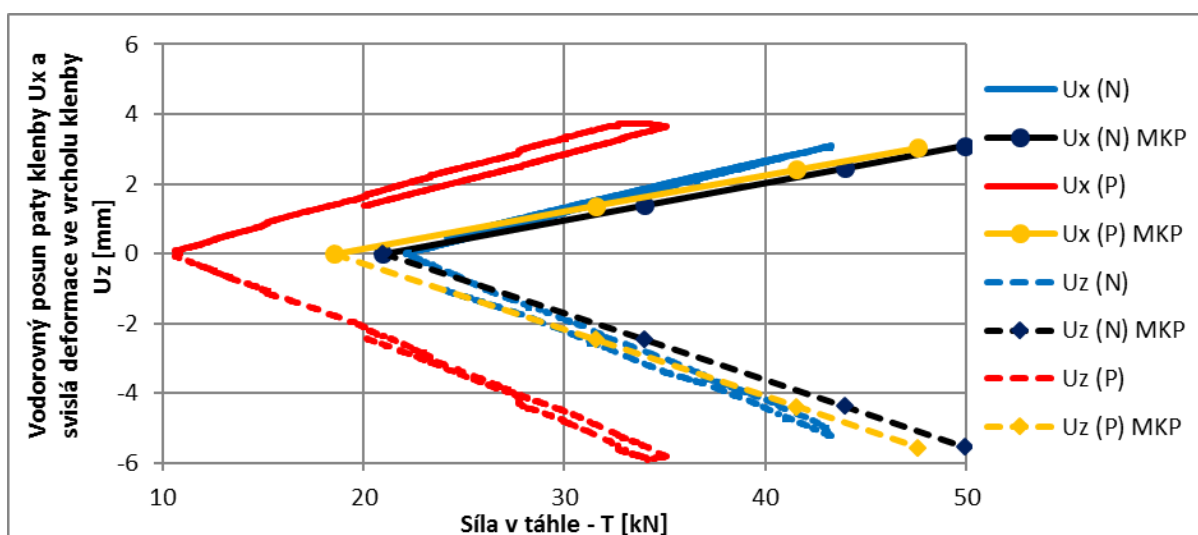
U předpjatého modelu klenby je vyvozená síla v laně 110 kN, což po ztrátách od pružného přetvoření představuje 95-100 kN (dle místa na oblouku klenby). Do reálného experimentálního modelu bylo vneseno předpětí o napínací síle v laně $P = 97,8 \text{ kN}$.

Přetvoření a deformace v závislosti na zatěžování konstrukce jsou v obou případech zatěžování lineární (**Obr. 7.36**). Tomu, že celý výpočet proběhl v lineární oblasti chování konstrukce, nasvědčuje i vztah mezi vodorovným posunem U_x a svislou deformací U_z (**Obr. 7.37**). Jako ekvivalent síly v táhle T na experimentálním modelu je v modelu MKP uvažována normálová síla ve vrcholu klenby od zatížení odečtené od síly v napnutém laně ve vrcholu klenby. Rozdíl je zároveň vodorovná reakce v patě klenby, ke které byla přičtena reakce od vlastní tíhy konstrukce. Síla v ocelovém táhle T byla měřena od počátku všech experimentů a je tedy včetně vlastní tíhy konstrukce.

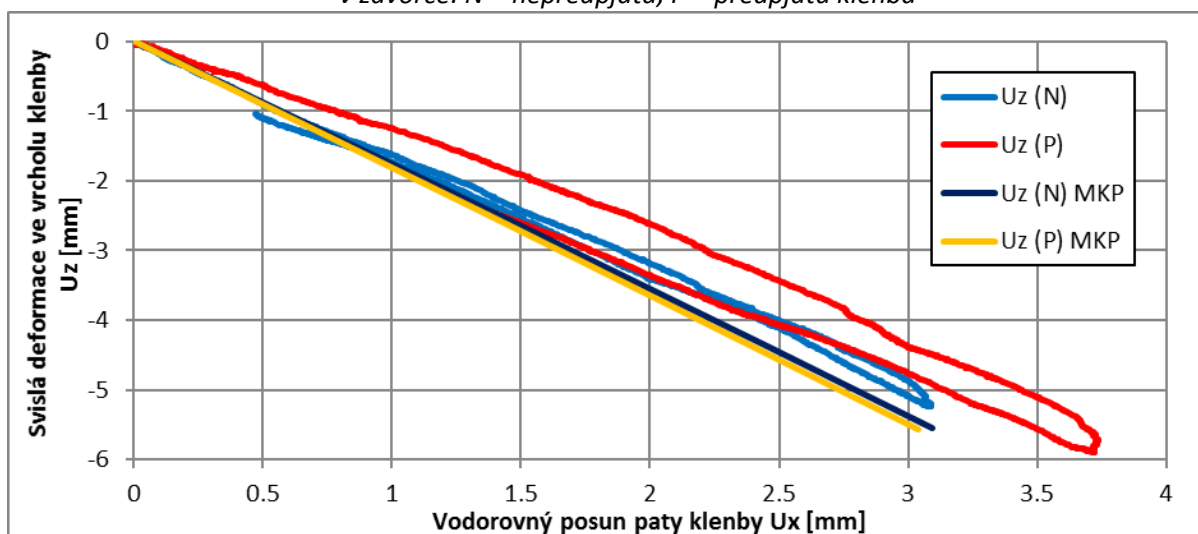
Poměrné přetvoření ve vrcholu oblouku klenby na rubu ($STR+Z$) a lící ($STR-Z$) bylo na experimentálním modelu měřené ramenátovým zesilovačem. Aby byly hodnoty modelu

MKP srovnatelné, byly zprůměrované hodnoty přetvoření na délce základny ramenátového zesilovače (**Obr. 7.38**).

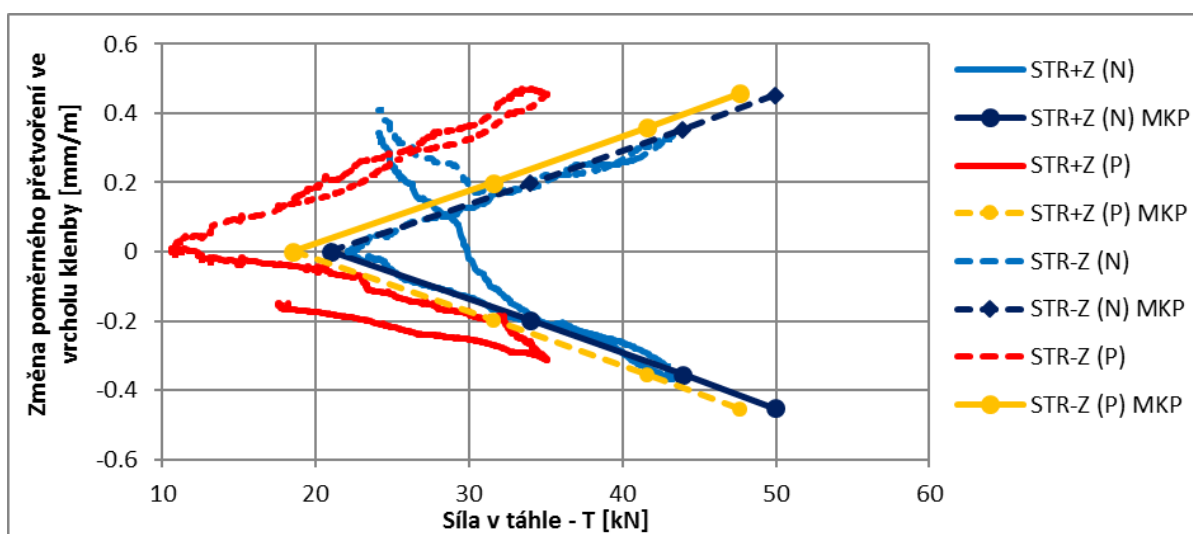
Průběh poměrných přetvoření (obdobně průběh napětí) po délce oblouku na modelu MKP je zobrazen na **Obr. 7.39** a **Obr. 7.40**. **Obr. 7.39** zobrazuje průběhy poměrných přetvoření od dílčích složek. Průběhy složky od ohybového momentu (v závorce „M“) jsou u předpjaté a nepředpjaté varianty podobné. Výrazný rozdíl v průběhu poměrných přetvoření je ve složce od normálové síly (v závorce „N“), kde dochází k výraznému posunu do záporných hodnot (zatlačování, resp. tlaku). Po sečtení a vykreslení (**Obr. 7.40**) složek od normálové síly a od ohybového momentu je patrná výhoda předpětí klenby – ve vrcholu klenby je výrazně menší tahové namáhání. U paty klenby se v daném případě tahové namáhání příliš nezměnilo, to závisí na sklonu náhradního kabelového kanálku a poloze deviátoru. Výsledky z modelu MKP jsou uvedené v části **Příloha A**.



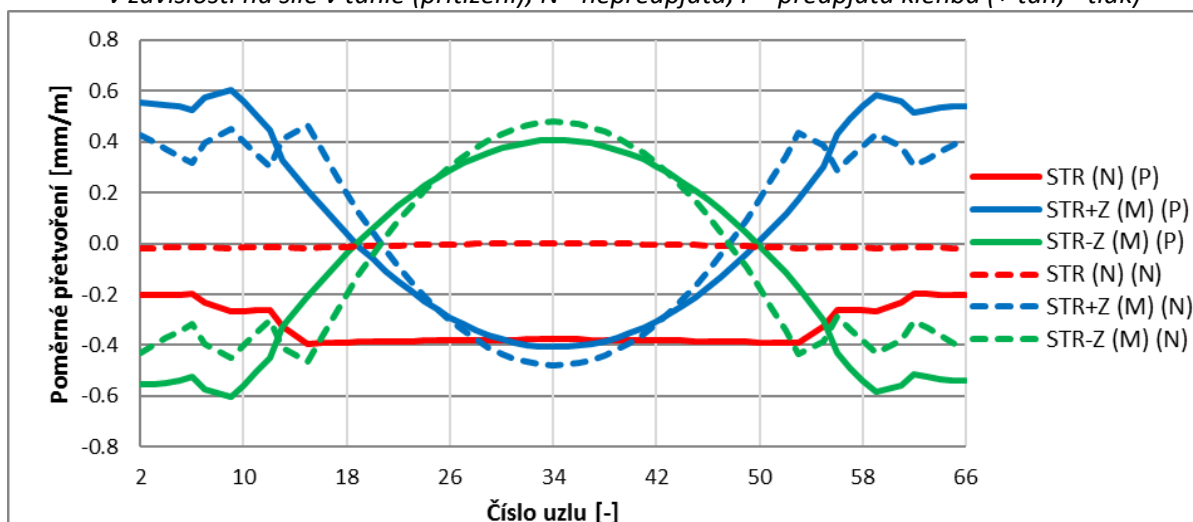
Obr. 7.36 Vodorovný posun paty U_x a svislá deformace U_z v závislosti na síle v táhle T (přetížení); v závorce: N – nepředpjatá, P – předpjatá klenba



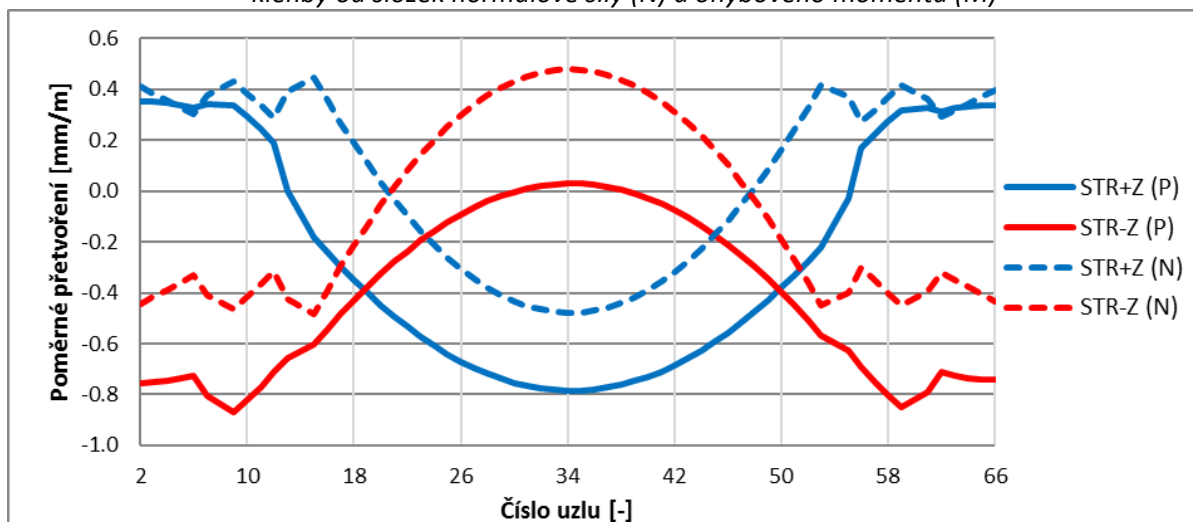
Obr. 7.37 Vztah mezi vodorovným posunem paty U_x a svislou deformací U_z ; v závorce: N – nepředpjatá, P – předpjatá klenba



Obr. 7.38 Změna poměrného přetvoření rubu (STR+Z) a líce (STR-Z) klenby ve vrcholu v závislosti na síle v táhle (přetížení); N - nepředpjatá, P - předpjatá klenba (+ tah; - tlak)



Obr. 7.39 Průběh změny poměrných přetvoření od zatížení po délce oblouku klenby od složek normálové síly (N) a ohybového momentu (M)



Obr. 7.40 Průběh změny poměrných přetvoření od zatížení po délce oblouku klenby pro předpjatou (P) a nepředpjatou (N) klenbu

7.8 Analýza chování klenby při předpínání

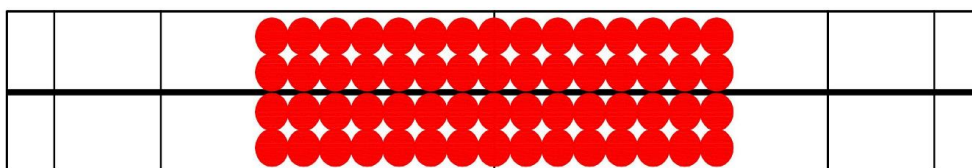
Experiment za účelem měření změn deformací klenby při předpínání byl proveden 3x, z toho 1x na zatížené a 2x na nezatížené klenbě.

Zatížená klenba (v grafech „Z“)

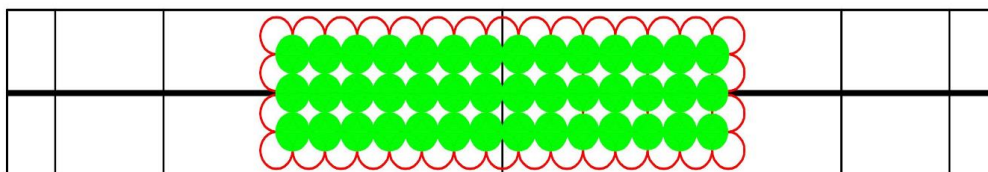
Na zatíženou klenbu (**Obr. 7.43**) bylo naloženo 102 ks betonových válců ve dvou vrstvách (**Obr. 7.41** a **Obr. 7.42**) o celkové hmotnosti 1805,4 kg.

Zatížená klenba byla před předpínáním záměrně výrazně porušená posunem paty klenby (celkem $U_x = 10,4 + 27 = 37,4 \text{ mm}$) – simulace skutečného porušení konstrukce. Před napínáním byla zaznamenána řada trhlin ve vrcholu (jedna nejvýraznější, **Obr. 7.44**) na lícové straně a u obou pat klenby jedna výrazná trhлина na rubové straně v poslední spáře klenby (**Obr. 7.45**). Zaznamenána a záměrně nesanovaná byla i porucha v ložné spáře pilíře posuvné podpory ve výšce spodní hrany oblouku klenby (**Obr. 7.46**). Trhлина vznikla vlivem ohybového momentu v patě pilíře, kdy docházelo od předchozího napínání k rotaci a tím nadzvedávání vnější části pilíře.

Všechny trhliny záměrně nebyly ošetřeny injektáží cementovou maltou a změny jejich šířky byly měřené Hollanovým můstkem s osazeným indukčností snímačem.



Obr. 7.41 První vrstva závaží, 4x15=60 ks



Obr. 7.42 Druhá vrstva závaží, 3x14=42 ks



Obr. 7.43 Zatížená klenba



Obr. 7.44 Trhлина ve vrcholu, 2 mm



Obr. 7.45 Trhlina u posuvné paty klenby před zatěžováním, 6 mm



Obr. 7.46 Vodorovná trhlina v pilíři posuvné paty klenby při napínání

Nezatížená klenba 1 (v grafech „N1“)

Klenba byla prakticky neporušená. Ve svislých spárách oblouku se vyskytovaly pouze vlasové – zanedbatelné trhliny způsobené zatížením od vlastní tíhy.

Do klenby bylo vneseno předpětí o síle v laně $P = 135,1 \text{ kN}$.

Nezatížená klenba 2 (v grafech „N2“)

Druhé předepnutí bez zatížení na klenbě silou $P = 194,5 \text{ kN}$ bylo provedeno na závěr všech experimentů. Klenba byla výrazně potrháná. Následně byly trhliny u pat klenby (na rubu) zainjektované vysokopevnostní zálivkovou maltou bez smrštění – Groutex (**Obr. 7.47**). Před předpínáním došlo na konstrukci i k porušení smykem v pilíři (viz. níže, „Porušení stability klenby smykem v pilíři“), které bylo sanováno svislým předpětím – sepnutím celého pilíře po výšce od valivého ložiska po nejvyšší vrstvu cihel (**Obr. 7.48**).



Obr. 7.47 Zainjektovaná trhlina cementovou maltou



Obr. 7.48 Svisle sepnuté pilíře

Měřené veličiny

- Vodorovný posun paty na valivém ložisku (U_x).
- Svislá deformace ve vrcholu klenby (U_z).
- Změna poměrného přetvoření ve vrcholu klenby měřená ramenátovým zesilovačem ($STR+Z$, $STR-Z$).
- Síla v ocelovém táhle (T) zachytávající veškerou vodorovnou reakci v patě klenby.
- Síla v napnutém laně (P).
- Přetvoření největších trhlin v klenbě u obou pat klenby.
- Přetvoření vodorovné trhliny v pilíři neposuvné paty.

Měření bylo souvislé po celou dobu předpínání s frekvencí vzorkování 1 Hz.

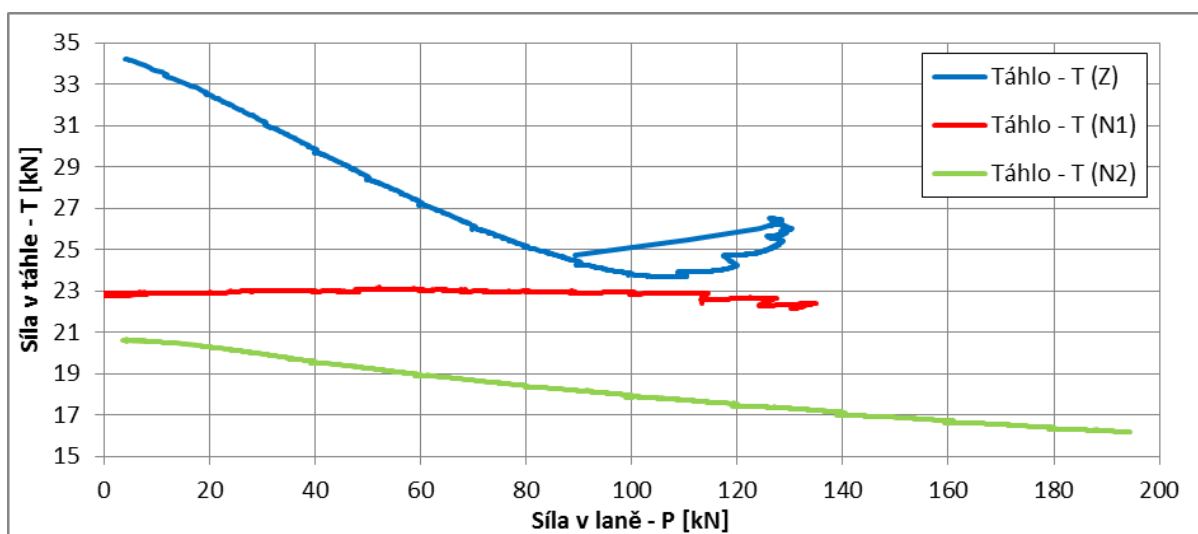
Vyhodnocení naměřených hodnot

I když se jednalo o stejnou konstrukci napínanou lanem s nezměněným trasováním po celou dobu, chování konstrukce bylo výrazně rozdílné. To bylo způsobeno zejména výrazně rozlišným stupněm porušení trhlinami.

Vliv předpínání na sílu v ocelovém táhle – T (vodorovnou reakci klenby):

V případech modelů „Z“ a „N2“ se zvětšováním napínací síly klesala síla v ocelovém táhle (**Obr. 7.49**). U měření klenby „Z“ docházelo k pootočení ve vodorovné spáře vzniklé trhliny (**Obr. 7.46**) a u „N2“ docházelo k pootočení paty celého pilíře. V případě neporušené klenby „N1“ téměř nemělo předpětí na sílu v táhle T vliv. Dle modelu MKP (**kapitola 7.9**), za předpokladu, že nedochází k pootočení v pilíři klenby, má předpětí jen minimální vliv na vodorovnou reakci. Pro snížení síly v ocelovém táhle by jinak bylo potřeba posunout patu klenby (viz **kapitola 7.10**) a tím „deaktivovat“ ocelové táhlo.

Pokud nedochází k pootočení nebo posunu pilíře klenby, vliv předpínací síly P téměř nemá účinek na sílu v táhle T .



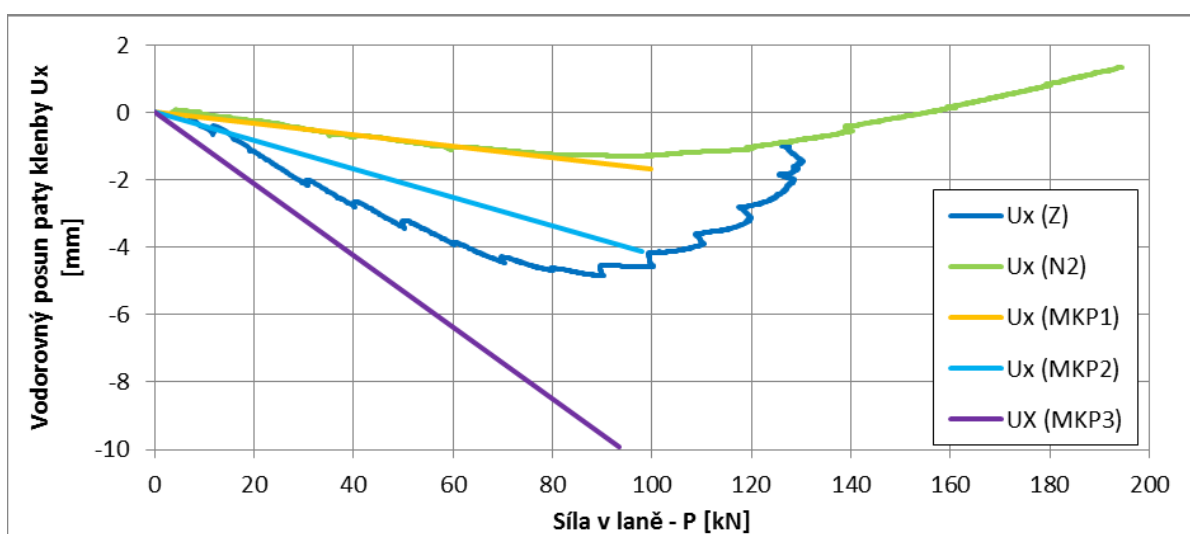
Obr. 7.49 Síla v táhle – T v závislosti na předpínací síle – P

Vliv předpínání na vodorovný posun paty klenby U_x a na svislou deformaci ve vrcholu klenby U_z :

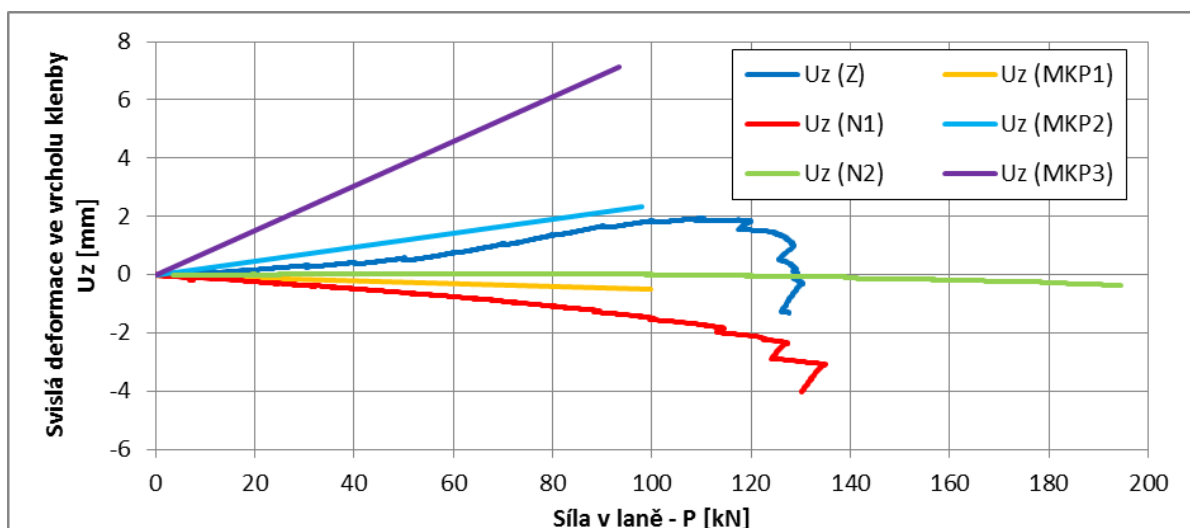
Předepnutím klenby došlo k elastickému stlačení – zkrácení délky oblouku. Posuvná pata klenby se přiblížila k neposuvné (**Obr. 7.50** – záporné U_x) a zároveň se vrchol klenby nadzvedával („Z“) nebo klesal („N1“ a „N2“) dle velikosti porušení trhlinami (**Obr. 7.51**).

Velikost trhlin vzniklých před předpínáním měl zásadní vliv na rychlost nárůstů deformací, více porušený oblouk měl tendenci více se deformovat nahoru.

V případech, kdy došlo k pootočení v pilíři (případně celého pilíře), se směr vodorovného posunu paty klenby U_x změnil (cca od hodnoty $P=80-100$ kN).



Obr. 7.50 Vodorovný posun paty klenby U_x v závislosti na předpínací síle – P



Obr. 7.51 Svislá deformace ve vrcholu klenby U_z v závislosti na předpínací síle – P

Na směr svislé deformace ve vrcholu klenby U_z měl tedy zásadní vliv stav porušení – trhliny a jejich poloha. Pro experimentální model platilo, pokud byla konstrukce kompaktní, tj. bez trhlin, že vrchol vlivem předpínání klesal. V případě předpínání oblouku s trhlinou

docházelo k dovírání trhlin a tedy k nadzvedávání vrcholu klenby. Modelem MKP bylo prokázáno obdobné chování (**Obr. 7.50, Obr. 7.51, Obr. 7.59 až Obr. 7.62**). Směr deformace U_z obecně závisí i na poloze deviátorů a sklonu náhradních kabelových kanálků.

Úskoky na křivkách jsou způsobeny dotvarováním zdiva. Čím větší předpětí je do zdiva vneseno, tím větší má dotvarování vliv. Velikost skoků na křivce je ovlivněná i rychlostí napínání – pomalým napínáním, případně prodlevami byl vytvořen časový prostor pro dotvarování.

Dle měření lze mezi deformacemi U_x a U_z uvažovat lineární závislost (viz **Obr. 7.37**).

Vliv předpínání na změnu poměrného přetvoření ve vrcholu klenby:

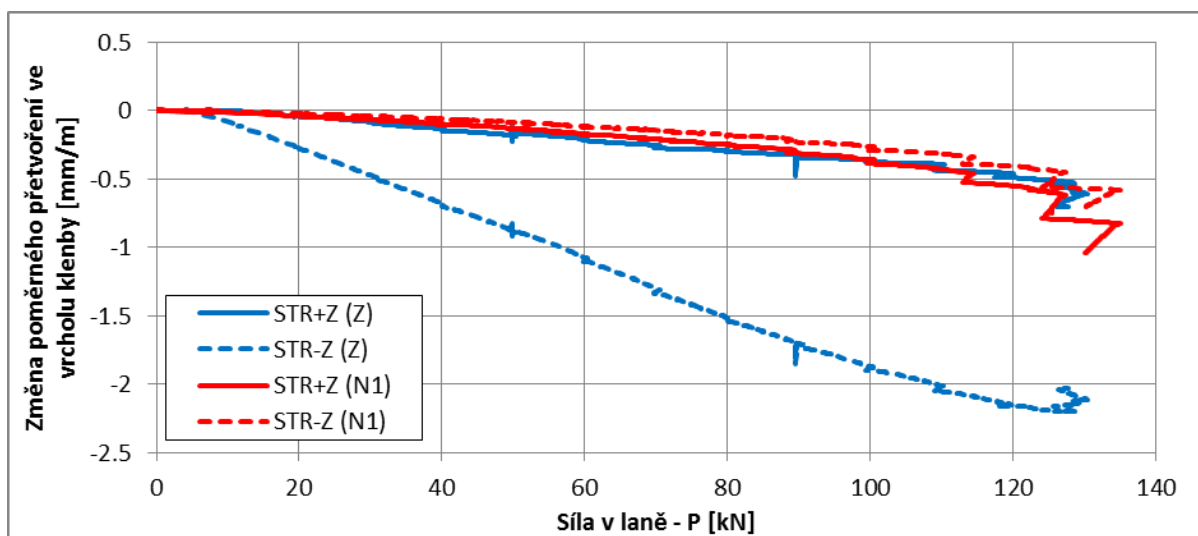
Změna poměrného přetvoření je dle Hookova zákona lineárně závislá na předpínací síle. Odklon od linearity je způsoben zejména dotvarováním zdiva.

Zásadní roli celkové změny přetvoření v měřeném úseku (na délce základny ramenátového zesilovače) má, obdobně jako na deformace U_x a U_z , porušení klenby. Rubová strana byla před předpínáním tlačena (tj. bez trhlin), na klenbě neporušené i porušené byly naměřeny téměř shodné hodnoty změny poměrného přetvoření (**Obr. 7.52, Obr. 7.53**). Změny poměrných přetvoření na lícové straně reflektují míru porušení klenby před předpínáním. Větší změna poměrného přetvoření indikuje větší dovírání trhlin.

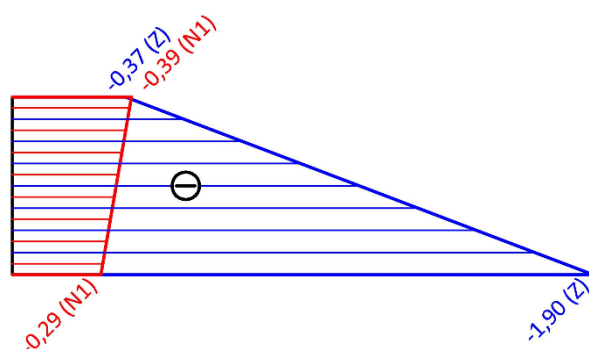
Vliv předpínání na velikost trhlin v oblouku u pat klenby:

U neinjektovaných trhlin („Z“) docházelo k výraznému dovírání (**Obr. 7.54, Obr. 7.55**). To mělo za následek pootáčení pilíře a vznik trhliny na jiném místě – vodorovné trhliny v pilíři (**Obr. 7.58**). Dovíráním trhlin zároveň docházelo k nadměrným deformacím U_x a U_z .

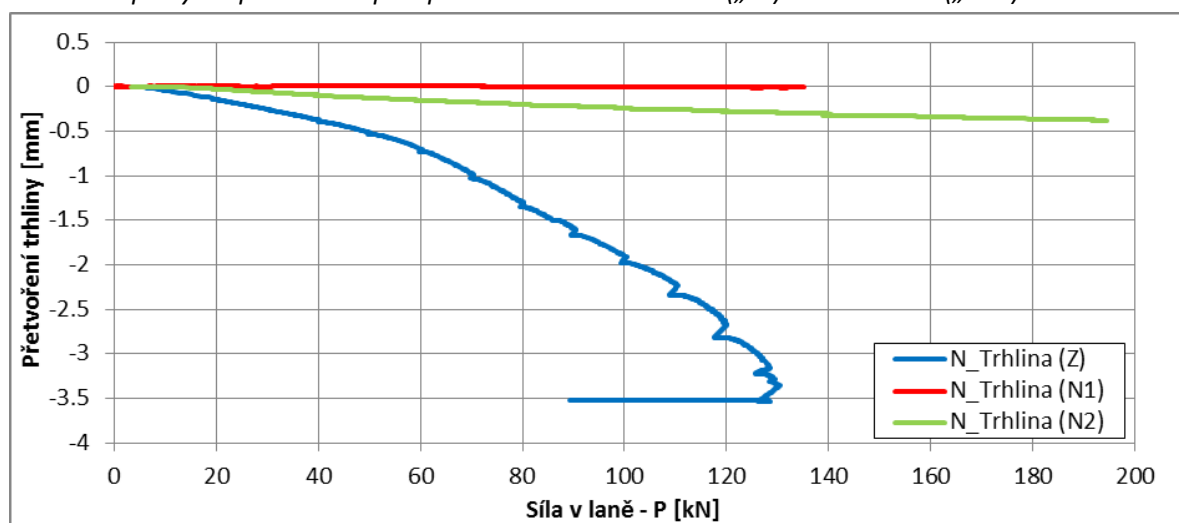
V případě neporušené („N1“) a sanované – injektované („N2“) klenby bylo přetvoření jen minimální.



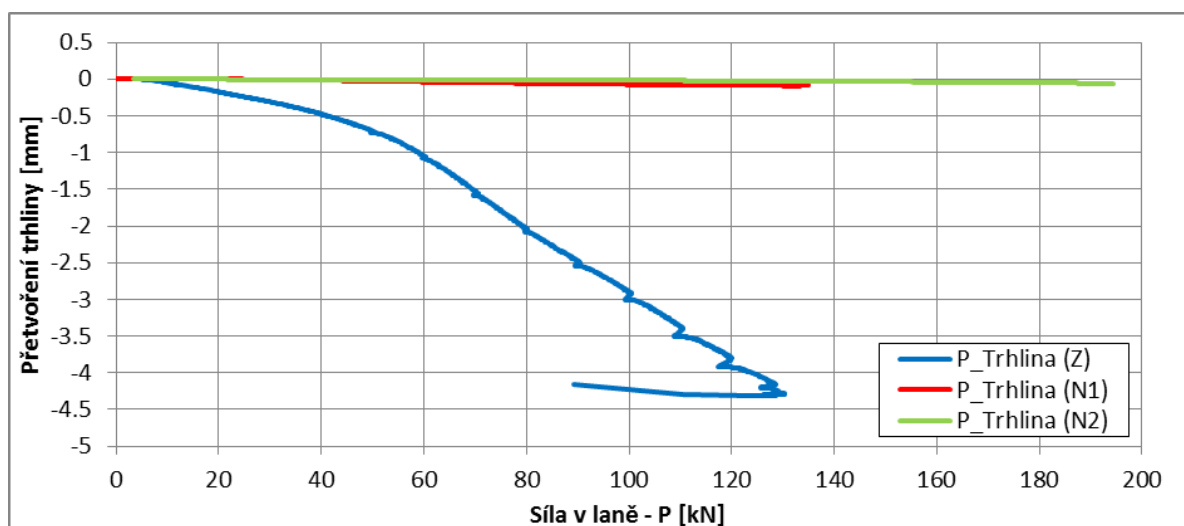
Obr. 7.52 Změna poměrného přetvoření ve vrcholu zatížené („Z“) a nezatížené („N1“) klenby (+ tah; - tlak) v závislosti na předpínací síle – P



Obr. 7.53 Změna poměrného přetvoření [mm/m] ve vrcholu klenby (+ tah; - tlak) po výšce průřezu od předpětí $P=100$ kN u zatížené („Z“) a nezatížené („N1“) klenbě



Obr. 7.54 Přetvoření trhliny (+ tah; - tlak) v oblouku u paty klenby na straně neposuvné paty



Obr. 7.55 Přetvoření trhliny (+ tah; - tlak) v oblouku u paty klenby na straně posuvné paty klenby

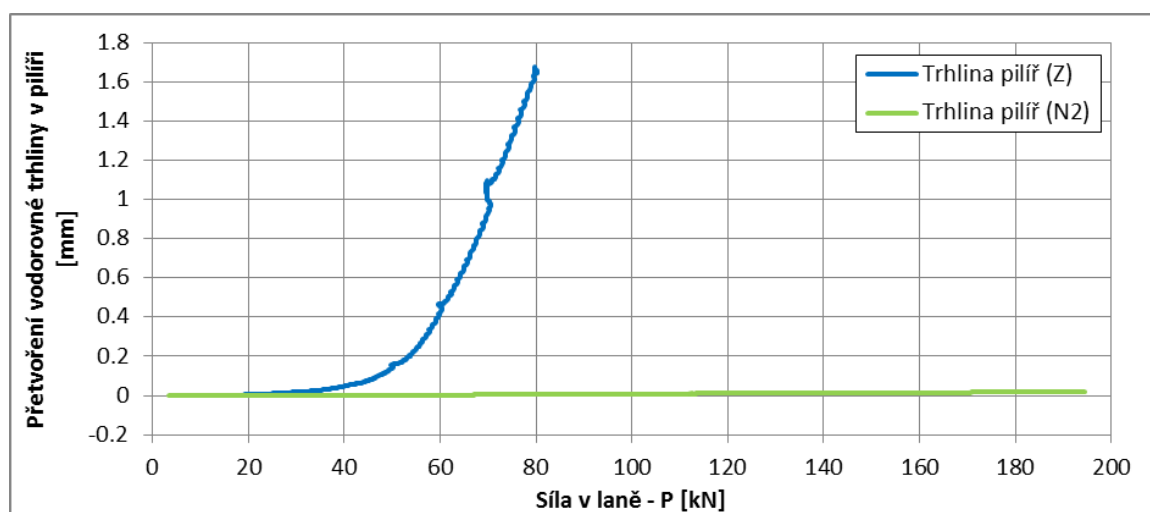
Vliv předpínání na velikost vodorovné trhliny v pilíři pod patou klenby:

Rozevírání vodorovné trhliny v případě porušení klenby („Z“) prudce rostlo (**Obr. 7.56**). Od síly předpětí cca $P = 80$ kN docházelo vlivem rozevírání k uskakování základny

Hollanového můstku a tudíž nebylo možné dále měřit šířku trhliny. Trhlina po porušení smykem měla 8 mm.

U předpínání klenby experimentu „Z“ došlo vlivem ohybového momentu v patě klenby k natolik velkému rozevření trhliny ve vodorovné spáře, až došlo k porušení stability v pilíři – usmýknutí zdiva (**Obr. 7.57** a **Obr. 7.58**).

V případě („N2“) svislého předepnutí (2x100 kN) bylo naměřeno maximální rozevírání při $P = 194,5 \text{ kN}$ o hodnotě pouze 0,02 mm (**Obr. 7.56**).



Obr. 7.56 Přetvoření vodorovné trhliny (+ tah; - tlak) v pilíři posuvné pat klenby

Porušení stability klenby smykem v pilíři:

Předpínací silou byl do paty klenby vnesen ohybový moment, vlivem kterého došlo v úrovni sklípku nad roznášecí deskou ke vzniku vodorovné trhliny v pilíři (**Obr. 7.58**). Postupným nakláněním, a tedy i snižováním účinné plochy pilíře, došlo v případě experimentu „Z“ až k selhání konstrukce. K selhání došlo při síle předpětí $P = 130,4 \text{ kN}$. Konstrukce celkovou stabilitu neztratila, pouze došlo ve vzniklé spáře k posunutí o 2 cm. (**Obr. 7.57**). Lano mělo zároveň i stabilizující účinek, kdy po usmýknutí převzalo veškerou vodorovnou reakci v patě oblouku.

Po svislém předpnutí pilíře (**Obr. 7.48**) k rozvoji trhliny, a tedy vzniku kloubu v pilíři nedocházelo. K pootočení pilíře v případě „N2“ došlo v patce a tudíž se pootáčel celý pilíř.

Závěr k vyhodnocení

Lze konstatovat, že na změny v napjatosti a deformaci v závislosti na předpětí má zásadní vliv stav porušení oblouku klenby. Proto je v případě stabilizace předpětím důležitá důkladná injektáž trhlín cementovou maltou v co největší míře.

Velikost zatížení na konstrukci při napínání vliv nemá. Ovšem v případě cíleného snížení vodorovné reakce nebo odstranění ocelového táhla má vliv na velikost napínací síly potřebnou pro její eliminaci.

Při předpínání je důležité analyzovat možnost vzniku vodorovné trhliny v pilíři u paty klenby. Vzniku trhliny zabraňuje tíha konstrukce nad kritickou spárou. V případě, kdy by byla tíha nedostatečná, lze využít svislé sepnutí celé podpůrné konstrukce. Tím by se tíha navýšila o sílu od předpětí, potažmo tíhu sepnutí konstrukce pod kritickou spárou.



Obr. 7.57 Usmýknutí zdiva ve vodorovné spáře v pilíři



Obr. 7.58 Vodorovná trhlin v pilíři od ohybového momentu v patě klenby

7.9 Model MKP pro analýzu chování klenby při předpínání

Ve výpočtu byla uvažována nulová tíha konstrukce, zobrazené výsledky tedy vyjadřují pouze vliv působení předpětí na konstrukci.

Pro srovnání naměřených hodnot s výpočtním modelem MKP byla uvažována síla předpětí $P=110$ kN (po krocích 25, 50, 75, 100 a 110 kN). Předpětí bylo v modelu vneseno změnou přetvoření lana vypočteného dle Hookova zákona. Výsledná síla v laně neodpovídala počáteční z důvodu změny geometrie oblouku. Změnou geometrie klenby došlo k ztrátě napínací síly v laně. Síla v laně se v modelu MKP pohybovala v rozmezí 90-100 kN. Proto jsou výsledky modelu MKP srovnávané s naměřenými hodnotami na experimentálním modelu při napínací síle $P=100$ kN. Síly v laně a ve zdivu od přetvoření odpovídajícímu 110 kN jsou pro různé varianty modelů uvedené v **Tab. 7.3** a **Tab. 7.4** nebo v části **Příloha A**.

Bylo provedeno 16 srovnávacích variant modelu jako kombinace různě porušeného průřezu trhlinou ve vrcholu oblouku a u paty klenby. Trhliny jsou uvažovány na krajních vlákních dle ohybového namáhání od zatížení vlastní tíhou případně od přetížení a to ve vrcholu na lici a u paty klenby na rubové straně. Trhlin u paty klenby je záměrně umístěná na druhém elementu od kraje, což je místo skutečně vzniklé trhliny na experimentálním modelu. Je tedy ignorováno místo s největším tahovým napětím. Oba dva průřezy jsou uvažované jako:

- plný průřez – h ,
- průřez o výšce $\frac{2}{3}$ původní výšky (trhlin zasahující do $\frac{1}{3}$ výšky průřezu) – $\frac{2}{3} h$,
- průřez o výšce $\frac{1}{2}$ původní výšky (trhlin zasahující do $\frac{1}{2}$ výšky průřezu) – $\frac{1}{2} h$,
- průřez o výšce $\frac{1}{3}$ původní výšky (trhlin zasahující do $\frac{2}{3}$ výšky průřezu) – $\frac{1}{3} h$.

Trhlina je vytvořena změnou výšky průřezu na elementu. Tím je snížena tuhost průřezu, čímž vzniká částečný kloub – větší pootočení v místě lokální poruchy.

Ux [mm] Pravý pilíř		Výška průřezu ve vrcholu klenby			
P = 110 kN		h	$\frac{2}{3}h$	$\frac{1}{2}h$	$\frac{1}{3}h$
Výška průřezu u paty klenby	h	-1.68 (MKP1)	-2.14	-3.09	-5.58 (MKP3)
	$\frac{2}{3}h$	-1.78	-2.26	-3.26	-5.85
	$\frac{1}{2}h$	-2.17	-2.69	-3.76	-6.56
	$\frac{1}{3}h$	-4.14 (MKP2)	-4.85	-6.27	-9.93

Tab. 7.1 MKP – hodnoty vodorovného posunu (Ux) patky pilíře od různých průřezů ve vrcholu a u pat klenby

Uz [mm] Vrchol		Výška průřezu ve vrcholu klenby			
P = 110 kN		h	$\frac{2}{3}h$	$\frac{1}{2}h$	$\frac{1}{3}h$
Výška průřezu u paty klenby	h	-0.52 (MKP1)	0.50	2.44	7.12 (MKP3)
	$\frac{2}{3}h$	-0.39	0.67	2.67	7.48
	$\frac{1}{2}h$	0.08	1.20	3.32	8.43
	$\frac{1}{3}h$	2.35 (MKP2)	3.76	6.37	12.70

Tab. 7.2 MKP – hodnoty svislé deformace (Uz) ve vrcholu klenby od různých průřezů ve vrcholu a u pat klenby

N – Lano [kN] Vrchol		Výška průřezu ve vrcholu klenby			
P = 110 kN		h	$\frac{2}{3}h$	$\frac{1}{2}h$	$\frac{1}{3}h$
Výška průřezu u paty klenby	h	99.79 (MKP1)	99.20	97.75	93.51 (MKP3)
	$\frac{2}{3}h$	99.75	99.15	97.68	93.36
	$\frac{1}{2}h$	99.53	98.89	97.35	92.83
	$\frac{1}{3}h$	98.03 (MKP2)	97.21	95.32	89.87

Tab. 7.3 MKP – Normálové síly v laně při zadaném přetvoření lana odpovídajícímu napínací síle 110 kN

N – Zdivo [kN] Vrchol		Výška průřezu ve vrcholu klenby			
P = 110 kN		h	$\frac{2}{3}h$	$\frac{1}{2}h$	$\frac{1}{3}h$
Výška průřezu u paty klenby	h	-112.90	-112.23	-110.60	-105.81
	$\frac{2}{3}h$	-112.86	-112.17	-110.51	-105.64
	$\frac{1}{2}h$	-112.60	-111.88	-110.14	-105.05
	$\frac{1}{3}h$	-110.92	-110.00	-107.87	-101.72

Tab. 7.4 MKP – Normálové síly ve zdivu při zadaném přetvoření lana odpovídajícímu napínací síle 110 kN

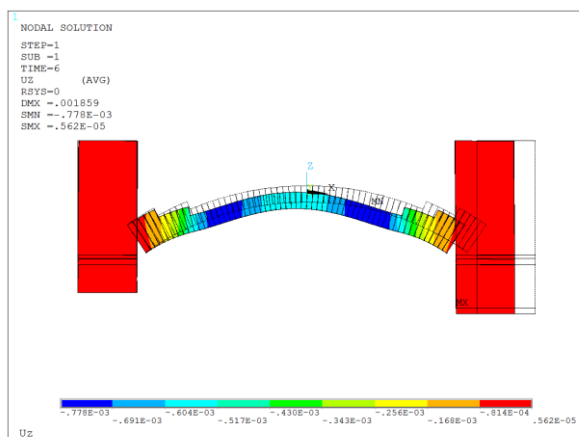
N – Změna [kN] Vrchol		Výška průřezu ve vrcholu klenby			
P = 110 kN		h	$\frac{2}{3}h$	$\frac{1}{2}h$	$\frac{1}{3}h$
Výška průřezu u paty klenby	h	-13.11	-13.03	-12.85	-12.30
	$\frac{2}{3}h$	-13.10	-13.03	-12.84	-12.28
	$\frac{1}{2}h$	-13.08	-12.99	-12.80	-12.22
	$\frac{1}{3}h$	-12.89	-12.78	-12.54	-11.85

Tab. 7.5 MKP – Rozdíl normálové síly ve zdivu a laně při zadaném přetvoření lana odpovídajícímu napínací síle 110 kN – změna reakce vlivem předepnutí klenby

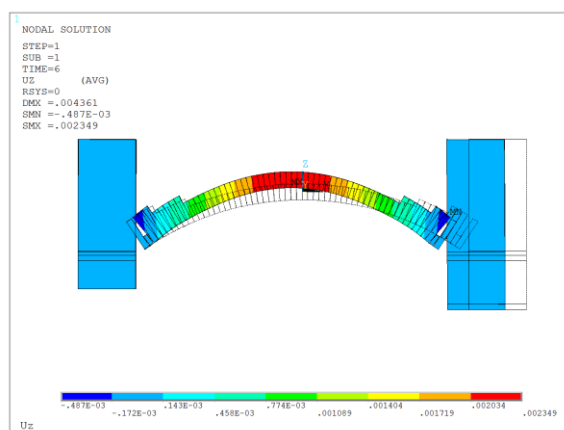
Z výsledků vyplývá, že velikost trhlin má výrazný vliv na změnu deformace při napínání (**Tab. 7.1** a **Tab. 7.2**). Zároveň má na hodnotu deformace oblouku vliv i pozice trhlin. Trhliny vzniklé ve vrcholu oblouku způsobují výraznější deformace než trhliny u paty klenby.

Modely MKP popisují teoretický případ, kdy se velikosti trhlin v průběhu předpínání nemění. Na reálném modelu by docházelo k postupnému dovírání případně rozevírání trhlin (dle ohybového momentu od předpětí). Docházelo by k postupným změnám tuhosti v místech trhlin v závislosti na napínací síle. V případě dovírání trhliny by se plastický kloub postupně změnil na plný průřez namáhaný tlakem po celé výšce.

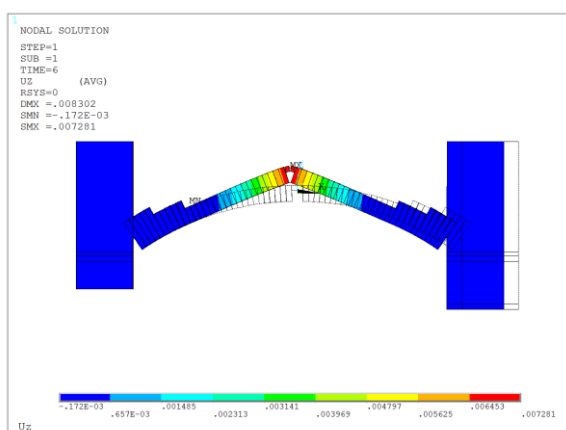
Rozdíl normálové síly v napnutém laně a v předpjatém zdivu je změna posouvající síly v patě pilíře od předpětí – reakce od klenby (**Tab. 7.5**). Pokud je možné stáhnout paty klenby k sobě, lze předpětím efektivně snížit reakci v patě klenby. Velikost porušení klenby na snížení reakce nemá zásadní vliv.



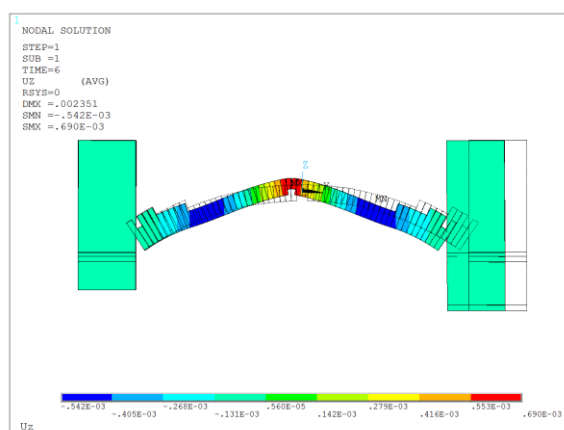
Obr. 7.59 Deformace Uz – model bez trhlin, $P=110$ kN (MKP1)



Obr. 7.60 Deformace Uz – model s trhlinou paty do 2/3 výšky průřezu, $P=110$ kN (MKP2)



Obr. 7.61 Deformace Uz – model s trhlinou ve vrcholu do 2/3 výšky průřezu, $P=110$ kN (MKP3)



Obr. 7.62 Deformace Uz – model s trhlinou ve vrcholu i u paty do 2/3 výšky průřezu, $P=110$ kN

Z modelu MKP vyplývá, že injektování co největšího množství trhlin na konstrukci je zásadní pro změny deformací konstrukce při předpínání se správnou předchozí analýzou.

7.10 Analýza chování klenby při řízeném posunu paty

Pata klenby byla řízeně posouvána 3x. Z toho 2x na nezatížené předpjaté klenbě (v grafech „P1“ a „P2“) a 1x na nepředpjaté a zatížené klenbě (v grafech „N“).

Posun paty klenby

Povolováním matice na ocelovém táhle a s využitím vodorovné reakce roztlačujíc paty klenby od sebe, bylo možné patu řízeně posouvat po valivém ložisku (**Obr. 7.63** a **Obr. 7.64**).



Obr. 7.63 Povolování matice ocelového táhla



Obr. 7.64 Měření posunu paty klenby po valivém ložisku

Předpjaté klenby („P1“ a „P2“)

Klenba byla předpjatá v případě „P1“ silou $P = 114,8 \text{ kN}$ a „P2“ silou $P = 200 \text{ kN}$. Síla v laně se po dobu povolování v obou dvou případech měnila. Síla v laně klesala, u „P2“ bylo 2x provedené dopínání na sílu cca 200 kN. Zatížení na předpjatou klenbu u obou případů bylo pouze od vlastní tíhy. Klenbu „P1“ lze uvažovat téměř neporušenou, klenbu „P2“ po sanaci trhlin.

Zatížení na klenbu („N“)

Zatížení na klenbu bylo provedeno ve dvou vrstvách dle **Obr. 7.41** a **Obr. 7.42**. Celková tíha zatížení byla 1805,4 kg. Klenba měla výrazné trhliny, sanace nebyla provedena.

Měřené veličiny

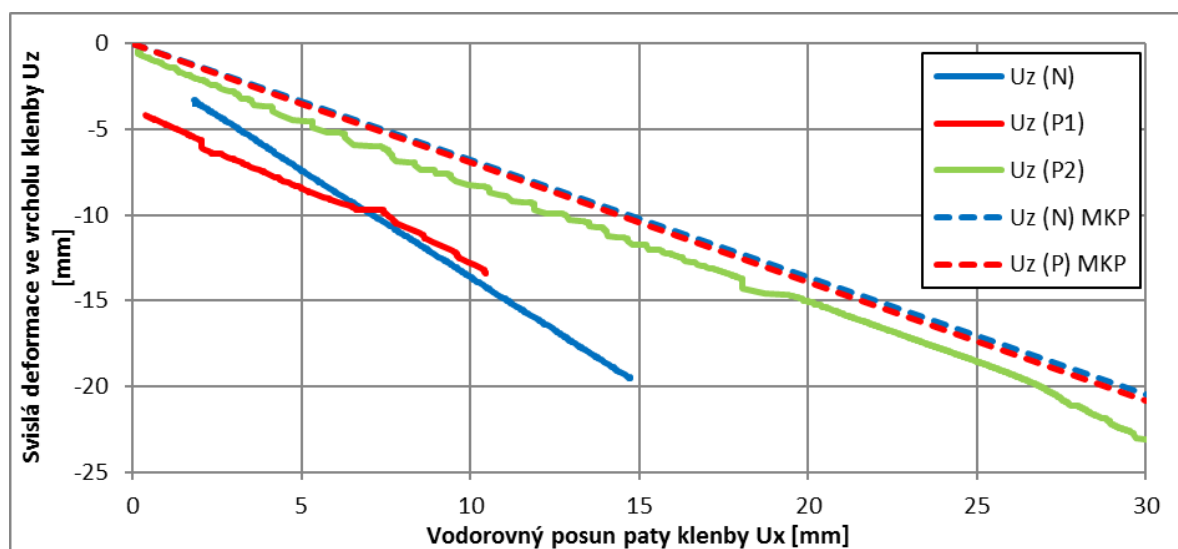
- Vodorovný posun paty na valivém ložisku (U_x).
- Svislá deformace ve vrcholu klenby (U_z).
- Síla v ocelovém táhle (T) zachytávající veškerou vodorovnou reakci v patě klenby.
- Síla v laně (P) v případě předpínání klenby.
- Změna poměrného přetvoření ve vrcholu klenby měřená ramenátovým zesilovačem (STR+Z, STR-Z).

Měření bylo souvislé po celou dobu předpínání s frekvencí vzorkování 1 Hz.

Vyhodnocení naměřených hodnot

Vliv posunu paty na svislou deformaci ve vrcholu klenby U_z :

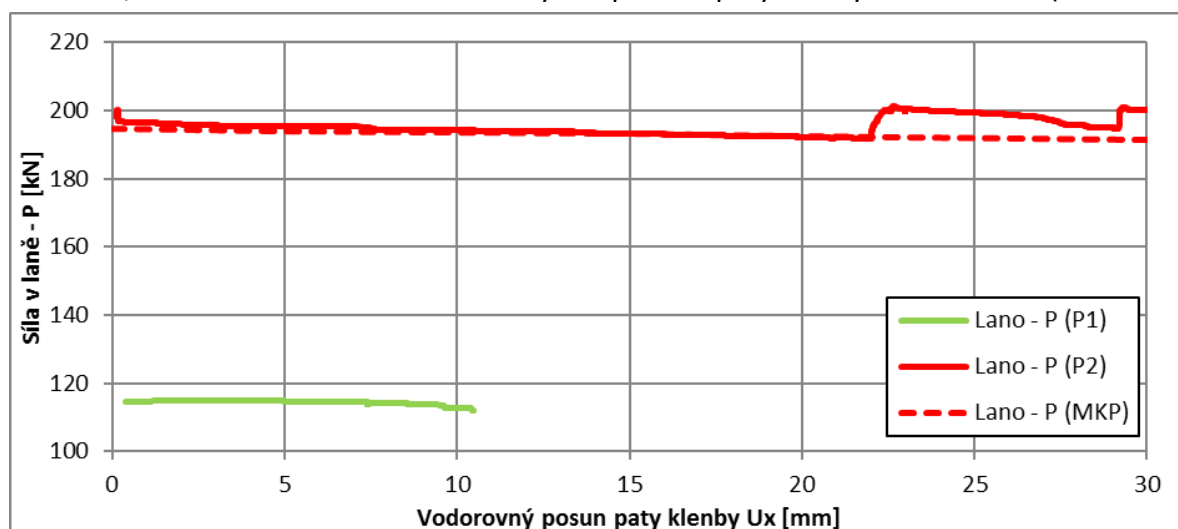
U obou tří měření byla naměřená téměř lineární závislost mezi vodorovným posunem paty klenby U_x a svislou deformací ve vrcholu U_z (**Obr. 7.65**). Náběh svislé deformace byl větší, čím více byla klenba porušena.



Obr. 7.65 Svislá deformace U_z ve vrcholu klenby v závislosti na posunu paty klenby U_x

Vliv posunu paty klenby na sílu v laně:

Posun paty klenby může ovlivnit sílu v laně pouze změnou geometrie oblouku – délkou oblouku, resp. lana mezi kotevními bloky. Dle naměřených změn síly v laně byla změna minimální, tudíž lze uvažovat zanedbatelný vliv posunu paty klenby na sílu v laně (**Obr. 7.66**).

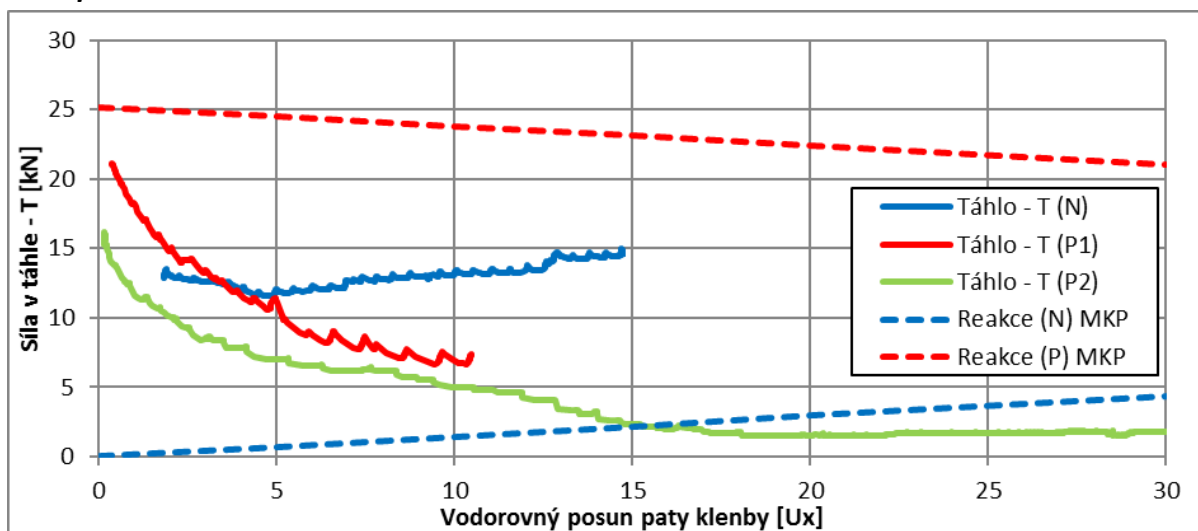


Obr. 7.66 Síla v laně – P v závislosti na posunu paty klenby U_x

Vliv posunu paty na sílu v ocelovém táhle (vodorovnou reakci):

V případě nepředpjaté klenby „N“ zachytává vodorovnou reakci pouze ocelové táhlo, tudíž se vodorovná reakce dle předpokladu nemění (**Obr. 7.67**).

V případech předpjaté klenby se posunem paty ocelové lano „deaktivuje“, tudíž se vyčerpává tlaková rezerva od předpětí. Síla v ocelovém táhle tím pádem klesá. U pokusu „P2“ dosáhla síla v ocelovém táhle od posunu $U_x = 18 \text{ mm}$ nulovou hodnotu (na grafu je nulová hodnota $T = 1,75 \text{ kN}$, což je síla od vlastní tíhy táhla, **Obr. 7.83, Obr. 7.84**), více viz **kapitola 7.12**.

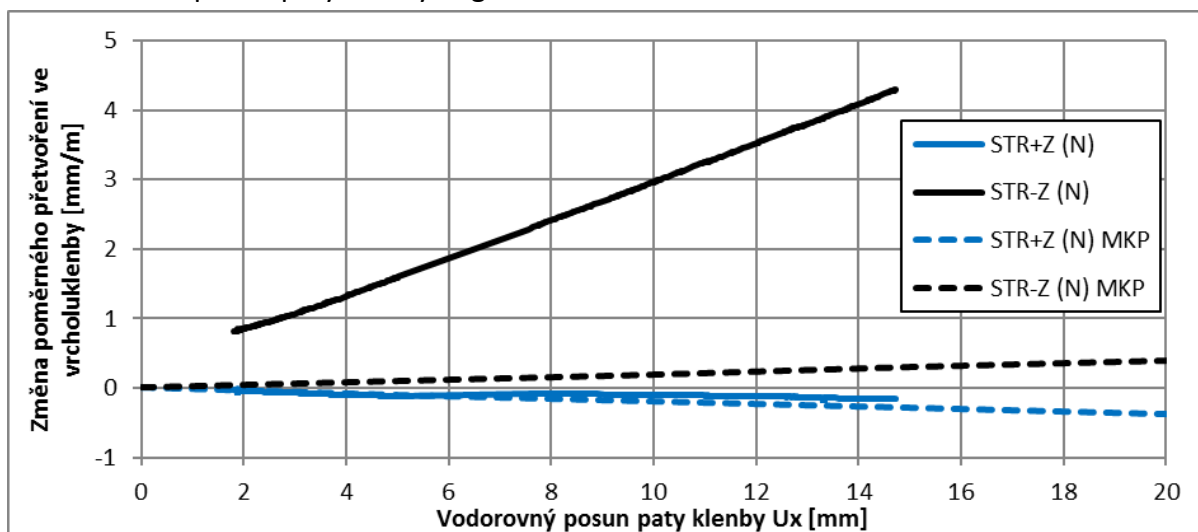


Obr. 7.67 Síla v táhle – T v závislosti na posunu paty klenby U_x

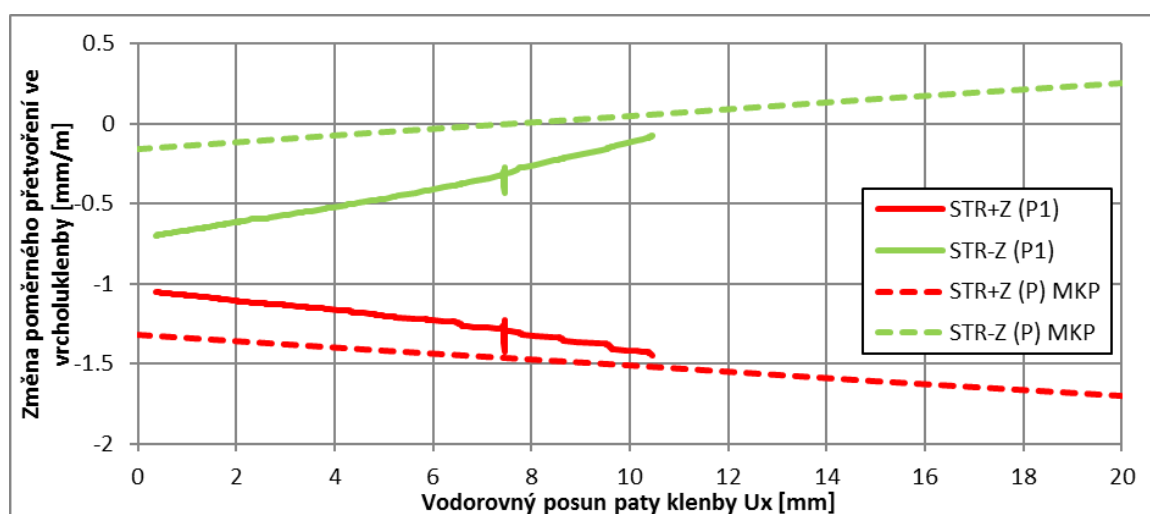
Vliv posunu paty na změnu přetvoření ve vrcholu klenby:

V obou dvou měřených případech („N“ a „P1“) byl ve vrcholu klenby dolní povrch tažen a horní tlačén (**Obr. 7.68, Obr. 7.69**)

Změna poměrného přetvoření narůstala rychleji u klenby bez předpětí („N“, **Obr. 7.68**). Už od počátku řízeného posouvání paty klenby docházelo k rozevírání trhlin na lici klenby. V případě předchozího předpětí („P“) byla vytvořená tlaková rezerva (**Obr. 7.69**), která byla vyčerpána až při posunu cca $U_x = 8 \text{ mm}$. Do té doby, s využitím předpětí, neměl na vznik trhlin posun paty klenby negativní vliv.



Obr. 7.68 Změna poměrného přetvoření ve vrcholu nepedpjaté klenby (+ tah; - tlak)



Obr. 7.69 Změna poměrného přetvoření ve vrcholu předpjaté klenby (+ tah; - tlak)

	Ux	Uz	P [kN]			T [kN]			Zatížení [Válce]
	[mm]	[mm]	Začátek	Konec	Rozdíl	Začátek	Konec	Rozdíl	
N	-12.88	16.19	0.00	0.00	0.00	12.93	14.95	-2.02	4x15+3x14
P1	-10.08	9.25	114.67	112.01	2.66	21.06	7.35	13.71	0
P2	-29.95	22.80	198.37	200.16	-1.79	16.14	1.75	14.39	0

Tab. 7.6 Změny měřených hodnot při posunu paty klenby

7.11 Model MKP pro analýzu chování klenby při řízeném posunu paty

Byly vytvořeny dvě varianty modelu dle provedených experimentů:

- nepředpjatá nezatížená klenba ($P=0$ kN, označení „(N) MKP“),
- předpjatá nezatížená klenba ($P=220$ kN, označení „(P) MKP“).

Posun paty klenby byl definován po krocích 5, 10, 15, 20 a 30 mm.

Průřezy modelu MKP klenby byly uvažovány bez trhlin – kompaktní.

Okrajové podmínky:

- levá podpora (pilíř) – neposuvný kloub – zabráněno posunu U_x , U_y , U_z a pootočení ROT_x a ROT_z ; volné pootočení ROT_y ,
- pravá podpora (pilíř) – posuvný kloub – zabráněno posunu U_y , U_z a pootočení ROT_x a ROT_z ; volný posun U_x a pootočení ROT_y .
- Na rozdíl od předchozích modelů zde bylo povoleno i pootočení pilíře v patě klenby. Vlivem posunu paty klenby dochází k významnému pootočení – nadzvednutí obou vnějších rohů patek pilíře.

Ve výpočtu byla uvažována nulová tíha konstrukce, zobrazené výsledky tedy vyjadřují pouze vliv posunu paty klenby na konstrukci. Vlastní tíha konstrukce by v modelu MKP v případě uvažování $a_g=9,81 \text{ m.s}^{-2}$ vyvolila vodorovnou reakci v úrovni patek pilířů 23,35 kN.

V případě předpjaté klenby byla pro srovnání naměřených hodnot s výpočtním modelem MKP uvažována síla předpětí $P=220 \text{ kN}$ (po krocích 50, 100, 150, 200 a 220 kN). Předpětí bylo v modelu vneseno změnou přetvoření lana vypočteného dle Hookova zákona. Výsledná síla v laně neodpovídala počáteční z důvodu změny geometrie oblouku.

Posun paty klenby:

- v případě nepředpjaté klenby je posun shodný s posunem (U_x),
- v případě předpjaté klenby je posun přičten k posunu od předpětí ($U_x + 36 \text{ mm}$), v grafech jsou uvedené hodnoty odečtené o posun patky pilíře od předpětí.

Bez ohledu na vnesené předpětí dochází posunem patky pilíře klenby (U_x) k poklesu ve vrcholu (U_z) (**Obr. 7.65, Obr. 7.67, Tab. 7.7 a Tab. 7.8**). Pokles je téměř stejný ($-27,35 \text{ mm}$ vs. $-27,89 \text{ mm}$) u obou modelů MKP, lze tedy konstatovat, že předpětí nemá vliv na svislou deformaci klenby ve vrcholu. Ovšem v případě užití předpětí, je potřeba navíc uvažovat i svislou deformaci (U_z) od samotného předpětí.

Dle modelu MKP síla v napnutém laně ($P - \text{lano}$) vlivem posun paty klenby (U_x) mírně klesala (**Obr. 7.66 a Tab. 7.8**). Pokles napínací síly ovlivnila změna geometrie oblouku.

Na vodorovnou reakci v patě klenby – patce pilíře (R_x) má vliv předpětí (**Obr. 7.67, Tab. 7.7 a Tab. 7.8**). V modelu bez předpětí se vodorovná reakce vlivem posunu patky pilíře klenby navyšovala. V případě předpjaté klenby vodorovná reakce klesala. V modelu a tabulce (**Tab. 7.7**) je uvažována vodorovná reakce bez složky od vlastní tíhy klenby ($23,35 \text{ kN}$)

U_x	U_z	$N - \text{Zdivo}$
[mm]	[mm]	[kN]
0	0	0.0
5	-3.39	0.7
10	-6.79	1.5
15	-10.19	2.2
20	-13.60	2.9
30	-20.46	4.4

Tab. 7.7 Svislá deformace (U_z) a normálová síla ve zdivu od posunů paty klenby modelu MKP nepředpjaté klenby ($P=0 \text{ kN}$)

U_x^*	U_x	U_z	U_z^*	$P - \text{Lano}$	$N - \text{Zdivo}$	R_x
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]
0	36.0	-27.99	0.00	194.5	219.7	25.2
5	41.0	-31.47	-3.48	194.1	218.6	24.5
10	46.0	-34.93	-6.94	193.6	217.4	23.8
15	51.0	-38.40	-10.41	193.1	216.2	23.1
20	56.0	-41.88	-13.89	192.6	215.1	22.5
30	66.0	-48.86	-20.87	191.6	212.6	21.1

Tab. 7.8 Svislá deformace (U_z) a normálová síla ve zdivu od posunů paty klenby modelu MKP předpjaté klenby ($P=220 \text{ kN}$)

Změny poměrného přetvoření na horních (*STR+Z*) a dolních (*STR-Z*) vláknech (**Obr. 7.68, Obr. 7.69, Tab. 7.9 a Tab. 7.10**) průřezu klenby, ve vrcholu na délce základny ramenátového zesilovače (cca 1 m), jsou od posunu patky pilíře klenby na modelu MKP stejné. Výhoda varianty s předpětím je vznik tlakové rezervy, která vytváří na lici klenby poměrné přetvoření (*STR-Z*) -0,16 mm/m. Na lici ve vrcholu klenby dochází vlivem posunu patky pilíře k přetvořením od tahového namáhání. Než dojde k vyčerpání tlakové rezervy, průřez bude neporušený – bez trhlin. V daném případě je, při napínací síle v laně 200 kN, pro vyčerpání tlakové rezervy potřebný posun patky pilíře 7,5 mm.

U _x	STRN	STR+M	STR-M	STR+Z	STR-Z
[mm]	[mm/m]	[mm/m]	[mm/m]	[mm/m]	[mm/m]
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	-0.10	0.10	-0.09	0.10
10	0.00	-0.19	0.19	-0.19	0.20
15	0.01	-0.29	0.29	-0.28	0.30
20	0.01	-0.39	0.39	-0.38	0.40
30	0.01	-0.58	0.58	-0.57	0.60

Tab. 7.9 Poměrné přetvoření od posunu patky pilíře klenby modelu MKP nepředpjeté klenby ($P=0$ kN)

U _x *	STRN	STR+M	STR-M	STR+Z	STR-Z
[mm]	[mm/m]	[mm/m]	[mm/m]	[mm/m]	[mm/m]
0	-0.74	-0.58	0.58	-1.32	-0.16
5	-0.74	-0.68	0.68	-1.42	-0.05
10	-0.73	-0.78	0.78	-1.51	0.05
15	-0.73	-0.88	0.88	-1.61	0.15
20	-0.72	-0.98	0.98	-1.70	0.25
30	-0.72	-1.18	1.18	-1.89	0.46

Tab. 7.10 Poměrné přetvoření od posunu patky pilíře klenby modelu MKP předpjeté klenby ($P=220$ kN)

Lze konstatovat, že modely MKP potvrdili chování experimentálního modelu klenby při posunu patky pilíře klenby.

Dle experimentálního modelu i modelu MKP posunem paty klenby u předpjeté klenby vodorovná reakce od klenby klesá, u nepředpjeté mírně roste.

Předpětí posunem patky pilíře předpětí mírně klesá vlivem změny geometrie oblouku.

Předpětí vytváří tlakovou rezervu a tím oddaluje vznik trhlin vyvolaných posunem patky pilíře (paty klenby).

7.12 Vyrušení síly v ocelovém táhle za pomoci vnesení předpětí

Experiment byl rozdělen na dvě na sobě navazující části:

- předepnutí klenby (čas $T0$ až $T1$),
- povolování matice táhla – posun patky pilíře klenby (čas $T1$ až $T2$).

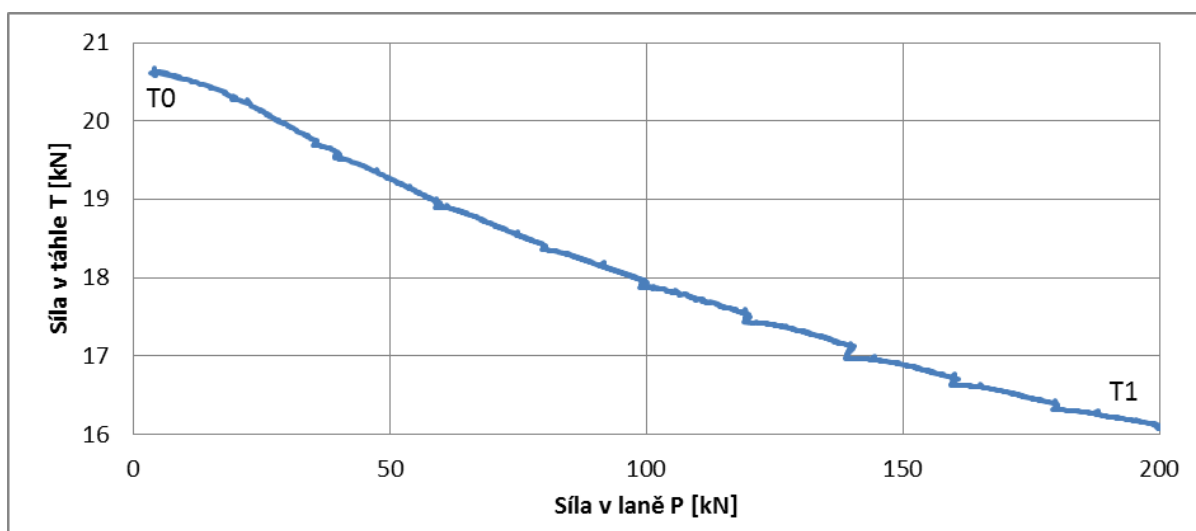
Časová osa experimentu:

- čas $T0$ – začátek napínání,
- čas $T1$ – konec napínání a začátek povolování matice na ocelovém táhle – posun paty klenby,
- čas $T2$ – konec povolování matice na ocelovém táhle.

Předepnutí klenby ($T0 - T1$)

Nezatížená klenba byla předepnutá silou $P = 200 \text{ kN}$. Napínání bylo doprovázeno změnou síly v ocelovém táhle (**Obr. 7.70**) – snížením vodorovné reakce klenby v úrovni paty. V průběhu napínání lana klesala síla v ocelovém táhle téměř lineárně. Hodnota síly v ocelovém táhle klesla o $\Delta T = 4,5 \text{ kN}$, z původních $T = 20,6 \text{ kN}$ na $T = 16,1 \text{ kN}$.

V případě použití více lan, a tím dosažení větší napínací síly, lze s omezením (**kapitola 6.8**) sílu v ocelovém táhle plně vyrušit pouze podélným předpětím.



Obr. 7.70 Změna síly v táhle při napínání

Pomocí Hollanových můstků byly sledované kritické průřezy ve vrcholu a u paty klenby (**Obr. 7.71** a **Obr. 7.72**). Průběh naměřených hodnot (**Obr. 7.73** a **Obr. 7.74**) prokazuje vnesení tlakové rezervy na obou průřezích.

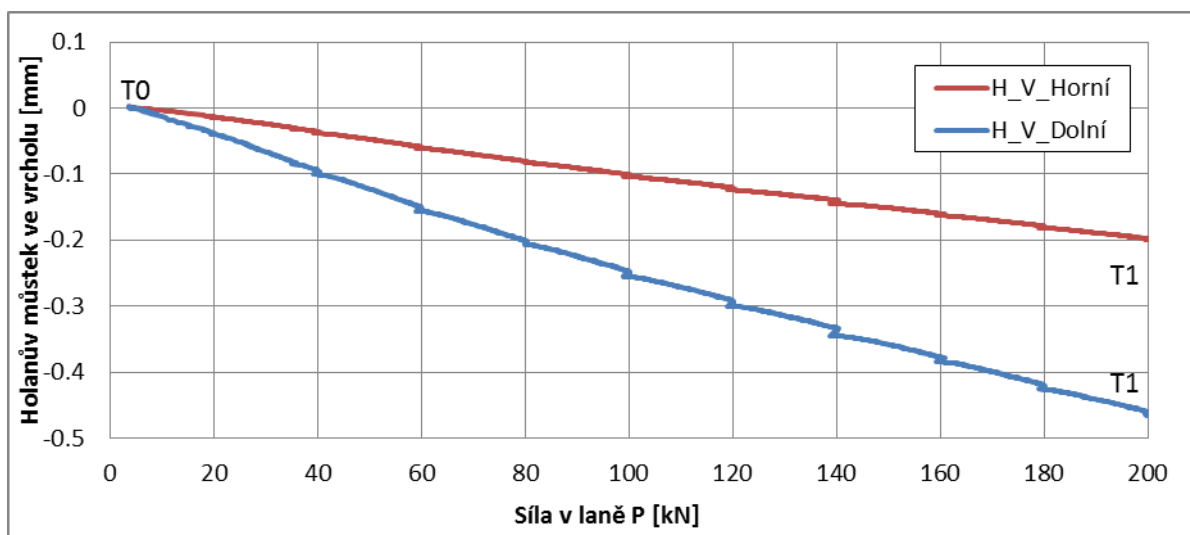
Naměřené přetvoření (**Obr. 7.75** a **Obr. 7.76**) při síle předpětí $P = 200 \text{ kN}$, má inverzní průběh jako v případě přetvoření od zatížení. Tím byl dosažen cílový efekt – eliminace případných vzniklých tahových trhlin od zatížení.



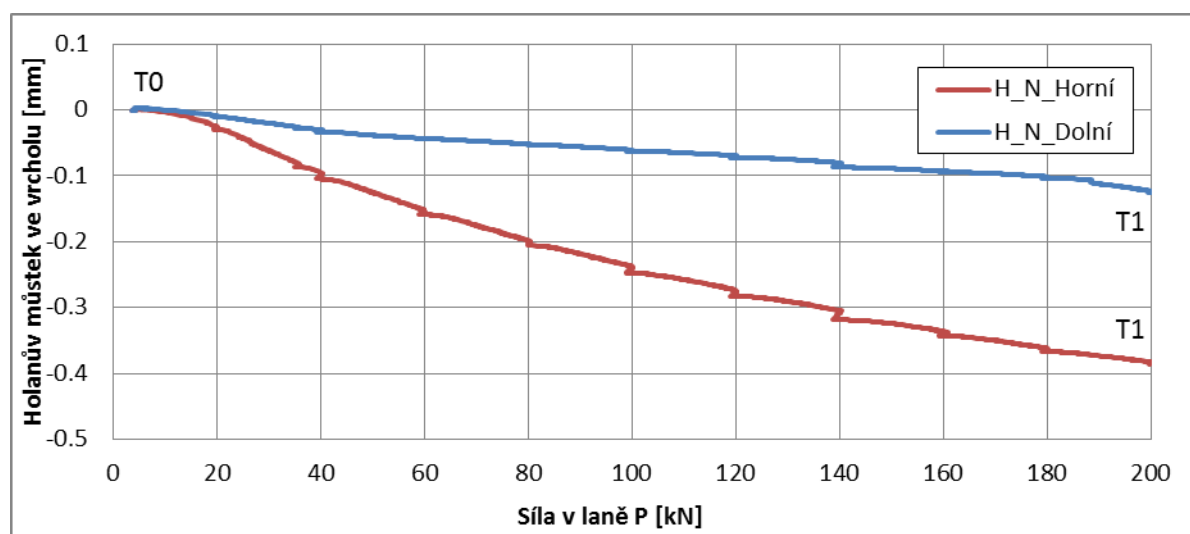
Obr. 7.71 Hollanové můstky u paty klenby, $H_N_Horní/Dolní$



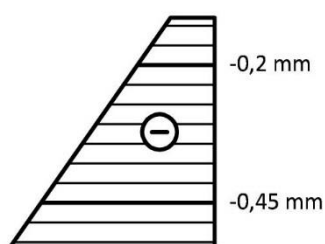
Obr. 7.72 Hollanové můstky ve vrcholu klenby, $H_V_Horní/Dolní$



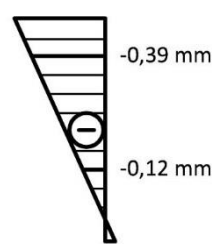
Obr. 7.73 Přetvoření na Hollanovém můstku ve vrcholu klenby při předpínání



Obr. 7.74 Přetvoření na Hollanovém můstku u neposuvné paty klenby při předpínání

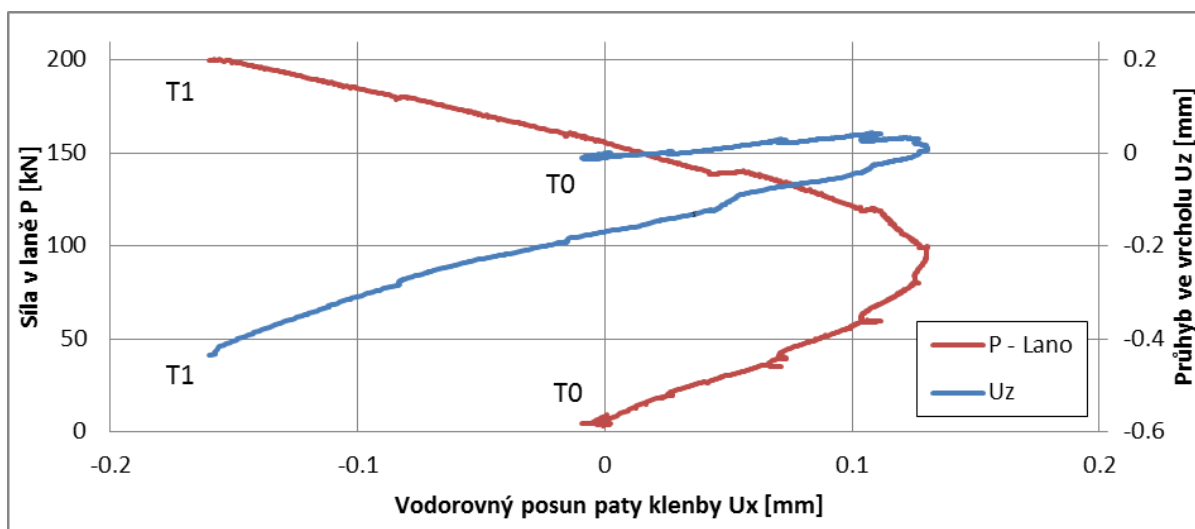


Obr. 7.75 Přetvoření na Hollanovém můstku ve vrcholu klenby při $P=200$ kN

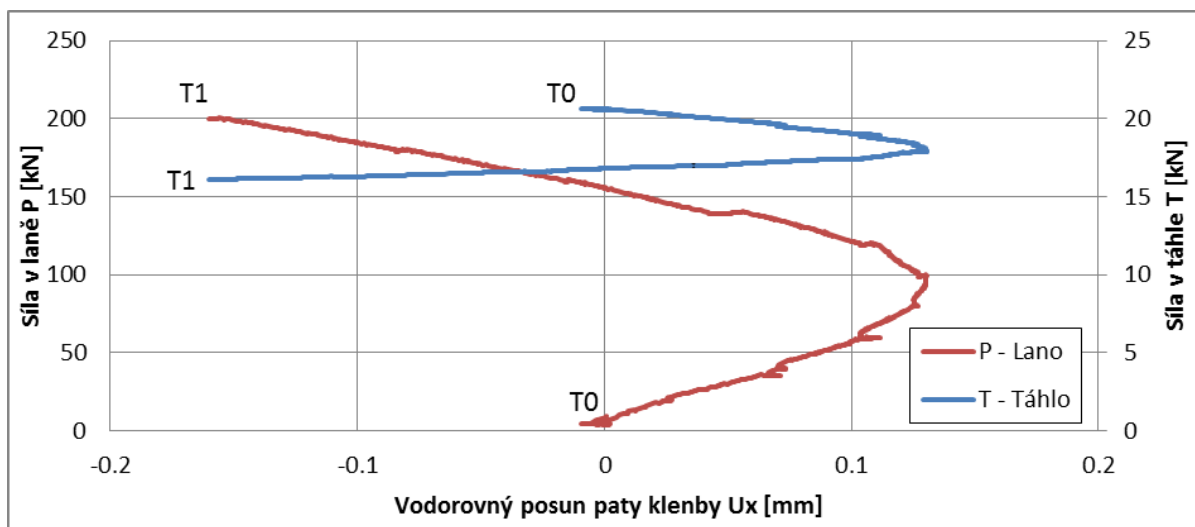


Obr. 7.76 Přetvoření na Hollanovém můstku u neposuvné paty klenby při $P=200$ kN

Deformace – svislý průhyb ve vrcholu U_z a vodorovný posun U_x posuvné paty klenby v návaznosti na síly v laně P a táhle T jsou patrné na **Obr. 7.77** a **Obr. 7.78**. Po předepnutí lana na sílu cca 100 kN se paty klenby přibližovaly a zároveň se nadzvedával vrchol oblouku. To bylo způsobeno dovíráním nezainjektovaných trhlin (největší trhliny byly zainjektovány cementovou maltou Groutex). Po dovření všech trhlin se už celý oblouk choval kompaktně a směry deformací ve vrcholu a patě klenby se obrátili na předpokládaný směr – dolů.



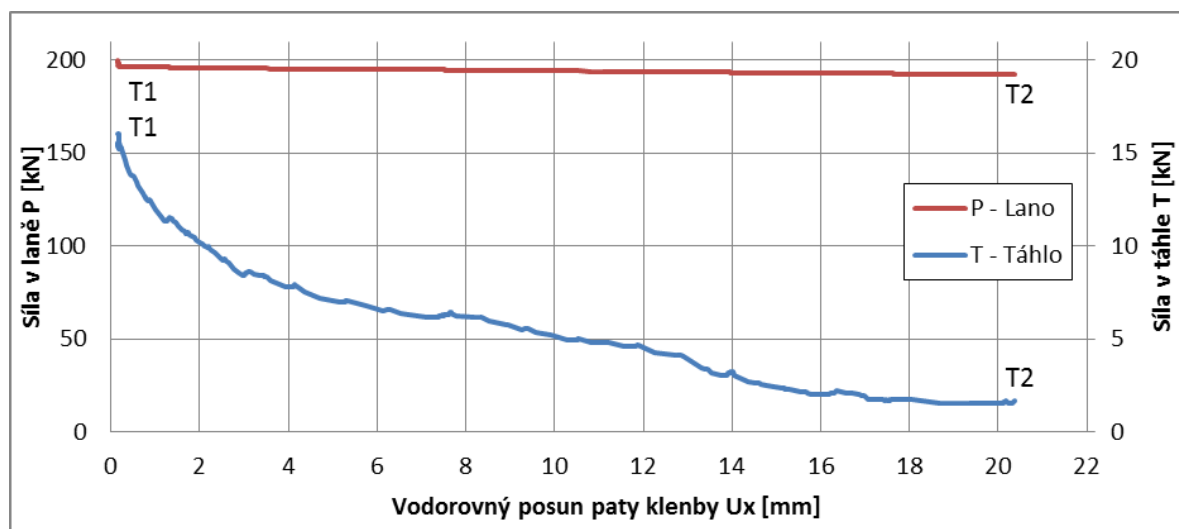
Obr. 7.77 Závislost síly v laně P a průhybu ve vrcholu U_z na vodorovném posunu paty klenby U_x



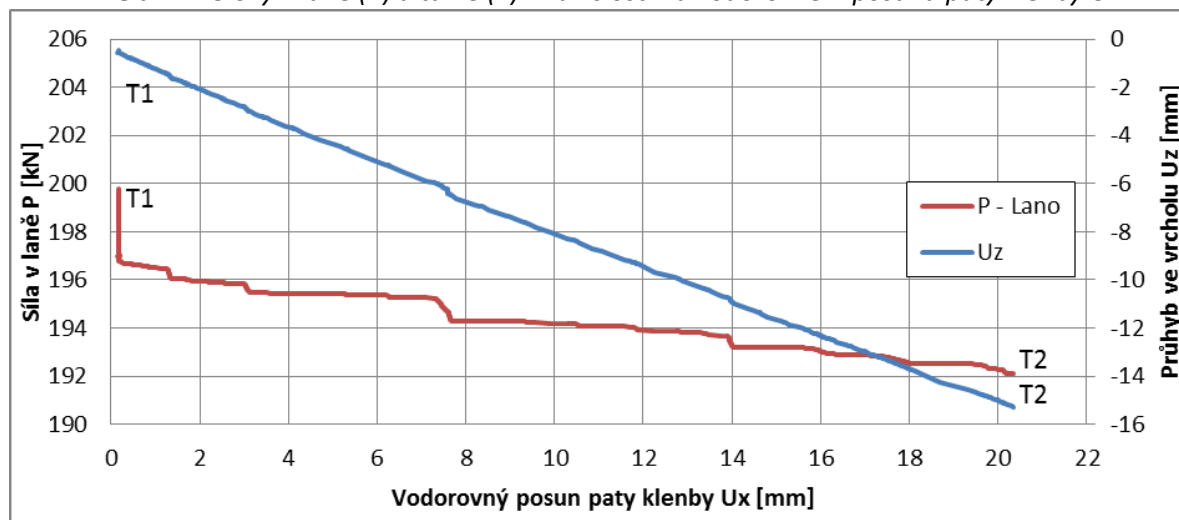
Obr. 7.78 Síla v laně P a táhle T v závislosti na vodorovném posunu klenby U_x

Povolování matice táhla ($T1 - T2$)

Po předepnutí lana na sílu $P = 200 \text{ kN}$ zůstala v ocelovém táhle síla $T = 16,1 \text{ kN}$, ta byla snížena na minimum postupným povolováním matice na ocelovém táhle a tedy následným posunem celého pilíře, tj. paty klenby (**Obr. 7.79**). Doprovodným jevem posunu paty klenby (U_x) byl pokles vrcholu klenby (U_z). Jejich závislost byla téměř lineární (**Obr. 7.80**). Změna síly v napnutém laně (P) se vlivem posunu paty klenby měnila (**Obr. 7.80**) v důsledku změny geometrie oblouku klenby. Došlo ke zkrácení délky napnutého lana a tím ke snížení síly v laně (P).



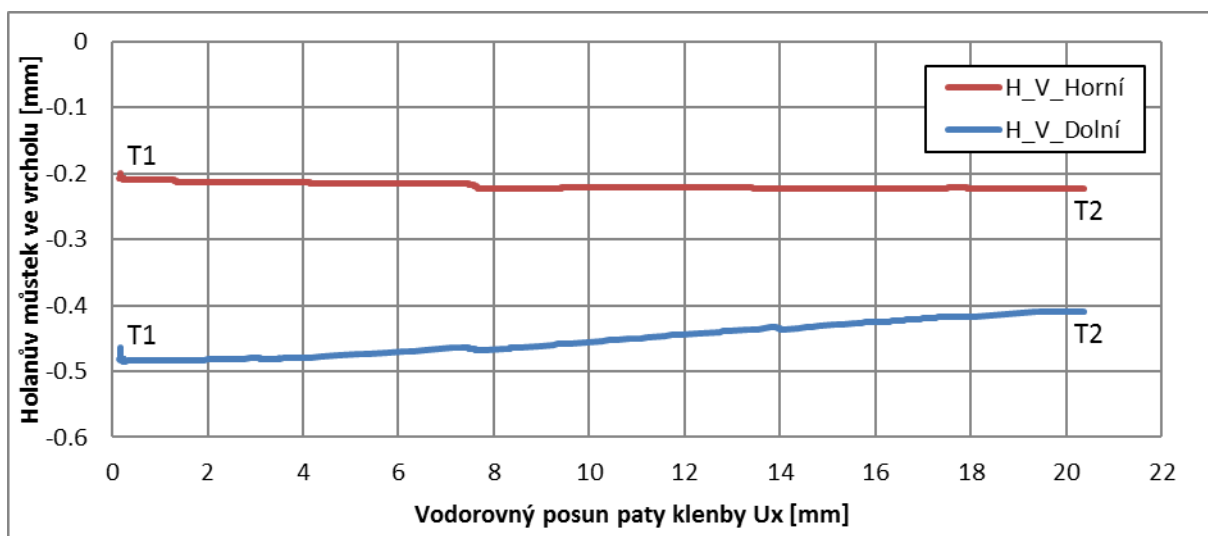
Obr. 7.79 Síly v laně (P) a táhle (T) v závislosti na vodorovném posunu paty klenby U_x



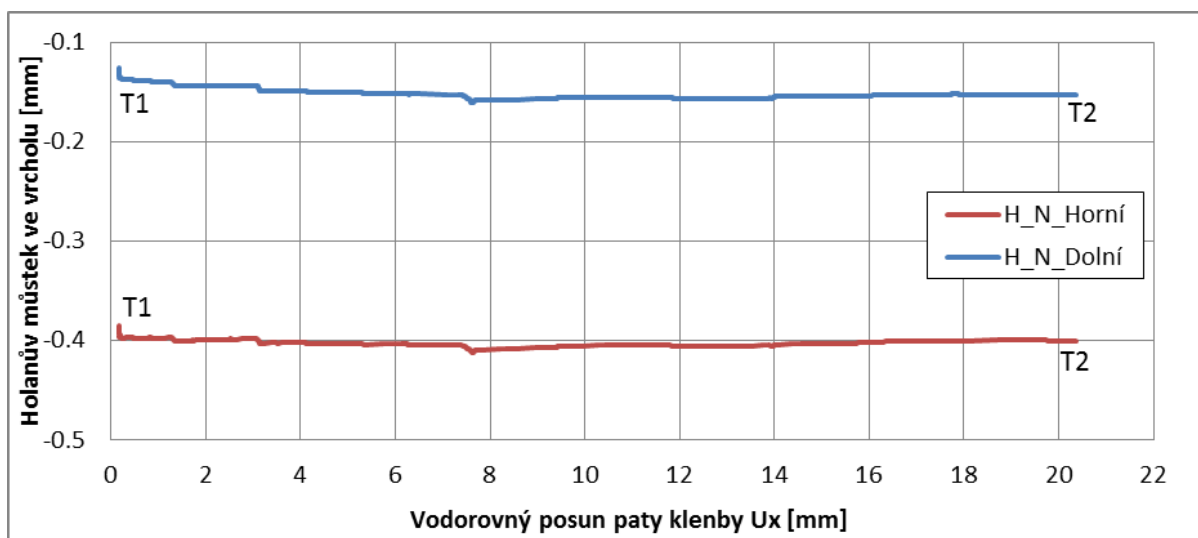
Obr. 7.80 Síla v laně (P) a svislý průhyb ve vrcholu klenby U_z v závislosti na vodorovném posunu paty klenby U_x

Při povolování matice ocelového táhla docházelo ve vrcholu k postupnému vyčerpávání tlakové rezervy (**Obr. 7.81**). U paty klenby docházelo jen k minimálním změnám přetvoření (**Obr. 7.82**).

Povolováním byla síla v ocelovém táhle vyrušená úplně (**Obr. 7.83**). Zbylá naměřená hodnota (cca $1,75 \text{ kN}$, **Obr. 7.84**) je síla od působení vlastní tíhy ocelového táhla.



Obr. 7.81 Přetvoření na Hollanovém můstku ve vrcholu klenby při posunu paty klenby



Obr. 7.82 Přetvoření na Hollanovém můstku u neposuvné paty klenby při posunu paty klenby



Obr. 7.83 Povolená matice ocelového táhla



Obr. 7.84 Síla v ocelovém táhle (nahore) a síla v napnutém laně (dole)

7.13 Shrnutí poznatku z experimentů na zkušebním modelu a z modelu MKP

- Předpětím lze vytvořit tlakovou rezervu, která umožňuje navýšení zatížení bez zvětšení (případně vzniku) tahových trhlin.
- Vztah mezi vodorovným posunem paty klenby U_x a svislou deformací U_z ve vrcholu klenby lze uvažovat lineární.
- Pokud nedochází k pootočení nebo posunu pilíře klenby, vliv předpínací síly P téměř nemá vliv na sílu v táhle. Pokud je možné stáhnout paty klenby k sobě, lze předpětím efektivně snížit reakci v patě klenby.
- Na změny deformaci v závislosti na předpětí má zásadní vliv stav porušení oblouku klenby. Proto je v případě stabilizace předpětím důležitá injektáž trhlin cementovou maltou v co největší míře.
- Posunem paty klenby u předpjeté klenby vodorovná reakce od klenby klesá, u nepředpjeté mírně roste. Změna je způsobená změnou geometrie oblouku.
- Předpětí vytváří tlakovou rezervu a tím oddaluje vznik tahových trhlin vyvolaných posunem patky pilíře (paty klenby).
- Dodatečným předepnutím klenby s táhlem lze zcela eliminovat sílu v táhle a dosáhnout stavu, kdy lze táhlo ze statické soustavy oblouk s táhlem vyjmout.



Obr. 7.85 Experimentální model klenby

8 APLIKACE PŘEDPĚTÍ – KOSTEL ŠVÁBENICE

8.1 Popis kostela

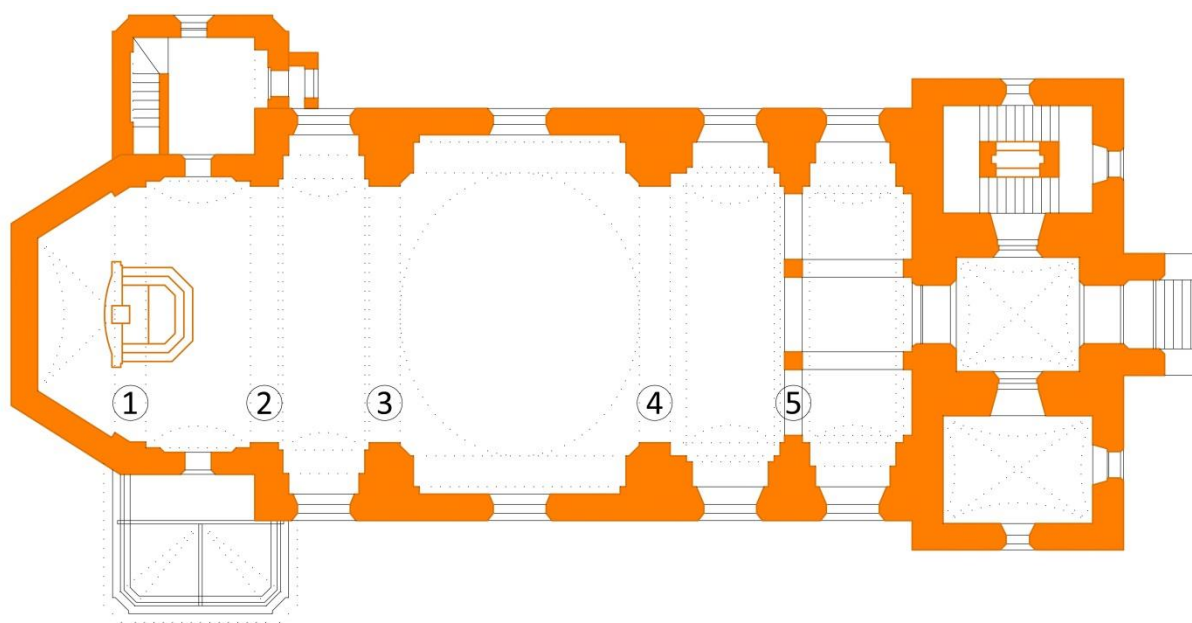
Kostel sv. Michaela Archanděla v obci Švábenice, okres Vyškov, byl postaven v barokním slohu v letech 1716 až 1718. Délka kostela je cca 38 m, šířka cca 16 m, paty kleneb jsou ve výšce 8,5 m a vrchol klenby se nachází ve výšce 12,5 m. Věž stojící nad hlavním průčelím, která je zhruba 53 m vysoká, byla po požáru v roce 1929 a následné velké opravě v letech 1936 až 1937 rekonstruována. Při opravě byly původní krov a střešní šindelový plášť odstraněny a nahrazeny novou konstrukcí, krytou pálenými taškami.

Kostel umístěný na svahu měl již v 18. století problémy se stabilitou štítu a věže. Jílovité podloží [10] nebylo stabilní. Původní ověřenou příčinou poruch stavby bylo smršťování základové půdy (jílu), vyvolané nadměrným úbytkem vody v podloží (odparem a odběrem vzrostlou vegetací). Tyto negativní jevy byly úpravou okolí stavby a vykácením blízkých stromů na jaře 1995 odstraněny a měření rozevírání trhlin ukázalo ustálení jejich šířky (měřeno od roku 1994 do roku 1995).

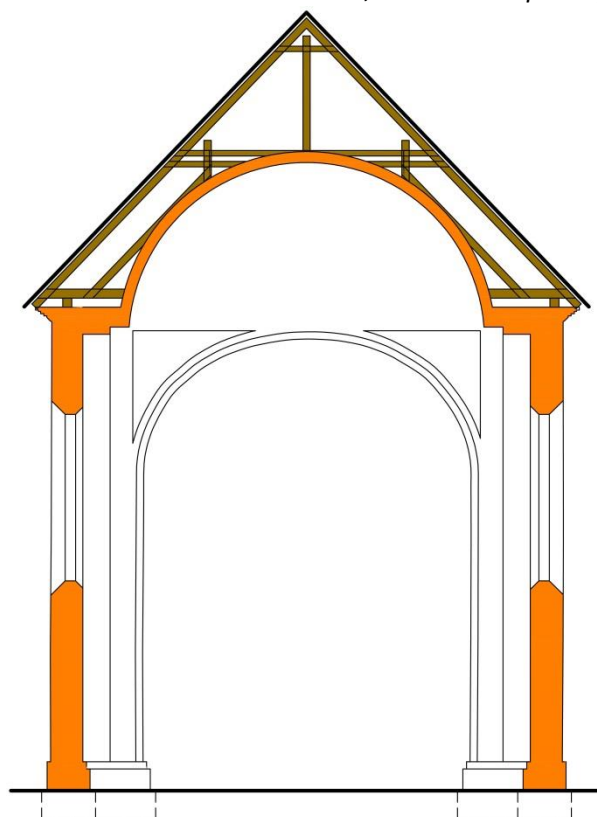
Definitivní stabilizaci měla zajistit rozsáhlá sanace z roku 1997, kdy byl kostel ztužen v podélném směru předpětím [11] [12] [13]. V hloubce cca 1,2 m pod terénem byl po obvodu kostela proveden obvodový železobetonový základový pás, obepínající podkovovitě presbyterium a loď kostela. Základový pás byl předepnut napínacími lany – monostrandy ($\varnothing$ 15,7 mm, průřezová plocha 150 mm², označení Y 1770 S7 – 15,7 – A). Úpravou kluzné spáry s podložím a se starým základem bylo dosaženo vnesení předpínací síly jak do nového ztužujícího obvodového pásu, tak i do původního základu kostela. Před základem věže a ve stejné úrovni jako u předešle zmíněného pásu se provedl železobetonový práh. I ten se předepnul monostrandy, takže došlo k uzavření okruhu předpětí základů. Následně, těsně pod a nad okny kostela – zhruba na úrovni +5 m a +11 m, se z monostrandů umístěných v drážkách vytvořilo obvodové obeptnutí stavby.

Zjevné trhliny v konstrukci se předem proinjektovaly. Bylo třeba se při napínání lan vyvarovat uzavírání stávajících trhlin. Dovíráním trhlin by mohlo dojít k nadměrným deformacím, což by mohlo stavbu poškodit.

Z nedostatku finančních prostředků, po ukončení první fáze sanace v roce 1997, nebyla záchranná oprava zcela dokončena ztužením příčné vazby lodi kostela. Přesto se podařilo opravou zamezit dalšímu rozvoji rozhodujících poruch. Nicméně bylo jasné, že je ještě nezbytné staticky zajistit i stabilitu nádherných barokních kleneb nad kostelní lodí a nad presbyteriem. Tyto byly zesilovány ve druhé fázi. Po zhodnocení stavu konstrukce bylo možné rozhodnout o stabilizaci jen dvou porušených klenbových pásů č. 2 a č. 3 (**Obr. 8.1**).



Obr. 8.1 Kostel sv. Michaela, Švábenice – půdorys

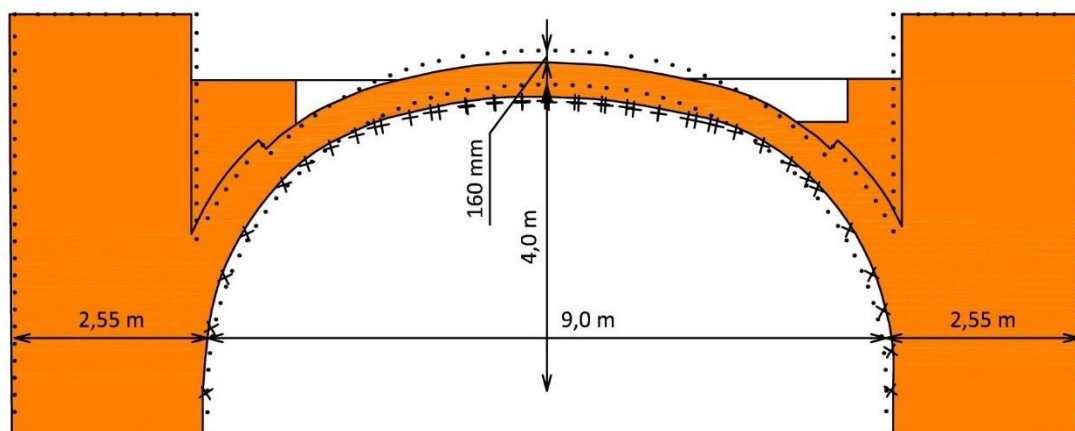


Obr. 8.2 Řez kostelem mezi 3. a 4. klenbovým pásem

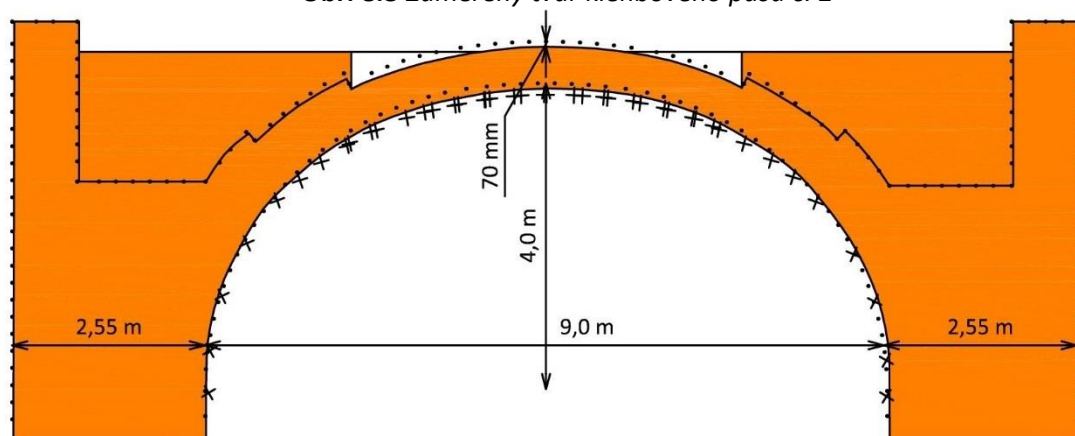
8.2 Popis klenbových pásů, poruchy a jejich příčina

Klenbové pásy v kostele překlenují prostor presbytáře a hlavní chrámové lodě. Spolu s pilíři po obvodě kostela vytvářejí opěrný konstrukční systém pro klenuté bání

a klenby s dvojí křivostí [20]. Jejich světlé rozpětí je 9,0 m, vzepětí 4,0 m a světlá výška kleneb je 12,5 m (**Obr. 8.3** a **Obr. 8.4**).



Obr. 8.3 Zaměřený tvar klenbového pásu č. 2



Obr. 8.4 Zaměřený tvar klenbového pásu č. 3

Klenbový pás č. 2 (**Obr. 8.3**) má jeden náběh. Ve střední části činí jeho tloušťka 440 mm. Zhruba 1 m od obvodového zdiva se pak tloušťka zvedá o 150 mm na 590 mm. Šířka pásu je 740 mm.

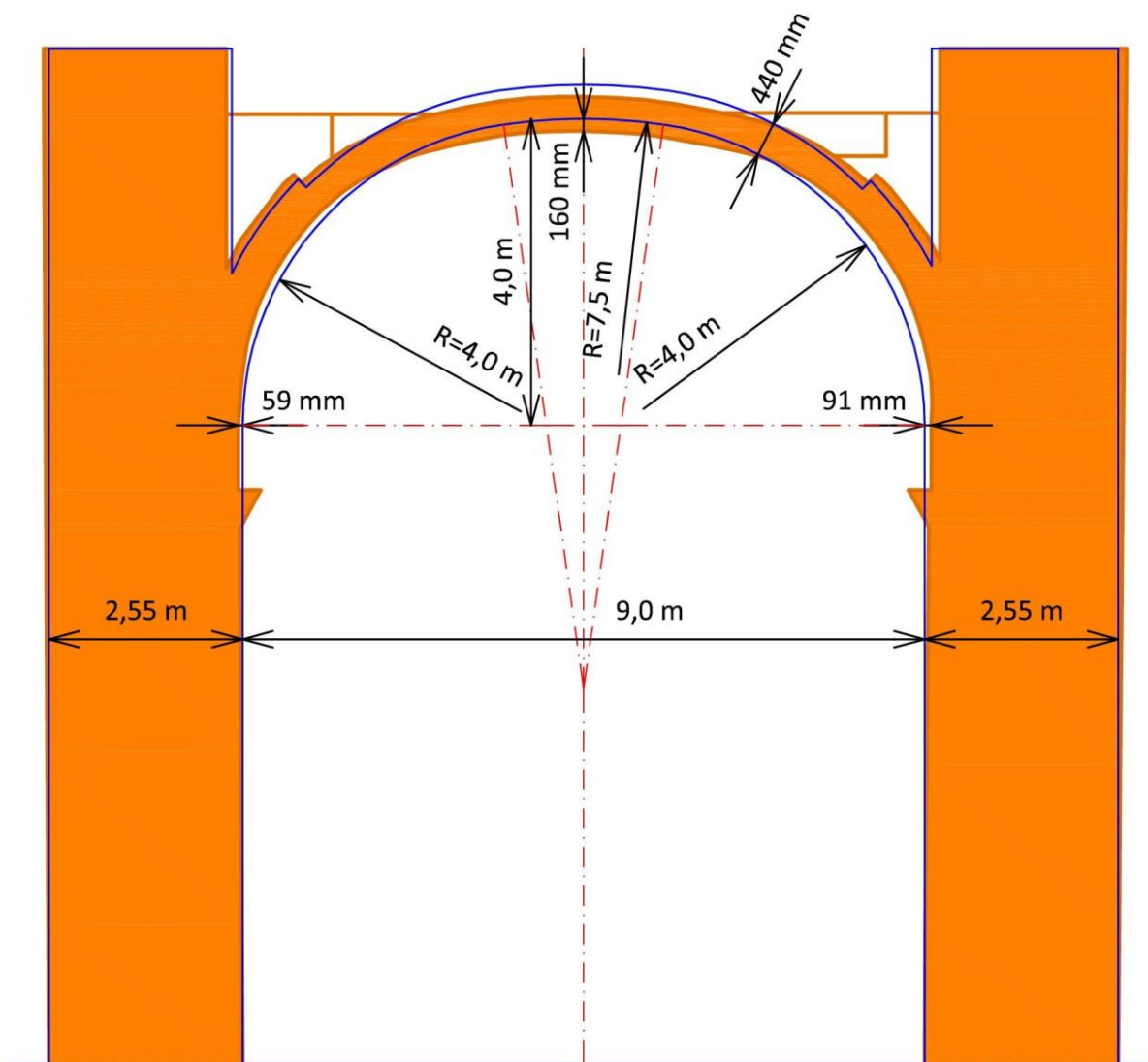
Klenbový pás č. 3 (**Obr. 8.4**) má dva náběhy. Ve střední části je jeho tloušťka 550 mm, cca 3,5 a 2,25 m od obvodového zdiva se v podstřeší tloušťka zvyšuje o 150 mm. Šířka pásu je 890 mm.

Klenbové pásy byly porušeny trhlinami v oblasti vrcholů. Trhliny byly pozorovatelné z lodi kostela již dlouhá léta. V posledních třech letech před sanací (2010-2013) bylo zaznamenáno (vizuálně) jejich rozšiřování doprovázené odpadáním omítky z klenby s dvojí křivostí mezi pásy č. 2 a č. 3.

Pro určení tvaru kleneb bylo vyrobené zařízení zkombinované z laserového dálkoměru a digitální vodováhy s úhloměrem. Zaměřeny byly oba klenbové pásy. Vnitřní tvary obou pásů se blížili elipse. Ve skutečnosti se však jednalo o tzv. „stlačené“ oblouky, sestavené pravděpodobně z tří kružnic. Vzhledem ke značným deformacím nebylo zpočátku možné zcela přesně určit původní tvar klenbového pásu a velikost poklesu vrcholu klenby ve vztahu

k původnímu tvaru. Zaměření tvaru klenbových pásů nicméně poskytlo základní údaje pro projektování a následnou numerickou analýzu příčné vazby kostela. Pro odhad skutečného tvaru bylo proto zvolené grafické prostředí CAD.

Grafické vyhodnocení zaměření v prostředí CAD (**Obr. 8.5**) prokázalo odklonění pilířů od svislé osy. Odklon levého pilíře činil 59 mm a pravého pilíře 91 mm. Celkem tedy 150 mm. Dále byla do tvaru oblouku klenby vnesená idealizovaná křivka typického segmentového oblouku klenby ze tří kružnic. Rozdíl mezi idealizovaným tvarem (tj. pravděpodobně původním tvarem) a zaměřeným tvarem ve vrcholu oblouku klenby činil 160 mm.



Obr. 8.5 Odklonění pat klenby a průhyb ve vrcholu (klenbový oblouk č. 2)

Oranžová – zaměřený tvar

Modrá – pravděpodobný původní stav

Klenbové pásy v kostele vykazovaly značné množství trhlin. Vrcholové trhliny klenbových pásů byly největší. Nejvíce byl porušený klenbový pás druhý v pořadí od oltáře (rozhraní oltáře a hlavní lodi), kde trhlina ve vrcholu dosahovala na omítce šíře až 10 mm, pak následoval pás další – třetí od oltáře, také porušený, se šířkou trhliny ve vrcholu

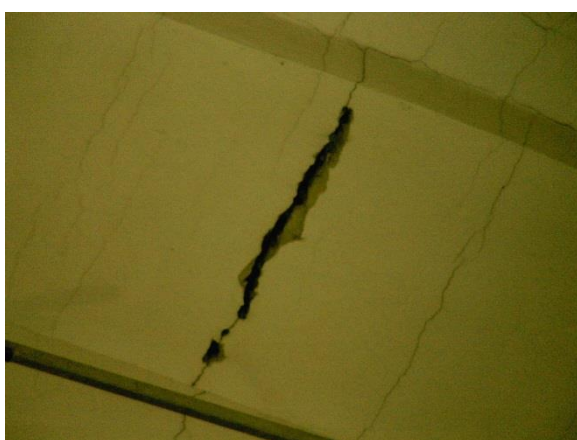
na omítce až 4 mm. Největší trhliny v oblasti vrcholů byly doprovázeny třemi až čtyřmi drobnějšími, situovanými vlevo a vpravo se šířkami od 1 do 2 mm. Směrem od vrcholu každého klenbového pásu se šířky trhliny zmenšovaly (**Obr. 8.6**). Další množství zřetelných trhlin protínalo vynášené klenby s dvojí křivostí v blízkosti oken a klenby lunet (**Obr. 8.7**). Jejich šířky byly kolem 1 mm. Zhodnocení výskytu, tvarů a šířek vrcholových trhlin a trhlin ve vynášených klenbách ukazovalo na pravděpodobné odsouvání podpůrných pilířů kostela směrem ven (ve směru působení vodorovné složky obloukových sil). To bylo doprovázeno poklesem klenbových pásů s vytvářením největších trhlin kolem jejich vrcholů.



Obr. 8.6 Trhliny ve vrcholu klenbového pásu č. 2



Obr. 8.7 Opadající omítka na kopuli mezi klenbovými pásy č. 2 a 3



Obr. 8.8 Trhlina ve vrcholu klenbového pásu č. 2 po odstranění omítky (šířka 25 mm)



Obr. 8.9 Svislé utržení obvodového zdiva v úrovni střechy, trhlina ve zdivu a volné kované táhlo

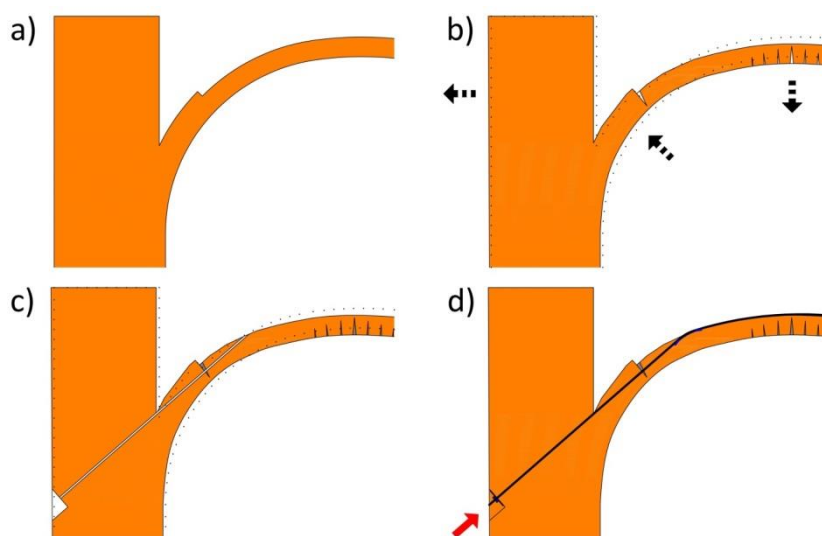
Následně byla provedena prohlídka na půdě kostela, která jednoznačně potvrdila mechanismus porušování klenbových pásů, na který bylo usuzováno z trhlin pozorovaných z lodi kostela. Doprovodným jevem vyklánění pilířů byl posun patek klenbových pásů se vznikem trhlin ve vrcholu klenbového pásu na lícové (dolní) straně a v oblasti patek na rubové (horní) straně. Trhliny na rubové straně nebyly ovšem přímo pozorovatelné, neboť byly překryty množstvím výplňového zdiva. Jejich doprovodným jevem a současně potvrzením předpokladu o odsouvání patek klenbových pásů byly trhliny pozorovatelné na půdě v obvodovém zdivu. Na jižní straně klenby bylo obvodové zdivo porušeno prakticky svislou trhlinou o šířce cca 10 mm (**Obr. 8.9**), na severní straně podobnou trhlinou o šířce

8 mm. Původní kované táhlo na rubu klenbového pásu č. 2, které mělo zachycovat vodorovnou složku reakce z pat, bylo zcela uvolněné. Z zbytkovou stabilitu příčné vazby zajišťovaly tuhost obvodového zdiva kostela a snad jen vazní trám konstrukce krovu.

Jak bylo později v průběhu vlastních sanačních prací zjištěno (a bylo to konstatováno i dříve u podobných konstrukcí), ve zdivu kleneb byly ve skutečnosti trhliny mnohem širší, a to 25 až 30 mm, zatímco v omítce byly pozorovány v šířkách pouze 5 až 10 mm. To bylo způsobeno postupným obnovováním a opravováním omítek, aniž by se zásadním způsobem řešily statické poruchy konstrukce. Vzhledem k postupnému nárůstu šířek trhlin v průběhu času a s přihlédnutím k periodické opravě omítek zhruba po dvaceti letech je možné tento jev vysvětlit: statické poruchy klenbových pásů se u této barokní konstrukce rozvíjely několik desetiletí (odhadem 50 až 70 let), zatímco trhliny pozorovatelné na omítce narůstaly pouze od poslední opravy omítky, tedy odhadem po dobu 20 let. Vzhledem ke značné změně křivosti obloukových pásů a kleneb došlo dokonce i k odpadnutí omítky (**Obr. 8.7**) v kopuli mezi pásem č. 2 a pásem č. 3 na severní straně lodi. Odpadnutá plástev omítky měla rozměr zhruba 300x300 mm. Proto byl stav pohledu presbyteria a lodi průběžně při opakovaných kontrolách bedlivě sledován. Po vypracování projektové dokumentace v roce 2010 byla stabilizace klenbových pásů provedena v druhé polovině roku 2011.

Skutečnost, že porušení konstrukce může být násobně větší, než jaké lze pozorovat na omítce, je poučná a varující. Rozhodně není vhodné tvorbu trhlin na historických konstrukcích bagatelizovat a zlehčovat jejich výskyt odkazem na malé šířky apod. Takový přístup může vést až ke stavební havárii. Pro odhalení a pochopení mechanismu porušení je vhodné konstrukci alespoň etapovitě sledovat, jak tomu bylo v tomto případě. Ještě průkaznější by bylo nasadit automatizovaný systém průběžného sledování vývoje šířek trhlin, což je ovšem finančně náročnější.

8.3 Stabilizace klenbových pásů



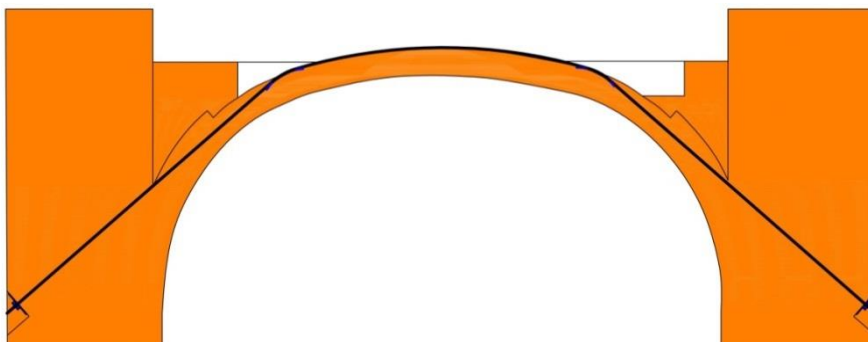
Obr. 8.10 Porušení klenby a následná stabilizace

Stabilizace příčných vazeb (klenbových pásů č. 2 a č. 3) barokní konstrukce byla navržena dodatečným vnesením předpínací tlakové síly do klenbových pásů s použitím lan bez soudržnosti – monostrandů. Cílem bylo dosáhnout příznivého rozdělení napětí ve zdivu oblouků tak, aby trhlinami porušené průřezy klenbových pásů byly mírně tlačeny po celé své výšce, a aby klenbové pásy již neroztlačovaly podpůrné pilíře. Každý klenbový pás byl napínán jedním lanem [16]. Schéma stabilizace pro klenbový pás č. 2 je uvedeno na **Obr. 8.10**. Porušená konstrukce je zobrazena na **Obr. 8.10b**, kde je znázorněn mechanismus porušení: odsouvání podpůrných pilířů, a tedy i pat klenbových pásů, doprovázené vznikem trhlin v oblasti vrcholu klenbového pásu a poblíž patních průřezů. Zde je nutno uvést, že uvedený mechanismus porušení může být podpořen dotvarováním samotného zdiva klenbových pásů. Určit jeho podíl je ale obtížné.

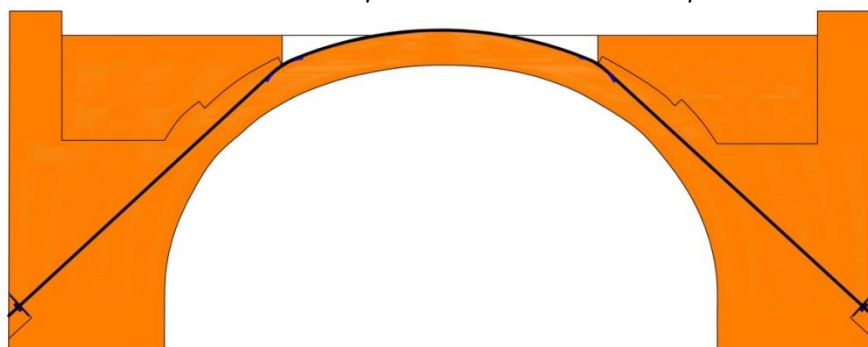
Vzhledem k relativně malým napjatostem zdiva (zatížení pouze vlastní tíhou) a vzhledem k původním ocelovým kleštinovým táhlům, umně zabudovaným a skrytým ve výplňovém zdivu nad pásy, lze odvodit, že odsouvání pat kleneb bylo známo již jejich stavitelům před mnoha staletími, a že toto je dominantním vlivem způsobujícím porušování, zatímco dotvarování zdiva je v daném případě spíše podružné. **Obr. 8.10c** znázorňuje vedení předpínacího lana ve střední části konstrukce po rubu klenbového pásu. Lano přechází pomocí vyvrtaného (náhradního) kabelového kanálku do zdiva podpůrného pilíře. Tvar předpínací dráhy je v okolí pilířů volen tak, aby momentové namáhání patních průřezů klenbového pásu a průřezů pilíře pod ním bylo minimalizováno. Na **Obr. 8.10d** je uvedena výsledná skladba konstrukce po stabilizaci, již se dosahuje napnutím lana a vnesením mírné předpínací síly do soustavy pilíř – klenbový pás, po předchozím vyplnění trhlin injektáží. Na **Obr. 8.11** a **Obr. 8.12** je zobrazeno výsledné vedení přepínacích lan v každém pásu. Je nutno zdůraznit, že ačkoliv si jsou pásy podobné, nejsou identické. Liší se šířkami, počtem průřezových změn i jejich umístěním. Proto je nutné zaměření konstrukce a návrh přepínacích sil provádět vždy individuálně pro každý pás; to je další časté specifikum, se kterým se lze setkat u historických a památkových staveb. Předpínací síly byly s jistou přibližností stanoveny analýzou konstrukce, která se opírala o změřený tvar konstrukce a o předpoklad její celistvosti, které se dosáhne vyplněním trhlin injektáží. Materiálové parametry cihelného zdiva byly odhadnuty. Výsledné napínací síly se upravily až v průběhu napínání podle chování konstrukce.

Přetváření konstrukce bylo sledováno průběžným automatizovaným záznamem na obou klenbových pásech v reálném čase. Bylo využito metodiky měření zpracované v [15], která využívá pro sledování kleneb při předpínání ramenátového zesilovače. Měření je založeno na sledování přetváření klenbového pásu pomocí dvou vetknutých tyčí (ramenátů). Délka ramenátů zvětšuje měřené posuny, které lze zaznamenávat pomocí dvou příček (**Obr. 8.33**). Měřicí soustava zaznamenávala přetvoření ve vrcholu kleneb. Z nich se následně vyhodnocovaly změna křivosti a poměrné přetvoření na horním a dolním okraji průřezu.

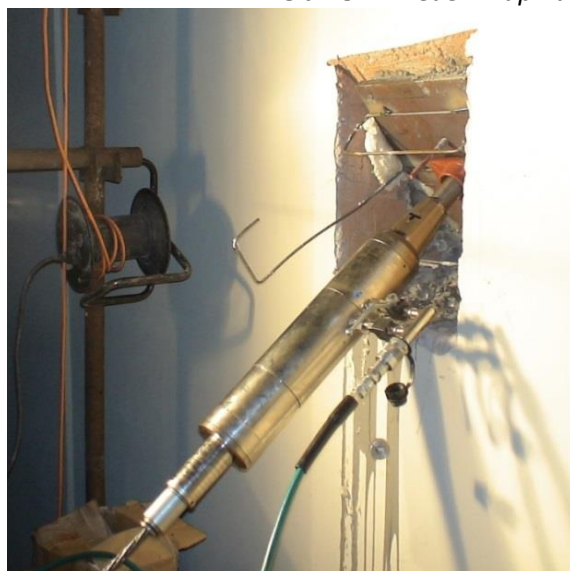
Do klenbového pásu č. 2 (**Obr. 8.11**) byla vnesena napínací síla 155 kN, což při působení plného průřezu 440x740 mm představovalo předpětí cca 0,48 MPa. Klenbový pás č. 3 (**Obr. 8.12**) byl pak předepnut silou 175 kN, kde pro plně předepnutý průřez 550x890 mm vycházelo napětí od předpětí cca 0,36 MPa. Předpínání bylo ukončeno při zaznamenání prvních plastických projevů přetváření konstrukce.



Obr. 8.11 Vedení napínacího lana v klenbovém pásu č. 2



Obr. 8.12 Vedení napínacího lana v klenbovém pásu č. 3



Obr. 8.13 Napínací lis v kotevním sklípku



Obr. 8.14 Vedení lana po rubu klenby a deviator

Předepnutím zdiva klenbových pásů se dosáhlo (v souladu s výpočtem, potvrzeno měřením) předepnutí dříve rozevřených, později vyplněných vrcholových průřezů, následně se také zavřely zbývající vlasové trhliny v okolí vrcholu oblouku klenbového pásu. Tím byl

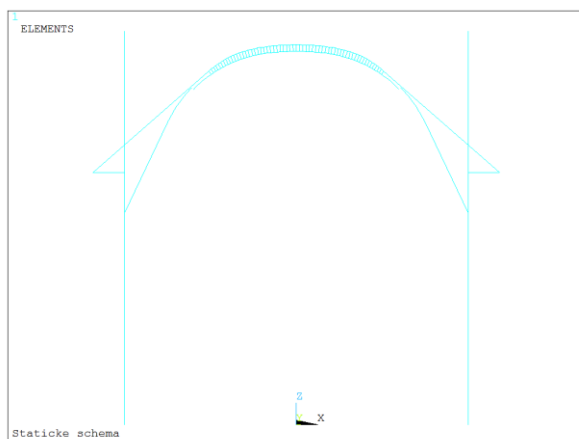
průřez opět plně využít po celé výšce, což zvýšilo tuhost celé příčné vazby a tím i stabilitu a bezpečnost kostela. Zátěžovou zkoušku takových památek nelze provést, nicméně podle odezvy klenbových pásů na zatížení obsluhou před předepnutím a po něm, která se výrazně zmenšila, byl rozdíl tuhostí klenbových oblouků výrazný.

Předpínání probíhalo z kotevních sklípků na vnějším povrchu zdiva kostela (**Obr. 8.13**) pomocí jednolanového dutého napínacího lisu HAMA. Ke kotvení se použil zapouzdřený kompaktní systém DIWYDAG CPS. Pro zmenšení soustředěného namáhání zdiva v kotevní oblasti se použily ocelové roznášecí desky (**Obr. 8.13**). Lana byla převedena z kabelového kanálku na rubovou stranu klenbového pásu pomocí sedla (**Obr. 8.14**). Výztuž sedla byla předem umístěna do zdiva prostřednictvím vysokopevnostní kotevní a zálivkové malty bez smrštění (Groutex) a kotevních šroubů do zdiva. Po ukončení prací bylo lano překryto maltou z důvodu ochrany proti náhodnému mechanickému poškození chráničky a lana samotného.

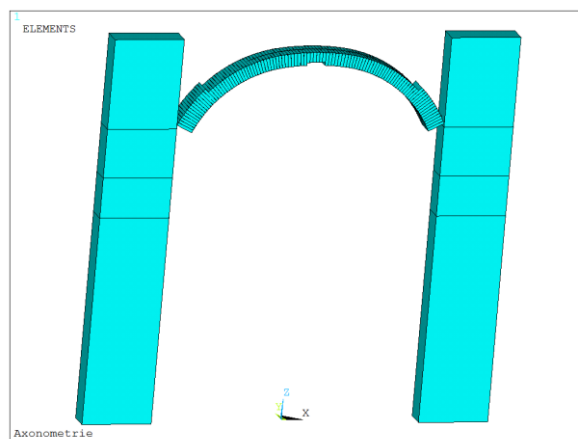
8.4 Model MKP – kostel Švábenice

Modelován byl klenbový pás číslo 2, který byl měřený ramenátovým zesilovačem. Síla v laně na konci napínání při zakotvení byla 157 kN.

Pro výpočet byl zvolený prutový model v programu ANSYS. Předpoklady výpočtu jsou uvažovány stejné jako u experimentálního modelu klenby (**kapitola 7.5**).



Obr. 8.15 Osově schéma modelu



Obr. 8.16 Axonometrie modelu
(zobrazené pouze zdivo a lano)

8.4.1 Prvky použité v modelu MKP

V modelu jsou využité následující prvky:

BEAM44 – pro zdivo (více viz **kapitola 7.5.1**)

BEAM4 – pro tuhé vazby (více viz **kapitola 7.5.1**)

LINK10 – pro napínací lano (více viz **kapitola 7.5.1**)

8.4.2 Materiály

Zdivo (BEAM44)

Modul pružnosti	EX	550e6	Pa
Objemová hmotnost	DENS	1900	kg/m ³
Součinitel příčné kontrakce	PRXY	0,20	-

Ke stanovení modulu pružnosti – **kapitola 8.4.9.**

Napínací lano (LINK10)

Modul pružnosti	EX	195e6	Pa
Objemová hmotnost	DENS	7850	kg/m ³
Součinitel příčné kontrakce	PRXY	0,30	-

Lano je aktivní pouze v tahu, v tlaku má nulovou tuhost.

Tuhá vazba (BEAM4)

Modul pružnosti	EX	2000e6	Pa
Objemová hmotnost	DENS	0	kg/m ³

8.4.3 Reálné konstanty

Zdivo

Šířka klenbového pásu je dle zaměření uvažována 0,740 m. V případě pilíře je zvolená šířka rovněž 0,740 m. Zde se jedná o zjednodušení, jeho půdorysný rozměr je členitý. Z obou dvou stran pilíře jsou vysoké okna. Tloušťka klenbového pásu je dle zaměření 0,440 m, v náběhu u pat klenby 0,590 m. Ve vrcholu byly vyspravené pouze největší trhliny. Z toho důvodu je ve vrcholu modelu snížena výška průřezu na 0,340 m. Výška průřezu s trhlinou byla stanovená tzv. “fitováním” v kombinaci se změnou modulu pružnosti (**kapitola 8.4.9**).

Zdivo přilehající ke klenbovému pásu je zanedbáno (klenba mezi pásy, kopule a nadezdívka nad paty klenby).

Předpínací lano

Průřez sedmidrátového lana je zjednodušený na jedno lano s kruhovým průřezem o ploše odpovídající sedmidrátovému lanu, tj. 1,5 cm². Změna síly lana od napínání je zadána změnou přetvoření dle Hookova zákona.

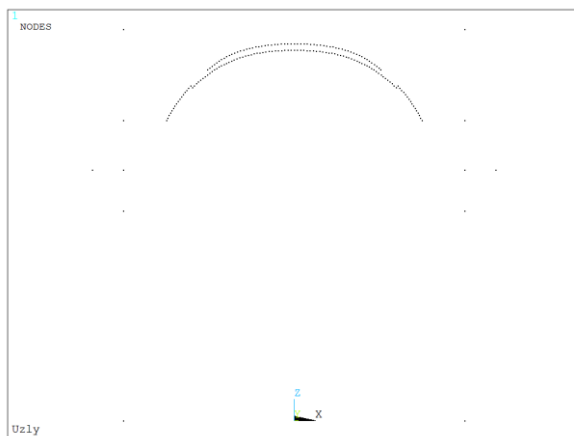
Tuhá vazba

Tuhé vazby nahrazují styk lano-klenba, odskok tloušťky klenby a vykonzolování oblouku v pilíři o vyložení poloviny tloušťky pilíře.

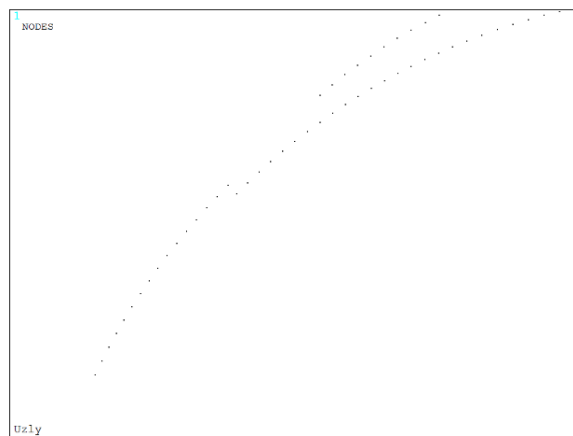
Průřez tuhé vazby je uvažován o šířce 0,74 m (shodně s šířkou klenby) a o výšce 0,1 m. Takový průřez s daným modulem pružnosti dostatečně plní funkci tuhé vazby. V případě vykonzolování oblouku je uvažována tloušťka stejná s tloušťkou klenby nejbližší u paty klenby.

8.4.4 Geometrie – uzly

Uzly v oblouku zdiva jsou umístěné v ose těžiště rovnoměrně se vzdáleností cca 100 mm. Dále pak vždy na začátku a na konci úseku náběhu. V pilíři jsou uzly v místě kotvení lana a v místě napojení oblouku na pilíř přes tuhou vazbu. Uzly pro lano jsou od klenby odsazené o polovinu tloušťky klenby a polovinu tloušťky lana. Počet uzlů lana a oblouku, kdy je lano ve styku se zdivem, je stejný, ale uzly jsou ztrojené.



Obr. 8.17 Uzly celé konstrukce



Obr. 8.18 Úskoky uzlů při změně tloušťky klenby a uzly pro lano včetně číslování

8.4.5 Okrajové podmínky

Pro statickou analýzu byly předepsány následující okrajové podmínky.

Levá podpora – vetknutí (zabráněno posunu U_x , U_y , U_z a pootočení ROT_x , ROT_y a ROT_z).

Pravá podpora – vetknutí (zabráněno posunu U_x , U_y , U_z a pootočení ROT_x , ROT_y a ROT_z).

Výše uvedené okrajové podmínky nejlépe vystihují chování podpor na skutečné konstrukci. Pootočení a posun pat klenby je umožněn v důsledku nízké ohybové tuhosti pilíře, jehož výška od podlahy po paty klenby je 8,5 m.

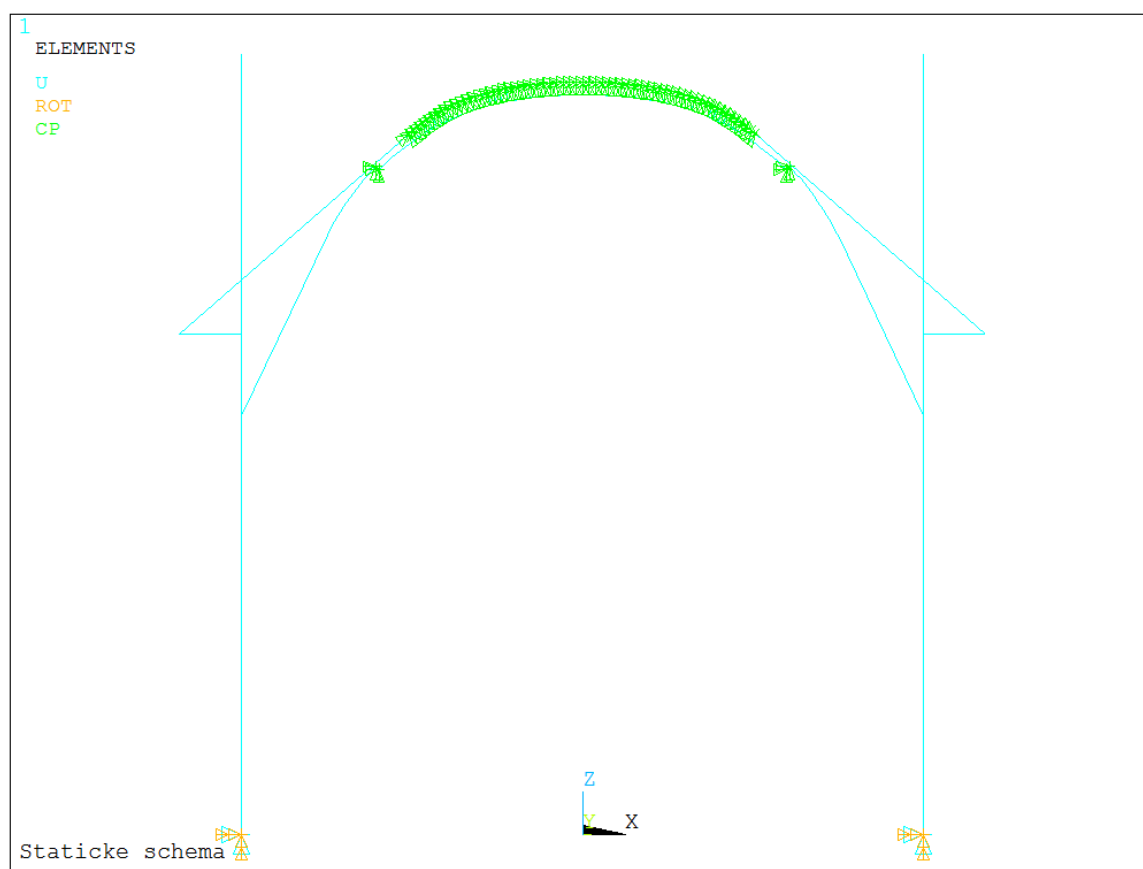
8.4.6 Propojení uzlů (tzv. CP – coupling)

Propojené jsou ztrojené uzly lana. Ztrojený uzel je vytvořený ve styku „zalomení“ lana s tuhou vazbou. Uzly jsou propojené tak, aby byl možný posun lana po klenbě – v lokálních souřadnicích U_x (pouze pro uzly lana).

Propojením uzlů pomocí CP je vytvořen i úskok uzlů při změně tloušťky klenby – náběh.

8.4.7 Zatížení

Pro zobrazení změn od předpětí výpočet zanedbává vlastní tíhu konstrukce. Zatížení vlastní tíhou je tedy v modelu nulové.



Obr. 8.19 Okrajové podmínky a propojení uzlů („CP – coupling“)

8.4.8 Výpočet

Výpočet je nastaven bez uvažování velkých deformací – lineární výpočet. Omezení diskretizační chyby výpočtu bylo nastavené na hodnotu $1 \cdot 10^{-3}$.

Výpočet probíhá v krocích (TIME). Kroky výpočtu představují postupné napínání lana na 50, 100, 150 a 175 kN. Síla napínání neodpovídá skutečné napínací síle, ale je to hodnota pro výpočet přetvoření lana. Skutečnou sílu v napnutém laně je potřeba odečíst z výsledku – normálové síly v laně (**Příloha C**).

8.4.9 Stanovení modulu pružnosti a výšky průřezu ve vrcholu klenby

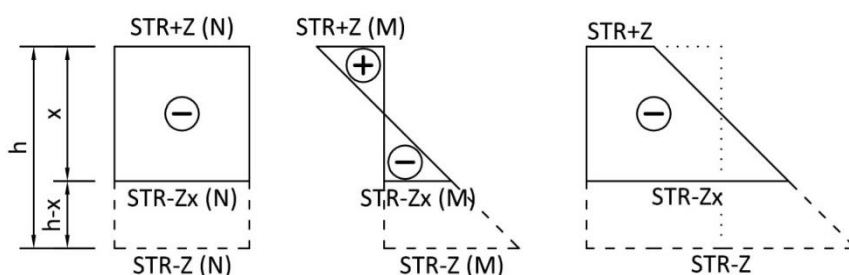
Modul pružnosti zdiva kostela ve Švábenicích nebyl diagnostikou stanoven. V modelu MKP tedy musel být stanoven modul pružnosti „fitováním“ ($E=550$ MPa) výsledků poměrných přetvoření na rubu a lící klenby v kombinaci se změnou výšky průřezu (jako simulaci trhliny) tak, aby poměrné přetvoření ve vrcholu klenby odpovídalo naměřenému na ramenátovém zesilovači. Vyhodnocení na ramenátovém zesilovači platí pro krajní vlákna průřezu ($STR + Z(M)$, $STR - Z(M)$) o tloušťce 440 mm a měří na délce základny ramenátu, kde probíhá i dovírání trhlin. Měří tedy i přetvoření – dovírání trhlin. Model MKP uvádí poměrné přetvoření na krajních vláknech průřezu ($STR + Z(M)$, $STR - Zx(M)$),

bylo potřeba poměrné přetvoření (v tomto případě dolních vláken $STR - Zx(M)$) extrapolovat (**rovnice 8.1**) pro výšku h původního neporušeného průřezu ($STR - Z(M)$).

$$|STR - Z(M)| = \frac{h}{x} \{|STR + Z(M)| + |STR - Zx(M)|\} - |STR + Z(M)| \quad (8.1)$$

kde:

$STR + Z(M)$ je poměrné přetvoření na horních vláknech,
 $STR - Z(M)$ je poměrné přetvoření na dolních vláknech na výšku h ,
 $STR - Zx(M)$ je poměrné přetvoření na dolních vláknech na výšku x ,
 h je celková výška průřezu,
 x je výška průřezu bez trhliny.



Obr. 8.20 Přetvoření po výšce pro průřez porušený trhlinou pro model MKP

8.5 Analýza klenby – model MKP

Napínací síla byla do klenby vnesená ve 4 krocích – 50, 100, 150 a 175 kN. Jelikož se neměnil průřez klenby, průběh poměrného přetvoření od předpětí je na rozdíl od měření lineární (**Obr. 8.35**). Výška průřezu ve vrcholu ($h_x=340$ mm) a modul pružnosti zdiva ($E=550$ MPa) byly „fitovány“, viz **kapitola 8.4.9**. Pro srovnání je v **Tab. 8.1** uvedené poměrné přetvoření (STR) na rubu ($STR+Z$) a lici ($STR-Z$) klenby od předpětí na modelu MKP a z měření při předpínání. V tabulce je poměrné přetvoření rozdělené i na složky od normálové síly (STR (N)) a od složky ohybového momentu (STR (M)).

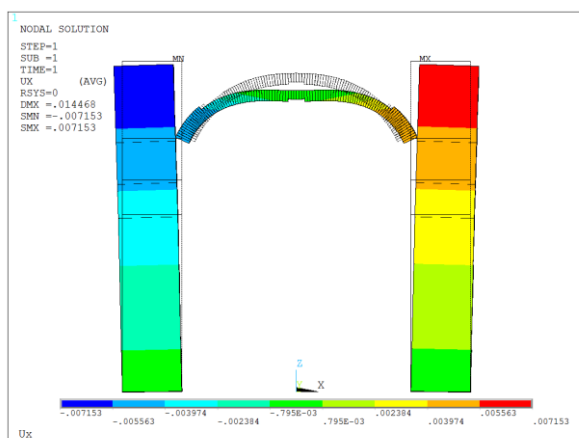
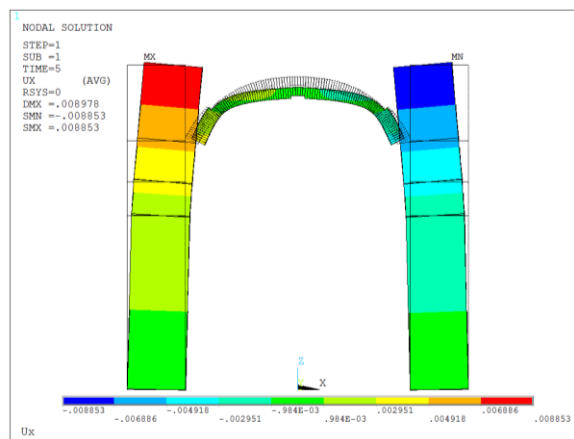
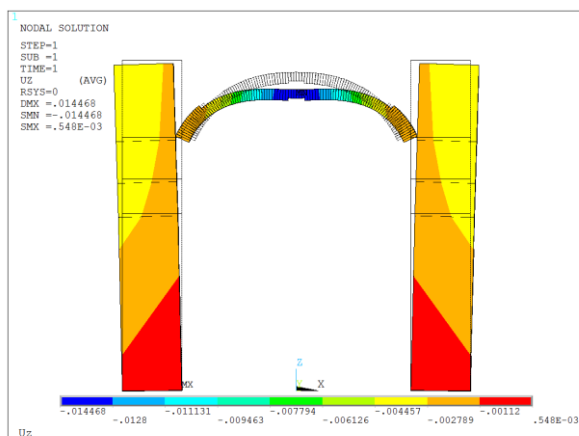
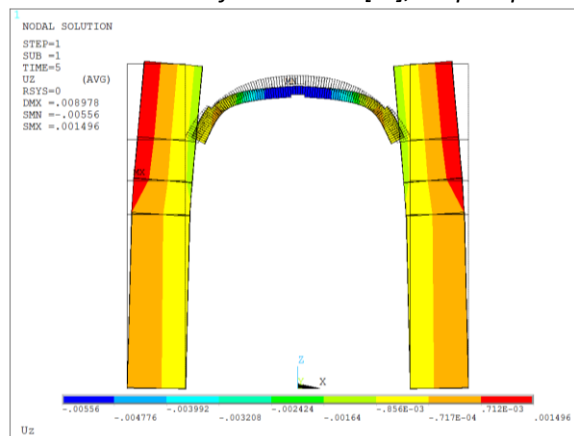
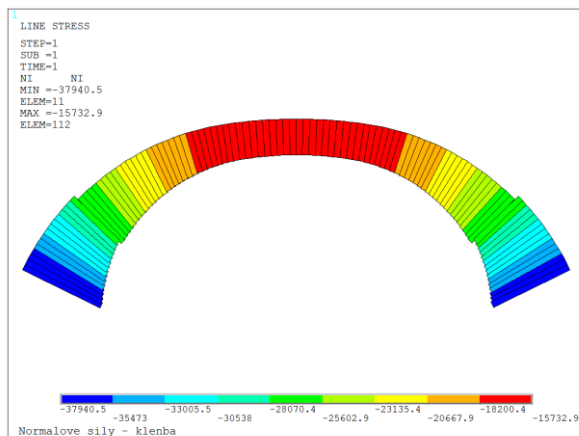
Skutečné chování oblouku lze obtížně určit. Na nelineární chování má vliv každá, i vlasová, trhlina. Takové trhliny prakticky nikdy není možné zcela zapravit/zainjektovat.

Pozice	STR (N) [mm/m]		STR (M) [mm/m]		STR (MKP) [mm/m]	STR (měření) [mm/m]
+Z	-1,08	+	0,29	=	-0,79	-0,90
x	-1,08		-0,29		-1,37	-
-Z	-1,08		-0,46		-1,54	-1,60

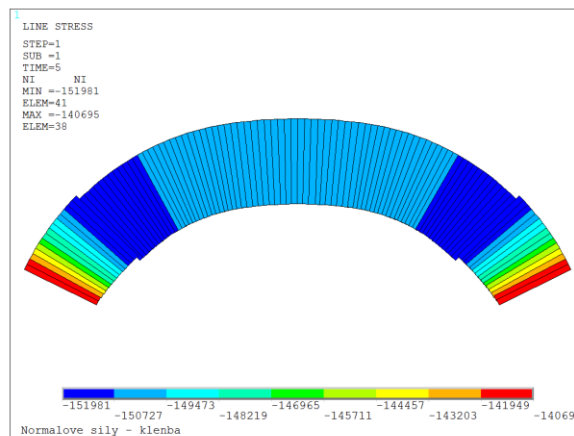
Tab. 8.1 Poměrné přetvoření ve vrcholu klenby od předpětí
 (pro MKP $P=150$ kN, pro měření $P=157$ kN)

Výsledky modelu MKP v grafické podobě uvedené v části **Příloha C** – vliv předpětí a vliv vlastní tíhy. Klenba se vlivem předpětí (shodně s naměřenými údaji) stlačila, čímž došlo k poklesu vrcholu a k přitažení pilířů k sobě (**Obr. 8.21**). Předpětím bylo téměř na celém oblouku eliminované tahové napětí, tzn. i vznik dalších tahových trhlin (budoucích poruch).

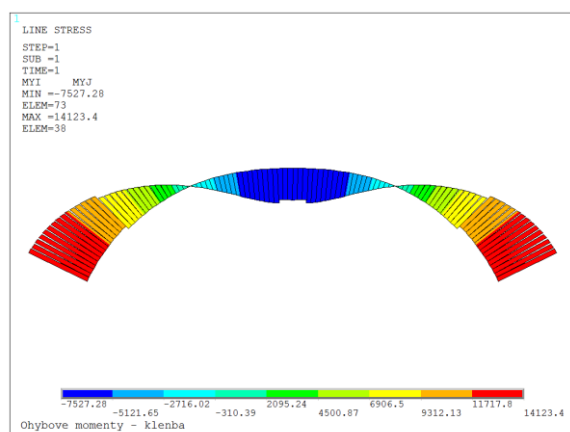
Srovnání účinků předpětí a vlastní tíhy je zobrazené na **Obr. 8.21 až Obr. 8.32**. Patrný je rozdíl v deformacích U_x , kdy vlastní tíha pilíře odklání (**Obr. 8.21**) a předpětí naopak pilíře stahuje (**Obr. 8.22**). Tahové namáhání od ohybových momentů vyvozených vlastní tíhou (**Obr. 8.27**) i od předpětí (**Obr. 8.28**) jsou vyrušené normálovou silou od předpětí (**Obr. 8.26**). Normálová síla je v daném případě až cca 10x větší než normálová síla od vlastní tíhy (**Obr. 8.25**).

Obr. 8.21 Deformace U_x [m], od vlastní tíhyObr. 8.22 Deformace U_x [m], od předpětíObr. 8.23 Deformace U_z [m], od vlastní tíhyObr. 8.24 Deformace U_z [m], od předpětí

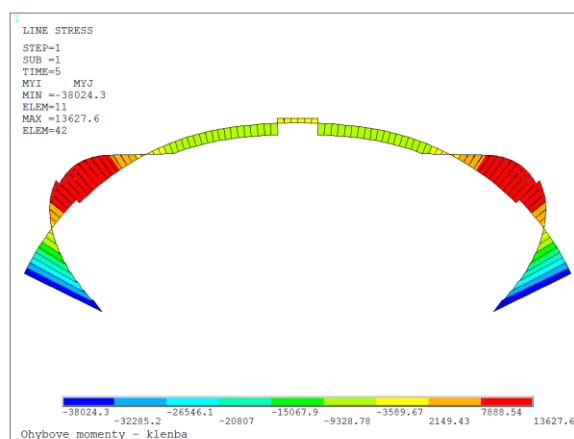
Obr. 8.25 Normálová síla [N], od vlastní tíhy



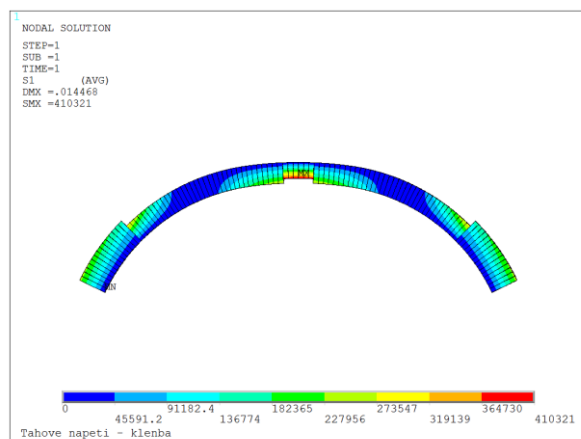
Obr. 8.26 Normálová síla [N], od předpětí



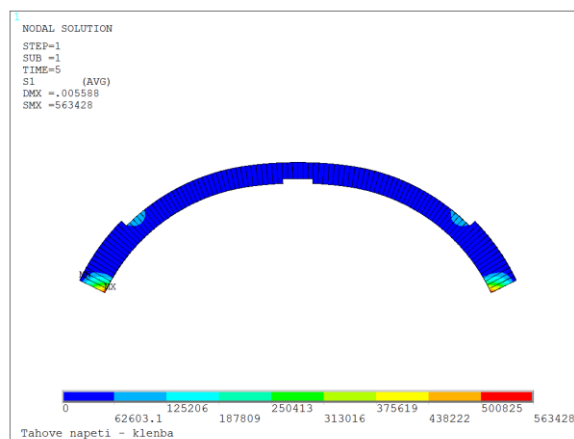
Obr. 8.27 Ohybový moment [Nm], od vlastní tíhy



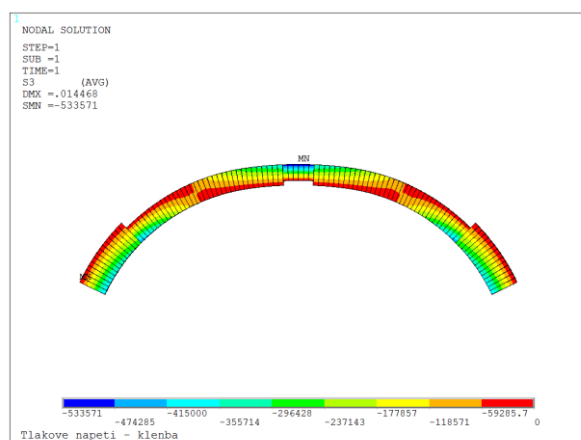
Obr. 8.28 Ohybový moment [Nm], od předpětí



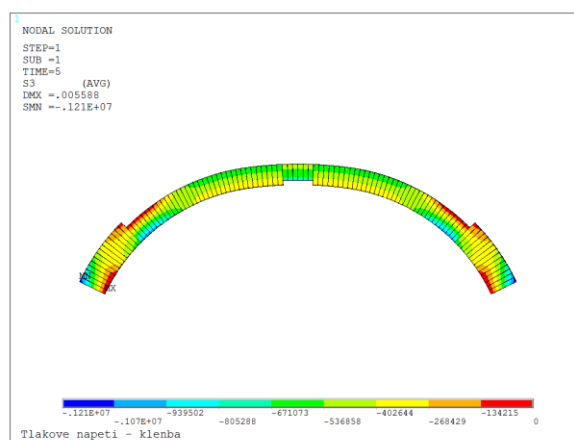
Obr. 8.29 Napětí – tah [Pa], od vlastní tíhy



Obr. 8.30 Napětí – tah [Pa], od předpětí



Obr. 8.31 Napětí – tlak [Pa], od vlastní tíhy

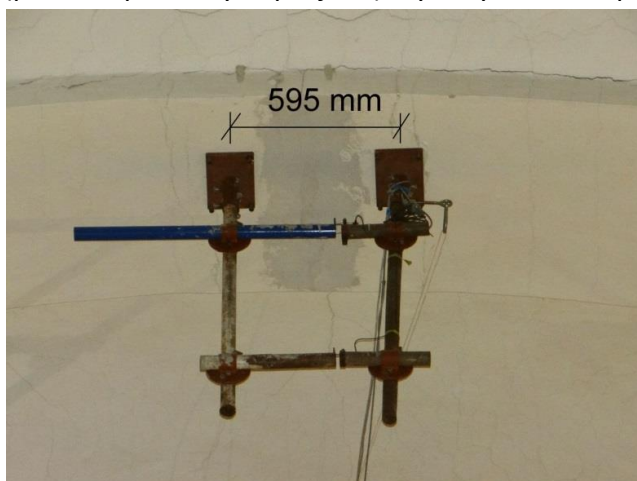


Obr. 8.32 Napětí – tlak [Pa], od předpětí

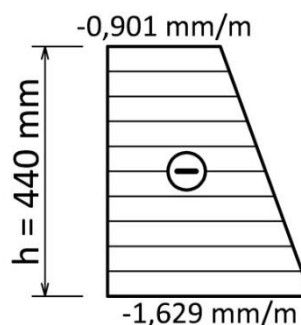
8.6 Měření změny tvaru oblouku v průběhu napínání klenbového pásu 2

V průběhu napínání a následujících 65 dnů po napínání bylo sledované přetvoření na rubu a líci klenbového pásu č. 2. Přetvoření bylo měřeno ramenátovým zesilovačem (**Obr. 8.33**, [15]), na němž byl osazen i snímač teploty PT100. Ramenátový zesilovač byl osazen indukčnostními snímači (HBM Displacement transducer WI/5mm-T) s rozsahem 5 mm. Měření probíhalo z vnitřní strany kostela. Na předpínacím lisu byl při předpínání současně osazen snímač síly (HBM Force transducer C6A 200 kN). Tento siloměr spolu s indukčnostními snímači byl napojen na měřicí ústřednu QuantumX MX840A se záznamem dat pomocí softwaru CatmanEasy. Sbíraná data bylo možné pro další vyhodnocování jednoduše exportovat do formátu *.txt. nebo *.xls.

V průběhu napínání se klenbový pás ve vrcholu podle předpokladu přetvářel (stlačoval) nerovnoměrně (**Obr. 8.34**), tj. na rubové straně (**Obr. 8.35**, STR+Z) mírně méně než na straně lícové (**Obr. 8.35**, STR-Z). Klenba tedy ve vrcholu poklesla. Klesání je doprovodný jev, který je projevem stlačování zdiva klenbového pásu. I když je nežádoucí, u předpínání takovéto konstrukce s velkým vzepětím mu nelze zamezit. I proto bylo nezbytné sledovat chování konstrukce v průběhu napínání. Pokud byl rozdíl přetvoření ve vrcholu na rubu a líci oblouku relativně rovnoměrný, bylo možné konstatovat, že ještě nebyla překročena limitní hodnota napínací síly. Kdyby se přetvoření na lícové straně přetvářelo výrazněji než na straně rubové (počátek plastických projevů), bylo by nutné napínání ukončit.

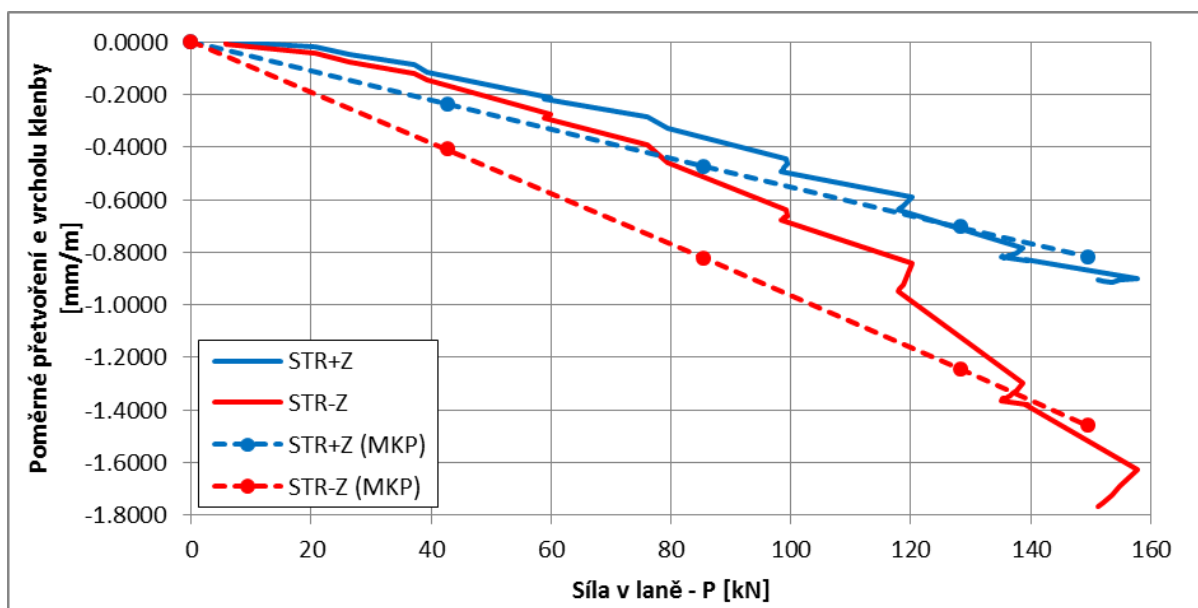


Obr. 8.33 Osazený ramenátový zesilovač ve vrcholu oblouku

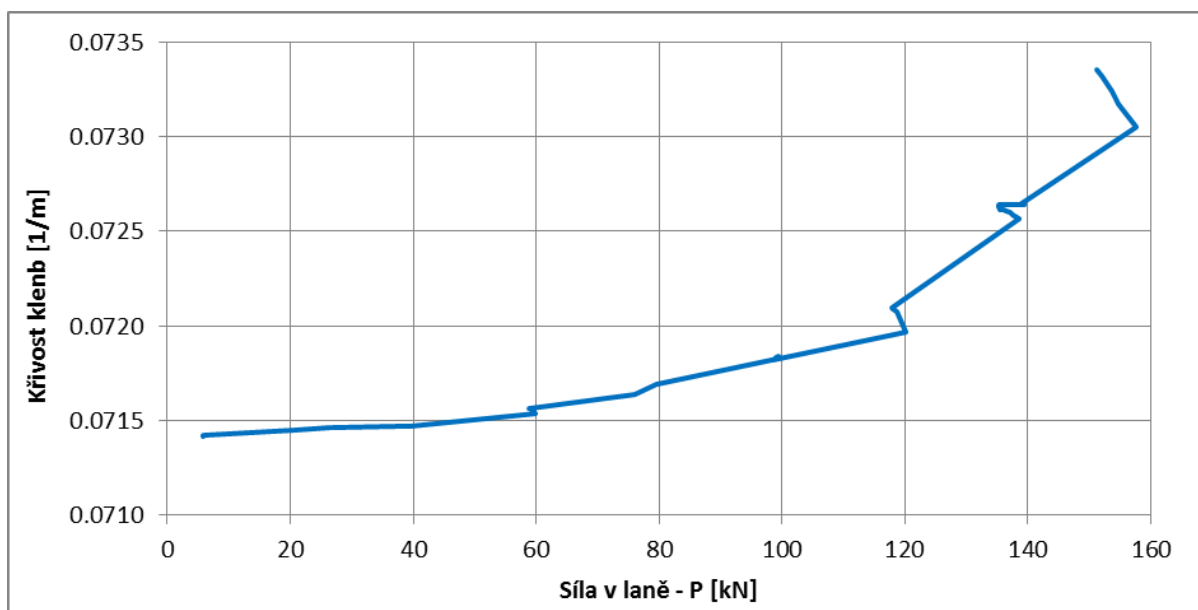


Obr. 8.34 Naměřené poměrné přetvoření horního a dolního okraje průřezu ve vrcholu po výšce od předpětí $P=157$ kN

Předepnutím oblouku se samozřejmě změnila i jeho křivost. Oblouk klenbového pásu se vyrovnával – křivost se zvětšovala, to je uvedeno na **Obr. 8.36**. Je vidět, že u napínací síly 155 kN se značně změnilo chování konstrukce. Křivost oblouku se zvětšovala, i přestože se neměnila hodnota napínací síly, což bylo možné považovat za počátek plastického chování. Tento jev se po krátké době ustálil a zdivo klenbového oblouku z krátkodobého hlediska bylo nehybné, z dlouhodobého hlediska se už jen dále mírně dotvarovalo.



Obr. 8.35 Poměrné přetvoření na horním a dolním okraji klenbového pásu ve vrcholu v závislosti na napínací síle

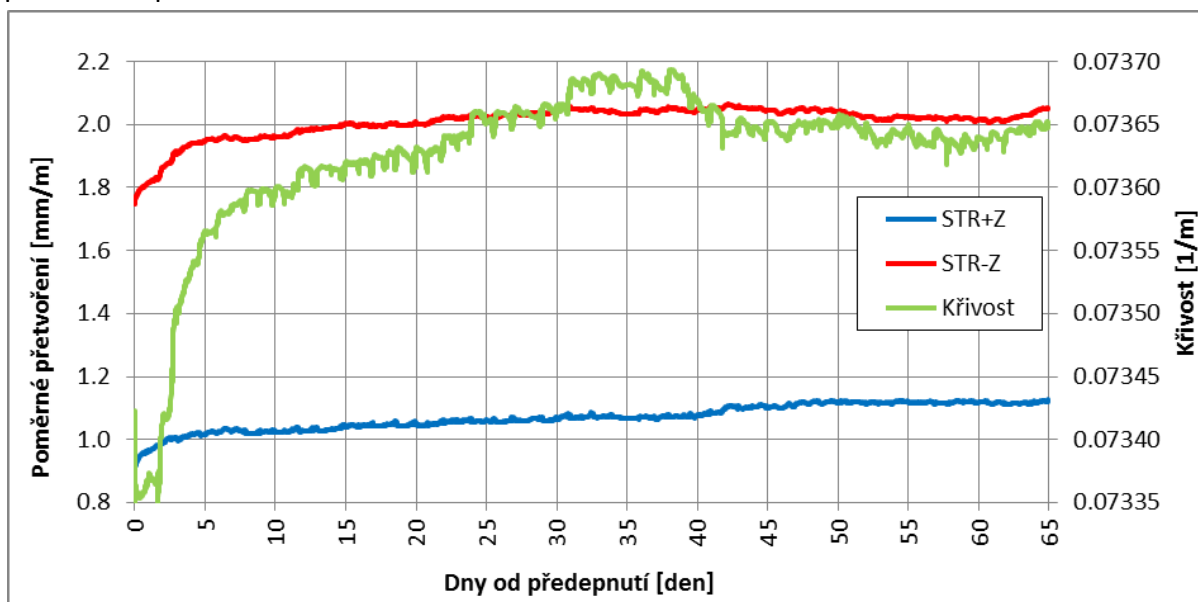


Obr. 8.36 Změna křivosti klenby v závislosti na napínací síle

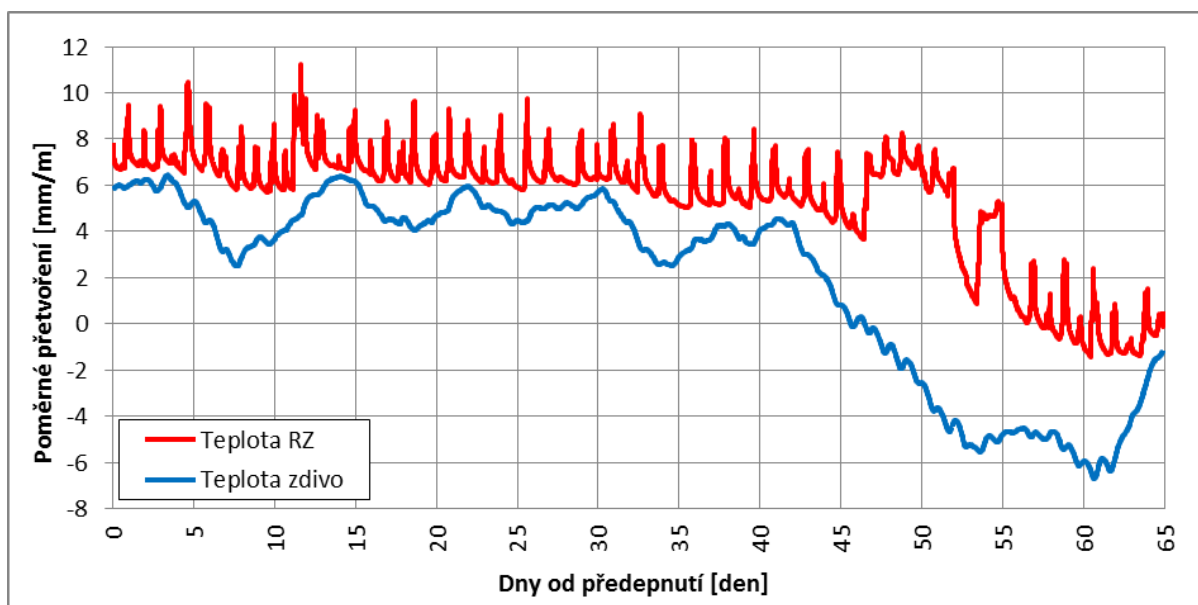
8.7 Střednědobé měření změny tvaru klenbového pásu 2

Střednědobé sledování přetváření klenbového pásu č. 2 bylo prováděno s cílem zjistit velikost dotlačování zdiva klenbového pásu po vnesení předpínací síly. Dalším cílem bylo stanovení doby, kdy budou měřená přetvoření již dále beze změny, což bylo nutné pro následnou stavební obnovu omítky uvnitř kostela. Kdyby totiž dotlačení zdiva ještě pokračovalo v době nanesení nové omítky, bylo by její spojení se zdivem negativně ovlivněno ještě probíhajícími změnami.

Za tímto účelem bylo využito ramenátového zesilovače ponechaného na klenbovém páse č. 2 po dobu 65 dnů ode dne napínání. Byly měřeny hodnoty na indukčnostních snímačích, teplota pod klenbovým pásem (teplota kovových částí ramenátového zesilovače) a teplota ve zdivu. Data s periodickým záznamem 5 minut byla ukládána obdobně jako v průběhu napínání.



Obr. 8.37 Změny poměrných přetvoření a křivosti oblouku po dobu 65 dnů



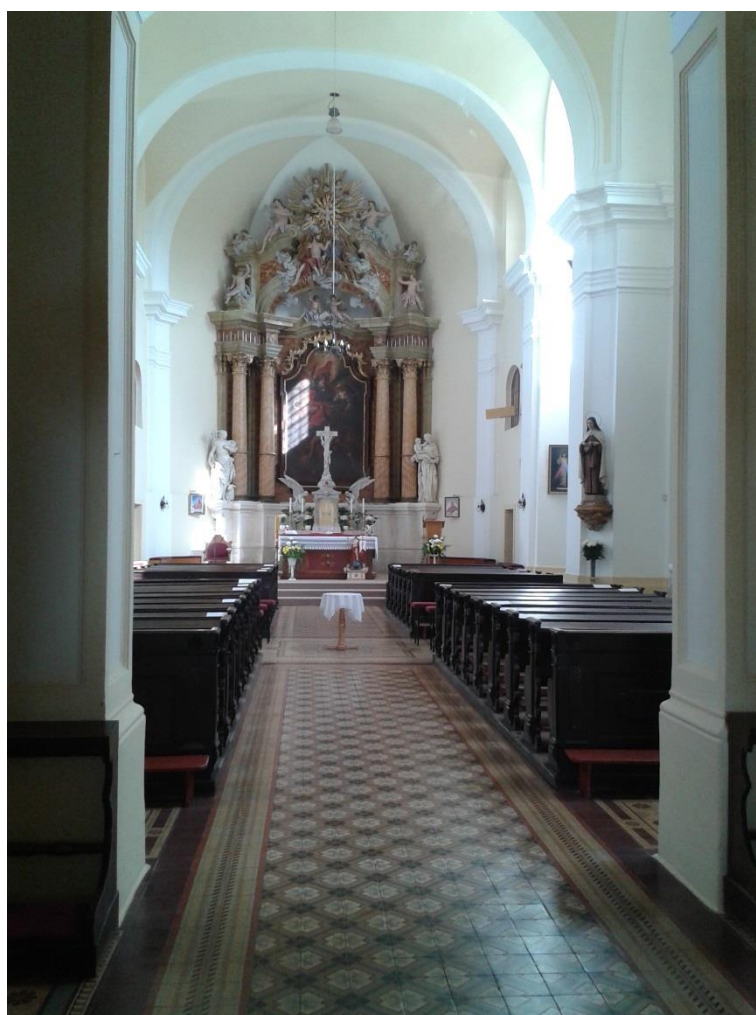
Obr. 8.38 Změna teploty pod stropem a v klenbě po dobu 65 dnů

Jelikož se v průběhu střednědobého měření měnila teplota ve zdivu klenbového pásu i pod ním (**Obr. 8.38**), kde byl osazen ramenátový zesilovač, bylo nutné naměřené hodnoty opravit o přetvoření částí ramenátového zesilovače a o přetvoření cihelné klenby v závislosti na teplotě. Na grafech (**Obr. 8.37**) je vidět, že prudké dotvarování konstrukce probíhalo ještě týden po předepnutí. Po uplynutí zhruba 50 dní se dotlačování zdiva klenbového pásu

pozvolna ustálilo a následně byly změny přetvoření vyvolány jen změnou teploty. Proto mohl být dán pokyn k obnově interiéru kostela a k opravám omítek. Interiér kostela po stabilizaci kleneb a obnově omítky je zobrazen na **Obr. 8.39**.

8.8 Závěr

Realizací zesílení uvedených dvou klenbových pásů se dosáhlo trvanlivé a ohleduplné stabilizace konstrukce v ohrožené oblasti. Předpětí klenbových pásů zvýšilo jejich tuhost a učinilo je odolnými proti působení tahových napětí. Klenbové pásy působí jako předpjatá táhla, která aktivně brání rozestupování podpůrných sloupů. Jejich působením nedojde k další destabilizaci konstrukce. Zásah do celého objektu historické památky byl minimální. Viditelná jsou jen lana částečně vedená a následně zapravená na rubové straně zdiva klenbových pásů (tedy v půdním prostoru). Provoz v kostele nebyl rekonstrukčním zásahem omezen.



Obr. 8.39 Interiér kostela po stabilizaci kleneb a obnově omítky

9 ZÁVĚR

9.1 Shrnutí poznatků

Vnesením dodatečného předpětí do oblouku valené klenby v podélném směru lze efektivně zachytit vodorovnou reakci v patě klenby, která zejména v případě vysokých podpůrných konstrukcí (např. kostely) způsobuje odklon pat klenby, čímž dochází ke vzniku tahových trhlin ve vrcholu a u pat klenby. Předpětí vnáší do oblouku zejména tlakové napětí, které vytváří rezervu pro případné přetížení. Zároveň ruší tahové namáhání krajních vláken na průřez plně tlačný. Síla předpětí musí být volena s ohledem na ztráty předpětí a únosnost zdiva. Při předpínání je potřeba sledovat deformace konstrukce měření. Deformace by v případě kompaktní konstrukce měly být téměř lineárně závislé na napínací síle v laně. Nelinearitu může vyvozovat pouze změna geometrie oblouku a měla by mít konstantní tendenci.

Do klenby je dodatečné předpětí vneseno pomocí napínacího lana, které je v co největší délce vedené po rubu klenby, a dále pak od místa osazeného deviátoru pokračuje ve vyvrtaném náhradním kabelovém kanálku, který ústí na externí straně podpůrné konstrukce ve vysekaném kotevním sklípku. Zde se osadí roznášecí ocelová deska s kotvou. Poloha deviátorů je v ideálním případě volená symetricky co nejdále od vrcholu klenby. Pro vhodný návrh sklonu vedení lana je potřebná analýza. Sklon musí být volen s ohledem na radiální sílu v místě deviátoru a zároveň s ohledem na svislou složku předpětí v patě klenby. V patě klenby může vzniknout od složky předpětí tak velký ohybový moment, že dojde k vytvoření ohybové trhliny. Vytvoření trhliny v kritické spáře lze eliminovat svislým předepnutím pilíře/stěny na celou výšku.

Předpětím dochází ke stlačení (zkrácení délky) celého oblouku. V případě, kdy je oblouk bez otevřených trhlin, bude vrchol klenby klesat dolů. Tento jev může být vnímán jako nežádoucí, avšak je nevyhnutný a musí se s ním počítat. Míra svislé deformace je přímo úměrná míře porušení oblouku trhlínami, proto je nezbytná co největší míra vyplnění trhlin po celém oblouku. V případě výrazného dovírání nezainjektovaných trhlin dochází k výrazně větším deformacím v místech trhlin a vrchol oblouku má tendenci stoupat nahoru. I proto v průběhu předpínání musí probíhat měření a analýza chování konstrukce projektantem.

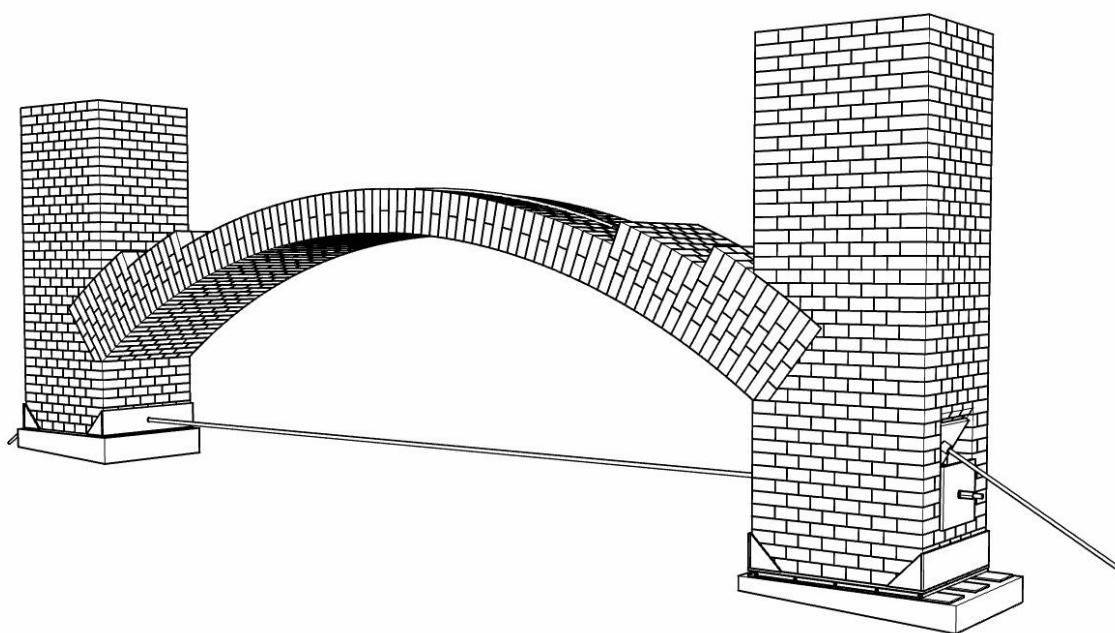
Měřením na experimentálním modelu klenby a matematickými modely byly prokázány některé závislosti na předpínací síle:

- Předpětím lze vytvořit tlakovou rezervu, která umožňuje navýšení zatížení bez zvětšení (případně vzniku) tahových trhlin.
- Vztah mezi vodorovným posunem paty klenby U_x a svislou deformací U_z ve vrcholu klenby lze uvažovat lineární.

- Pokud nedochází k pootočení nebo posunu pilíře klenby, vliv předpínací síly P téměř nemá vliv na sílu v táhle. Pokud je možné stáhnout paty klenby k sobě, lze předpětím efektivně snížit reakci v patě klenby.
- Na změny deformaci v závislosti na předpětí má zásadní vliv stav porušení oblouku klenby. Proto je v případě stabilizace předpětím důležitá injektáž trhlín cementovou maltou v co největší míře.
- Posunem paty klenby u předpjaté klenby vodorovná reakce od klenby klesá, u nepředpjaté mírně roste. Změna je způsobená změnou geometrie oblouku.
- Předpětí vytváří tlakovou rezervu a tím oddaluje vznik tahových trhlín vyvolaných posunem patky pilíře (paty klenby).
- Dodatečným předepnutím klenby s táhlem lze zcela eliminovat sílu v táhle a dosáhnout stavu, kdy lze táhlo ze statické soustavy oblouk s táhlem vyjmout.

9.2 Matematické modely MKP

Při tvorbě matematických modelů kleneb podélně předpjatých je potřeba se odpoutat od „klasických“ vetknutých a trojkloubových oblouků. Vhodnější je tvořit prutový model včetně svislé nosné konstrukce jako rám, který zohledňuje odklon paty klenby a zároveň zohledňuje vytvořené trhliny na oblouku. Pro běžné projektování se dle vyhodnocení modelů MKP jeví dostačující tvořit trhliny lokálním snížením výšky průřezu. Tím dojde v daném místě ke snížení ohybové tuhosti, co odpovídá reálnému chování oblouku klenby. Měřením byla prokázána použitelnost běžných lineárních makro-modelů pro stanovení účinků od dodatečně vneseného předpětí do klenby v podélném směru.



Obr. 9.1 Experimentální model klenby – vizualizace

9.3 Naplnění cílů disertační práce

Cílem disertační práce bylo měření a následná analýza provedená na experimentálním modelu klenby (**kapitola 7**) a na zesilovaném klenbovém pásu kostela ve Švábenicích (**kapitola 8**). Na analýzu byly navázané vhodné matematické modely MKP v programu ANSYS. Výsledkem je prohloubení znalostí skutečného chování sanovaných kleneb, na které můžou navázat rozumná pravidla a doporučení pro projektanty (statiky). Dále pak informace vedoucí k vytvoření reálnějšího modelu klenby odpovídajícího chování konstrukce (včetně interakce se svislou nosnou konstrukcí) při předpínání.

Měřením bylo prokázáno efektivní vyrušení vodorovné reakce v patě klenby. Tím následně dojde k zabránění odklápění podpůrné konstrukce klenby. Předpajatá klenba naopak působí jako tažený prvek, který je schopný až do vyčerpání vneseného předpětí přenášet tahové síly. To je významný efekt, protože právě posun paty klenby je nejčastějším důvodem poruch kleneb.

Experimentální měření a numerické modely prokázaly možnost zcela vyloučit záměrně vneseným podélným předpětím vodorovnou reakci původní klenby (**kapitola 7.12**), a to i po významném porušení, které se dosáhlo posunem podpůrného pilíře klenby. V rámci tohoto experimentů vznikla technologie: *Náhrada kovaného táhla v konstrukčním systému klenba s táhlem předpínacím kabelem vedeným po rubu klenby* [48].

Prokázané byly i vzájemné vztahy mezi silou v táhle (podporách klenby) a předpínací silou ve vazbě na deformační veličiny (průhyb vrcholu, přetváření vrcholového průřezu, posun podpůrného pilíře), viz **kapitola 7.6, 7.8 a 7.10**.

9.4 Možné směry dalšího výzkumu

V problematice předpínání kleneb pořád zůstávají nevyřešené otázky, které by mohly být dobrým námětem na směřování dalšího výzkumu.

Vhodným tématem by byla optimalizace sklonu lana ve vztahu k vnitřním silám na oblouku a v patě klenby při různých tvarech oblouků (elipsa a různé typy segmentového oblouku).

Programátorský typ vědce by se mohl projevit v tvorbě softwaru, který by v reálném čase vyhodnocoval měření přetvoření konstrukce a vykresloval tyto změny v grafu i graficky (jak tvar oblouku, tak vztah mezi naměřenými hodnotami deformací a napínací silou).

Dlouhodobé sledování změn dotvarování zdiva oblouku a jeho vliv na pokles síly v laně a deformace by bylo vhodné zkoumat v případě možnosti víceletého projektu.

Za zmínku stojí i podrobná analýza vzniku trhliny v ložné spáře zdiva pilíře od momentu od předpětí v patě klenby pomocí modelování detailního mikro-modelu.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ**Odborná literatura**

- [1] OTTO, J.: *Ottův slovník naučný: Ilustrovaná encyklopedie obecných vědomostí, Čtrnáctý díl*. Vydavatel a nakladatel J. Otto v Praze, 1899.
- [2] LIPANSKÁ, E.: *Historické klenby*. Vyd. 1. Praha: EL CONSULT. 1998. 71 s. ISBN 80-902076-1-8.
- [3] ERBEN, A.: *Klenby*. Vyd. 1. Praha: Státní nakladatelství učebnic. 1950. 35 s. 92 793/50-II/3.
- [4] KOHOUT, J.; TOBEK, A.: *Zednictví – Tradice z pohledu dneška*. Vyd. 8. Praha: Grada Publishing, 1998. 224 s. ISBN 80-7169-653-6.
- [5] MENCL, V.: *České středověké klenby*. Vyd. 1. Praha: ORBIS, 1974. 142 s.
- [6] ČERVENÝ, F., ŘEHOŘOVSKÝ, V.: *Technický průvodce pro inženýry a stavitele*. Praha: Česká matice technická. 1915.
- [7] WITZANY, J.: *Poruchy a rekonstrukce zděných budov*. Vyd. 1. Praha: Nakladatelství ŠEL, 1999. 312 s. ISBN 80-902697-5-3.
- [8] VINÁŘ, J.: *Konstrukce historických staveb*. Vyd. 1. Praha: Společnost pro technologie a ochrany památek, 2006. 166 75s. ISBN 80-86657-05-1.
- [9] MUK, J.: *Historické konstrukce I*. Vyd. 1. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1996. 62 s. ISBN 80-01-01095-3.
- [10] PASEKA, A.: *Inženýrskogeologické zhodnocení podzákladí kostela ve Švábenicích*. 1994.
- [11] BAŽANT, Z.; KLUSÁČEK, L.: *Statika při rekonstrukci objektů*. Vyd. 5. Brno: Akademické nakladatelství CERM. 2010. 122 s. ISBN 978-80-7204-692-8.
- [12] BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L., PASEKA, A.: *Příčiny poruch a statické zajištění kostela*. Sborník příspěvků z 27. konference „Zakládání staveb“, 11/1999, Brno.
- [13] BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L.: *Post-tensioning of Historic Masonry Constructions*. Proceeding of the Structural Faults + Repair Conference, London 7/1999.
- [14] KLUSÁČEK, L.: *Kostel Švábenice – stabilizace klenbových pásů; Technická zpráva k projektové dokumentaci DPS (dokumentace pro provedení stavby)*. Červenec 2010.
- [15] STRNAD, J.: *Vliv dodatečného předpětí na přetváření zděných kleneb a metodika jeho měření*. Disertační práce. Brno 2009; 130 stran. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí.
- [16] BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L.: *Zkušenosti s předpínáním cihelných kleneb*. Sborník z 21. konference „Sanace a rekonstrukce staveb 99“, 6/1999, Praha.
- [17] KOŠATKA, P., BROUKALOVÁ, I.: *Navrhování zděných konstrukcí: příručka k ČSN EN 1996*. Praha: MŠMT a ČKAIT, 2010. ISBN 978-80-87438-02-2.
- [18] ŠMIŘÁK, S.: *Pružnost a plasticita I*. Brno: CERM. 1999. 210 s. ISBN 80-7204-468-0.
- [19] NAVRÁTIL, J.: *Předpjaté betonové konstrukce*. Brno: CERM. 2008. 186 s. ISBN 978-80-7204-561-7
- [20] HART, F.: *Kunst und Technik der Wölbung*. Verlag D.W. Callwey, München 1965.

- [21] HOLZER, Stefan M.: *Statische Beurteilung historischer Tragwerke: Band 1, Mauerwerkskonstruktionen*. Berlin: Ernst & Sohn, 2013. Bauingenieur-Praxis. ISBN 978-3-433-02959-6.
- [22] ZUCCHINI, A., LOURENCO, P. B.: *A coupled homogenisation – damage model for masonry cracking*. Dostupné z: www.sciencedirect.com
- [23] LOURENCO, P. B.: *Computation Strategies for Masonry Structures*. Porto: Delft University Press. 1996. 220 s. ISBN 90-407-1221-2.
- [24] LENCZNER, D.: *In-situ Measurement of Creep Movement in Brick Masonry Tower Block*. *Masonry International*, 8 (1986) 17-20.
- [25] BULL, J. W.: *Computational Modelling of Masonry, Brickwork and Blockwork structures*. Stirling: Saxe-Coburg Publications. 2001. 326 s. ISBN 1-874672-04-5.
- [26] HENDRY, A. W., SIHNA, B. P., DAVIES, S. R.: *Design of Masonry Structures*. London: Champan & Hall. 1997. 279 s. ISBN 0-419-21560-3.
- [27] RIVIECCIO, P. G.: *Homogenization Strategies and Computational Analyses for Masonry Structures via Micro-mechanical Approach*. PhD thesis. Neapol 2006; 449 s. University of Napoli federico II, Engineering Faculty.
- [28] ROMANO, A.: *Modelling, Analysis and Testing of Masonry Structures*. PhD thesis. Neapol 2005; 306 s. University of Napoli federico II, Engineering Faculty.
- [29] CURTIN, W. G., SHAW, G., BECK, J. K.: *Design of Reinforced and Prestressed Masonry*. London: Thomas Telford Ltd. 1988. 247 s. ISBN: 0-7277-1314-0.
- [30] ROBERTS, J. J., EDGELL, G. J., RATHBONE, A. J.: *Handbook to BS 5628: Part 2*. London: Viewpoint Publications. 1986. 197 s. ISBN: 0-86310-020-1.

Internetové odkazy

- [31] www.svabenice.cz/kostel-sv-michaela
- [32] www.hbm.cz
- [33] www.sciencedirect.com
- [34] www.journals.elsevier.com

Technické normy

- [35] ČSN EN 1996-1-1. *Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce*. Praha: Český normalizační institut, 2007. 106 s. Třídící znak 731101.

Manuály k výpočetním programům

- [36] *Release 10.0 Documentation for ANSYS* © 2005 SAS IP, Inc.
- [37] *Rhinoceros 5, User's Guide*. Robert McNeel & Associates, 1/8/2014. Dostupné z: <http://www.rhino3d.com/download/rhino/5.0/usersguide>

VLASTNÍ PUBLIKAČNÍ ČINNOST

- [38] POŽÁR, M.: *Statické působení, poruchy a zesilování valených kleneb*. In *Sborník anotací konference Juniorstav 2011*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 4. 2. 2011. 1 strana. ISBN 978-80-214-4232-0.
- [39] POŽÁR, M., KLUSÁČEK, L.: *Kotvení ocelových desek do zdiva příčně předpjatým spojem*. *Sanace betonových konstrukcí*, 2011, roč. 2011, č. 1, s. 252-259. ISSN: 1211-3700.
- [40] DUCHÁČ, P., KLUSÁČEK, L., TERZIJSKI, I., POŽÁR, M., VOLF, M.: *Stanovení modulu pružnosti zdiva pomocí jednolanového napínacího lisu*. *Sanace betonových konstrukcí*, 2011, roč. 2011, č. 1, s. 178-185. ISSN: 1211-3700.
- [41] KOCÁB, D., KLUSÁČEK, L., POŽÁR, M., POSPÍCHAL, O.: *Diagnostika a posouzení cihelné klenby pod zámeckým parkem v Moravském Krumlově*. In *Sborník recenzovaných příspěvků konference ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ 2011*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 2011. s. 169-178. ISBN: 978-80-214-4338-9.
- [42] TERZIJSKI, I., KLUSÁČEK, L., KRATOCHVÍL, M., DUCHÁČ, P., VOLF, M., POŽÁR, M., STRNAD, J., BAŽANT, Z.: *Stanovení deformačních charakteristik zdiva*. *Stavební obzor*, 2012, roč. 2012, č. 1, s. 6-14. ISSN: 1210-4027.
- [43] POŽÁR, M.: *Využití napínacích lan pro kotvení ocelových desek na zdivo*. In *Sborník anotací konference Juniorstav 2011*. Brno: AKADEMICKÉ NAKLADATELSTVÍ CERM, 2012. s. 166-166. ISBN: 978-80-214-4393-8.
- [44] POŽÁR, M.: *Modelování zděných konstrukcí*. In *Sborník anotací konference Juniorstav 2013*. Brno: AKADEMICKÉ NAKLADATELSTVÍ CERM, 2013. s. 174-174. ISBN: 978-80-214-4669-4.
- [45] KLUSÁČEK, L., POŽÁR, M., BAŽANT, Z.: *Stabilizace klenbových pásů barokního kostela sv. Michaela Archanděla*. *Stavebnictví*, 2013, č. 06, s. 28-33. ISSN: 1802-2030.
- [46] KLUSÁČEK, L., NEČAS, R., STRNAD, J., POŽÁR, M.: *Ověření spolupůsobení oddělených částí mostních kleneb*. In *Sborník příspěvků 19. mezinárodního symposia MOSTY/BRIDGES 2014*. 2014. Brno: SEKURON s.r.o., 2014. s. 267-272. ISBN: 978-80-86604-62-6.
- [47] POŽÁR, M., KLUSÁČEK, L., NEČAS, R.: *Výsledky stabilizace železniční mostní klenby příčným předpětím*. In *Sborník příspěvků 20. Mezinárodní symposium MOSTY/BRIDGES 2015*. 2015. Brno: SEKURON s.r.o., 2015. s. 249-254. ISBN: 978-80-86604-65-7.

PRODUKTY

- [48] KLUSÁČEK, L., POŽÁR, M., STRNAD, J.: *Náhrada kovaného táhla v konstrukčním systému klenba s táhlem předpínacím kabelem vedeným po rubu klenby*. FAST-J-11-6/115. Ověřená technologie. 20. 1. 2012. Dostupné také z: http://www.fce.vutbr.cz/BZK/pozar.m/Popis_technologie.pdf
- [49] KLUSÁČEK, L., NEČAS, R., STRNAD, J., POŽÁR, M.: *Ramenátový zesilovač pro sledování přetváření průřezu klenby*. Funkční vzorek. 1. 10. 2014. Dostupné také z: http://www.fce.vutbr.cz/BZK/necas.r/modely/FV_Ramenat.pdf
- [50] KLUSÁČEK, L., NEČAS, R., POŽÁR, M., STRNAD, J.: *Technologie ověření spolupůsobení oddělených částí mostní klenby*. Ověřená technologie. 1. 10.2014. Dostupné také z: http://www.fce.vutbr.cz/BZK/necas.r/modely/ZT_spol_klenby.pdf

SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK SYMBOLŮ

α	středový úhel kruhové/kružnicové výseče
σ_{dov}	dovolené napětí
σ_1	napětí v tahu
σ_2	napětí v tlaku
A	průřezová plocha
e	excentricita síly
f	vzepětí oblouku
h	tloušťka klenby, průřezu
L	rozpětí klenby
M	ohybový moment
N	normálová síla
P	síla předpětí
R	poloměr kružnice
ROT_x	rotace kolem osy x GSS
ROT_y	rotace kolem osy y GSS
ROT_z	rotace kolem osy z GSS
$STR + Z$	celkové poměrné přetvoření na horních vláknech průřezu
$STR + Z (M)$	poměrné přetvoření na horních vláknech průřezu od ohybového momentu
$STR + Z (N)$	poměrné přetvoření na horních vláknech průřezu od normálové síly
$STR - Z$	celkové poměrné přetvoření na dolních vláknech průřezu
$STR - Z (M)$	pom. přetvoření na dolních vláknech průřezu od ohyb. momentu
$STR - Z (N)$	poměrné přetvoření na dolních vláknech průřezu od normálové síly
$STR - Z_x (M)$	poměrné přetvoření na dolních vláknech průřezu od ohybového momentu ve výšce trhliny
t	tloušťka klenby
T	síla v ocelovém táhle
U_x	vodorovná deformace, deformace ve směru osy x GSS
U_y	vodorovná deformace, deformace ve směru osy y GSS
U_z	svislá deformace, deformace ve směru osy z GSS
V	posouvající síla
W	modul průřezu

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 2.1 Části klenby – prvky	14
Obr. 2.2 Části klenby – geometrie	14
Obr. 2.3 Tvary klenbových oblouků	16
Obr. 2.4 Poměr výšky oblouku k rozpětí klenby	17
Obr. 2.5 Kostel sv. Michaela, Švábenice	17
Obr. 2.6 Nebezpečné spáry u segmentového oblouku, středový úhel menší než 120°	19
Obr. 2.7 Nebezpečné spáry u segmentového oblouku, středový úhel větší než 120°	19
Obr. 2.8 Síly působící v řezu a-a	20
Obr. 2.9 Průběh napětí v průřezu při různých excentricitách normálové síly	20
Obr. 2.10 Teoretické zatížení podle hodnot vypočtených podle vzorce (1.1)	22
Obr. 2.11 Klenbové kleště	22
Obr. 2.12 Složkový obrazec	23
Obr. 2.13 Tlaková čára vynesena pomocí výslednicové čáry	24
Obr. 2.14 Tlaková čára vynesena statickým výpočtem	24
Obr. 3.1 Lokální přetížení klenby	25
Obr. 3.2 Porušení klenby pohybem podpor – patek klenby	26
Obr. 3.3 Porušení klenby poklesem základu nebo pootočením	26
Obr. 3.4 Zvýšení tuhosti podpor klenby přizdřením	27
Obr. 3.5 Klenba vynesena závěsy	28
Obr. 3.6 Osazení táhla v klenbě s možností rektifikace	28
Obr. 3.7 Rubová zesilující klenba (skořepina)	28
Obr. 3.8 Zesílení klenby systémem Helifix	29
Obr. 3.9 Vedení lana monostrand v klenbě	30
Obr. 3.10 Vliv vedení lana na síly od napínání	30
Obr. 4.1 Základní složení zdiva	31
Obr. 4.2 Tři základní způsoby modelování zděných konstrukcí	33
Obr. 4.3 Změna původního zdiva na „homogenní kontinuum“ – proces homogenizace ...	33
Obr. 4.4 Strategie modelování zjednodušeného mikro-modelu	34

Obr. 4.5 Mechanismy porušení zdiva	35
Obr. 4.6 Dvoustupňový homogenizační proces pro zděné konstrukce	36
Obr. 4.7 Diagram kompozitního prvku s isoliniemi smykového napětí.	37
Obr. 4.8 Vetknutý oblouk, vnitřní úhel 120°	39
Obr. 4.9 Trojkloubový oblouk, vnitřní úhel 120°	39
Obr. 4.10 Statické schéma a ohybový moment – vetknutý oblouk, vnitřní úhel 150°	39
Obr. 4.11 Statické schéma a ohybový moment – vetknutý oblouk s kloubem na excentricitě, vnitřní úhel 150°	39
Obr. 4.12 Průřez neporušený trhlinou.....	39
Obr. 4.13 Průřez porušený trhlinou.....	39
Obr. 5.1 Vizualizace experimentálního modelu klenby.....	41
Obr. 6.1 Soustava předpětí.....	42
Obr. 6.2 Složky síly od předpětí	44
Obr. 6.3 Síly v patě klenby	45
Obr. 6.4 Tvary zdeformovaných oblouků od předpětí (červená)	46
Obr. 7.1 Experimentální model klenby – popis	48
Obr. 7.2 Experimentální model klenby – rozměry	48
Obr. 7.3 Ocelové táhlo s maticemi	49
Obr. 7.4 Ocelová roznášecí deska.....	49
Obr. 7.5 Siloměr s roznášecími podložkami	49
Obr. 7.6 Osazený siloměr na ocelovém táhle u neposuvné paty klenby	49
Obr. 7.7 Ocelová patka – neposuvná pata klenby.....	50
Obr. 7.8 Valivé ložisko s posuvnou patkou.....	50
Obr. 7.9 Kotevní sklípek – neposuvná pata klenby	50
Obr. 7.10 Kotevní sklípek – posuvná pata klenby s napínacím lisem.....	50
Obr. 7.11 Deviátor – blíž k neposuvné patě klenby	51
Obr. 7.12 Deviátor – blíž k posuvné patě klenby.....	51
Obr. 7.13 Osazený ramenátový zesilovač na modelu klenby.....	51
Obr. 7.14 Osazení indukčnostního snímače na ramenátovém zesilovači	51
Obr. 7.15 Ramenátový zesilovač – schéma	52

Obr. 7.16 Siloměr HBM C6A – 200 kN	53
Obr. 7.17 Indukčnostní snímač	53
Obr. 7.18 Hollanovy můstky ve vrcholu klenby s osazenými indukčnostními snímači	53
Obr. 7.19 Hollanův můstek u paty klenby	53
Obr. 7.20 Měřicí ústředna: Quantum X MX840A	54
Obr. 7.21 Teplotní čidlo PT100	54
Obr. 7.22 Příklad zapojení měřicí sestavy	54
Obr. 7.23 Osové schéma modelu	56
Obr. 7.24 Axonometrie modelu (zobrazené pouze zdivo a lano)	56
Obr. 7.25 Uzly celé konstrukce	59
Obr. 7.26 Úskoky uzlů při změně tloušťky klenby a uzly pro lano včetně číslování	59
Obr. 7.27 Okrajové podmínky, zatížení a propojení uzlů („CP – coupling“)	60
Obr. 7.28 První vrstva závaží, 4x28=112 ks	61
Obr. 7.29 Druhá vrstva závaží, 3x23=69 ks	61
Obr. 7.30 Třetí vrstva závaží, 2x18=36 ks	61
Obr. 7.31 Nezatížená klenba	62
Obr. 7.32 Klenba s plným zatížením 38,409 kN	62
Obr. 7.33 Měření vodorovného posunu paty klenby U_x	62
Obr. 7.34 Měření svislé deformace ve vrcholu klenby U_z	62
Obr. 7.35 Změna poměrného přetvoření u nepředpjaté a předpjaté klenby	63
Obr. 7.36 Vodorovný posun paty U_x a svislé deformace U_z v závislosti na síle v táhle T (přetížení);	64
Obr. 7.37 Vztah mezi vodorovným posunem paty U_x a svislou deformací U_z ;	64
Obr. 7.38 Změna poměrného přetvoření rubu (STR+Z) a líce (STR-Z) klenby ve vrcholu ...	65
Obr. 7.39 Průběh změny poměrných přetvoření od zatížení po délce oblouku	65
Obr. 7.40 Průběh změny poměrných přetvoření od zatížení po délce oblouku klenby	65
Obr. 7.41 První vrstva závaží, 4x15=60 ks	66
Obr. 7.42 Druhá vrstva závaží, 3x14=42 ks	66
Obr. 7.43 Zatížená klenba	66
Obr. 7.44 Trhlina ve vrcholu, 2 mm	66

Obr. 7.45 Trhlina u posuvné paty klenby před zatěžováním, 6 mm	67
Obr. 7.46 Vodorovná trhlina v pilíři posuvné paty klenby při napínání	67
Obr. 7.47 Zainjektovaná trhlina cementovou maltou	67
Obr. 7.48 Svisle sepnuté pilíře	67
Obr. 7.49 Síla v táhle – T v závislosti na předpínací síle – P	68
Obr. 7.50 Vodorovný posun paty klenby U_x v závislosti na předpínací síle – P	69
Obr. 7.51 Svislá deformace ve vrcholu klenby U_z v závislosti na předpínací síle – P	69
Obr. 7.52 Změna poměrného přetvoření ve vrcholu zatížené („Z“) a nezatížené („N1“) klenby (+ tah; - tlak) v závislosti na předpínací síle – P	70
Obr. 7.53 Změna poměrného přetvoření [mm/m] ve vrcholu klenby (+ tah; - tlak)	71
Obr. 7.54 Přetvoření trhliny (+ tah; - tlak) v oblouku u paty klenby na straně neposuvné paty	71
Obr. 7.55 Přetvoření trhliny (+ tah; - tlak) v oblouku u paty klenby na straně posuvné paty klenby	71
Obr. 7.56 Přetvoření vodorovné trhliny (+ tah; - tlak) v pilíři posuvné pat klenby	72
Obr. 7.57 Usmýknutí zdiva ve vodorovné spáře v pilíři	73
Obr. 7.58 Vodorovná trhlina v pilíři od ohybového momentu v patě klenby	73
Obr. 7.59 Deformace U_z – model bez trhlin, $P=110$ kN (MKP1)	75
Obr. 7.60 Deformace U_z – model s trhlinou paty do 2/3 výšky průřezu, $P=110$ kN (MKP2)	75
Obr. 7.61 Deformace U_z – model s trhlinou ve vrcholu do 2/3 výšky průřezu, $P=110$ kN (MKP3)	75
Obr. 7.62 Deformace U_z – model s trhlinou ve vrcholu i u paty do 2/3 výšky průřezu, $P=110$ kN	75
Obr. 7.63 Povolování matice ocelového táhla	76
Obr. 7.64 Měření posunu paty klenby po valivém ložisku	76
Obr. 7.65 Svislá deformace U_z ve vrcholu klenby v závislosti na posunu paty klenby U_x ..	77
Obr. 7.66 Síla v laně – P v závislosti na posunu paty klenby U_x	77
Obr. 7.67 Síla v táhle – T v závislosti na posunu paty klenby U_x	78
Obr. 7.68 Změna poměrného přetvoření ve vrcholu nepedpjaté klenby (+ tah; - tlak)	78
Obr. 7.69 Změna poměrného přetvoření ve vrcholu předpjaté klenby (+ tah; - tlak)	79

Obr. 7.70 Změna síly v táhle při napínání.....	82
Obr. 7.71 Hollanové můstky u paty klenby, H_N_Horní/Dolní	83
Obr. 7.72 Hollanové můstky ve vrcholu klenby, H_V_Horní/Dolní	83
Obr. 7.73 Přetvoření na Hollanovém můstku ve vrcholu klenby při předpínání	83
Obr. 7.74 Přetvoření na Hollanovém můstku u neposuvné paty klenby při předpínání	83
Obr. 7.75 Přetvoření na Hollanovém můstku ve vrcholu klenby při $P=200$ kN.....	84
Obr. 7.76 Přetvoření na Hollanovém můstku u neposuvné paty klenby při $P=200$ kN	84
Obr. 7.77 Závislost síly v laně P a průhybu ve vrcholu U_z na vodorovném posunu paty klenby U_x	84
Obr. 7.78 Síla v laně P a táhle T v závislosti na vodorovném posunu klenby U_x	84
Obr. 7.79 Síly v laně (P) a táhle (T) v závislosti na vodorovném posunu paty klenby U_x	85
Obr. 7.80 Síla v laně (P) a svislý průhyb ve vrcholu klenby U_z	85
Obr. 7.81 Přetvoření na Hollanovém můstku ve vrcholu klenby při posunu paty klenby ..	86
Obr. 7.82 Přetvoření na Hollanovém můstku u neposuvné paty klenby při posunu paty klenby	86
Obr. 7.83 Povolená matice ocelového táhla	86
Obr. 7.84 Síla v ocelovém táhle (nahore) a síla v napnutém laně (dole)	86
Obr. 7.85 Experimentální model klenby	87
Obr. 8.1 Kostel sv. Michaela, Švábenice – půdorys.....	89
Obr. 8.2 Řez kostelem mezi 3. a 4. klenbovým pásem	89
Obr. 8.3 Zaměřený tvar klenbového pásu č. 2	90
Obr. 8.4 Zaměřený tvar klenbového pásu č. 3	90
Obr. 8.5 Odklonění pat klenby a průhyb ve vrcholu (klenbový oblouk č. 2)	91
Obr. 8.6 Trhlina ve vrcholu klenbového pásu č. 2	92
Obr. 8.7 Opadající omítka na kopuli mezi klenbovými pásy č. 2 a 3	92
Obr. 8.8 Trhlina ve vrcholu klenbového pásu č. 2 po odstranění omítky (šířka 25 mm)	92
Obr. 8.9 Svislé utržení obvodového zdiva v úrovni střechy, trhlina ve zdivu	92
Obr. 8.10 Porušení klenby a následná stabilizace	93
Obr. 8.11 Vedení napínacího lana v klenbovém pásu č. 2	95
Obr. 8.12 Vedení napínacího lana v klenbovém pásu č. 3	95

Obr. 8.13 Napínací lis v kotevním sklípku.....	95
Obr. 8.14 Vedení lana po rubu klenby a deviátor	95
Obr. 8.15 Osové schéma modelu	96
Obr. 8.16 Axonometrie modelu (zobrazené pouze zdivo a lano).....	96
Obr. 8.17 Uzly celé konstrukce	98
Obr. 8.18 Úskoky uzlů při změně tloušťky klenby a uzly pro lano včetně číslování	98
Obr. 8.19 Okrajové podmínky a propojení uzlů („CP – coupling“)	99
Obr. 8.20 Přetvoření po výšce pro průřez porušený trhlinou pro model MKP	100
Obr. 8.21 Deformace U_x [m], od vlastní tíhy	101
Obr. 8.22 Deformace U_x [m], od předpětí	101
Obr. 8.23 Deformace U_z [m], od vlastní tíhy	101
Obr. 8.24 Deformace U_z [m], od předpětí.....	101
Obr. 8.25 Normálová síla [N], od vlastní tíhy	101
Obr. 8.26 Normálová síla [N], od předpětí	101
Obr. 8.27 Ohybový moment [Nm], od vlastní tíhy	102
Obr. 8.28 Ohybový moment [Nm], od předpětí.....	102
Obr. 8.29 Napětí – tah [Pa], od vlastní tíhy	102
Obr. 8.30 Napětí – tah [Pa], od předpětí.....	102
Obr. 8.31 Napětí – tlak [Pa], od vlastní tíhy	102
Obr. 8.32 Napětí – tlak [Pa], od předpětí	102
Obr. 8.33 Osazený ramenátový zesilovač ve vrcholu oblouku	103
Obr. 8.34 Naměřené poměrné přetvoření horního a dolního okraje průřezu ve vrcholu po výšce od předpětí $P=157$ kN	103
Obr. 8.35 Poměrné přetvoření na horním a dolním okraji klenbového pásu	104
Obr. 8.36 Změna křivosti klenby v závislosti na napínací síle.....	104
Obr. 8.37 Změny poměrných přetvoření a křivosti oblouku po dobu 65 dnů	105
Obr. 8.38 Změna teploty pod stropem a v klenbě po dobu 65 dnů.....	105
Obr. 8.39 Interiér kostela po stabilizaci kleneb a obnově omítky.....	106
Obr. 9.1 Experimentální model klenby – vizualizace.....	108
Obr. A.1 U_x [m]	129

Obr. A.2 Uz [m]	129
Obr. A.3 N – zdivo, klenba [N]	129
Obr. A.4 N – lano [N]	129
Obr. A.5 V – zdivo [N]	129
Obr. A.6 M – zdivo [Nm]	129
Obr. A.7 Napětí – tah [Pa]	130
Obr. A.8 Napětí – tlak [Pa]	130
Obr. A.9 Napětí – tah a tlak [Pa]	130
Obr. A.10 Poměrné přetvoření – tah [-]	130
Obr. A.11 Poměrné přetvoření – tlak [-]	130
Obr. A.12 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]	130
Obr. A.13 Ux [m]	131
Obr. A.14 Uz [m]	131
Obr. A.15 N – zdivo, klenba [N]	131
Obr. A.16 N – lano [N]	131
Obr. A.17 V – zdivo [N]	131
Obr. A.18 M – zdivo [Nm]	131
Obr. A.19 Napětí – tah [Pa]	132
Obr. A.20 Napětí – tlak [Pa]	132
Obr. A.21 Napětí – tah a tlak [Pa]	132
Obr. A.22 Poměrné přetvoření – tah [-]	132
Obr. A.23 Poměrné přetvoření – tlak [-]	132
Obr. A.24 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]	132
Obr. A.25 Ux [m]	133
Obr. A.26 Uz [m]	133
Obr. A.27 N – zdivo, klenba [N]	133
Obr. A.28 N – lano [N]	133
Obr. A.29 V – zdivo [N]	133
Obr. A.30 M – zdivo [mN]	133

Obr. A.31 Napětí – tah [Pa]	134
Obr. A.32 Napětí – tlak [Pa]	134
Obr. A.33 Napětí – tah a tlak [Pa]	134
Obr. A.34 Poměrné přetvoření – tah [-]	134
Obr. A.35 Poměrné přetvoření – tlak [-]	134
Obr. A.36 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]	134
Obr. A.37 U_x [m]	135
Obr. A.38 U_z [m]	135
Obr. A.39 N – zdivo, klenba [N]	135
Obr. A.40 N – lano [N]	135
Obr. A.41 V – zdivo [N]	135
Obr. A.42 M – zdivo [Nm]	135
Obr. A.43 Napětí – tah [Pa]	136
Obr. A.44 Napětí – tlak [Pa]	136
Obr. A.45 Napětí – tah a tlak [Pa]	136
Obr. A.46 Poměrné přetvoření – tah [-]	136
Obr. A.47 Poměrné přetvoření – tlak [-]	136
Obr. A.48 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]	136
Obr. A.49 U_x [m]	137
Obr. A.50 U_z [m]	137
Obr. A.51 N – zdivo, klenba [N]	137
Obr. A.52 N – lano [N]	137
Obr. A.53 V – zdivo [N]	137
Obr. A.54 M – zdivo [Nm]	137
Obr. A.55 Napětí – tah [Pa]	138
Obr. A.56 Napětí – tlak [Pa]	138
Obr. A.57 Napětí – tah a tlak [Pa]	138
Obr. A.58 Poměrné přetvoření – tah [-]	138
Obr. A.59 Poměrné přetvoření – tlak [-]	138

Obr. A.60 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]	138
Obr. A.61 U_x [m]	139
Obr. A.62 U_z [m]	139
Obr. A.63 N – zdivo, klenba [N]	139
Obr. A.64 N – lano [N]	139
Obr. A.65 V – zdivo [N]	139
Obr. A.66 M – zdivo [Nm]	139
Obr. A.67 Napětí – tah [Pa]	140
Obr. A.68 Napětí – tlak [Pa]	140
Obr. A.69 Napětí – tah a tlak [Pa]	140
Obr. A.70 Poměrné přetvoření – tah [-]	140
Obr. A.71 Poměrné přetvoření – tlak [-]	140
Obr. A.72 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]	140
Obr. A.73 U_x [m]	141
Obr. A.74 U_z [m]	141
Obr. A.75 N – zdivo, klenba [N]	141
Obr. A.76 N – lano [N]	141
Obr. A.77 V – zdivo [N]	141
Obr. A.78 M – zdivo [Nm]	141
Obr. A.79 Napětí – tah [Pa]	142
Obr. A.80 Napětí – tlak [Pa]	142
Obr. A.81 Napětí – tah a tlak [Pa]	142
Obr. A.82 Poměrné přetvoření – tah [-]	142
Obr. A.83 Poměrné přetvoření – tlak [-]	142
Obr. A.84 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]	142
Obr. A.85 U_x [m]	143
Obr. A.86 U_z [m]	143
Obr. A.87 N – zdivo, klenba [N]	143
Obr. A.88 N – lano [N]	143

Obr. A.89 V – zdivo [N]	143
Obr. A.90 M – zdivo [Nm]	143
Obr. A.91 Napětí – tah [Pa]	144
Obr. A.92 Napětí – tlak [Pa]	144
Obr. A.93 Napětí – tah a tlak [Pa]	144
Obr. A.94 Poměrné přetvoření – tah [-]	144
Obr. A.95 Poměrné přetvoření – tlak [-]	144
Obr. A.96 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]	144
Obr. A.97 U _x [m]	145
Obr. A.98 U _z [m]	145
Obr. A.99 N – zdivo, klenba [N]	145
Obr. A.100 N – lano [N]	145
Obr. A.101 V – zdivo [N]	145
Obr. A.102 M – zdivo [Nm]	145
Obr. A.103 Napětí – tah [Pa]	146
Obr. A.104 Napětí – tlak [Pa]	146
Obr. A.105 Napětí – tah a tlak [Pa]	146
Obr. A.106 Poměrné přetvoření – tah [-]	146
Obr. A.107 Poměrné přetvoření – tlak [-]	146
Obr. A.108 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]	146
Obr. B.1 U _x [m]	147
Obr. B.2 U _z [m]	147
Obr. B.3 N – zdivo, klenba [N]	147
Obr. B.4 N – lano [N]	147
Obr. B.5 V – zdivo [N]	147
Obr. B.6 M – zdivo [Nm]	147
Obr. B.7 Napětí – tah [Pa]	148
Obr. B.8 Napětí – tlak [Pa]	148
Obr. B.9 Napětí – tah a tlak [Pa]	148

Obr. B.10 Poměrné přetvoření – tah [-]	148
Obr. B.11 Poměrné přetvoření – tlak [-]	148
Obr. B.12 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]	148
Obr. B.13 U_x [m]	149
Obr. B.14 U_z [m]	149
Obr. B.15 N – zdivo, klenba [N]	149
Obr. B.16 N – lano [N]	149
Obr. B.17 V – zdivo [N]	149
Obr. B.18 M – zdivo [Nm]	149
Obr. B.19 Napětí – tah [Pa]	150
Obr. B.20 Napětí – tlak [Pa]	150
Obr. B.21 Napětí – tah a tlak [Pa]	150
Obr. B.22 Poměrné přetvoření – tah [-]	150
Obr. B.23 Poměrné přetvoření – tlak [-]	150
Obr. B.24 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]	150
Obr. C.1 U_x [m]	151
Obr. C.2 U_z [m]	151
Obr. C.3 N – zdivo [N]	152
Obr. C.4 N – klenba [N]	152
Obr. C.5 N – lano [N]	153
Obr. C.6 N – radiální síly od lana [N]	153
Obr. C.7 V – zdivo [N]	154
Obr. C.8 V – zdivo [N]	154
Obr. C.9 M – zdivo [Nm]	155
Obr. C.10 M – klenba [Nm]	155
Obr. C.11 Napětí – tah, zdivo [Pa]	156
Obr. C.12 Napětí – tah, klenba [Pa]	156
Obr. C.13 Napětí – tlak, zdivo [Pa]	157
Obr. C.14 Napětí – tlak, klenba [Pa]	157

Obr. C.15 Napětí – tah a tlak, zdivo [Pa].....	158
Obr. C.16 Napětí – tah a tlak, klenba [Pa]	158
Obr. C.17 Poměrné přetvoření – tah, zdivo [-]	159
Obr. C.18 Poměrné přetvoření – tah, klenba [-].....	159
Obr. C.19 Poměrné přetvoření – tlak, zdivo [-]	160
Obr. C.20 Poměrné přetvoření – tlak, klenba [-]	160
Obr. C.21 Poměrné přetvoření – tah a tlak, zdivo [-]	161
Obr. C.22 Poměrné přetvoření – tah a tlak, klenba [-]	161
Obr. C.23 U_x [m]	162
Obr. C.24 U_z [m]	162
Obr. C.25 N – zdivo [N]	163
Obr. C.26 N – klenba [N]	163
Obr. C.27 V – zdivo [N].....	164
Obr. C.28 V – klenba [N]	164
Obr. C.29 M – zdivo [Nm]	165
Obr. C.30 M – klenba [Nm]	165
Obr. C.31 Napětí – tah, zdivo [Pa]	166
Obr. C.32 Napětí – tah, klenba [Pa]	166
Obr. C.33 Napětí – tlak, zdivo [Pa].....	167
Obr. C.34 Napětí – tlak, klenba [Pa]	167
Obr. C.35 Napětí – tah a tlak, zdivo [Pa].....	168
Obr. C.36 Napětí – tah a tlak, klenba [Pa]	168
Obr. C.37 Poměrné přetvoření – tah, zdivo [-]	169
Obr. C.38 Poměrné přetvoření – tah, klenba [-].....	169
Obr. C.39 Poměrné přetvoření – tlak, zdivo [-]	170
Obr. C.40 Poměrné přetvoření – tlak, klenba [-]	170
Obr. C.41 Poměrné přetvoření – tah a tlak, zdivo [-]	171
Obr. C.42 Poměrné přetvoření – tah a tlak, klenba [-]	171
Obr. C.43 U_x [m]	172

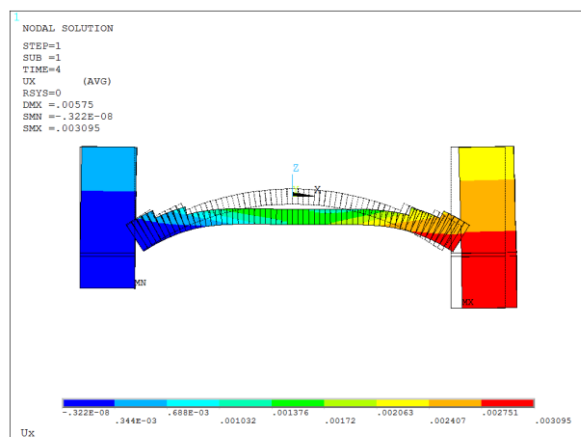
Obr. C.44 Uz [m]	172
Obr. C.45 N – klenba [N]	173
Obr. C.46 N – lano [N]	173
Obr. C.47 V – klenba [N]	174
Obr. C.48 M – klenba [Nm]	174
Obr. C.49 Napětí – tah, klenba [Pa]	175
Obr. C.50 Napětí – tlak, klenba [Pa]	175
Obr. C.51 Napětí – tah a tlak, klenba [Pa]	176
Obr. C.52 Poměrné přetvoření – tah, klenba [-]	176
Obr. C.53 Poměrné přetvoření – tlak, klenba [-]	177
Obr. C.54 Poměrné přetvoření – tah a tlak, klenba [-]	177

SEZNAM TABULEK

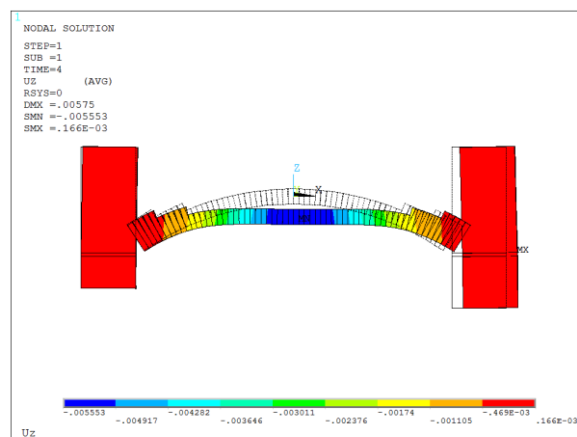
Tab. 2.1 Tloušťka segmentové klenby v patě a na vrcholu	18
Tab. 2.2 Hodnoty zatížení na půlkruhovou klenbu podle vzorce (2.1).....	21
Tab. 7.1 MKP – hodnoty vodorovného posunu (U_x) patky pilíře od různých průřezů ve vrcholu a u pat klenby	74
Tab. 7.2 MKP – hodnoty svislé deformace (U_z) ve vrcholu klenby od různých průřezů ve vrcholu a u pat klenby	74
Tab. 7.3 MKP – Normálové síly v laně při zadaném přetvoření lana odpovídajícímu napínací síle 110 kN	74
Tab. 7.4 MKP – Normálové síly ve zdivu při zadaném přetvoření lana odpovídajícímu napínací síle 110 kN	74
Tab. 7.5 MKP – Rozdíl normálové síly ve zdivu a laně při zadaném přetvoření lana odpovídajícímu napínací síle 110 kN – změna reakce vlivem předepnutí klenby.....	74
Tab. 7.6 Změny měřených hodnot při posunu paty klenby	79
Tab. 7.7 Svislá deformace (U_z) a normálová síla ve zdivu od posunů paty klenby modelu MKP nepředpjaté klenby ($P=0$ kN)	80
Tab. 7.8 Svislá deformace (U_z) a normálová síla ve zdivu od posunů paty klenby modelu MKP předpjaté klenby ($P=220$ kN)	80
Tab. 7.9 Poměrné přetvoření od posunu patky pilíře klenby modelu MKP nepředpjaté klenby ($P=0$ kN).....	81
Tab. 7.10 Poměrné přetvoření od posunu patky pilíře klenby modelu MKP předpjaté klenby ($P=220$ kN).....	81
Tab. 8.1 Poměrné přetvoření ve vrcholu klenby od předpětí	100

Příloha A EXPERIMENTÁLNÍ MODEL KLENBY – VLIV ZATÍŽENÍ A PŘEDPĚTÍ

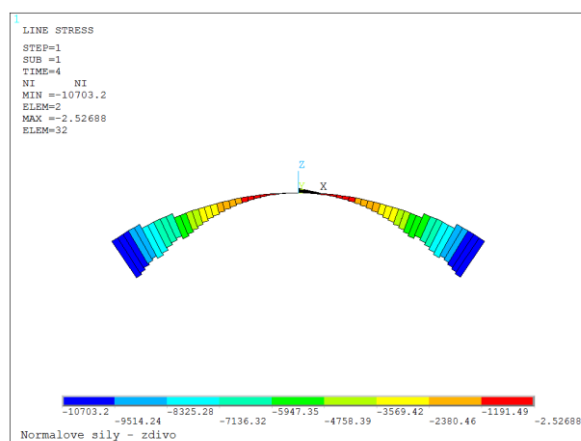
$P=0$ kN; Zatížení=38,409 kN; $g=0$ m.s⁻²; průřez bez trhliny



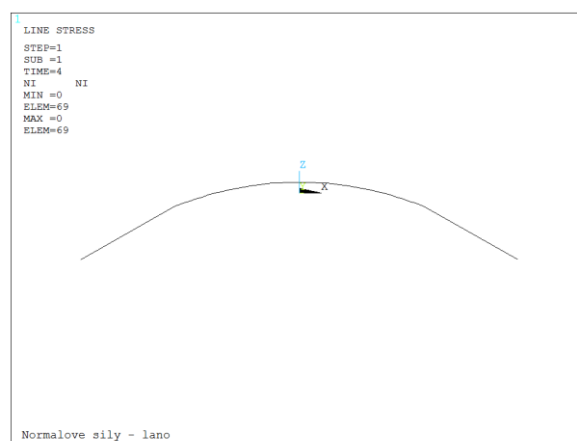
Obr. A.1 Ux [m]



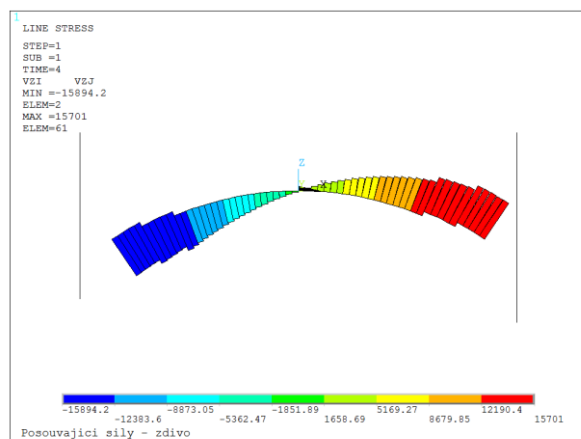
Obr. A.2 Uz [m]



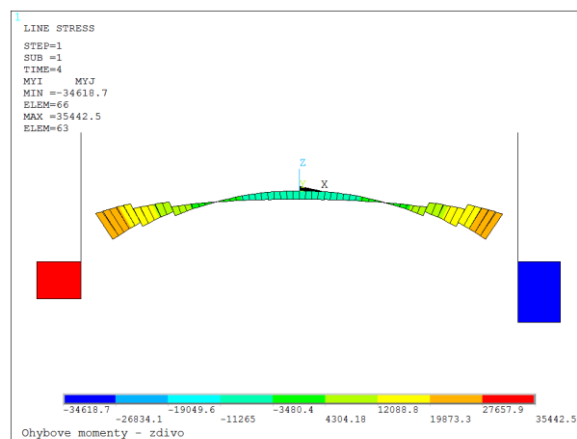
Obr. A.3 N – zdivo, klenba [N]



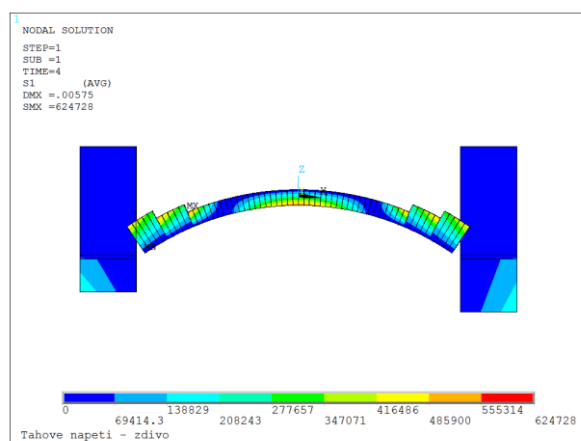
Obr. A.4 N – lano [N]



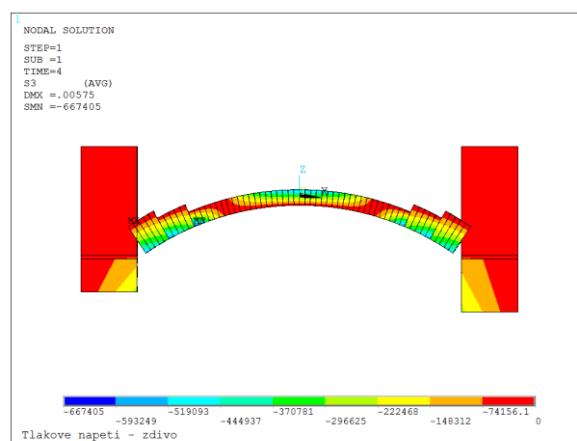
Obr. A.5 V – zdivo [N]



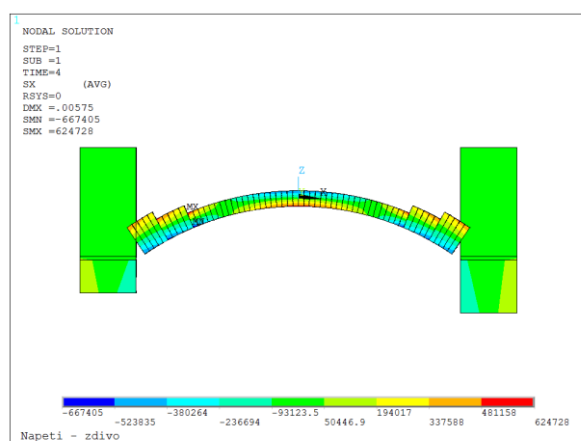
Obr. A.6 M – zdivo [Nm]



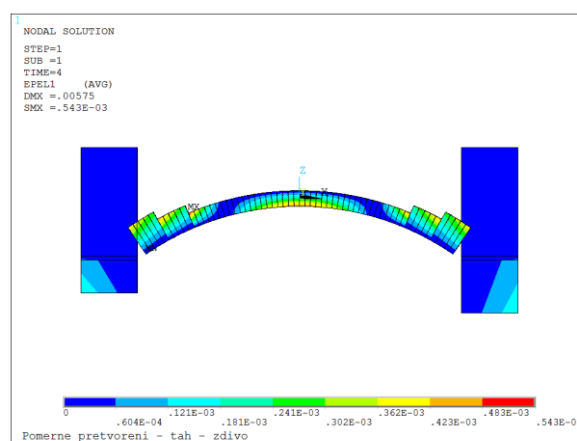
Obr. A.7 Napětí – tah [Pa]



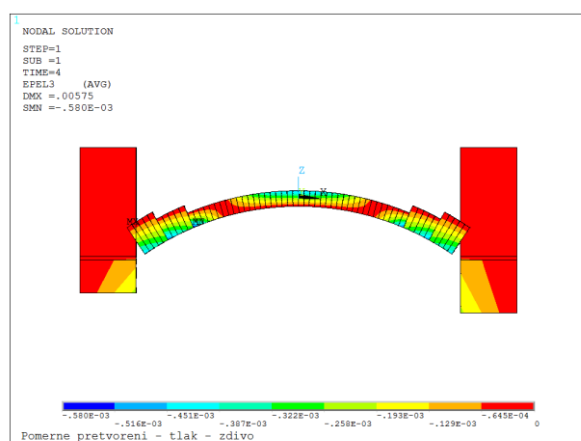
Obr. A.8 Napětí – tlak [Pa]



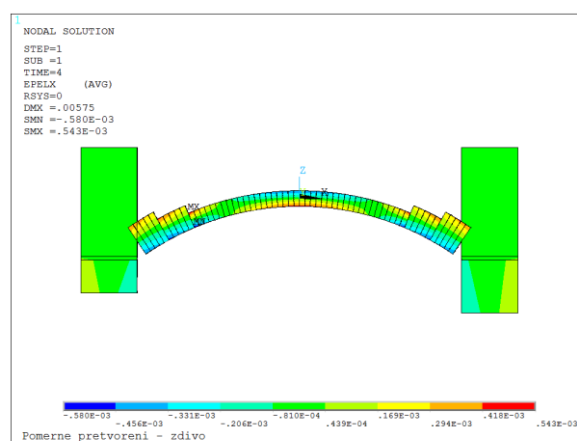
Obr. A.9 Napětí – tah a tlak [Pa]



Obr. A.10 Poměrné přetvoření – tah [-]

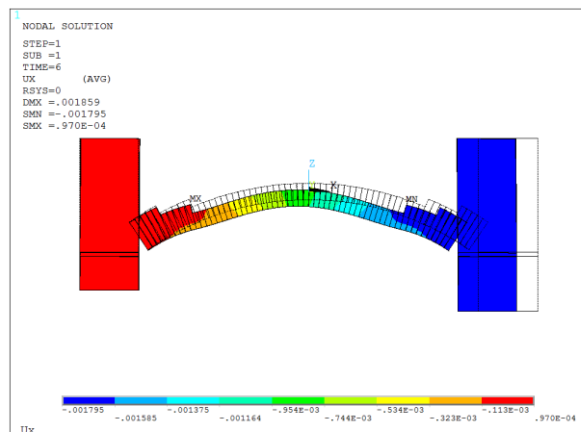


Obr. A.11 Poměrné přetvoření – tlak [-]

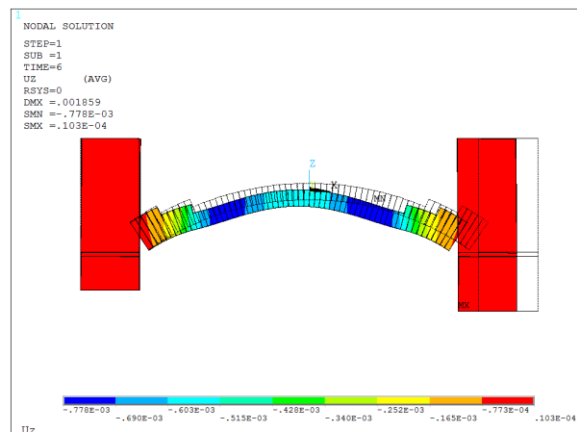


Obr. A.12 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]

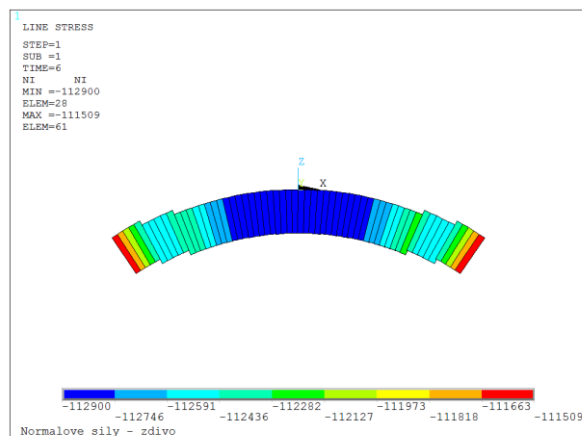
P=110 kN; Zatížení=0 kN; $g=0 \text{ m.s}^{-2}$; průřez bez trhliny



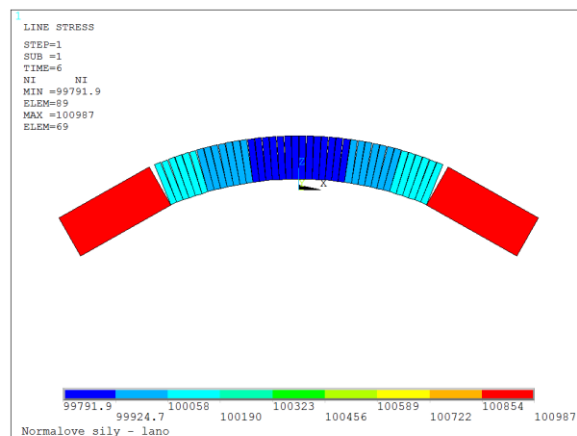
Obr. A.13 U_x [m]



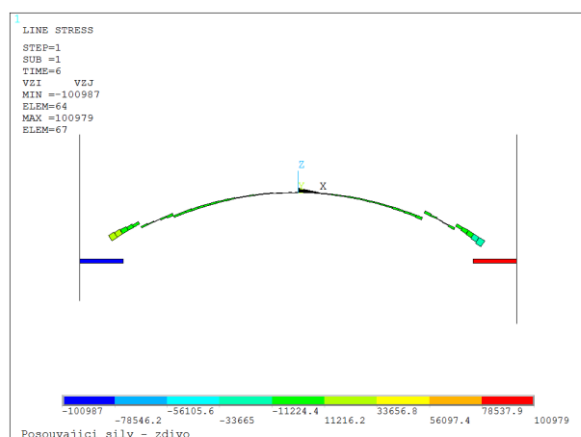
Obr. A.14 U_z [m]



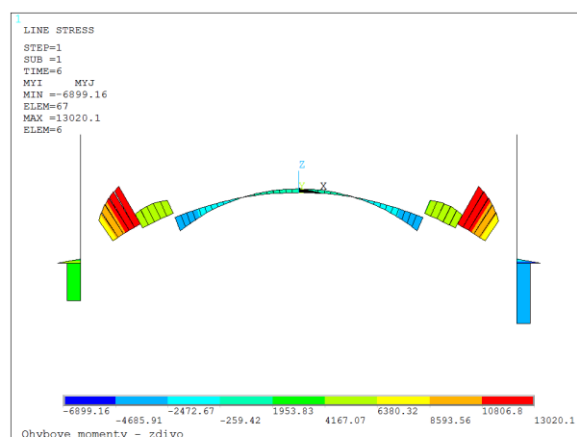
Obr. A.15 $N - \text{zdívo}$, klenba [N]



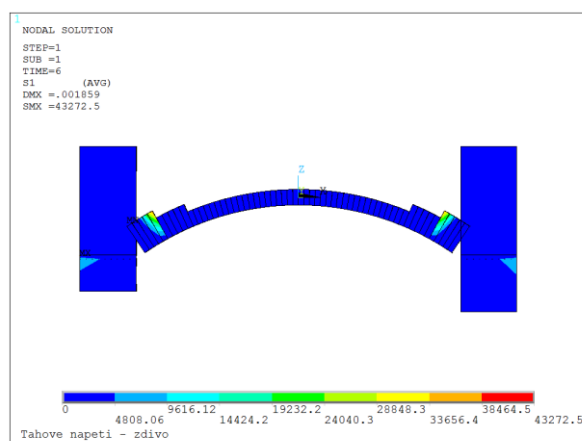
Obr. A.16 $N - \text{lano}$ [N]



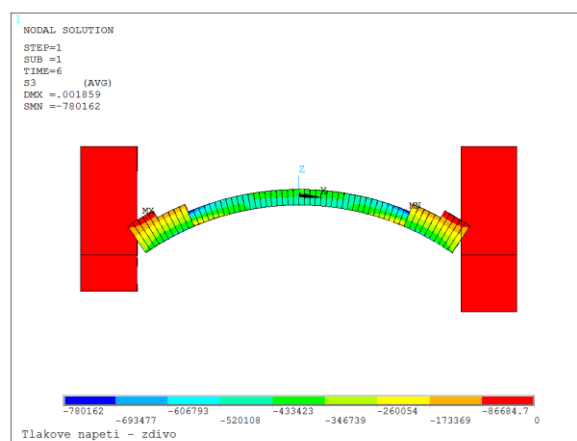
Obr. A.17 $V - \text{zdívo}$ [N]



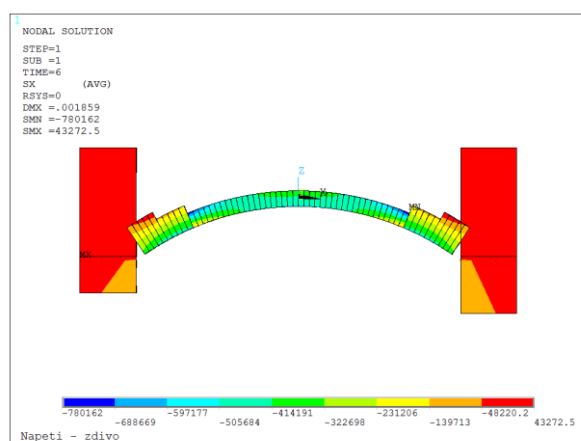
Obr. A.18 $M - \text{zdívo}$ [Nm]



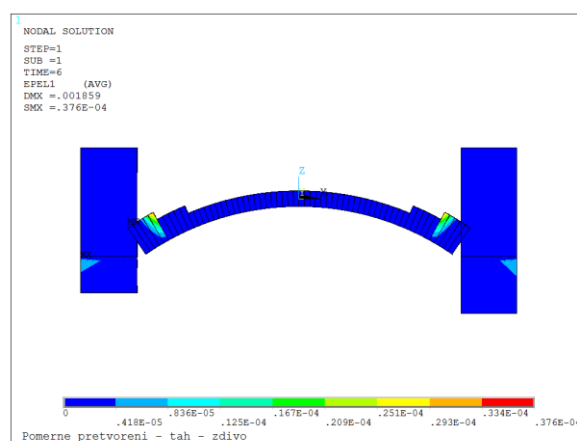
Obr. A.19 Napětí – tah [Pa]



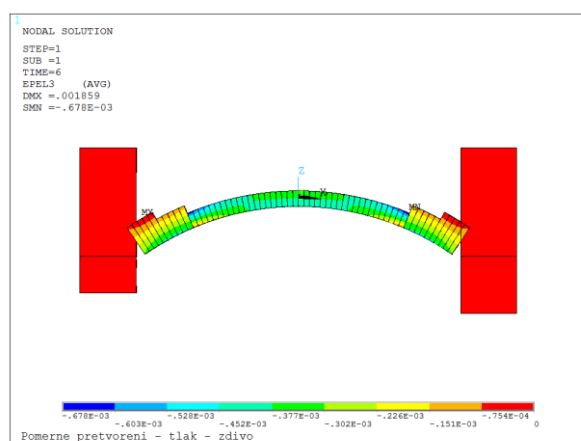
Obr. A.20 Napětí – tlak [Pa]



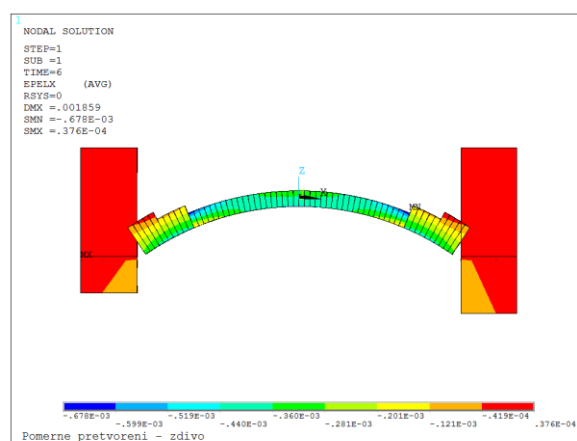
Obr. A.21 Napětí – tah a tlak [Pa]



Obr. A.22 Poměrné přetvoření – tah [-]

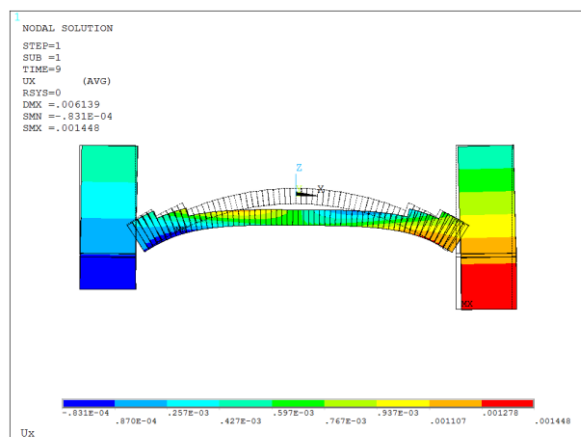


Obr. A.23 Poměrné přetvoření – tlak [-]

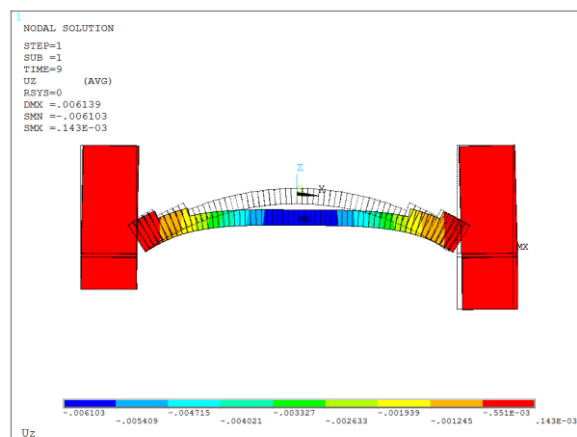


Obr. A.24 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]

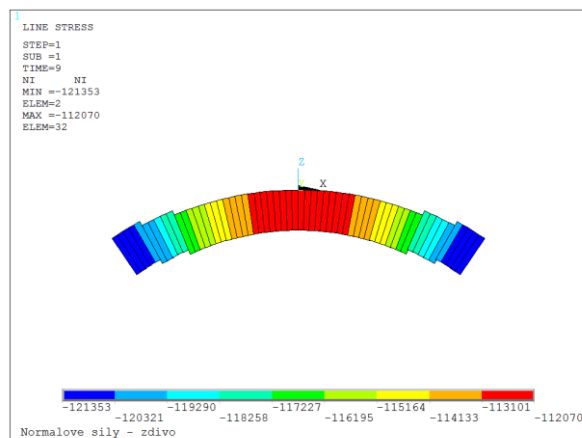
P=110 kN; Zatížení=38,409 kN; $g=0 \text{ m.s}^{-2}$; průřez bez trhliny



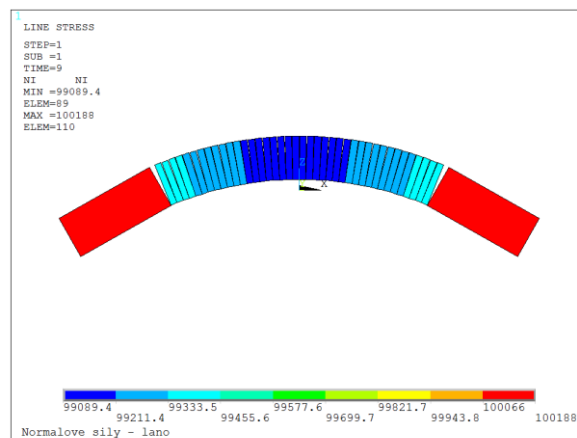
Obr. A.25 U_x [m]



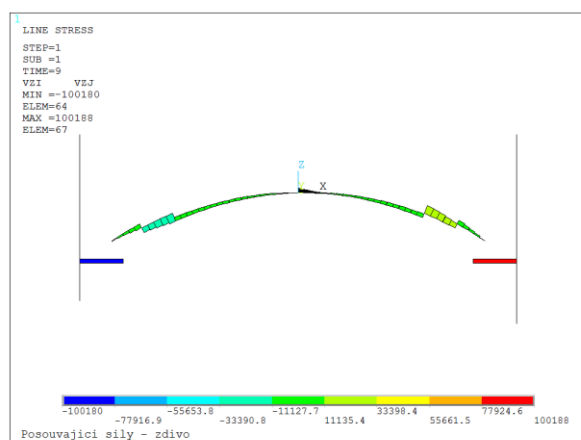
Obr. A.26 U_z [m]



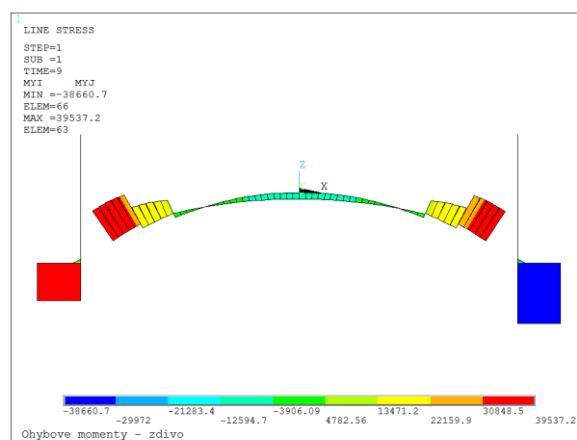
Obr. A.27 $N - \text{zdivo}$, klenba [N]



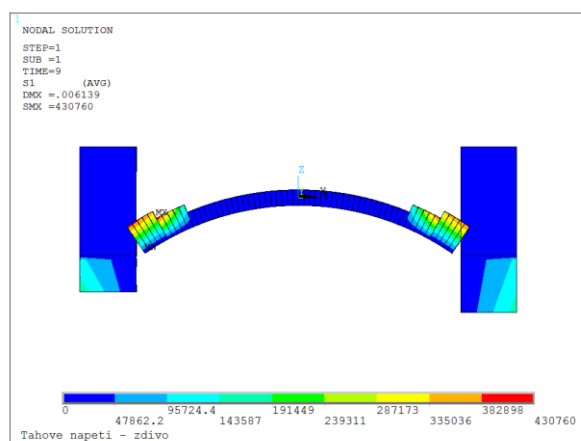
Obr. A.28 $N - \text{lano}$ [N]



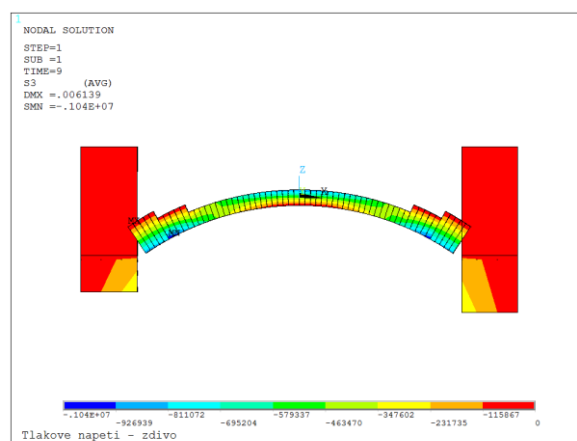
Obr. A.29 $V - \text{zdivo}$ [N]



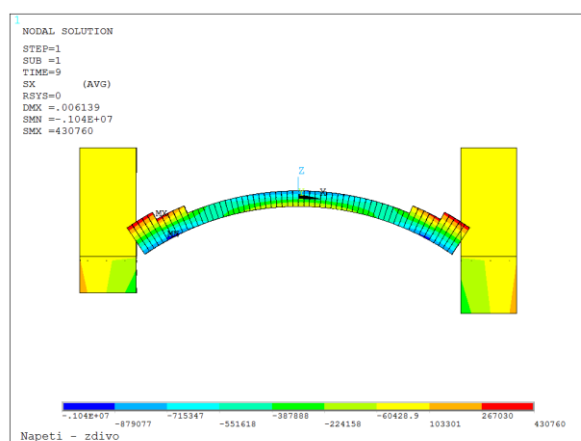
Obr. A.30 $M - \text{zdivo}$ [mN]



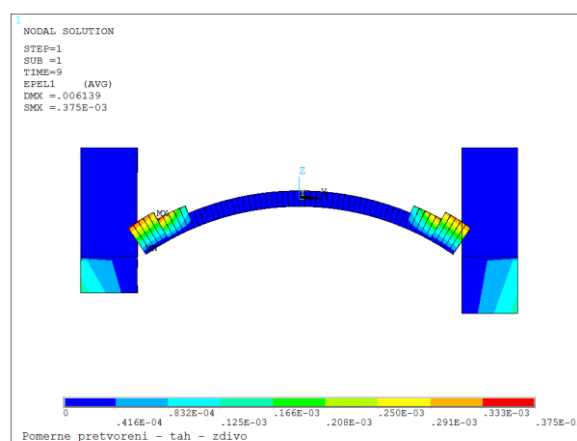
Obr. A.31 Napětí – tah [Pa]



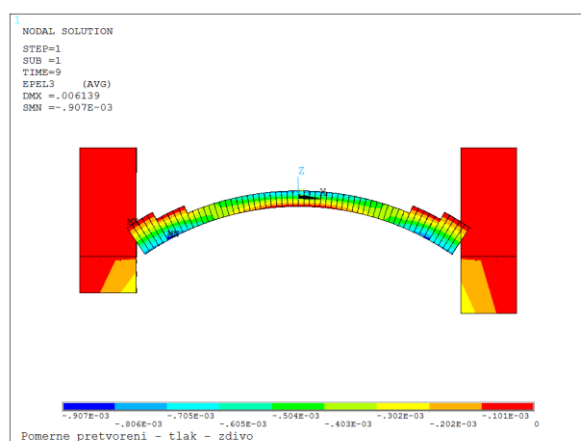
Obr. A.32 Napětí – tlak [Pa]



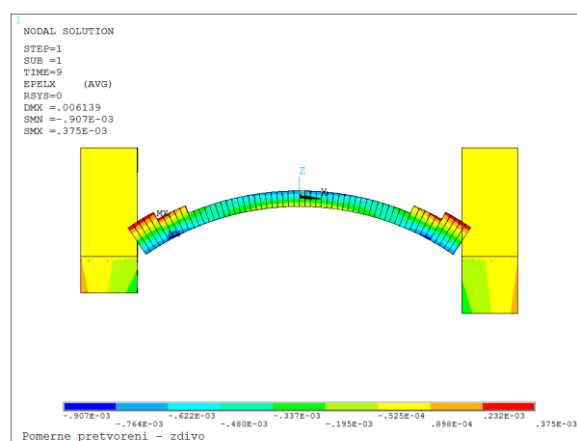
Obr. A.33 Napětí – tah a tlak [Pa]



Obr. A.34 Poměrné přetvoření – tah [-]

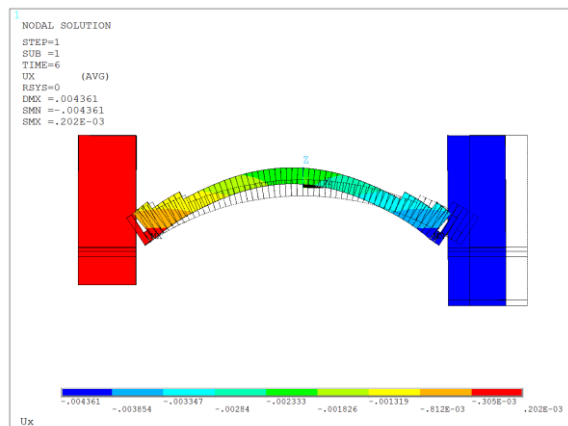


Obr. A.35 Poměrné přetvoření – tlak [-]

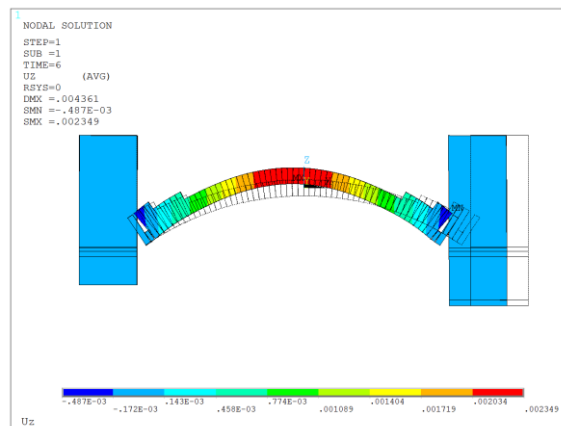


Obr. A.36 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]

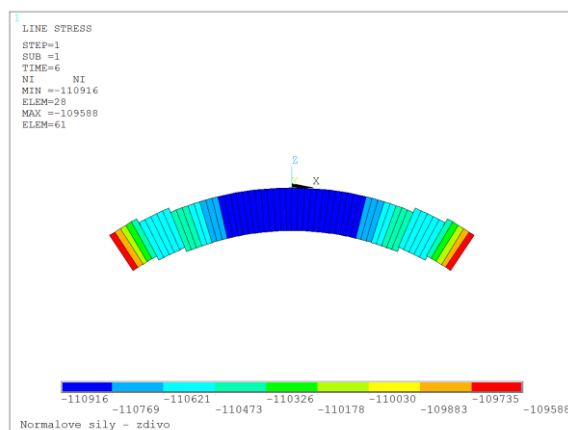
P=110 kN, Zatížení=0 kN, $g=0 \text{ m.s}^{-2}$, trhlina s průřezem $h/3$ u paty klenby



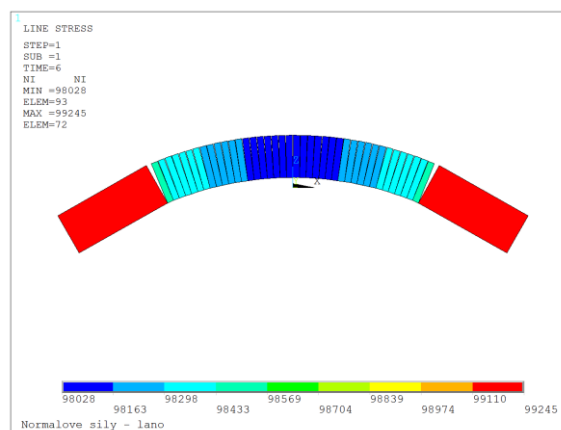
Obr. A.37 Ux [m]



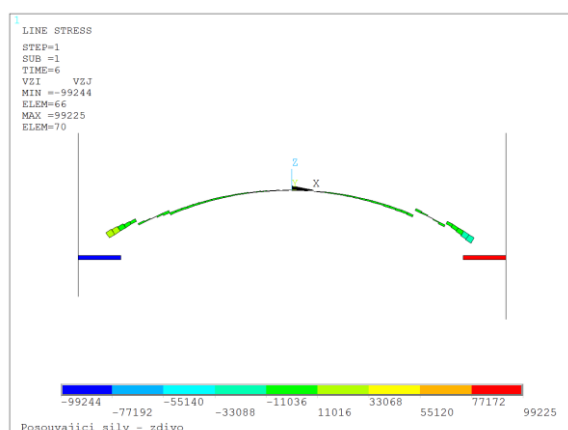
Obr. A.38 Uz [m]



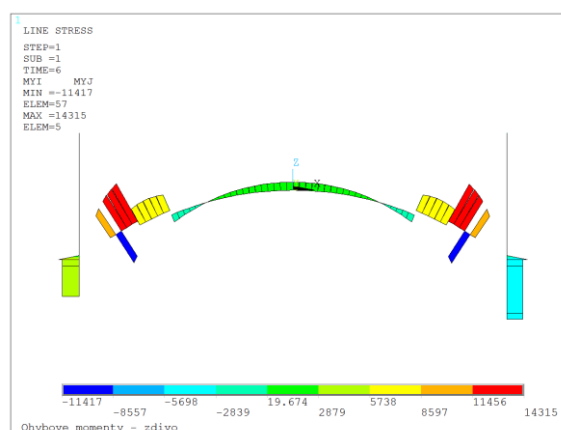
Obr. A.39 N – zdívo, klenba [N]



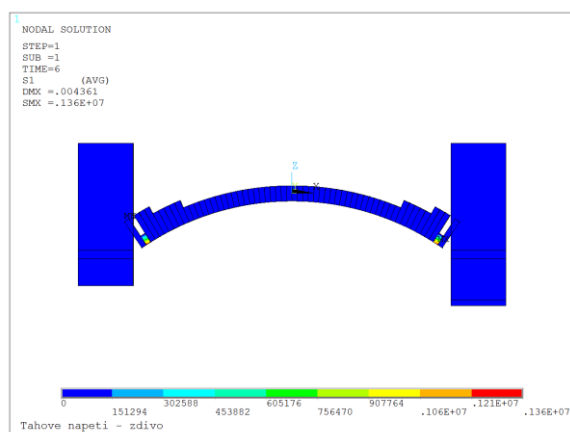
Obr. A.40 N – lano [N]



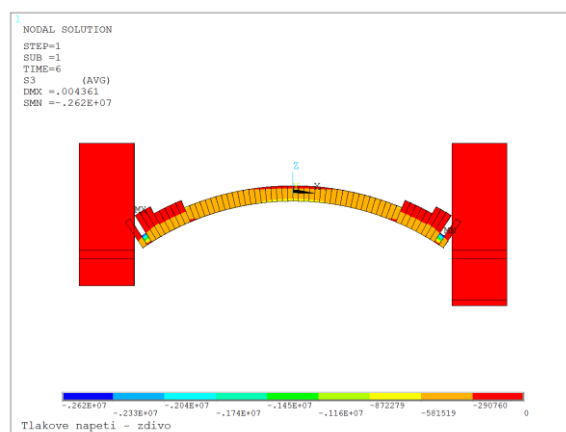
Obr. A.41 V – zdívo [N]



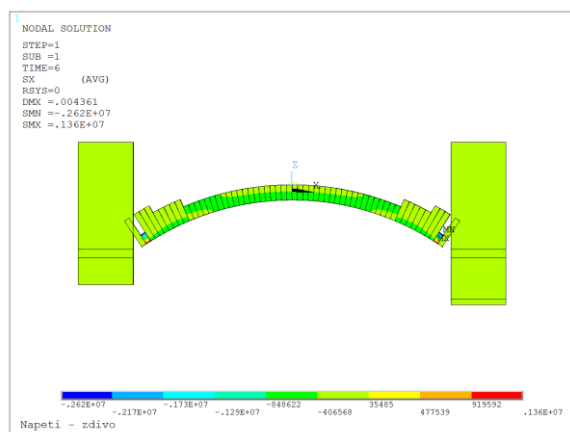
Obr. A.42 M – zdívo [Nm]



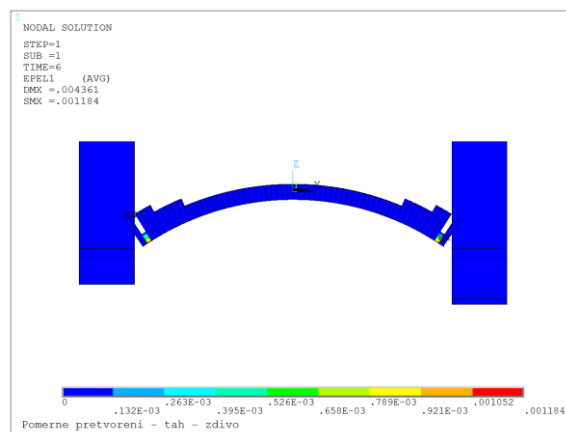
Obr. A.43 Napětí – tah [Pa]



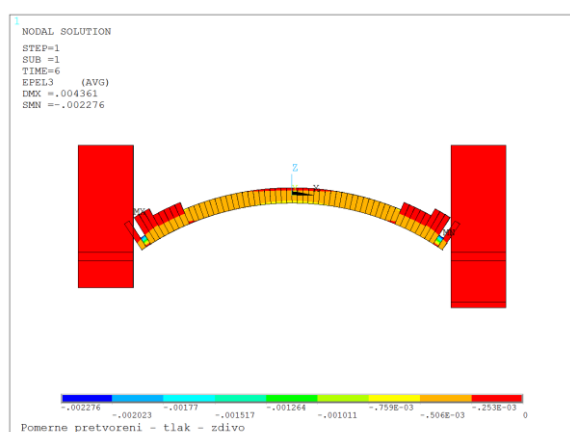
Obr. A.44 Napětí – tlak [Pa]



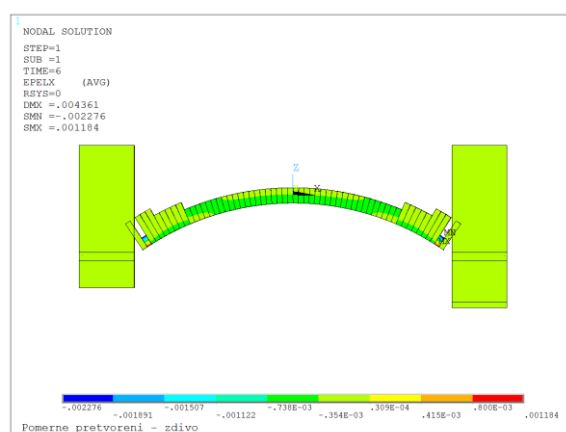
Obr. A.45 Napětí – tah a tlak [Pa]



Obr. A.46 Poměrné přetvoření – tah [-]

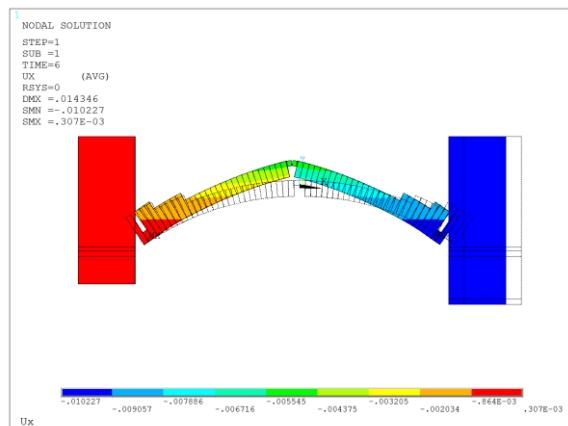
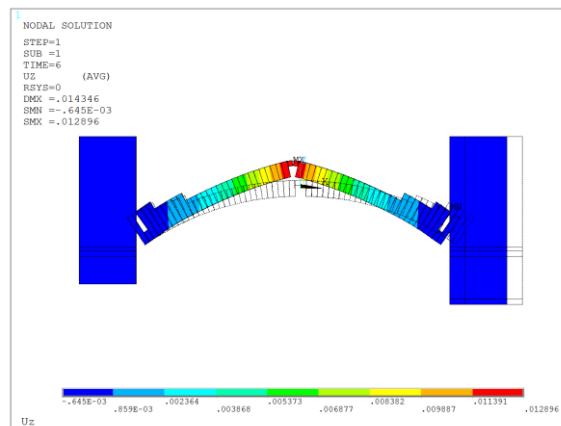
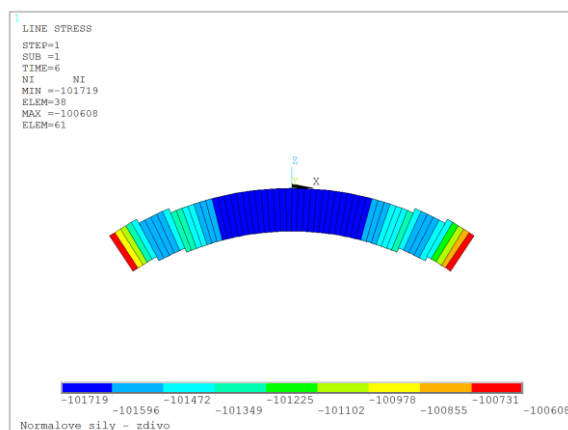
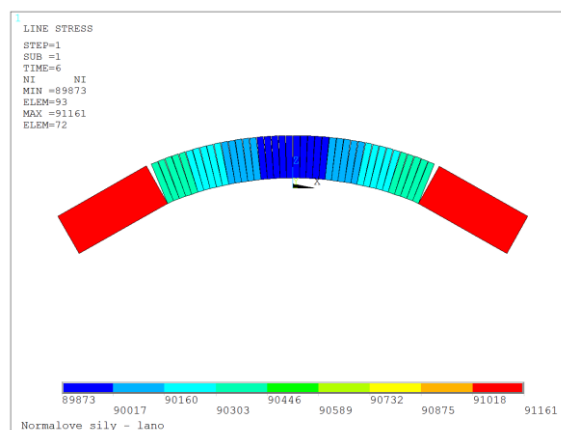
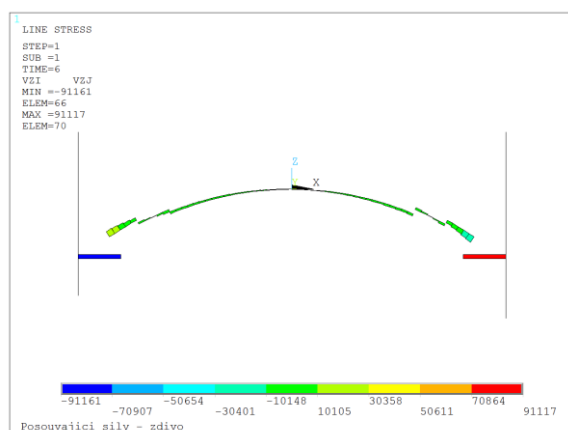
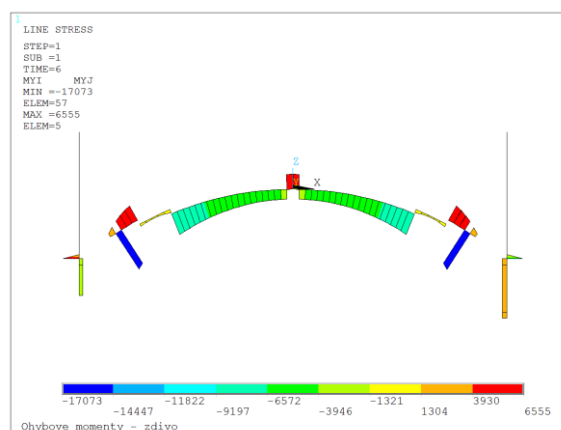


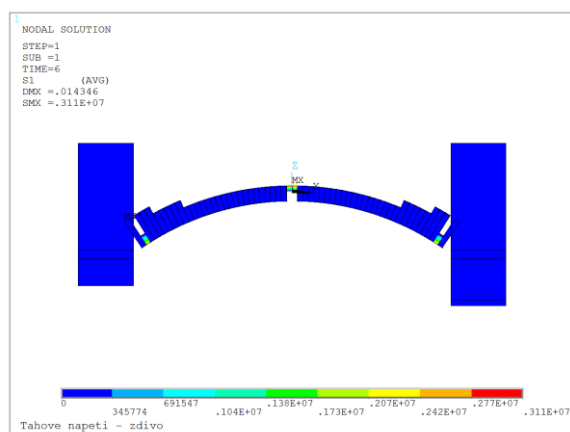
Obr. A.47 Poměrné přetvoření – tlak [-]



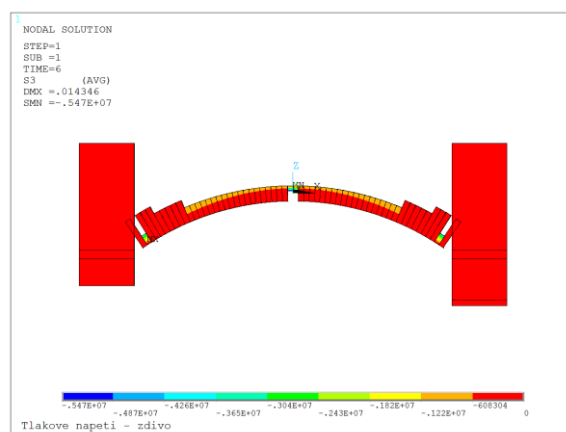
Obr. A.48 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]

$P=110 \text{ kN}$, $Zatížení=0 \text{ kN}$, $g=0 \text{ m.s}^{-2}$, trhlina s průřezem $h/3$ u paty a ve vrcholu klenby

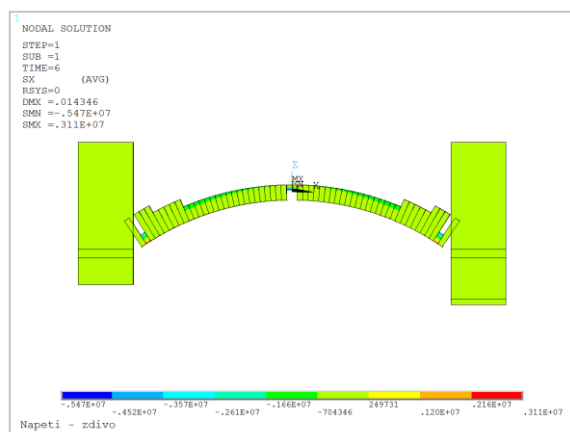
Obr. A.49 U_x [m]Obr. A.50 U_z [m]Obr. A.51 $N - \text{zdivo}$, klenba [N]Obr. A.52 $N - \text{lano}$ [N]Obr. A.53 $V - \text{zdivo}$ [N]Obr. A.54 $M - \text{zdivo}$ [Nm]



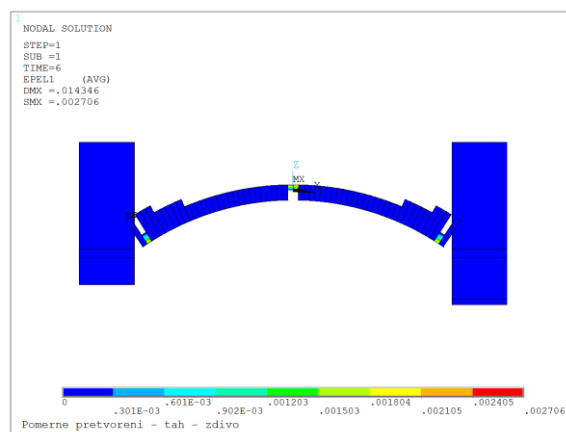
Obr. A.55 Napětí – tah [Pa]



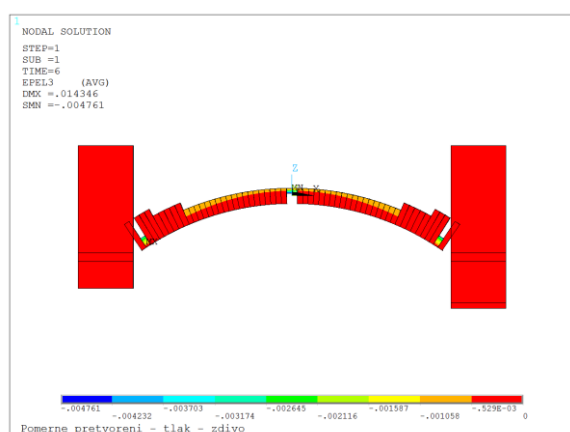
Obr. A.56 Napětí – tlak [Pa]



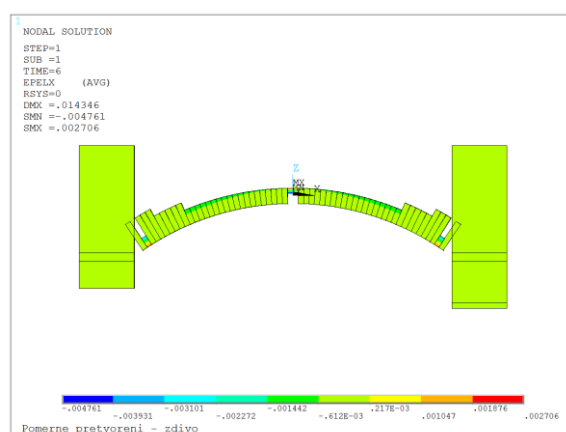
Obr. A.57 Napětí – tah a tlak [Pa]



Obr. A.58 Poměrné přetvoření – tah [-]

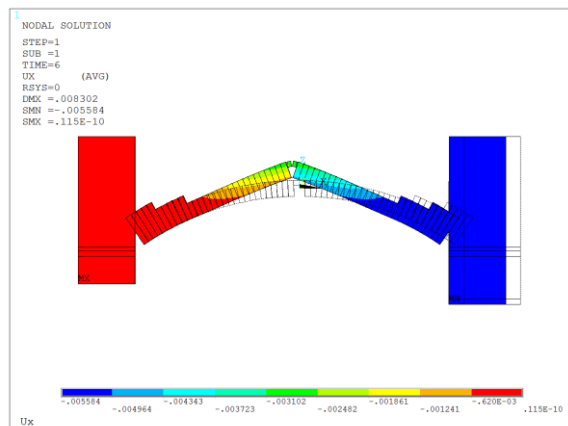


Obr. A.59 Poměrné přetvoření – tlak [-]

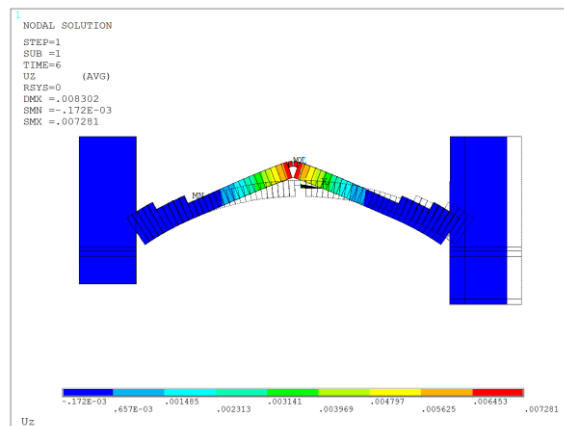


Obr. A.60 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]

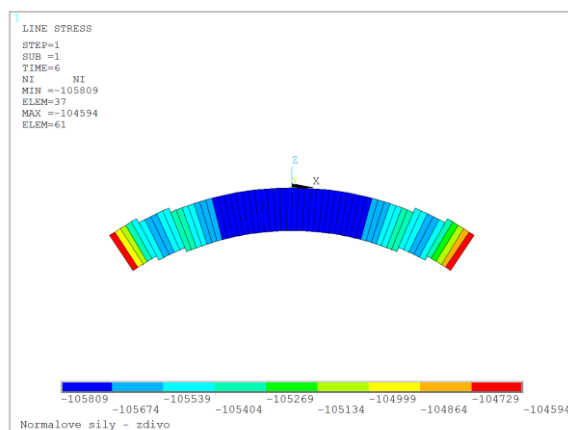
P=110 kN, Zatížení=0 kN, $g=0 \text{ m.s}^{-2}$, trhlina s průřezem $h/3$ ve vrcholu klenby



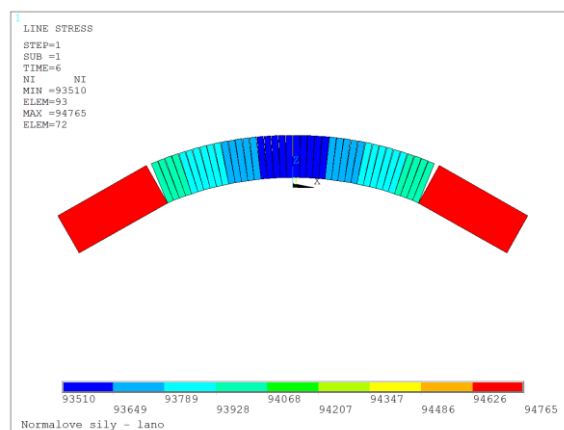
Obr. A.61 Ux [m]



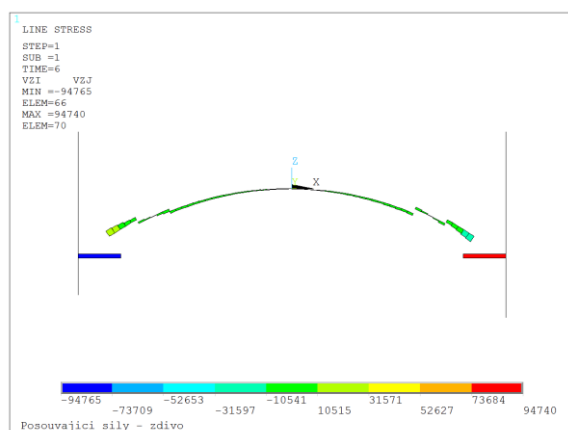
Obr. A.62 Uz [m]



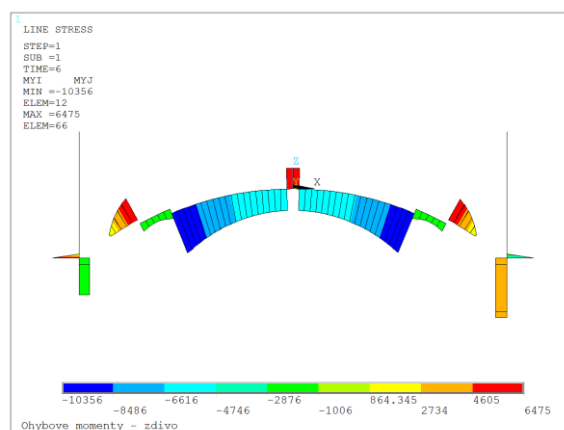
Obr. A.63 N – zdivo, klenba [N]



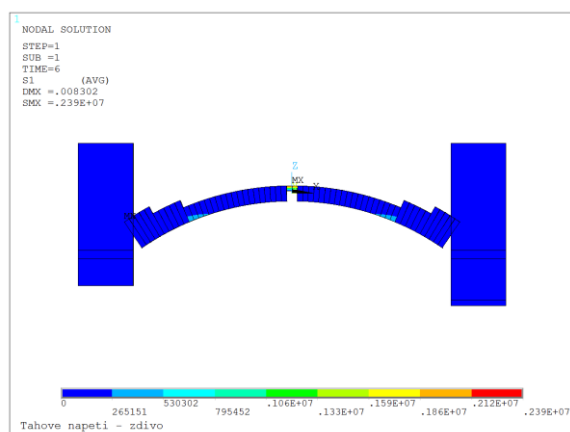
Obr. A.64 N – lano [N]



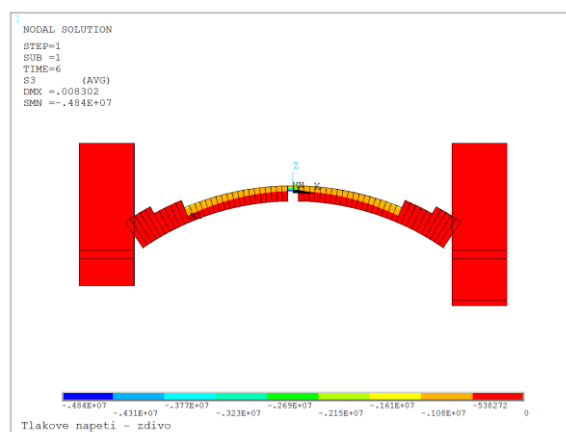
Obr. A.65 V – zdivo [N]



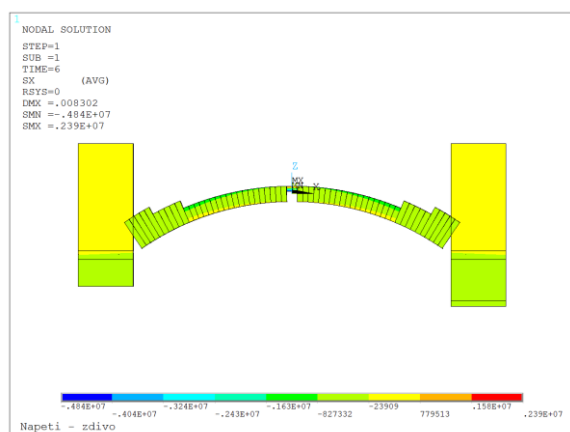
Obr. A.66 M – zdivo [Nm]



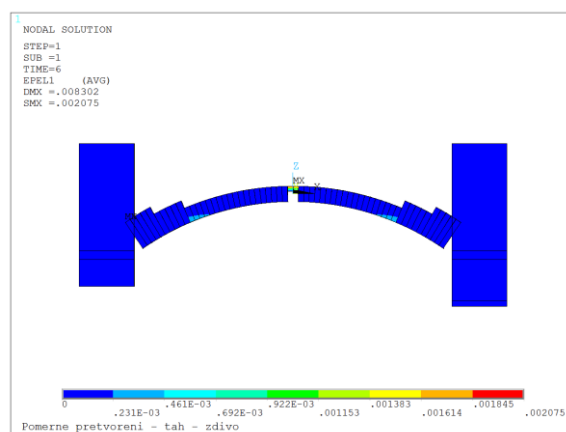
Obr. A.67 Napětí – tah [Pa]



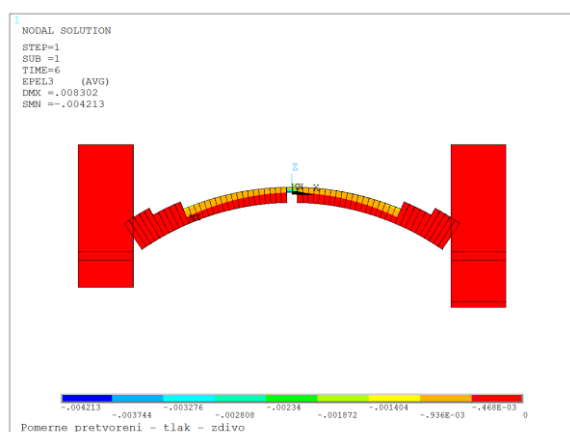
Obr. A.68 Napětí – tlak [Pa]



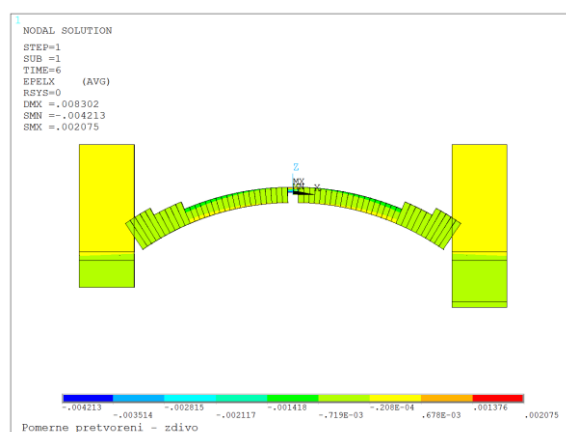
Obr. A.69 Napětí – tah a tlak [Pa]



Obr. A.70 Poměrné pretvoření – tah [-]

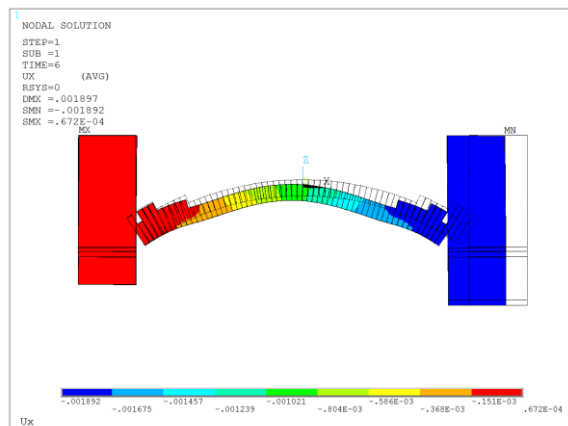


Obr. A.71 Poměrné pretvoření – tlak [-]

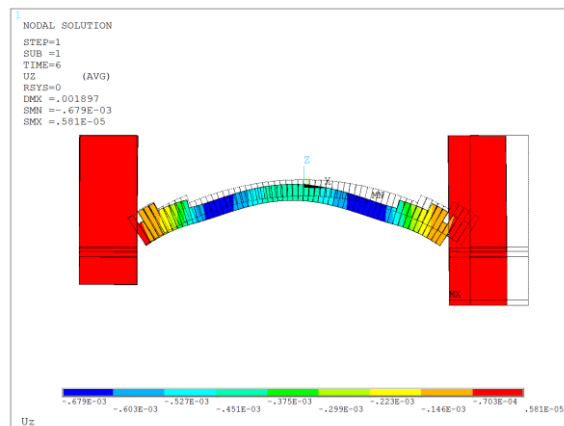


Obr. A.72 Poměrné pretvoření – tah a tlak [-]

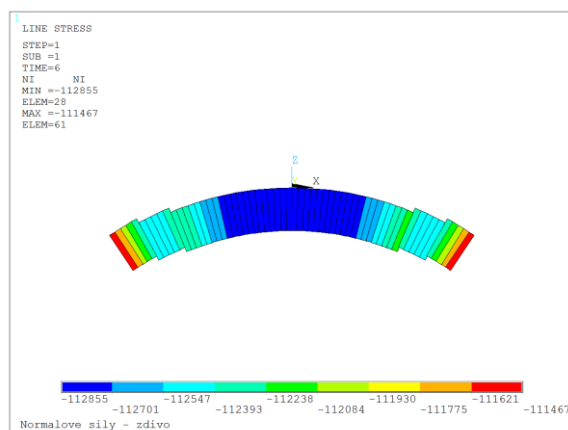
P=110 kN, Zatížení=0 kN, $g=0 \text{ m.s}^{-2}$, trhlina s průřezem $2h/3$ u paty klenby



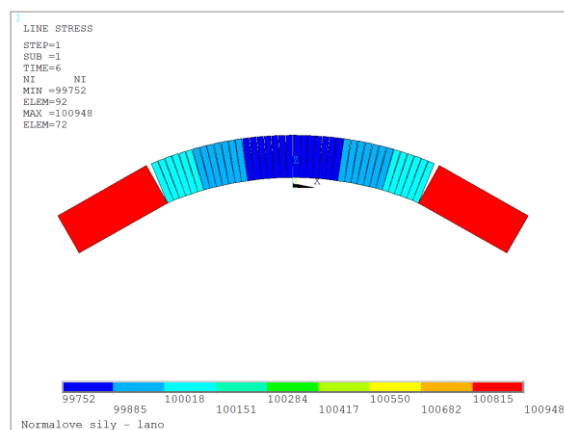
Obr. A.73 U_x [m]



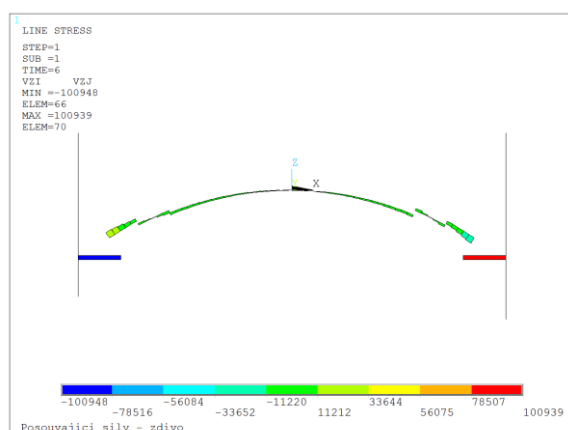
Obr. A.74 U_z [m]



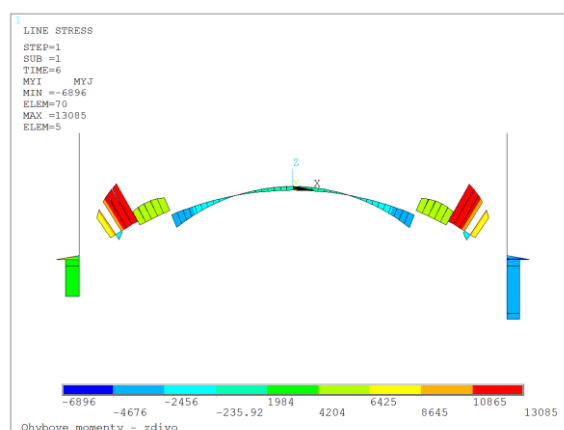
Obr. A.75 $N - \text{zdivo}$ [N]



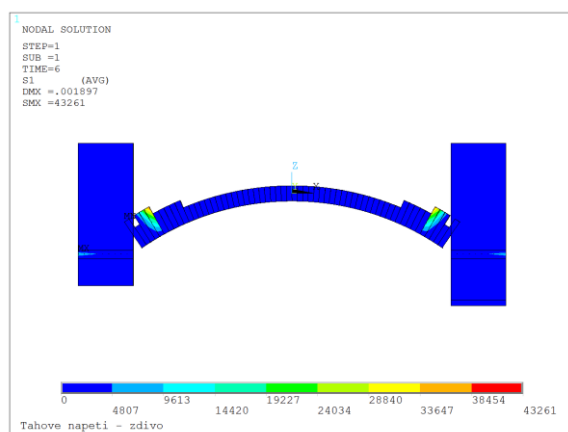
Obr. A.76 $N - \text{lano}$ [N]



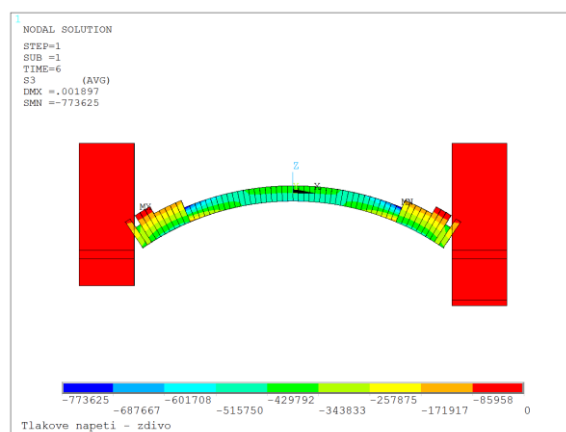
Obr. A.77 $V - \text{zdivo}$ [N]



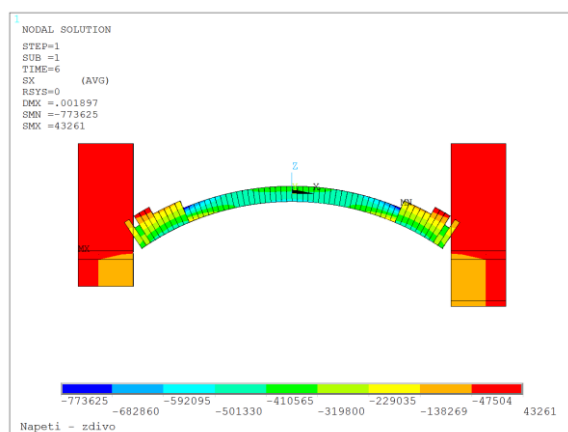
Obr. A.78 $M - \text{zdivo}$ [Nm]



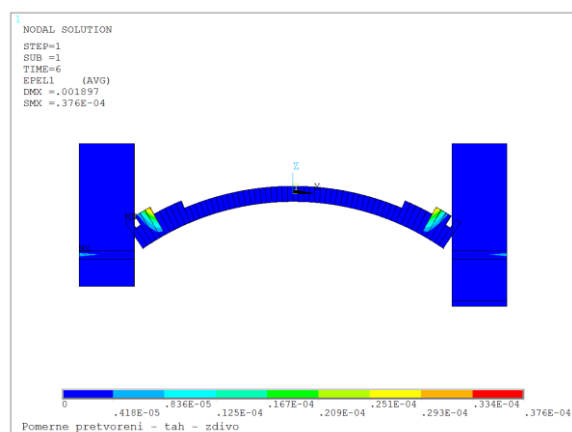
Obr. A.79 Napětí – tah [Pa]



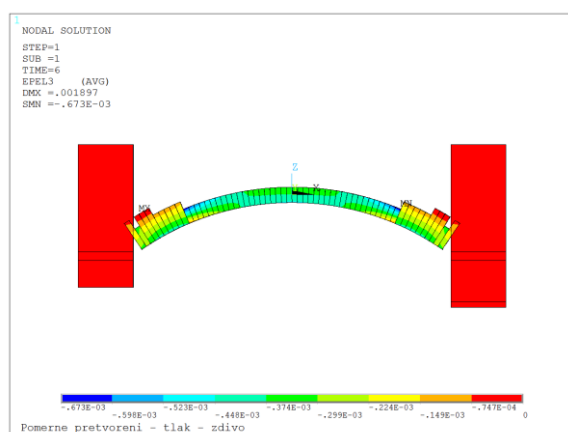
Obr. A.80 Napětí – tlak [Pa]



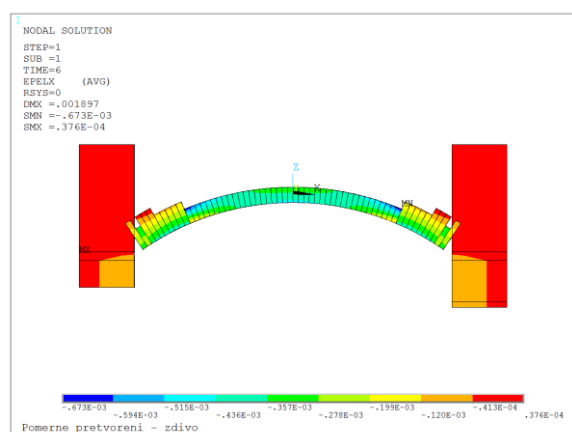
Obr. A.81 Napětí – tah a tlak [Pa]



Obr. A.82 Poměrné přetvoření – tah [-]

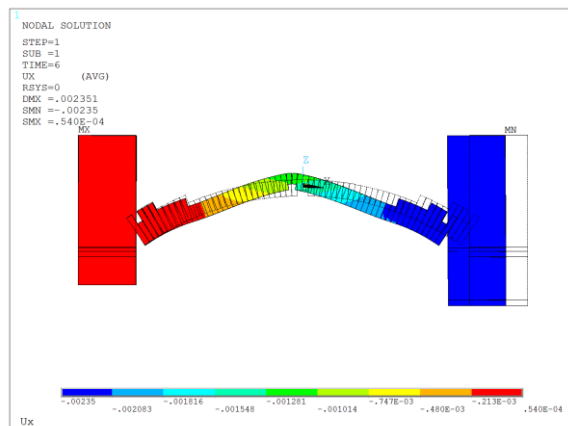
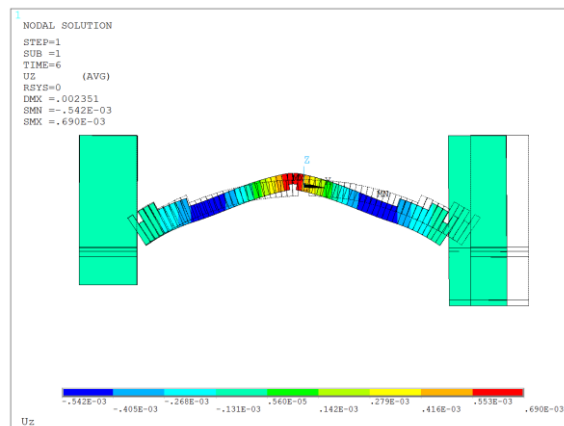
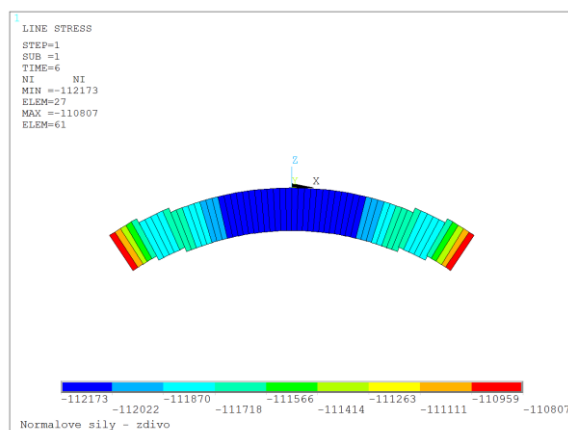
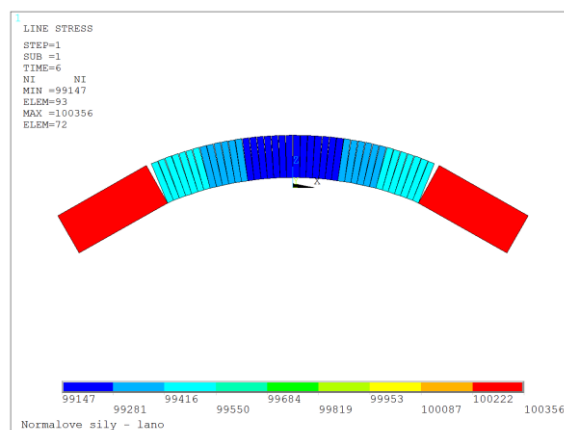
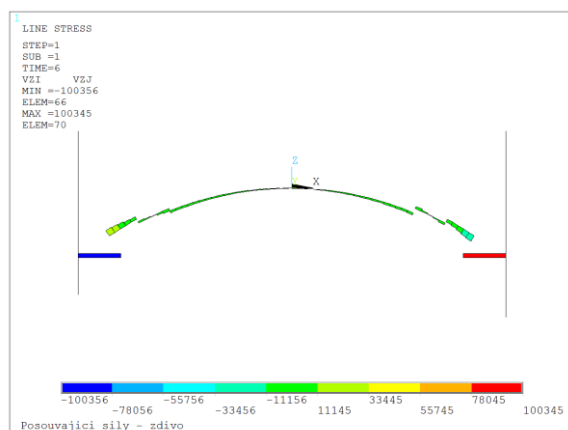
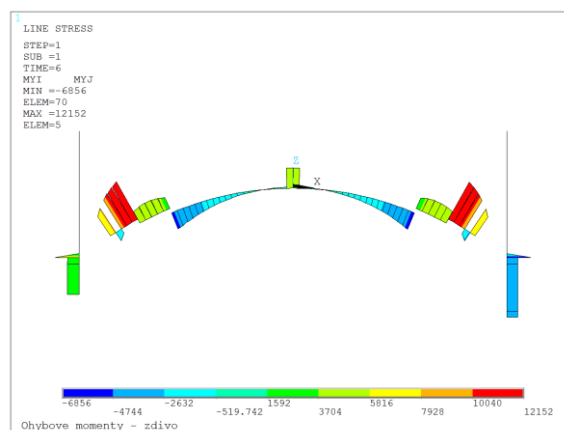


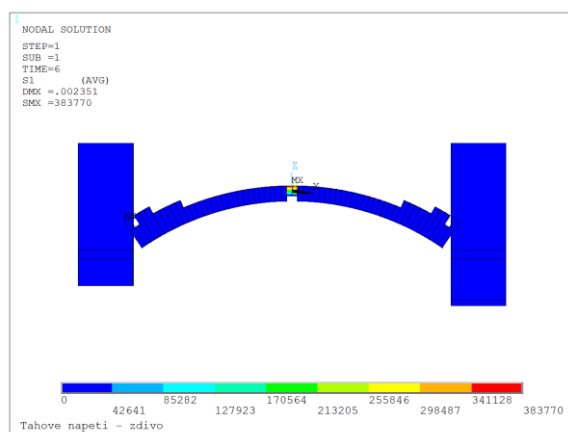
Obr. A.83 Poměrné přetvoření – tlak [-]



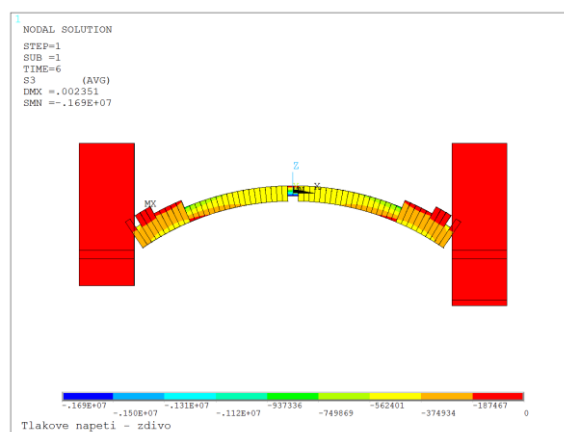
Obr. A.84 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]

P=110 kN, Zatížení=0 kN, $g=0 \text{ m.s}^{-2}$, trhlina s průřezem 2h/3 u paty a ve vrcholu klenby

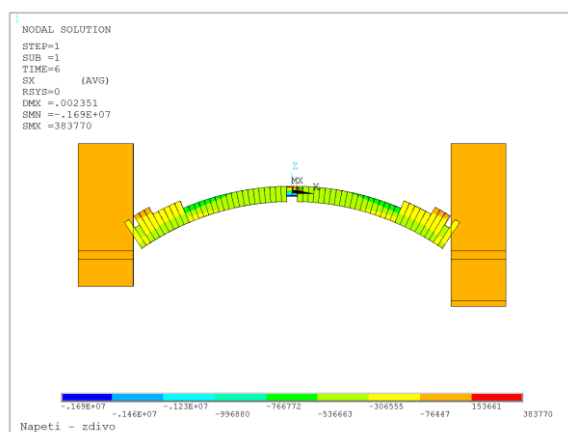
Obr. A.85 U_x [m]Obr. A.86 U_z [m]Obr. A.87 $N - \text{zdivo}$, klenba [N]Obr. A.88 $N - \text{lano}$ [N]Obr. A.89 $V - \text{zdivo}$ [N]Obr. A.90 $M - \text{zdivo}$ [Nm]



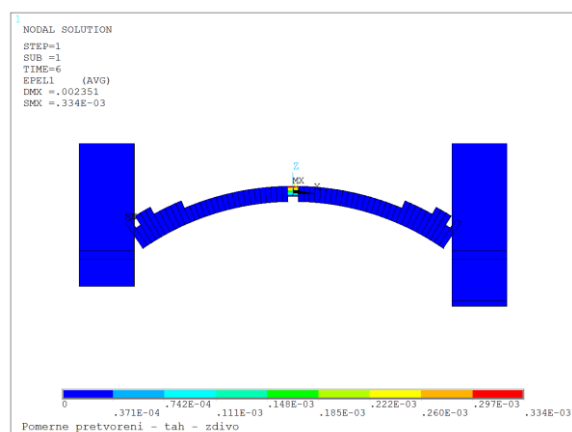
Obr. A.91 Napětí – tah [Pa]



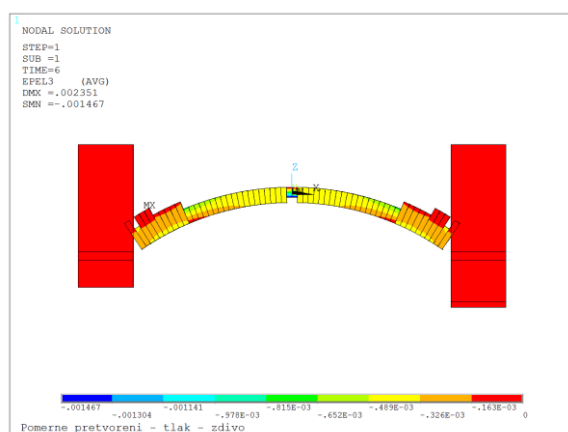
Obr. A.92 Napětí – tlak [Pa]



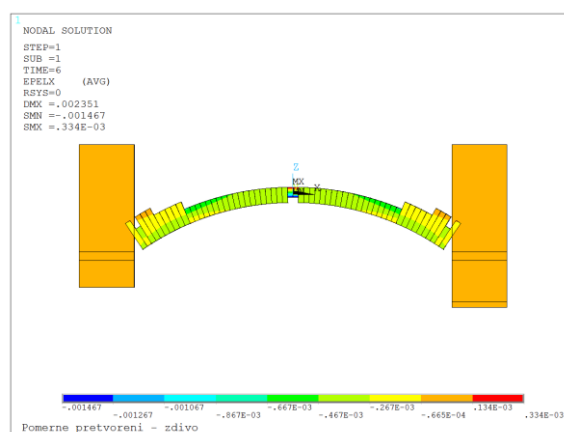
Obr. A.93 Napětí – tah a tlak [Pa]



Obr. A.94 Poměrné přetvoření – tah [-]

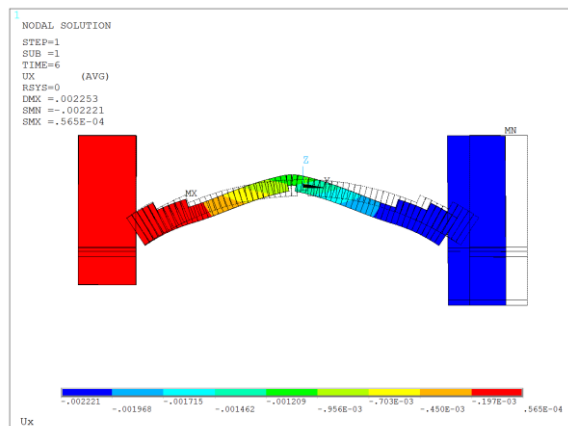
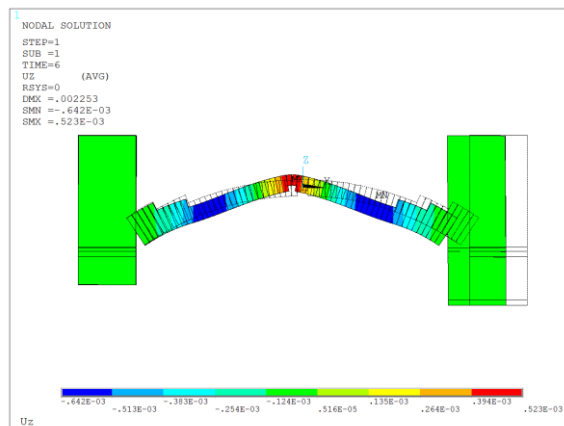
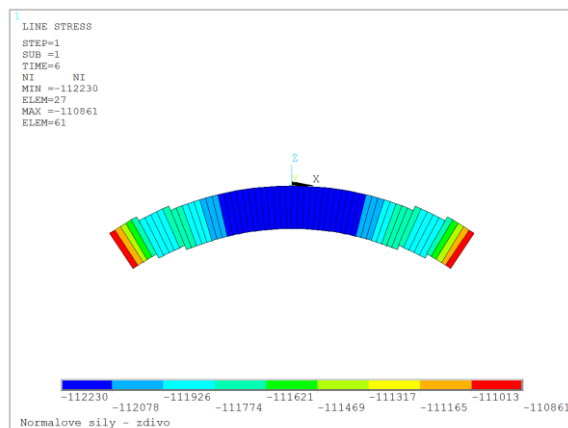
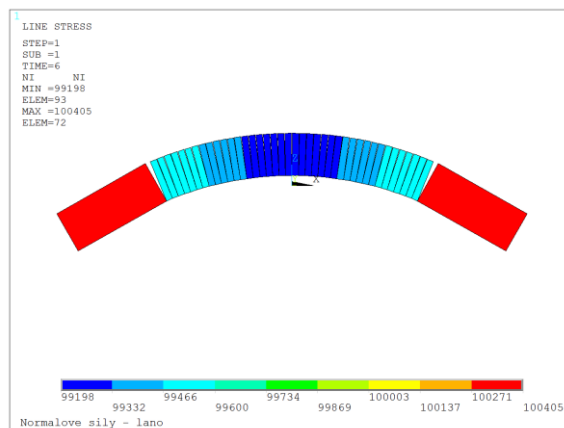
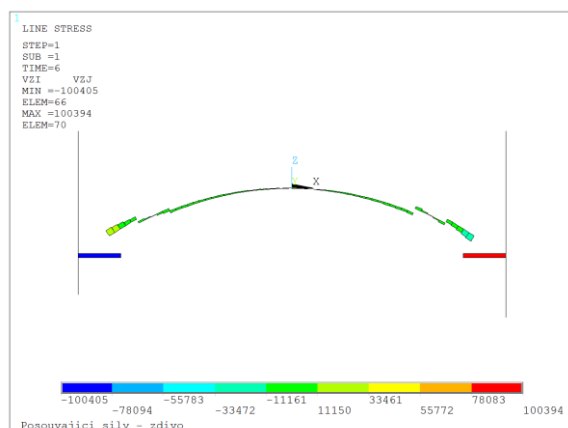
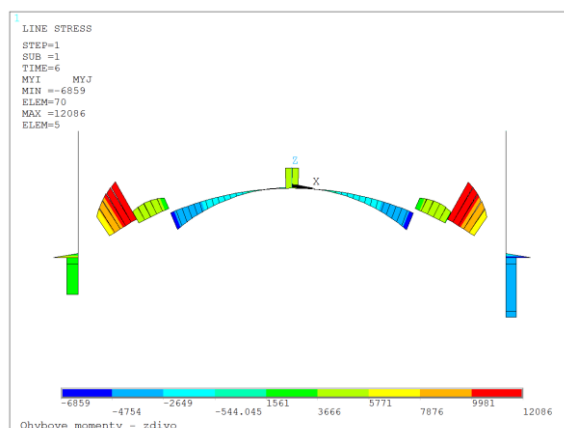


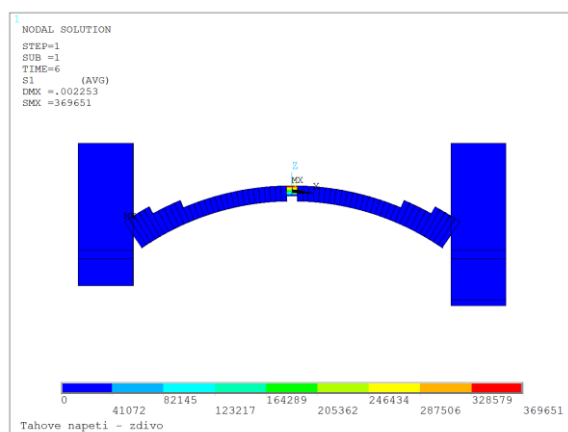
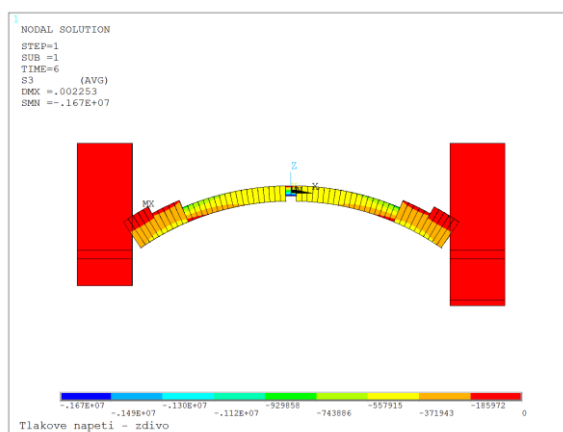
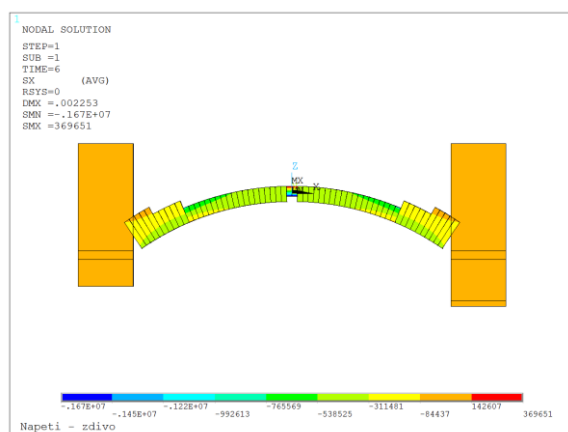
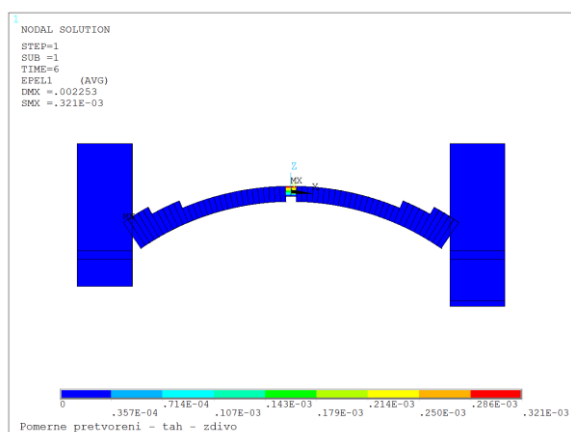
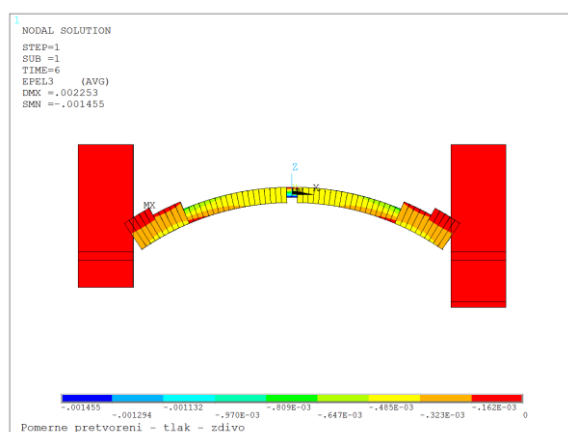
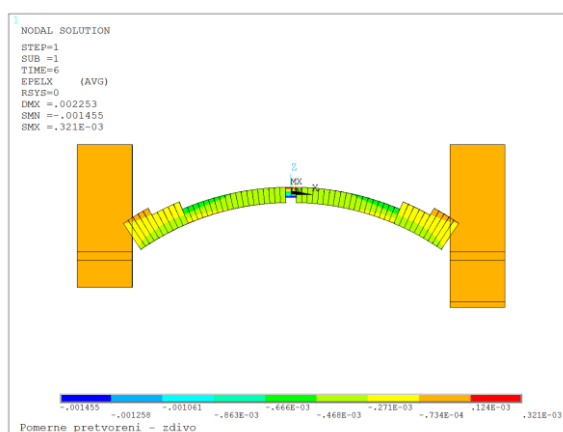
Obr. A.95 Poměrné přetvoření – tlak [-]



Obr. A.96 Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]

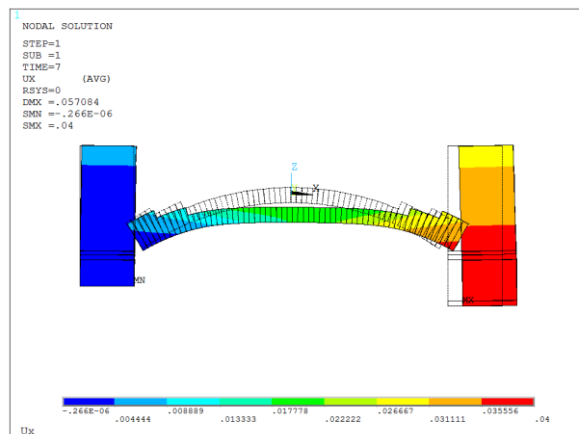
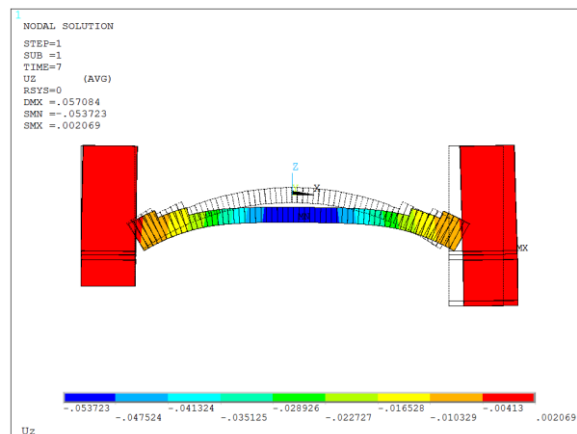
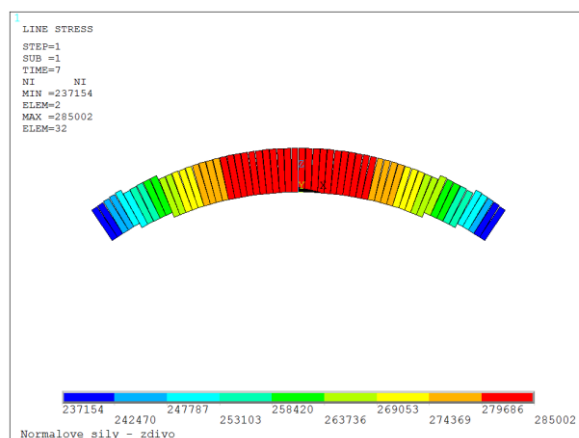
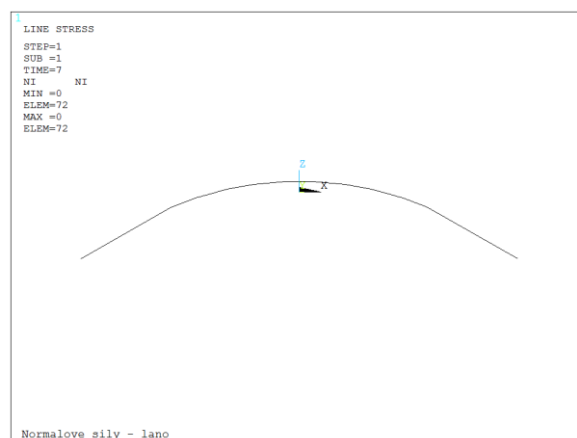
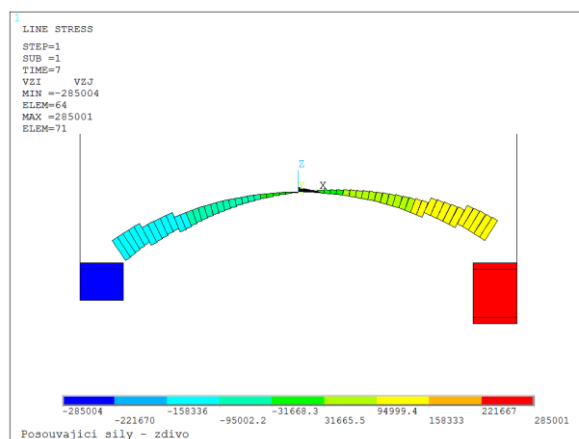
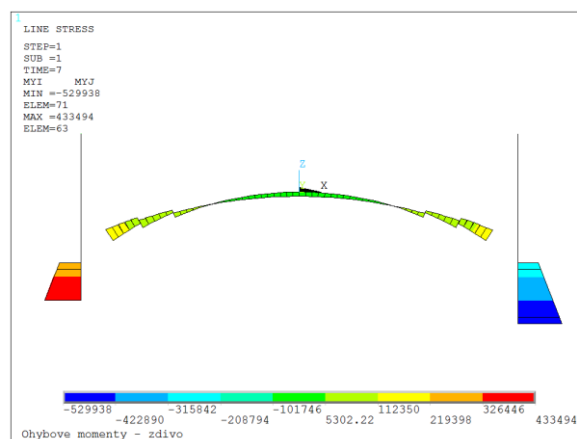
$P=110 \text{ kN}$, Zatížení=0 kN, $g=0 \text{ m.s}^{-2}$, trhlina s průřezem $2h/3$ ve vrcholu klenby

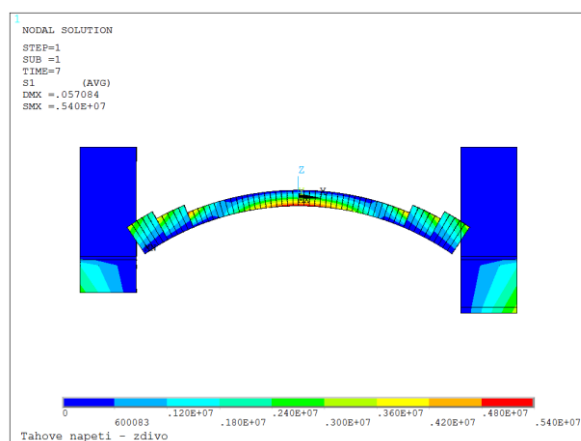
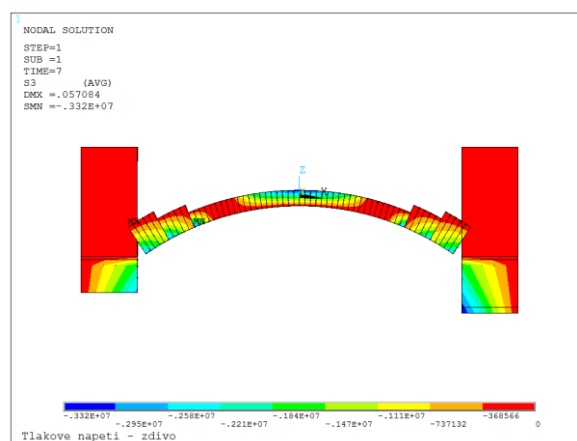
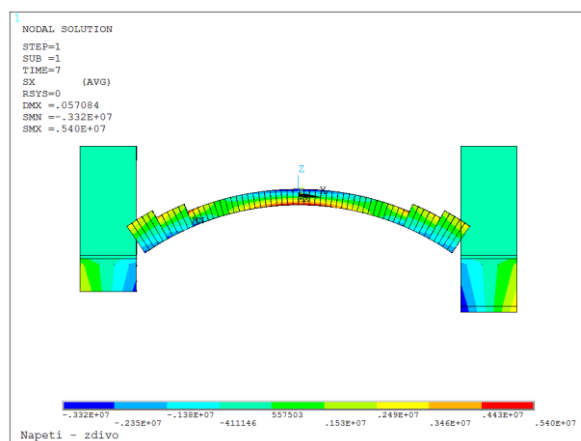
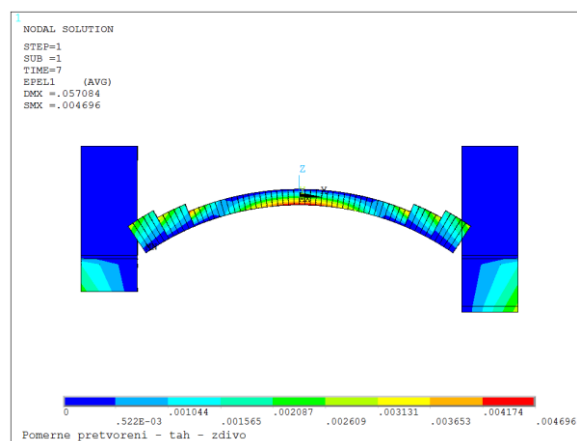
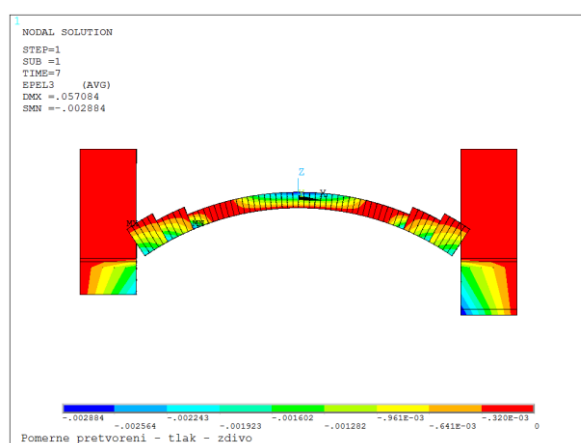
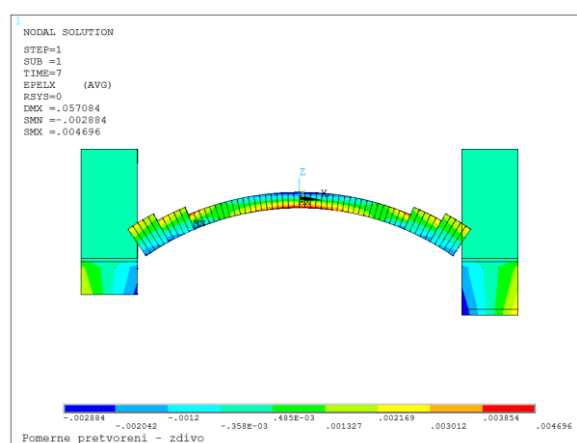
Obr. A.97 U_x [m]Obr. A.98 U_z [m]Obr. A.99 $N - \text{zdivo}$ [N]Obr. A.100 $N - \text{lano}$ [N]Obr. A.101 $V - \text{zdivo}$ [N]Obr. A.102 $M - \text{zdivo}$ [Nm]

**Obr. A.103** Napětí – tah [Pa]**Obr. A.104** Napětí – tlak [Pa]**Obr. A.105** Napětí – tah a tlak [Pa]**Obr. A.106** Poměrné přetvoření – tah [-]**Obr. A.107** Poměrné přetvoření – tlak [-]**Obr. A.108** Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]

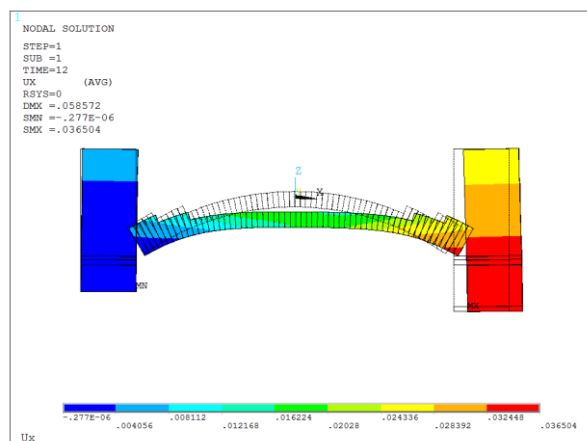
Příloha B EXPERIMENTÁLNÍ MODEL KLENBY – VLIV POSUNU PATY KLENBY

$U_x=40$, $P=0$ kN; Zatížení=0 kN, $g=0$ m.s⁻²

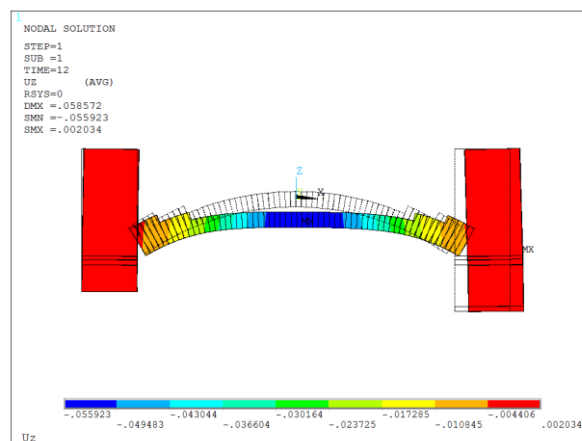
Obr. B.1 U_x [m]Obr. B.2 U_z [m]Obr. B.3 N – zdivo, klenba [N]Obr. B.4 N – lano [N]Obr. B.5 V – zdivo [N]Obr. B.6 M – zdivo [Nm]

**Obr. B.7** Napětí – tah [Pa]**Obr. B.8** Napětí – tlak [Pa]**Obr. B.9** Napětí – tah a tlak [Pa]**Obr. B.10** Poměrné přetvoření – tah [-]**Obr. B.11** Poměrné přetvoření – tlak [-]**Obr. B.12** Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]

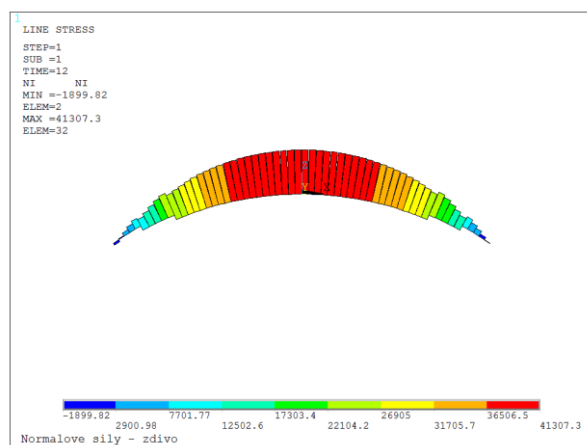
$U_x=40$, $P=220$ kN; Zatížení=0 kN, $g=0$ m.s⁻²



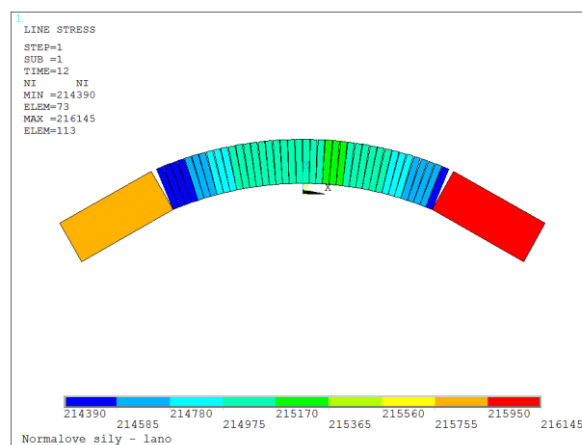
Obr. B.13 U_x [m]



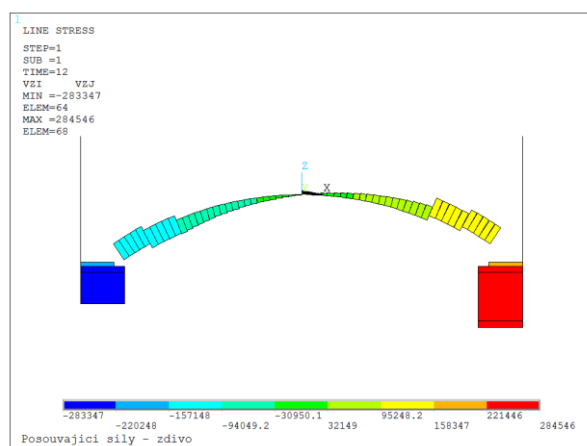
Obr. B.14 U_z [m]



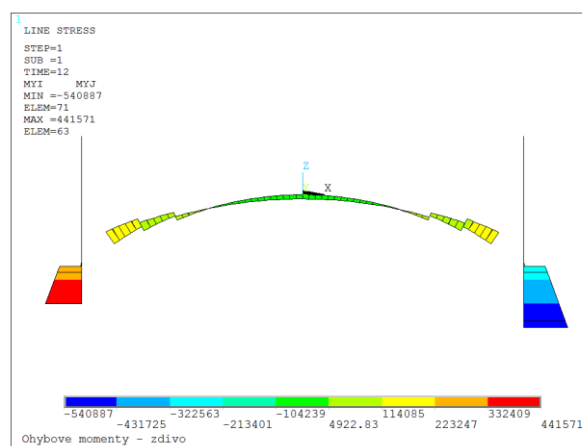
Obr. B.15 $N - \text{zdivo}$, klenba [N]



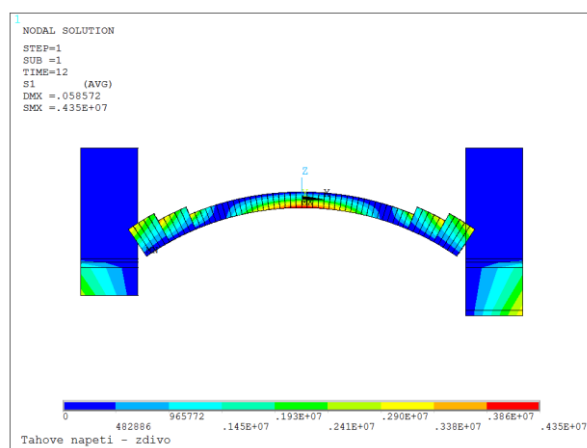
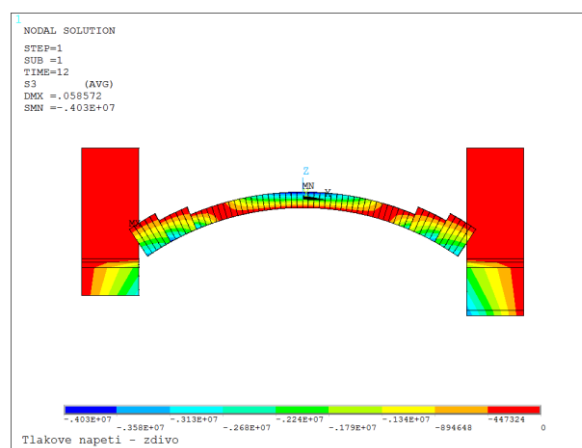
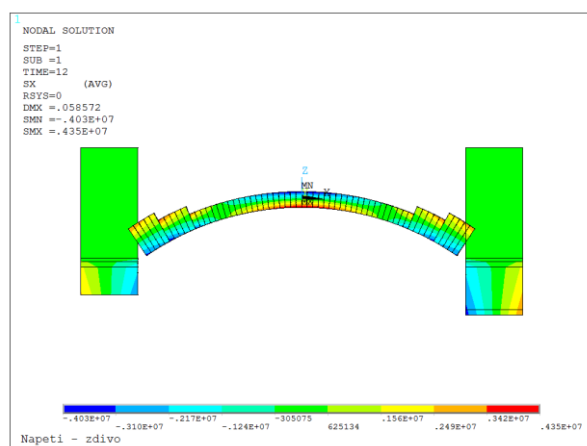
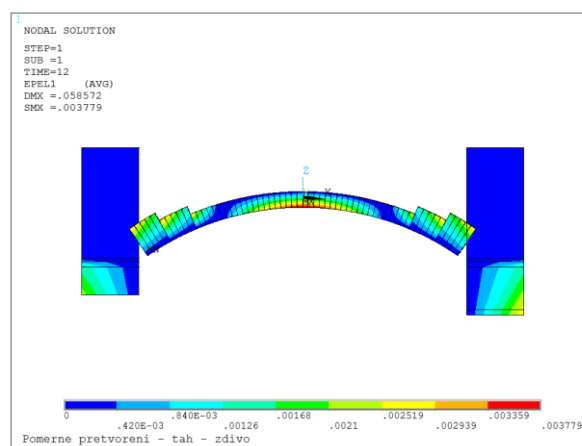
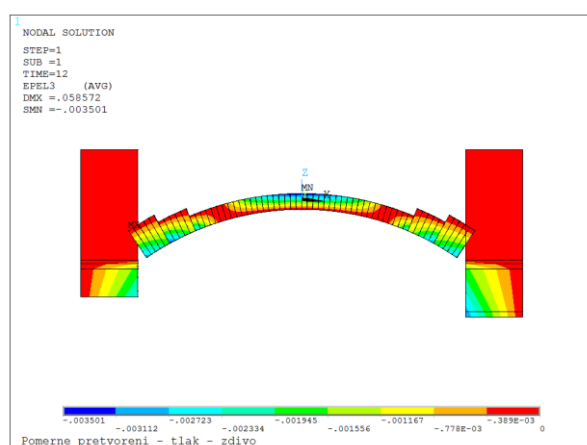
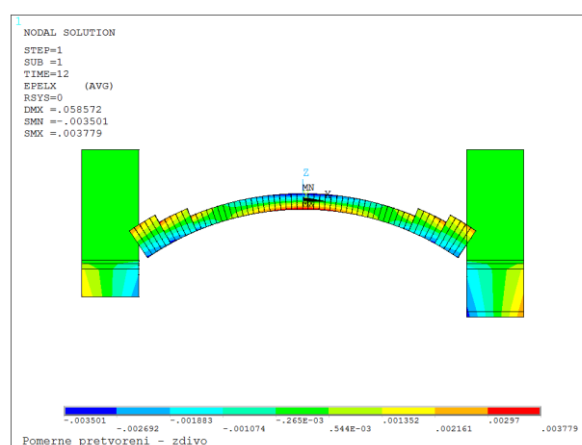
Obr. B.16 $N - \text{lano}$ [N]



Obr. B.17 $V - \text{zdivo}$ [N]

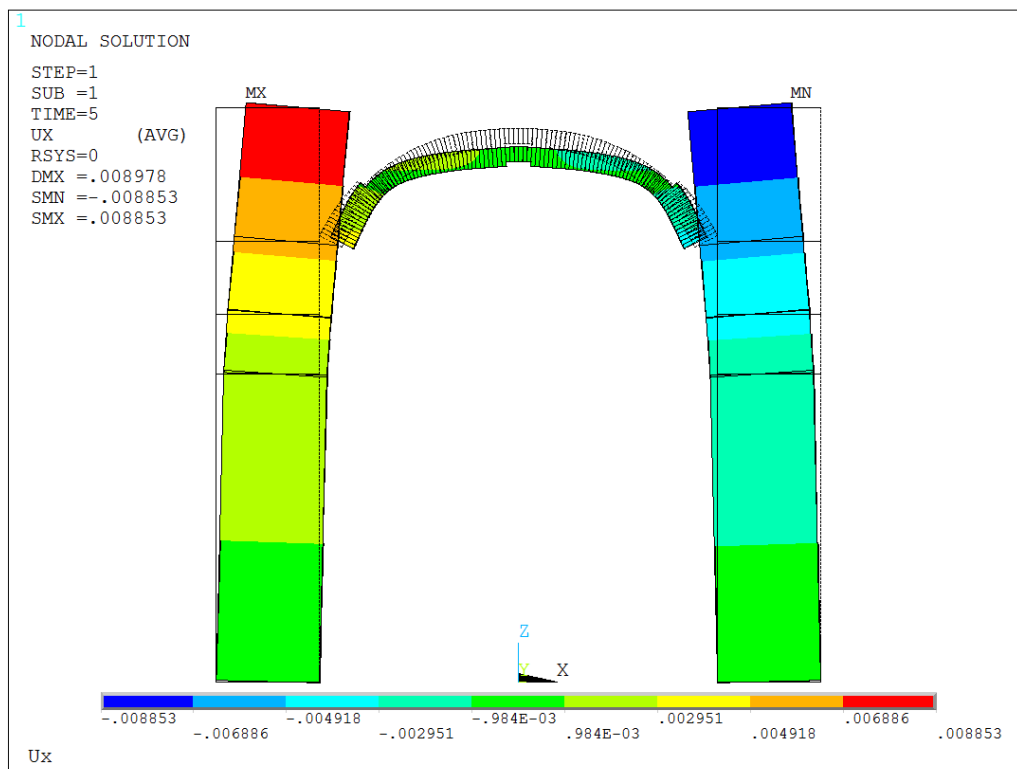


Obr. B.18 $M - \text{zdivo}$ [Nm]

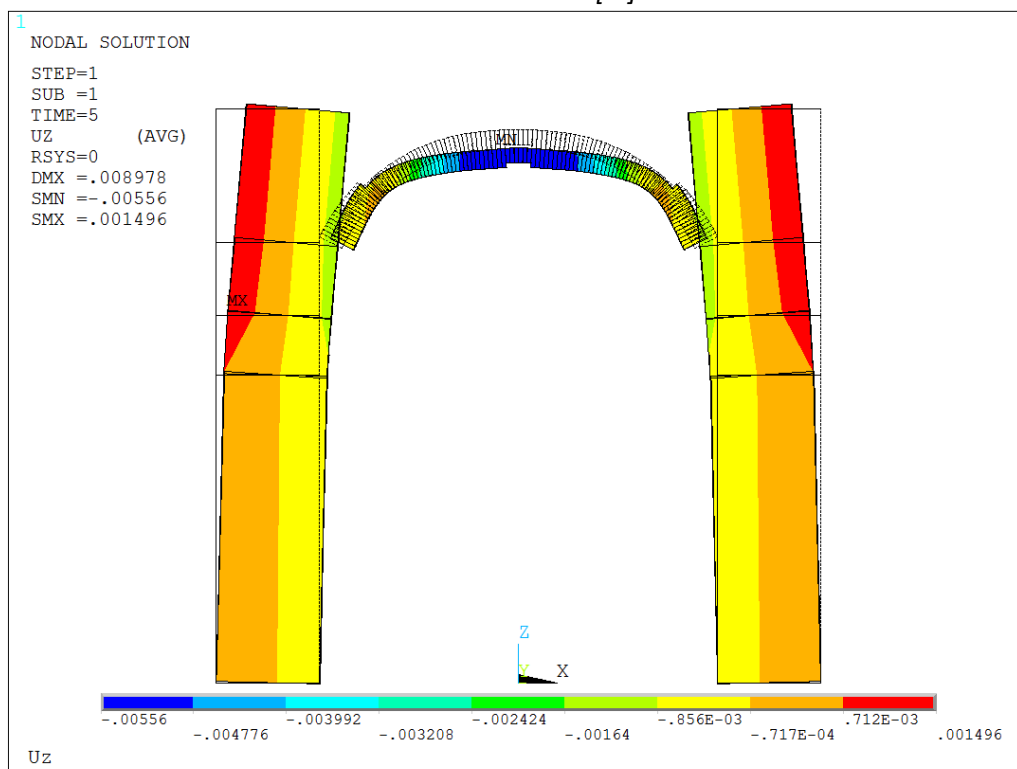
**Obr. B.19** Napětí – tah [Pa]**Obr. B.20** Napětí – tlak [Pa]**Obr. B.21** Napětí – tah a tlak [Pa]**Obr. B.22** Poměrné přetvoření – tah [-]**Obr. B.23** Poměrné přetvoření – tlak [-]**Obr. B.24** Poměrné přetvoření – tah a tlak [-]

Příloha C KOSTEL ŠVÁBENICE

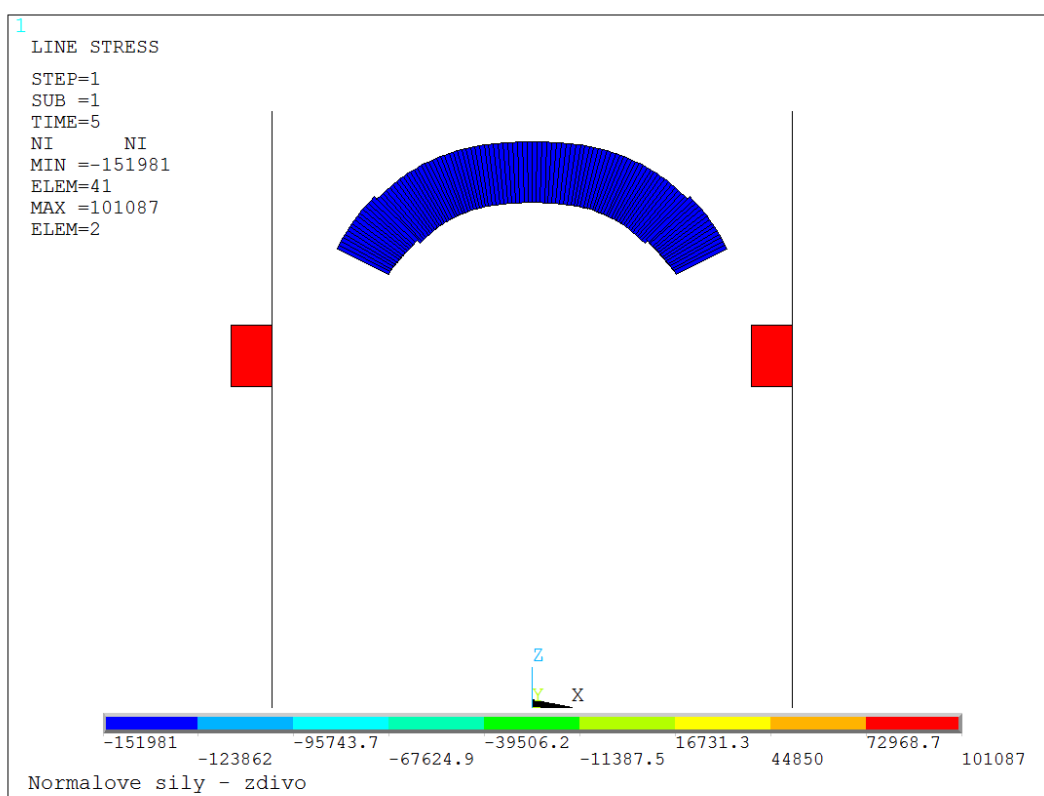
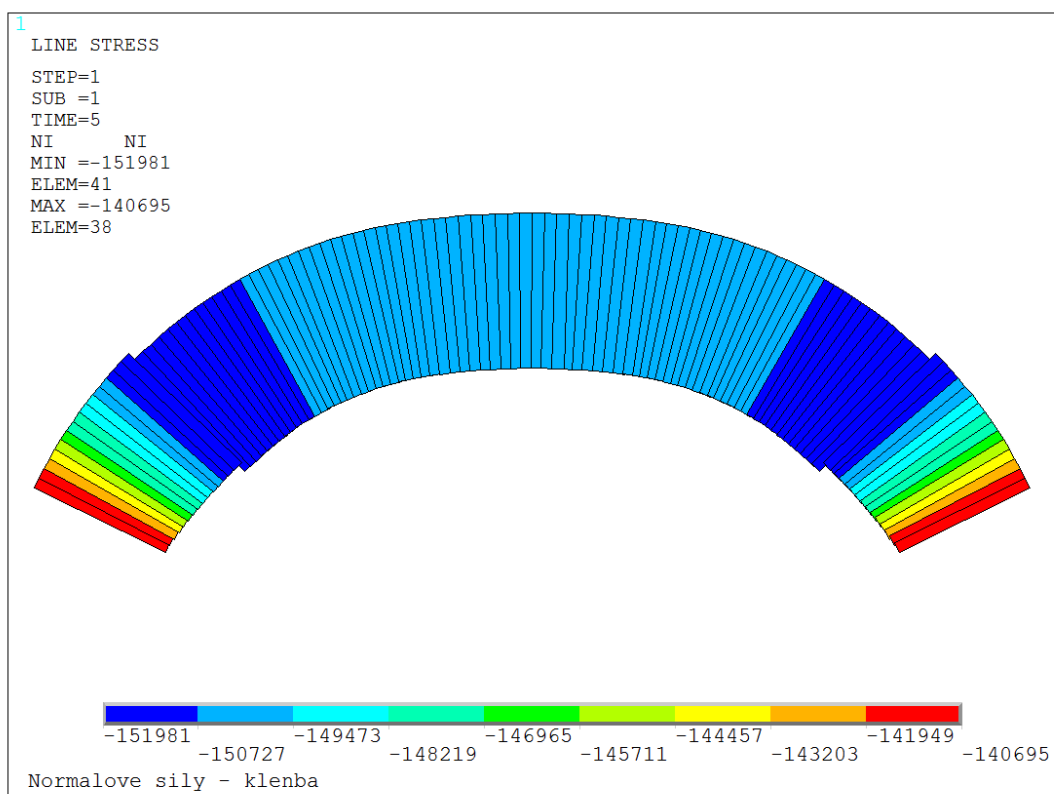
Vliv předpětí

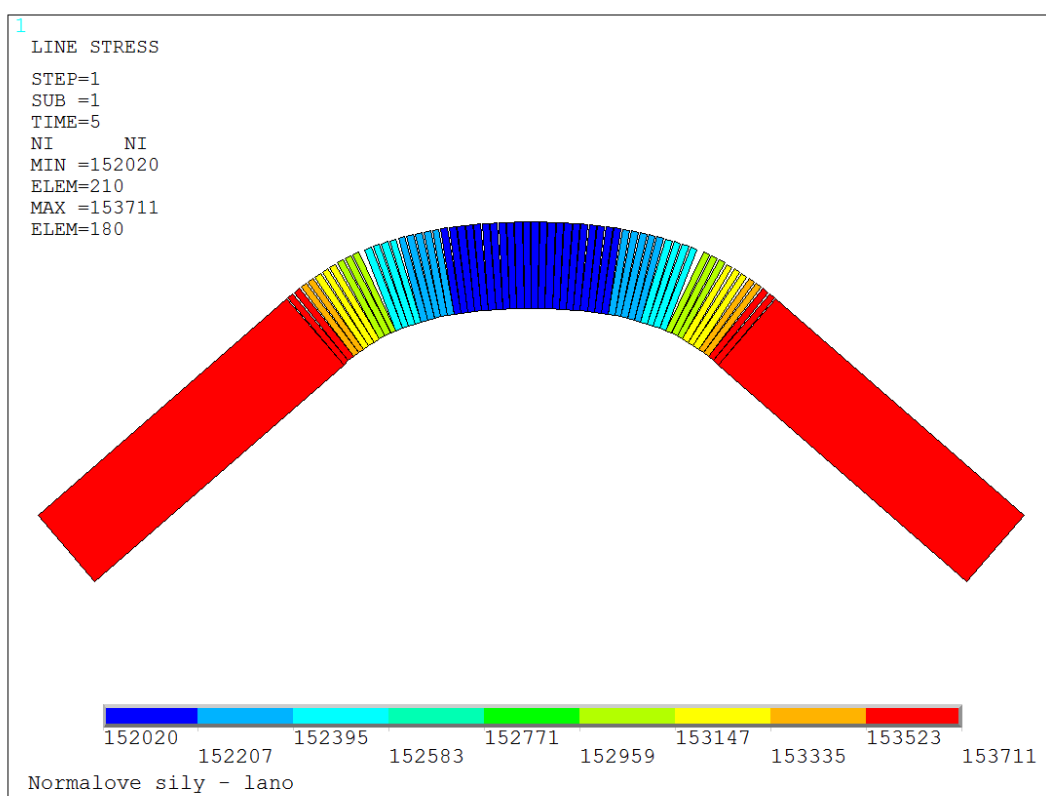
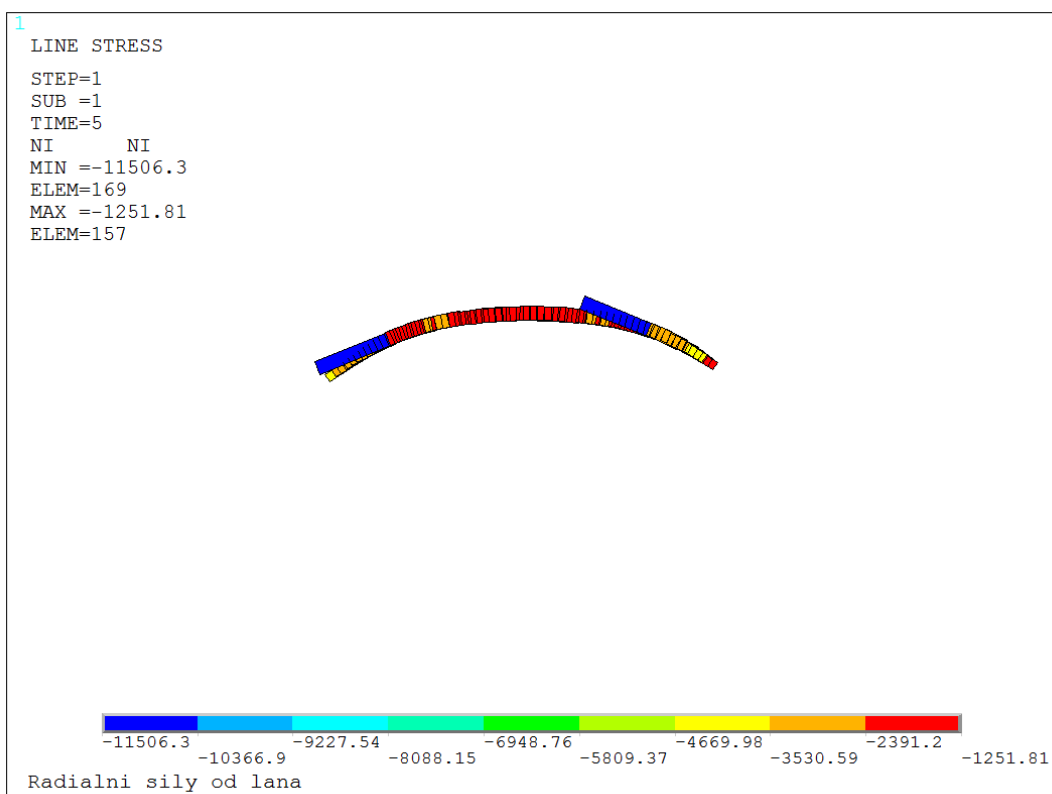


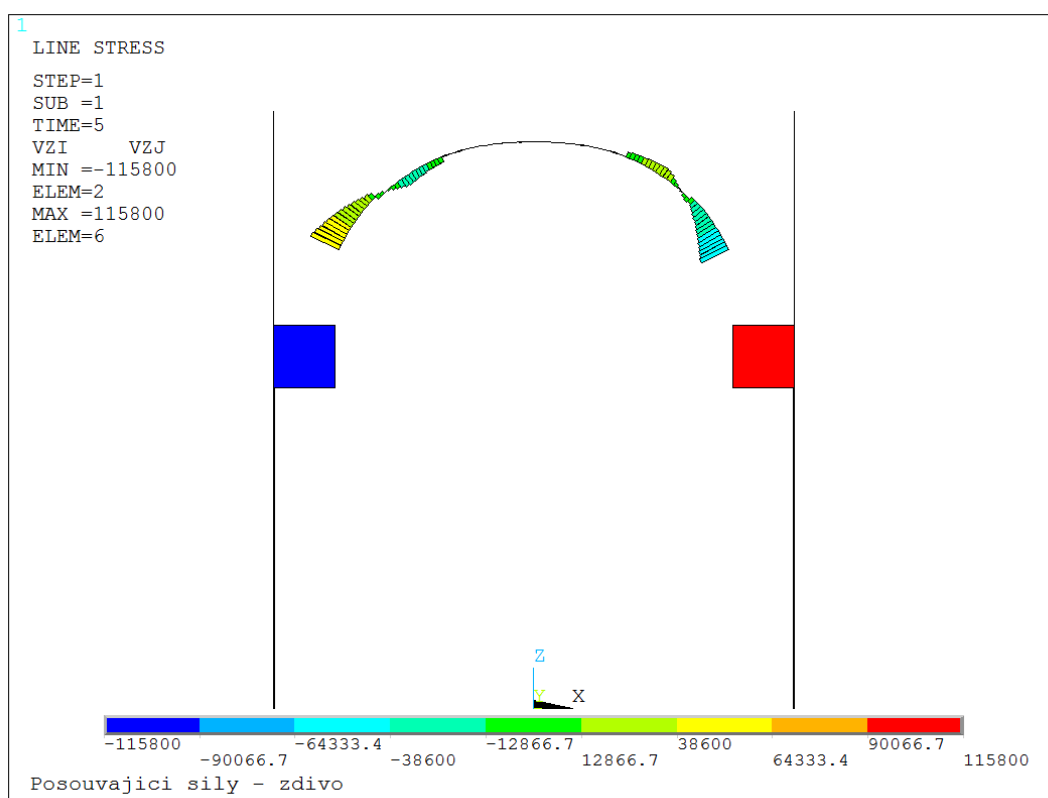
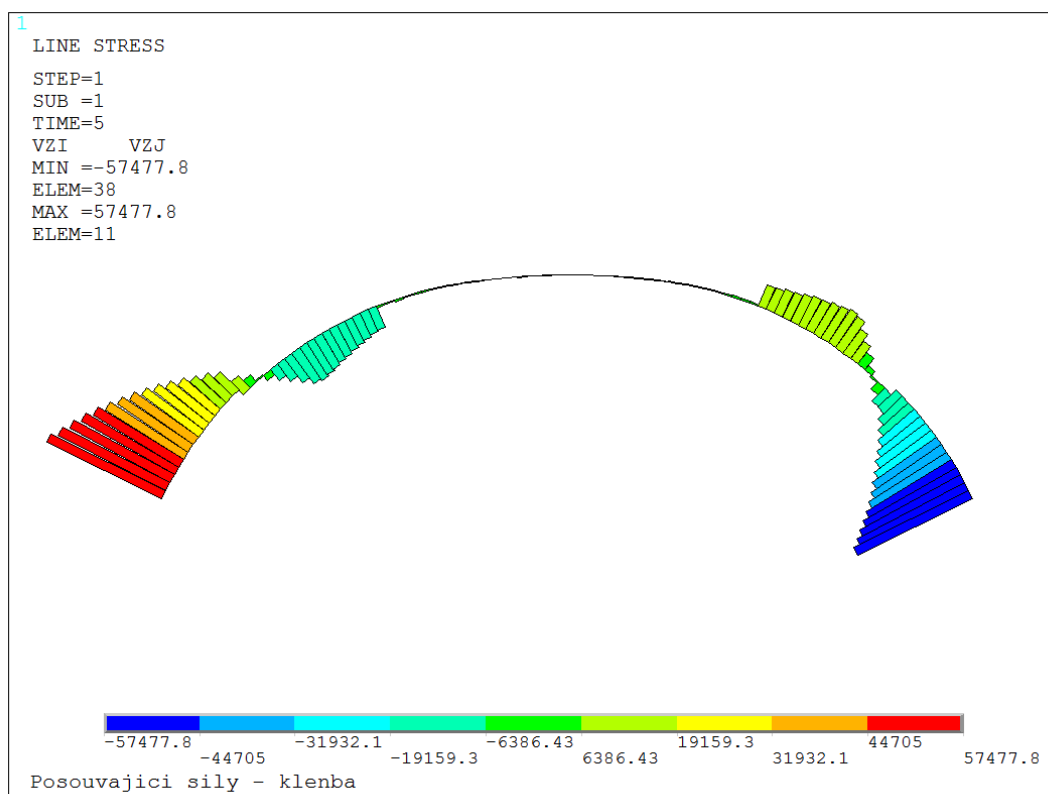
Obr. C.1 Ux [m]

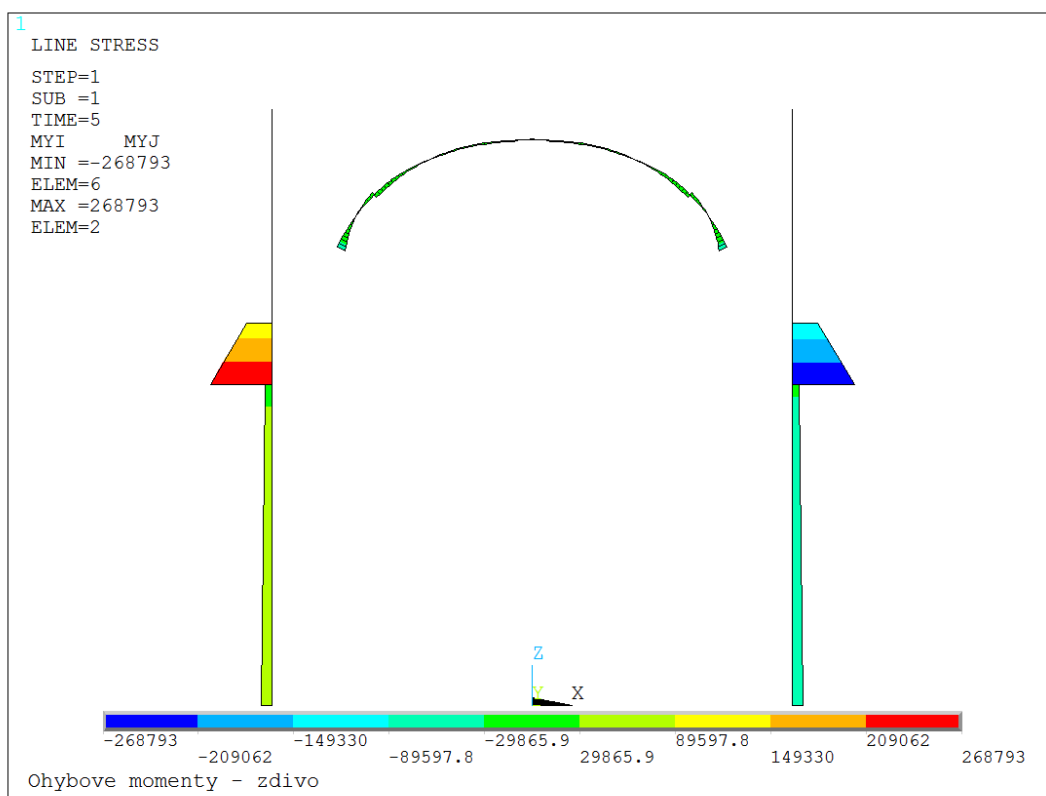
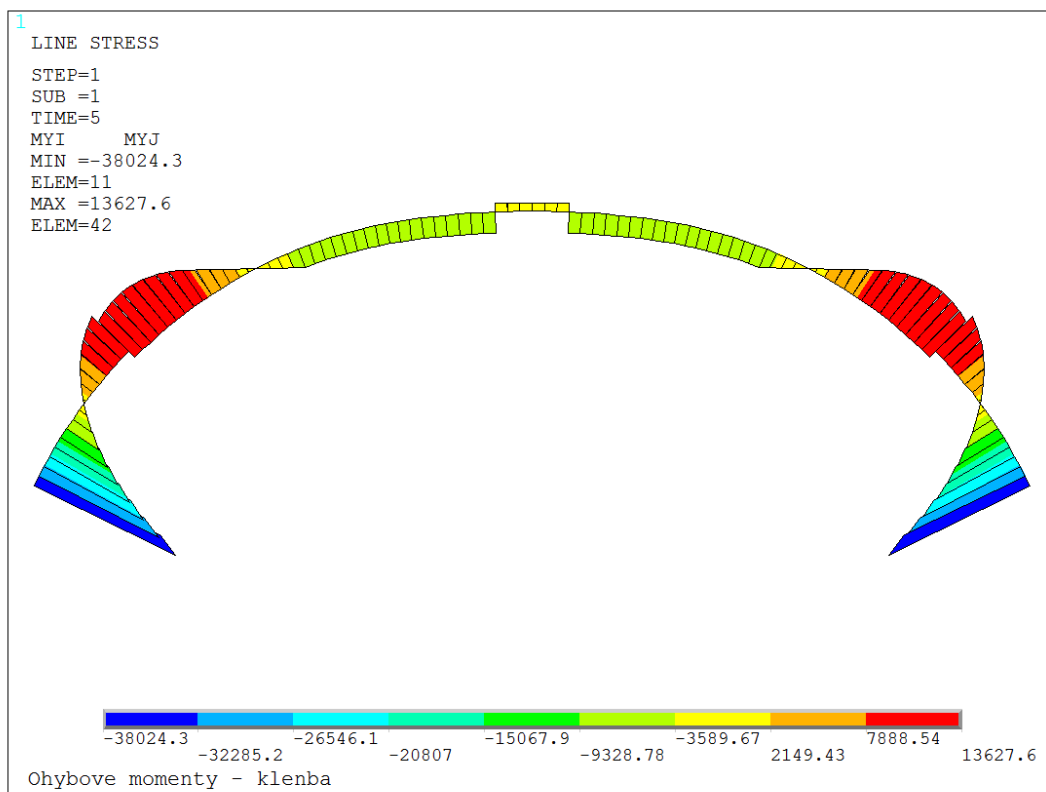


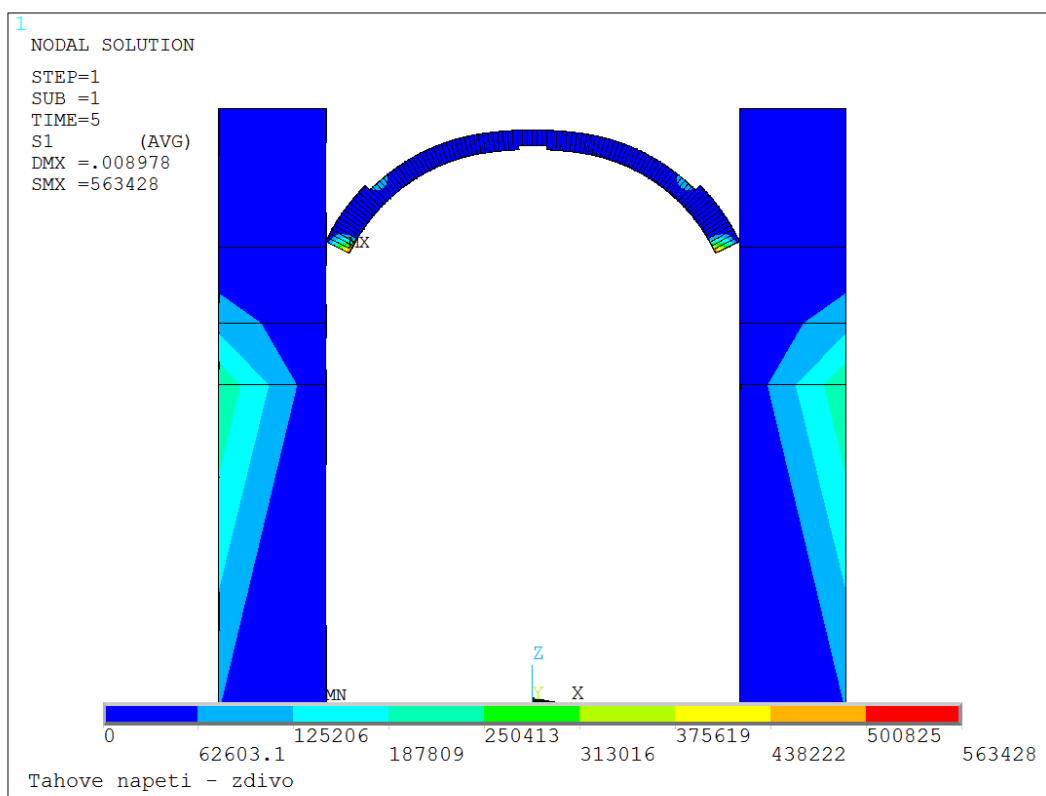
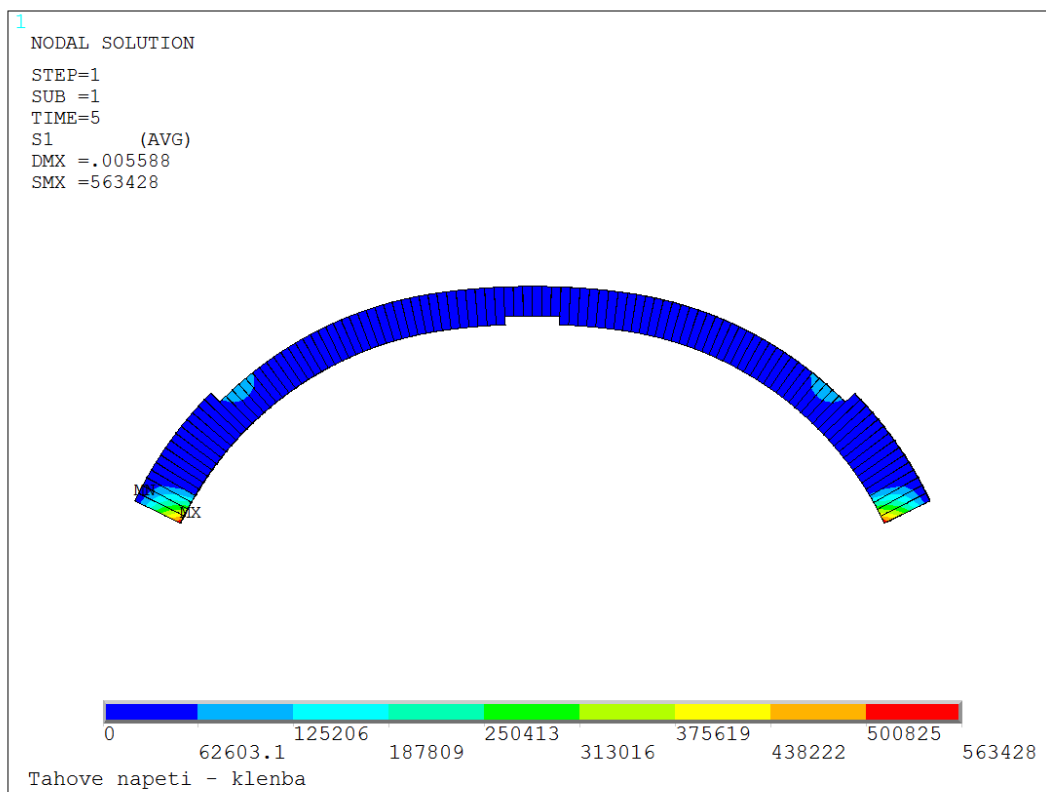
Obr. C.2 Uz [m]

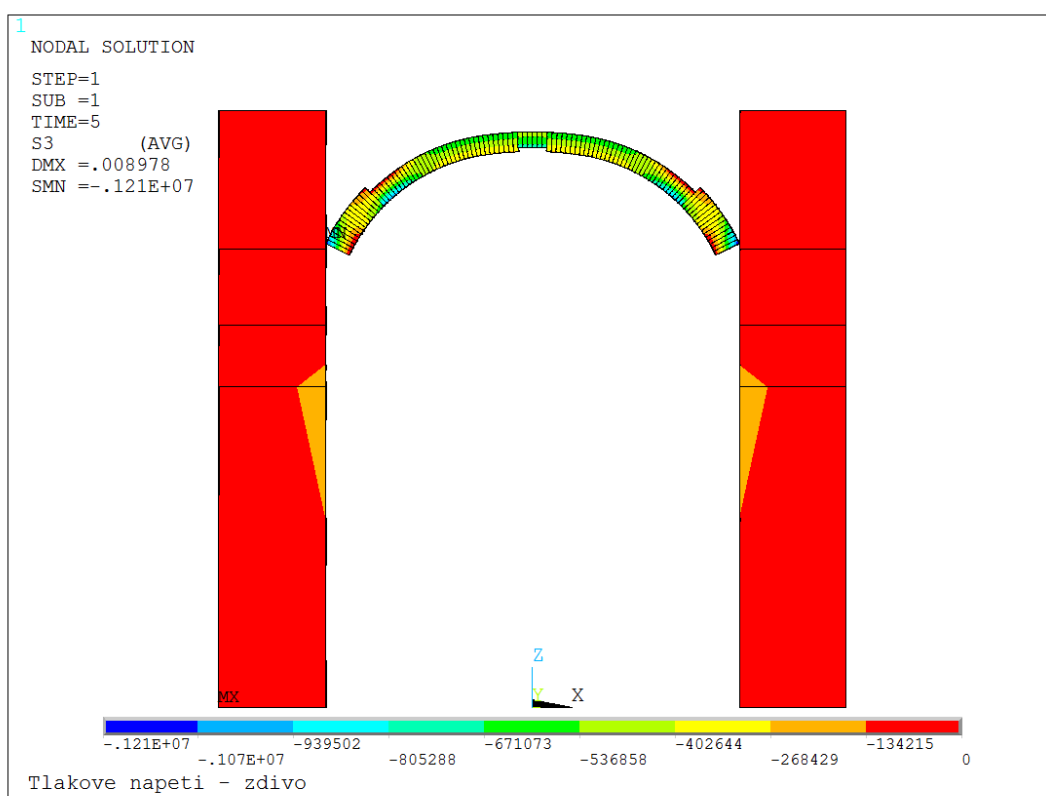
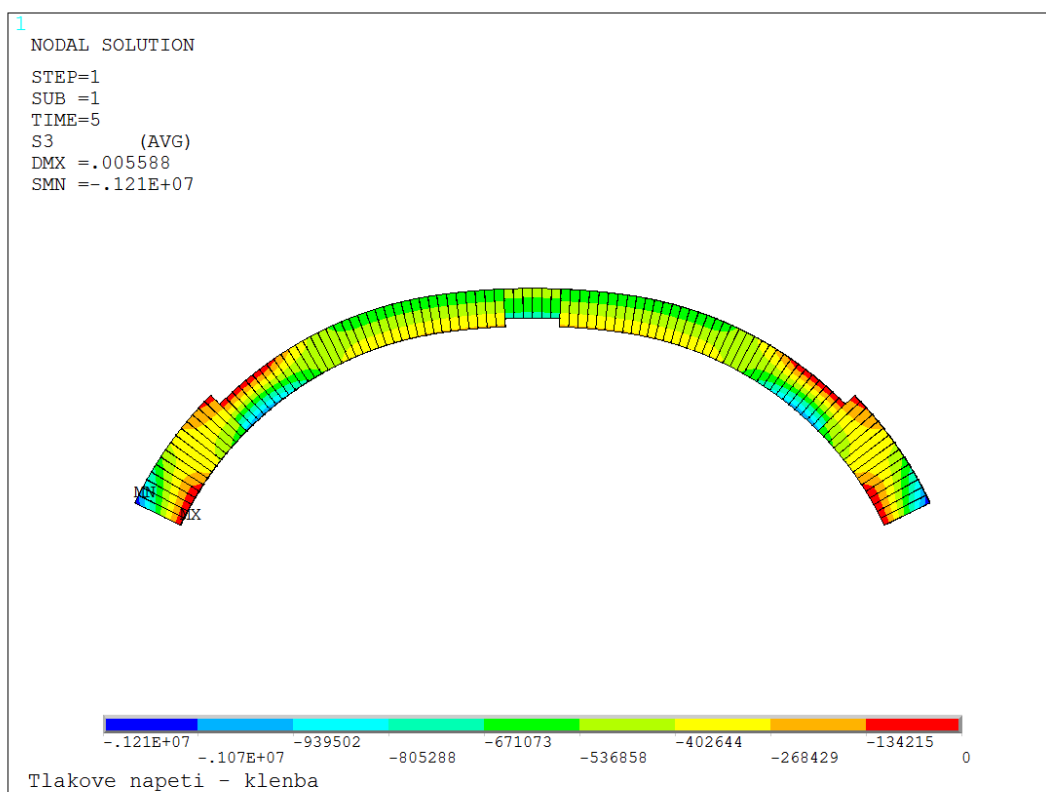
**Obr. C.3** $N - \text{zdivo [N]}$ **Obr. C.4** $N - \text{klenba [N]}$

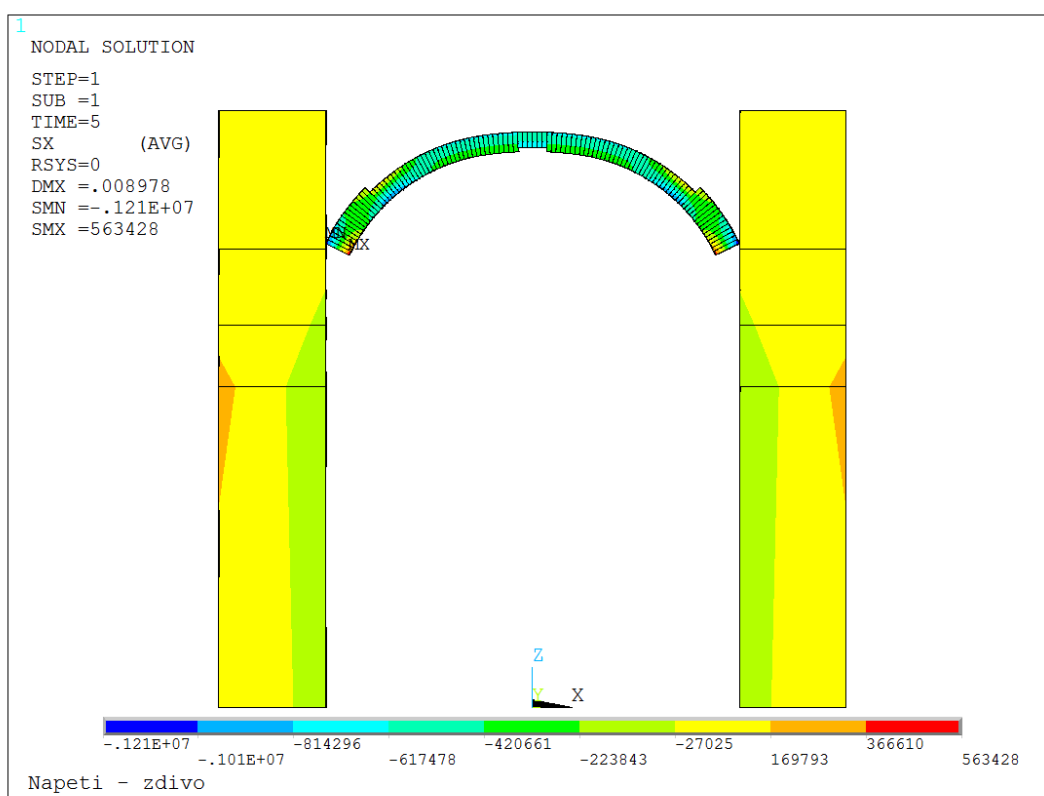
Obr. C.5 $N - \text{lano}$ [N]Obr. C.6 $N - \text{radiální síly od lana}$ [N]

**Obr. C.7** $V - \text{zdivo [N]}$ **Obr. C.8** $V - \text{zdivo [N]}$

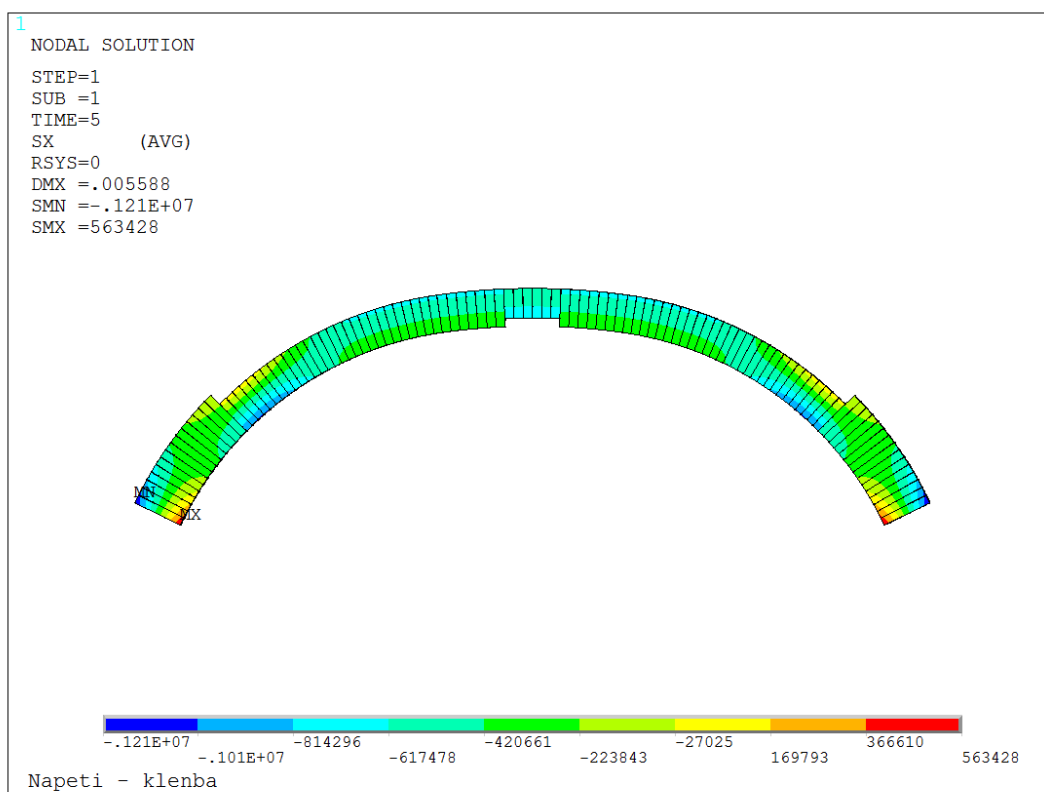
**Obr. C.9** $M - \text{zdivo [Nm]}$ **Obr. C.10** $M - \text{klenba [Nm]}$

**Obr. C.11** Napětí – tah, zdivo [Pa]**Obr. C.12** Napětí – tah, klenba [Pa]

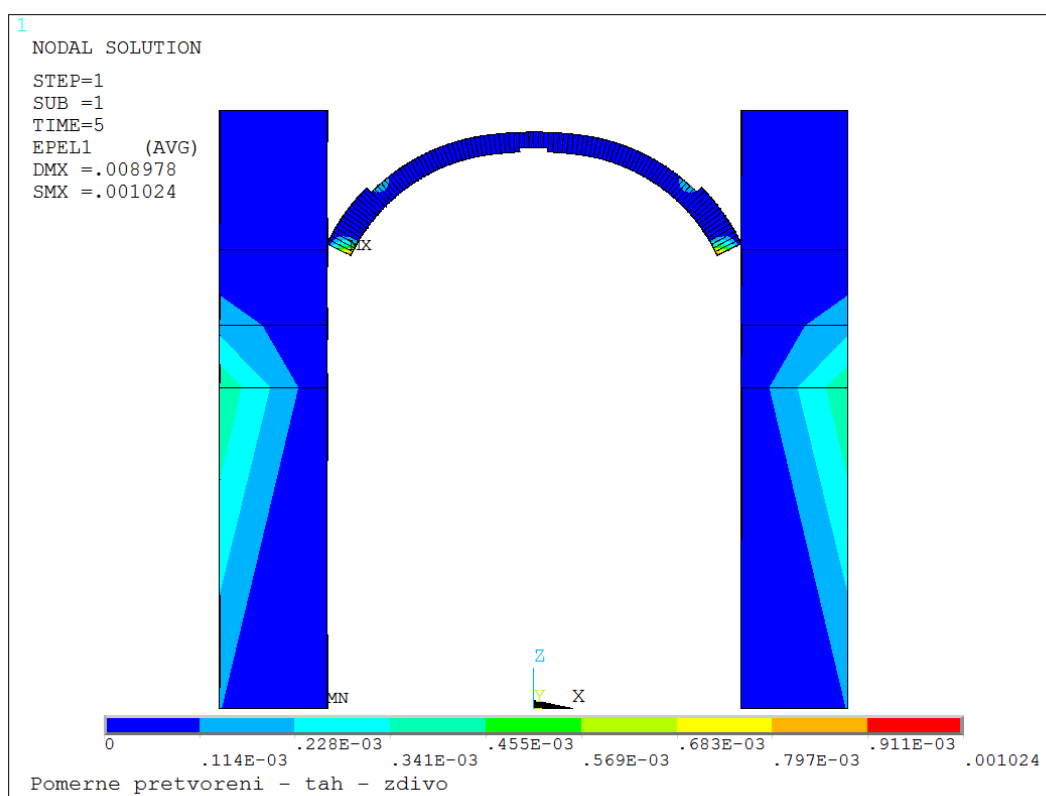
**Obr. C.13** Napětí – tlak, zdivo [Pa]**Obr. C.14** Napětí – tlak, klenba [Pa]



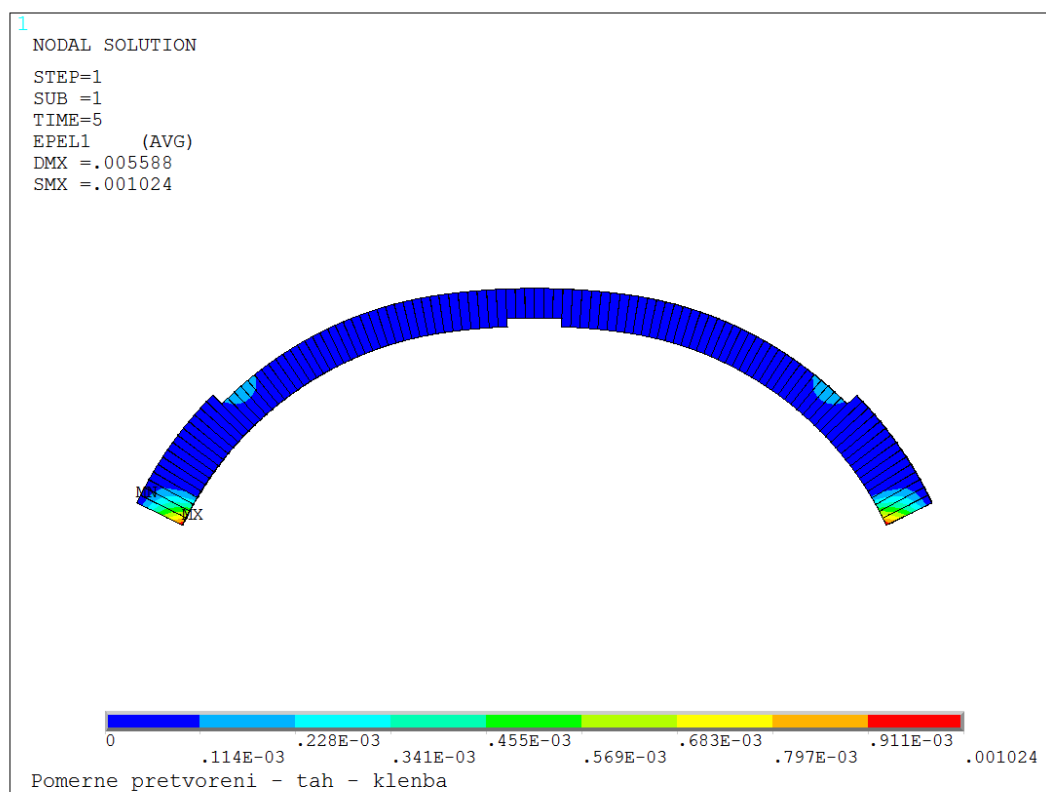
Obr. C.15 Napětí – tah a tlak, zdivo [Pa]



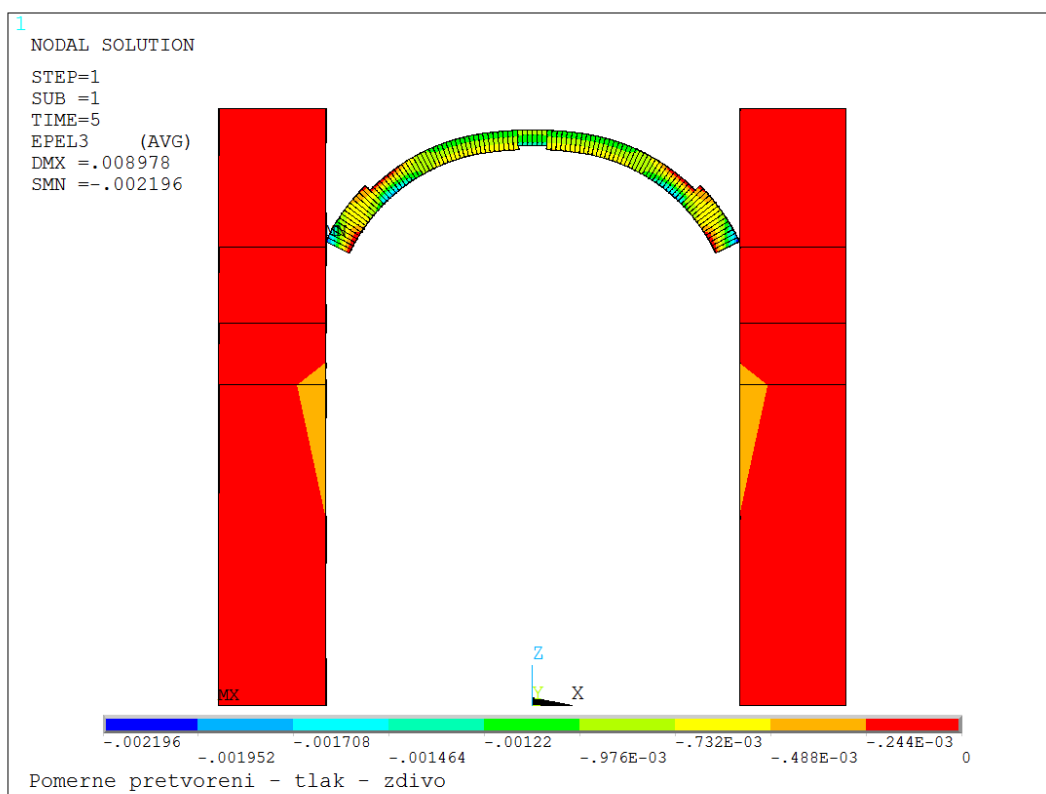
Obr. C.16 Napětí – tah a tlak, klenba [Pa]



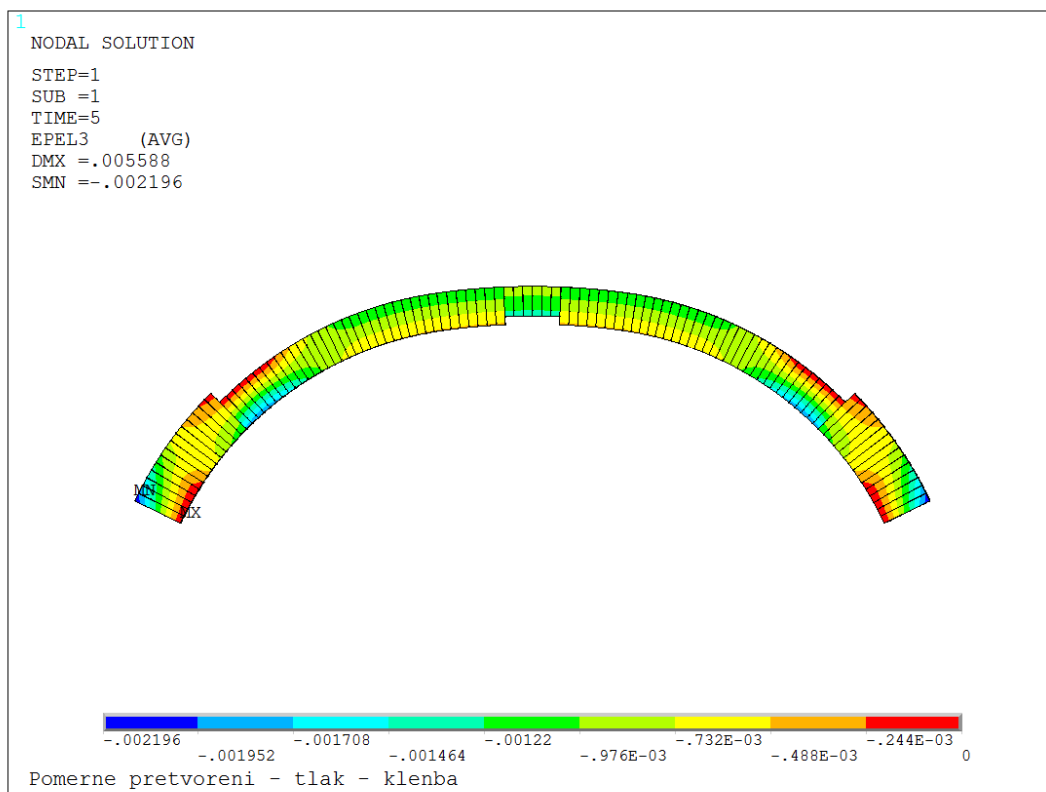
Obr. C.17 Poměrné přetvoření – tah, zdivo [-]



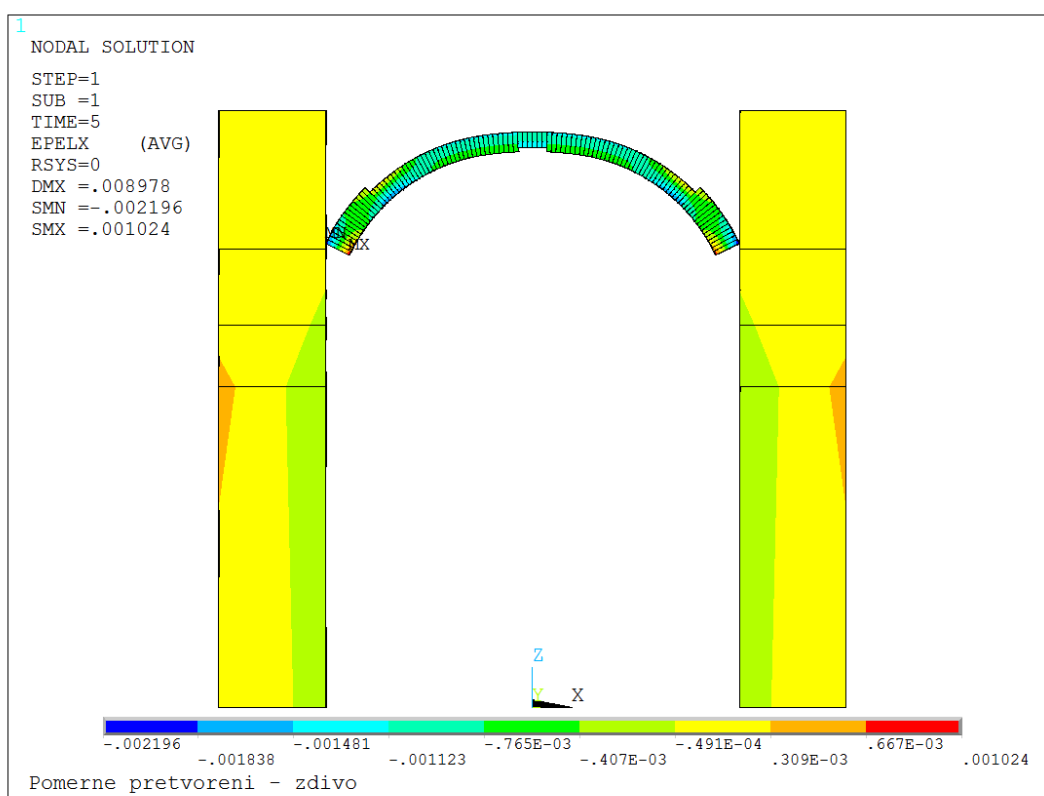
Obr. C.18 Poměrné přetvoření – tah, klenba [-]



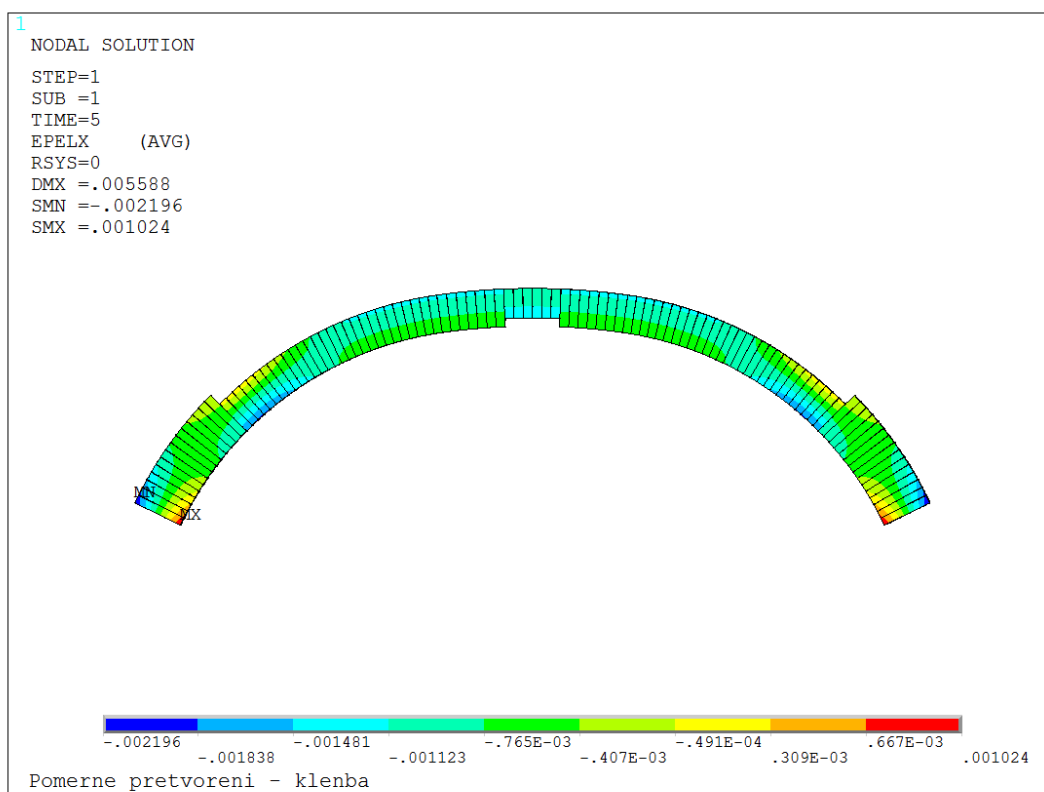
Obr. C.19 Poměrné přetvoření – tlak, zdivo [-]



Obr. C.20 Poměrné přetvoření – tlak, klenba [-]

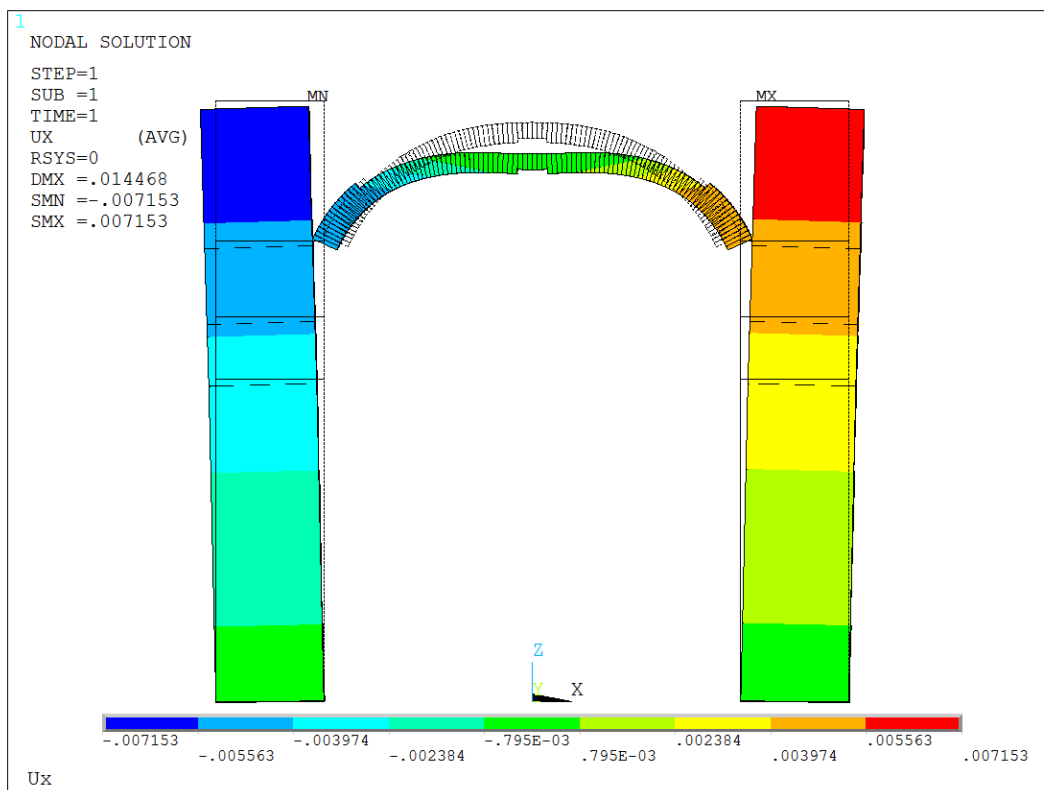
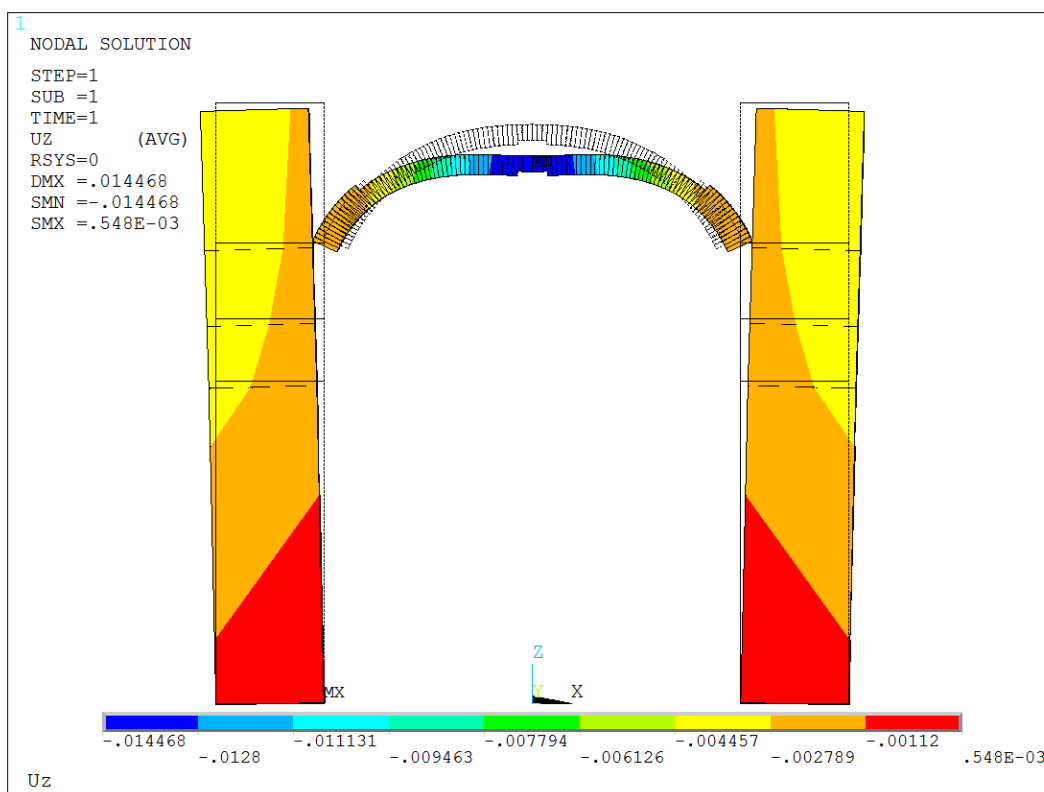


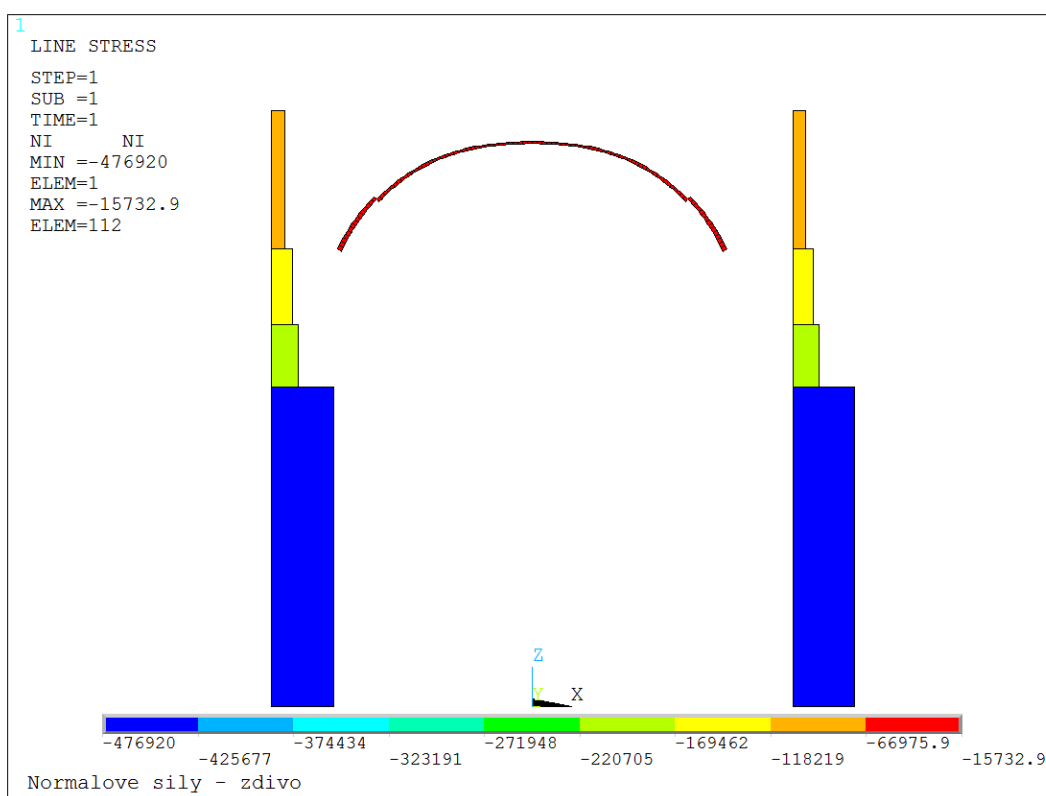
Obr. C.21 Poměrné přetvoření – tah a tlak, zdivo [-]



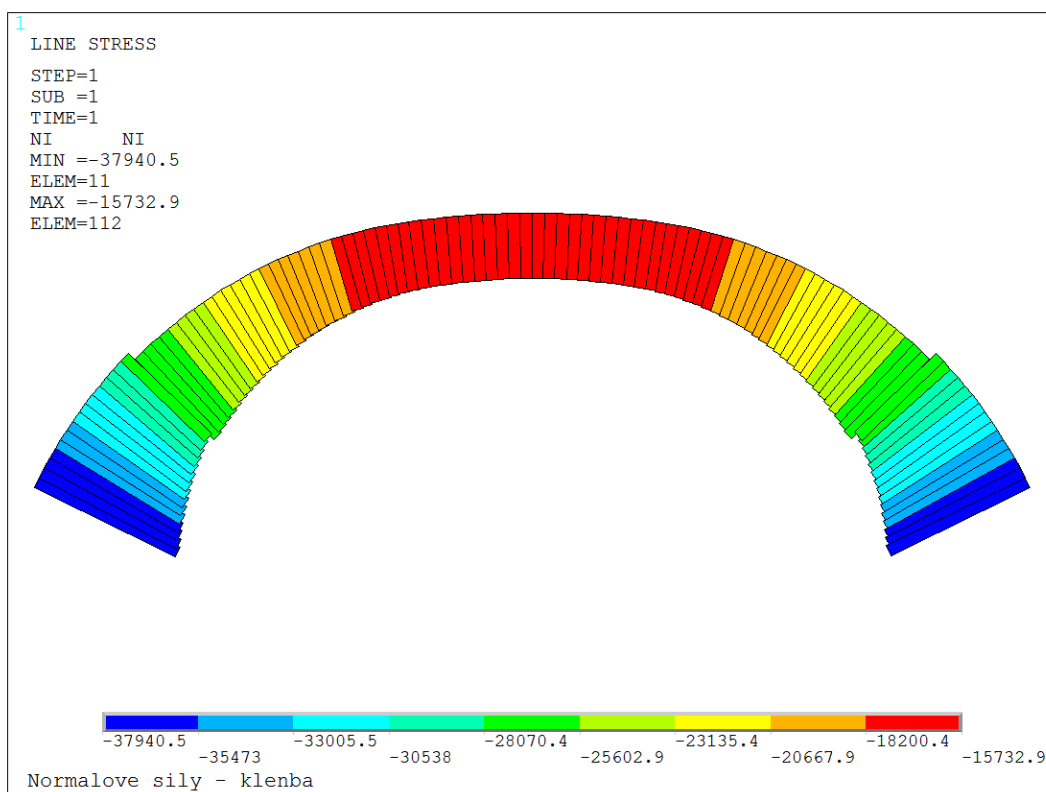
Obr. C.22 Poměrné přetvoření – tah a tlak, klenba [-]

Vliv vlastní tíhy

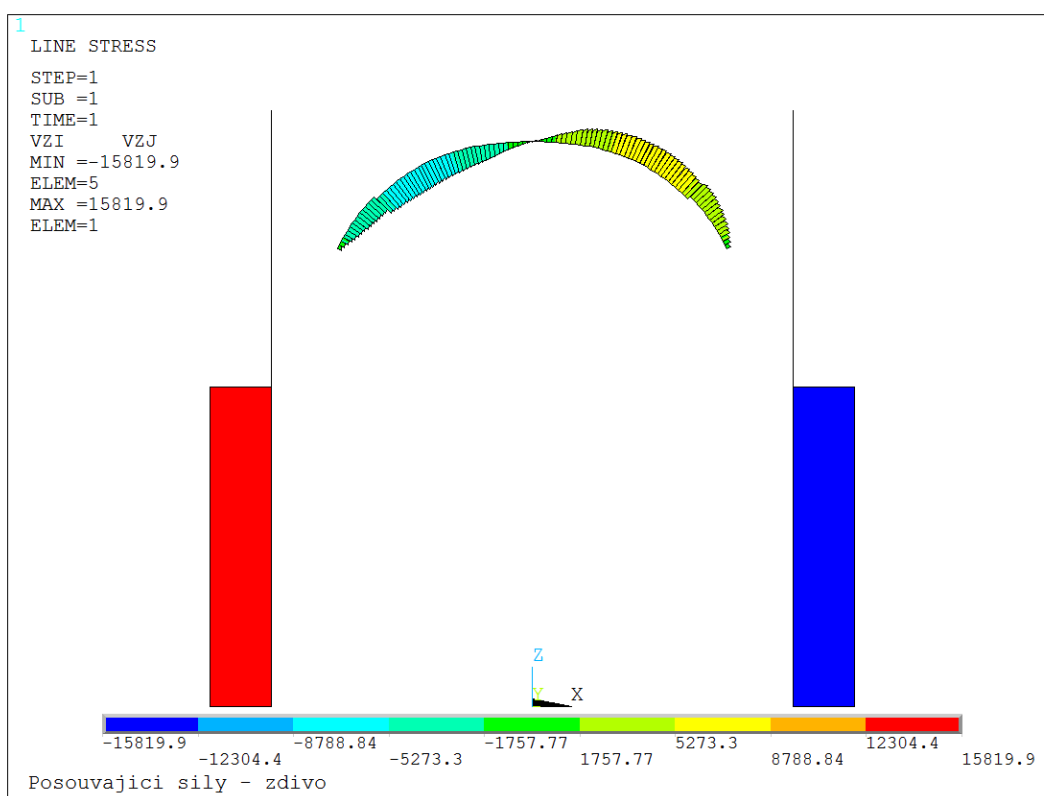
Obr. C.23 U_x [m]Obr. C.24 U_z [m]



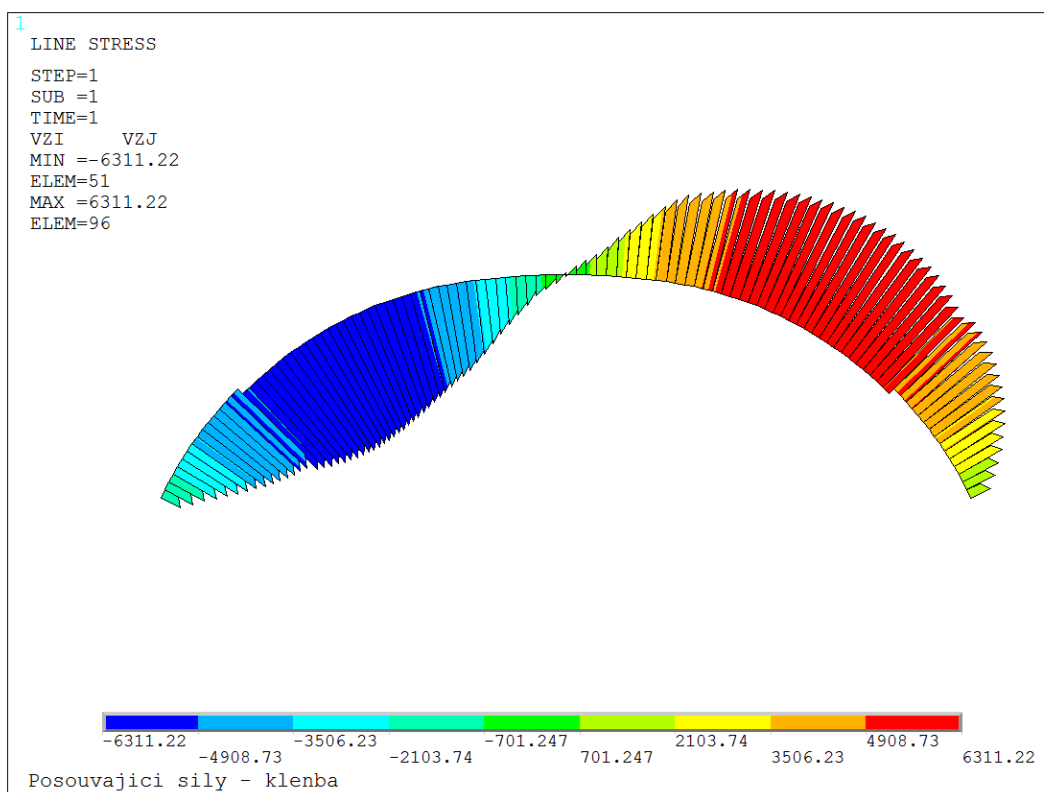
Obr. C.25 N – zdivo [N]



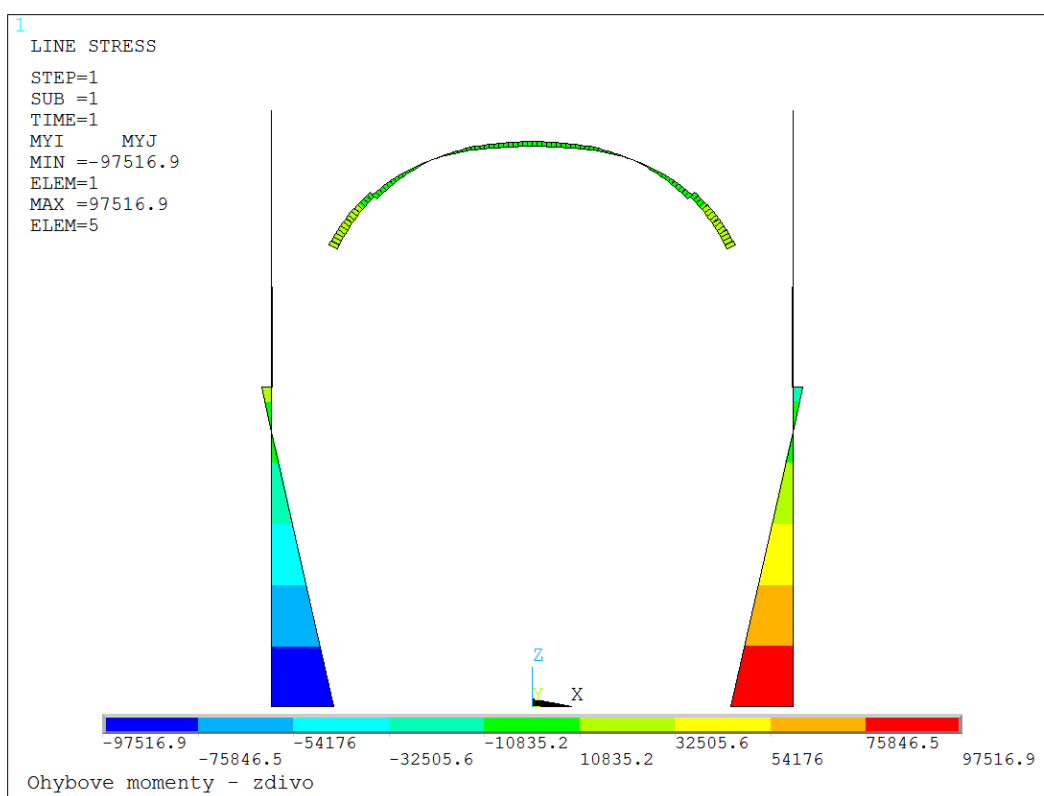
Obr. C.26 N – klenba [N]



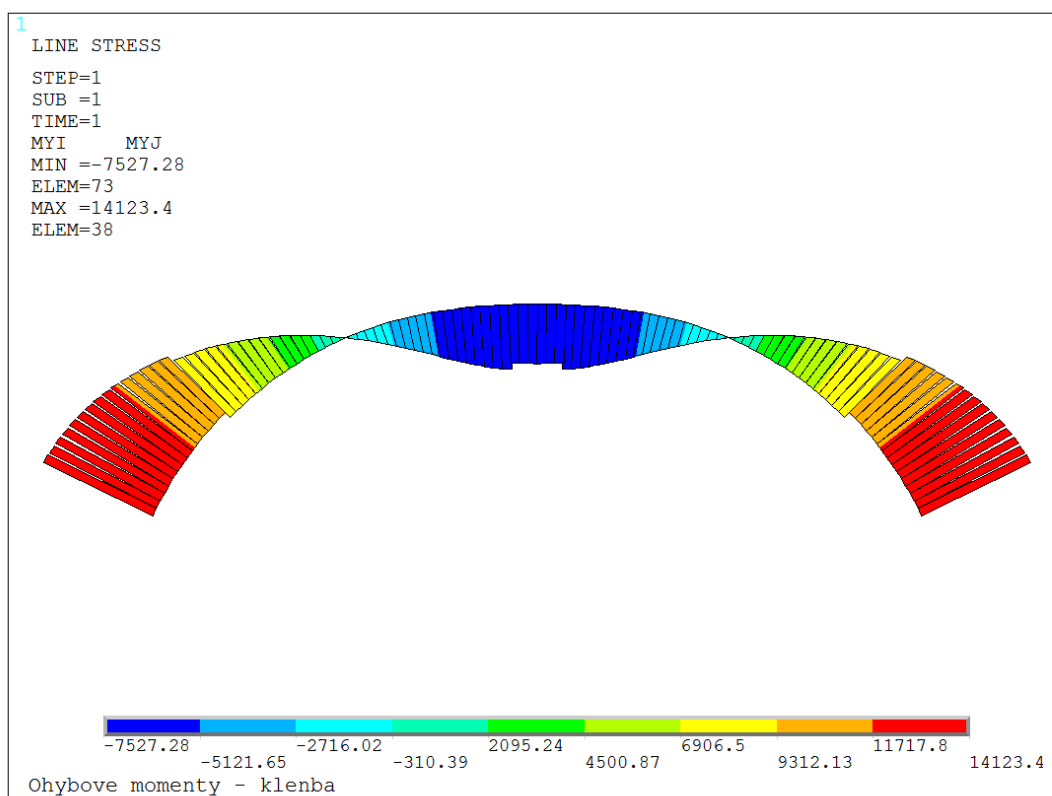
Obr. C.27 V – zdivo [N]



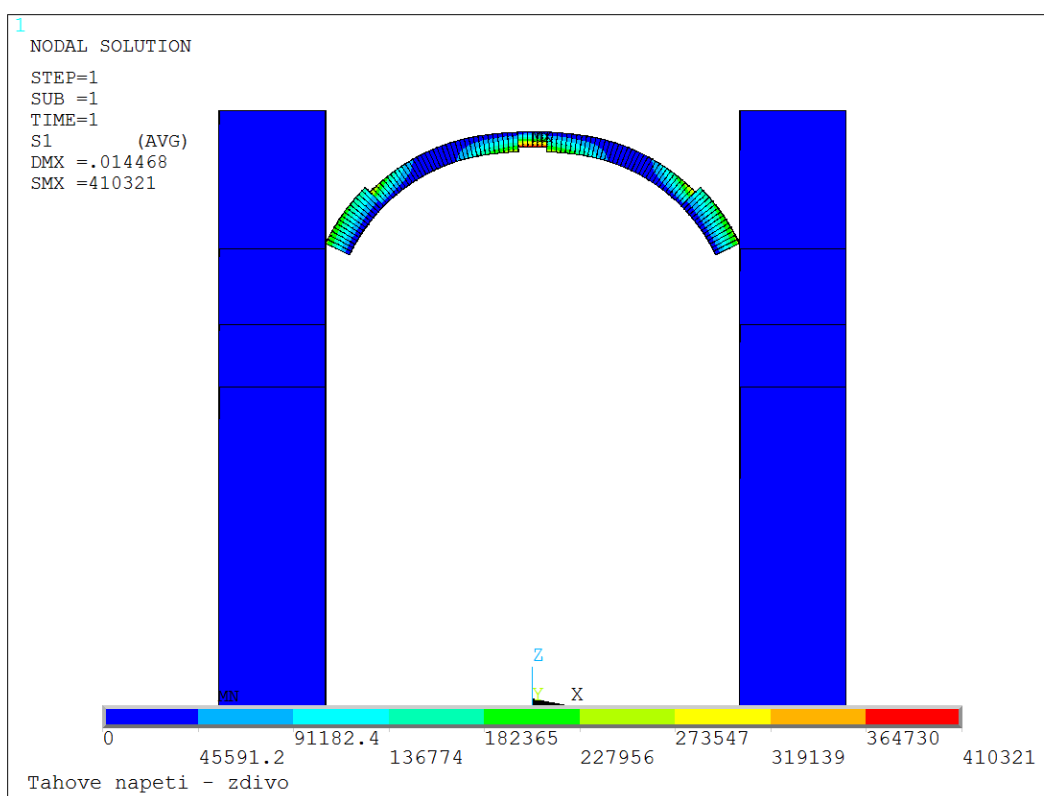
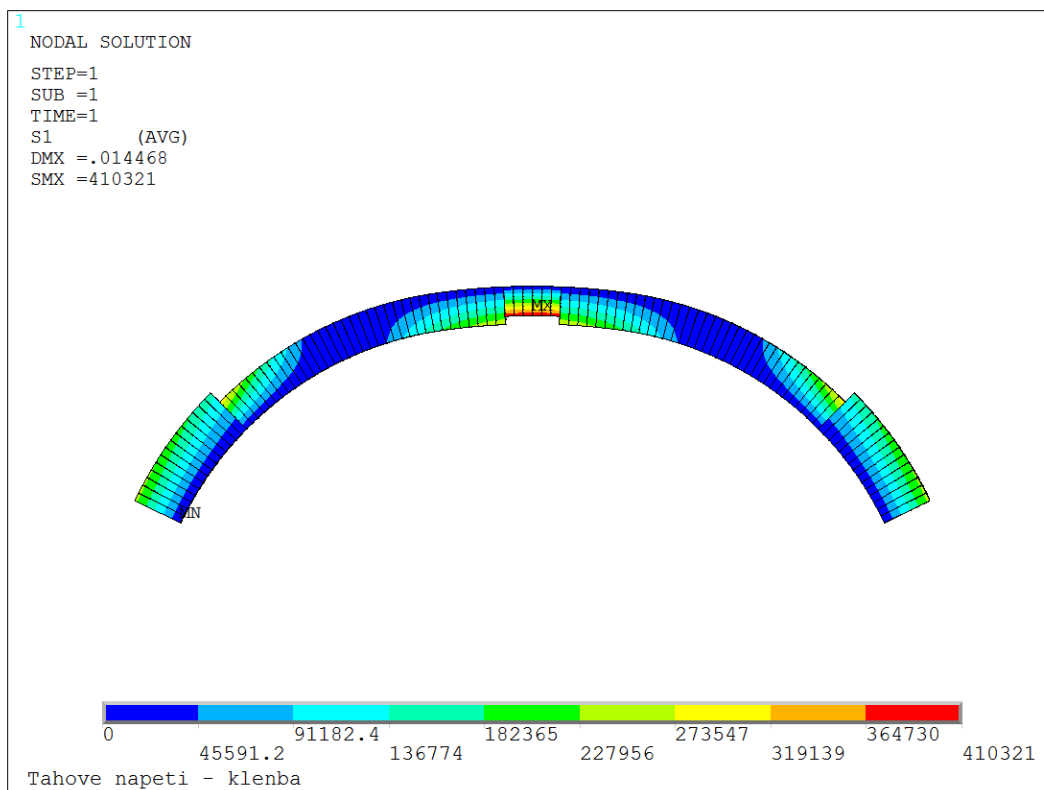
Obr. C.28 V – klenba [N]

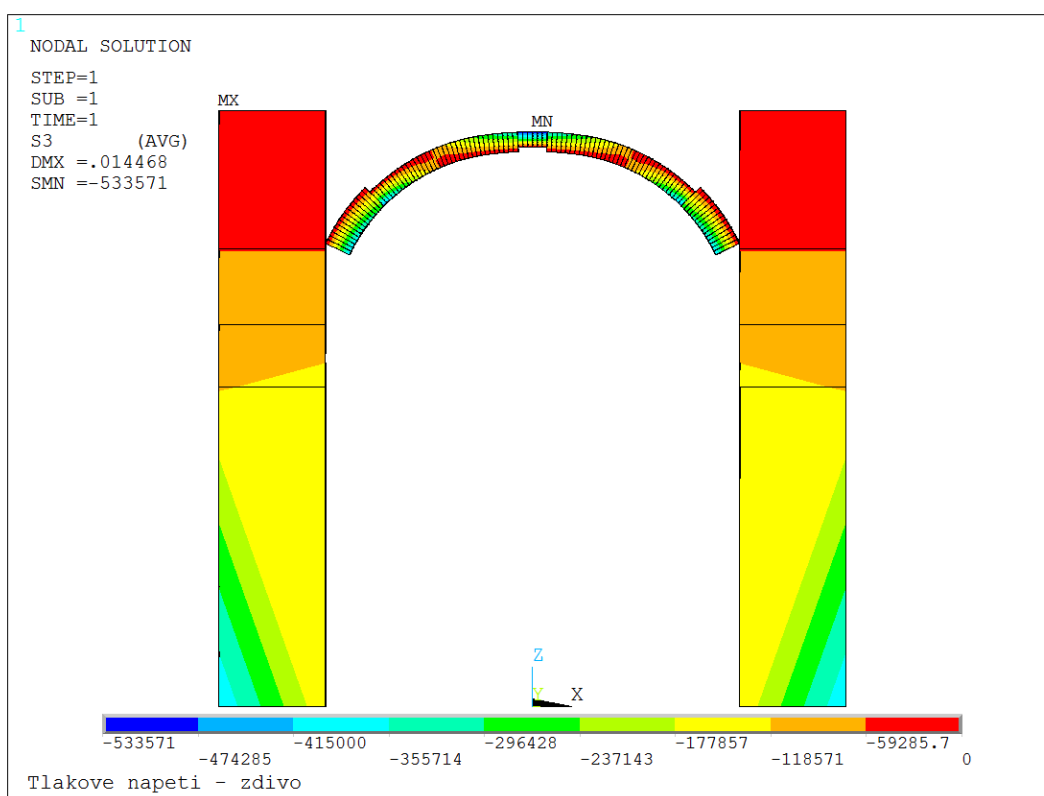


Obr. C.29 M – zdivo [Nm]

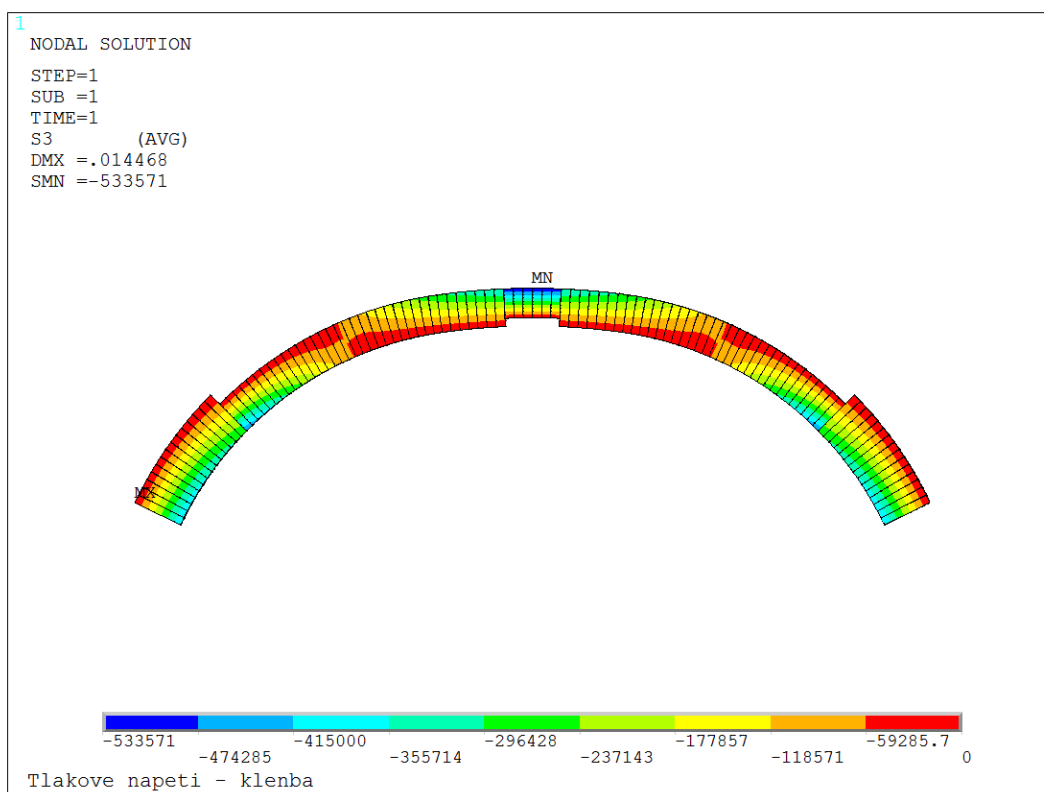


Obr. C.30 M – klenba [Nm]

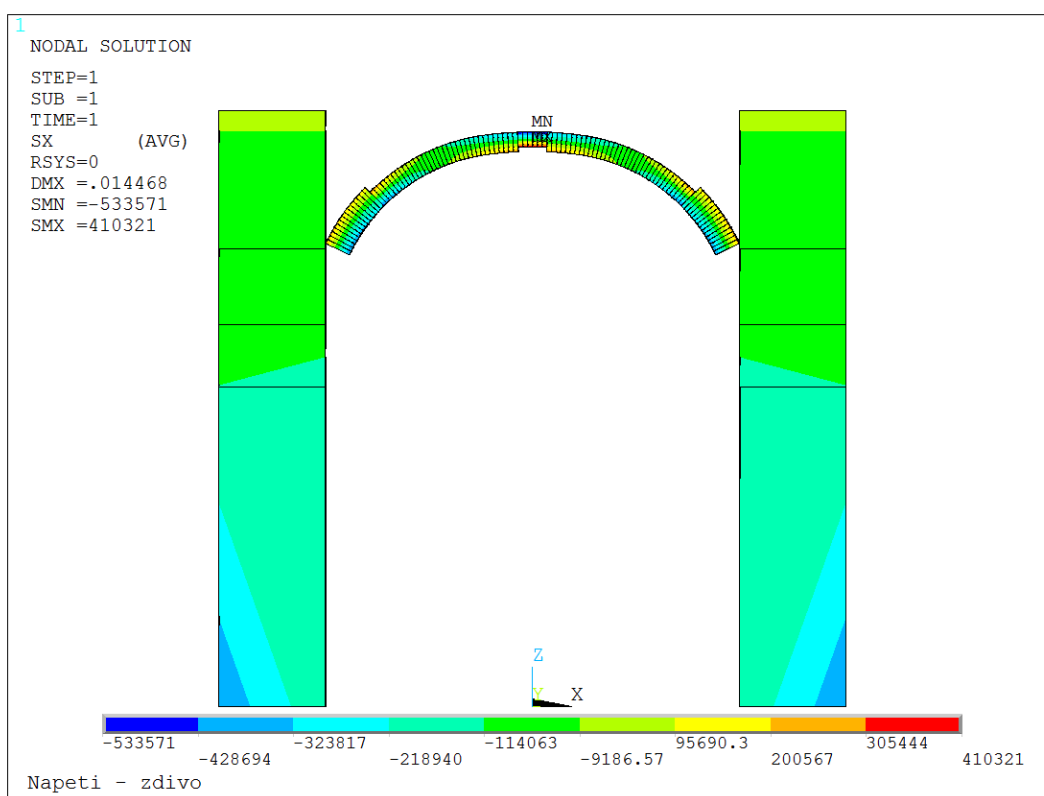
**Obr. C.31** Napětí – tah, zdivo [Pa]**Obr. C.32** Napětí – tah, klenba [Pa]



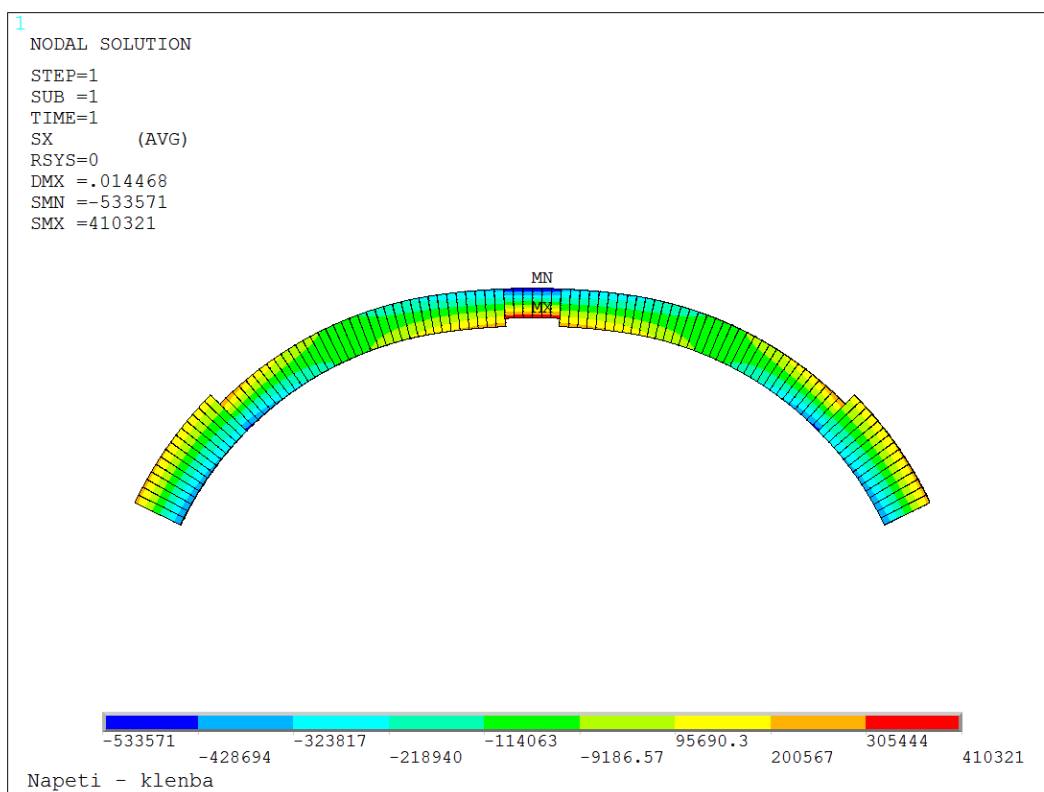
Obr. C.33 Napětí – tlak, zdivo [Pa]



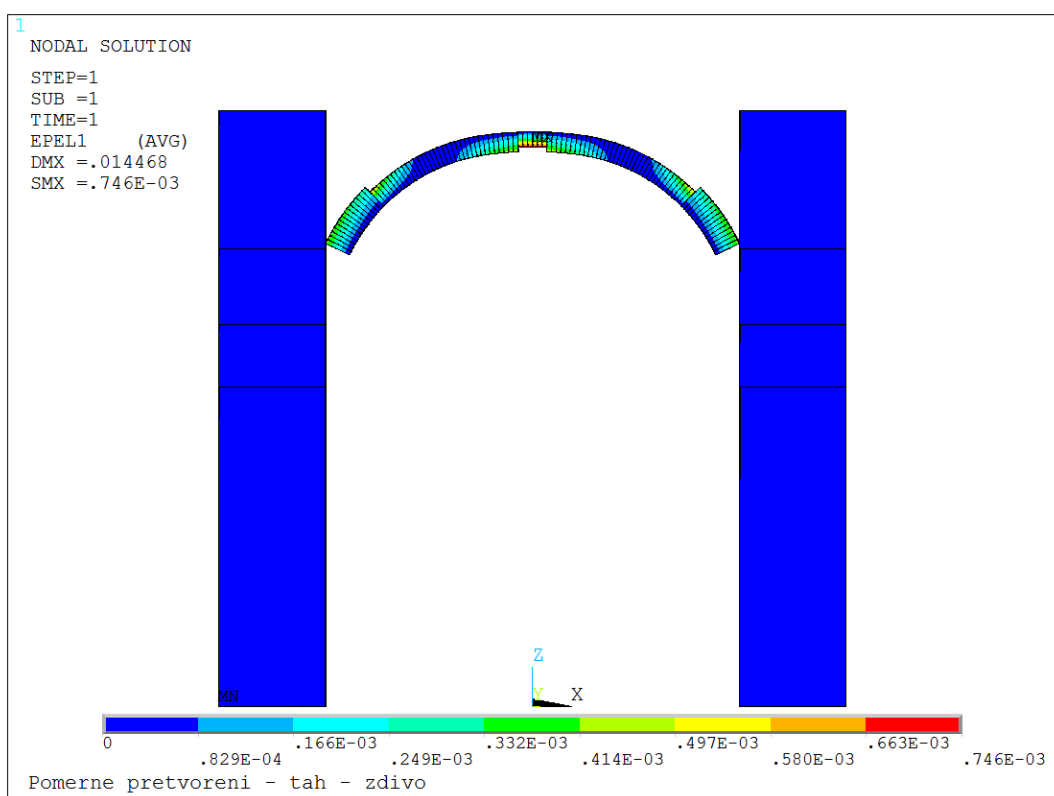
Obr. C.34 Napětí – tlak, klenba [Pa]



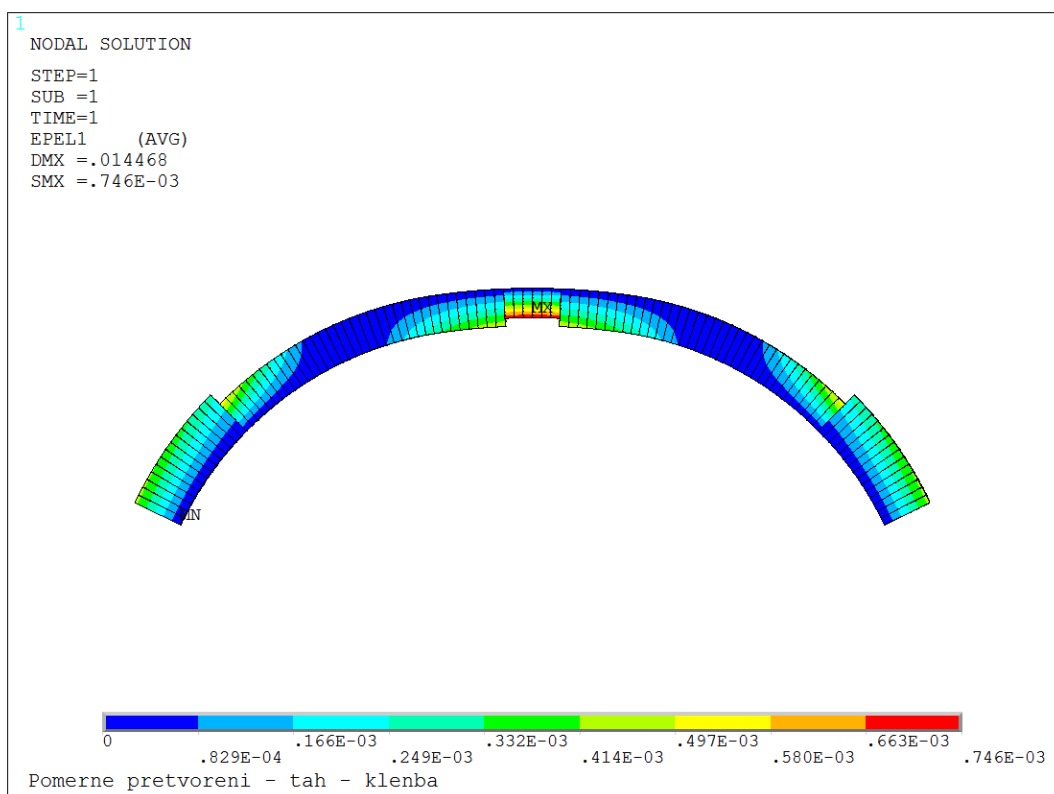
Obr. C.35 Napětí – tah a tlak, zdivo [Pa]



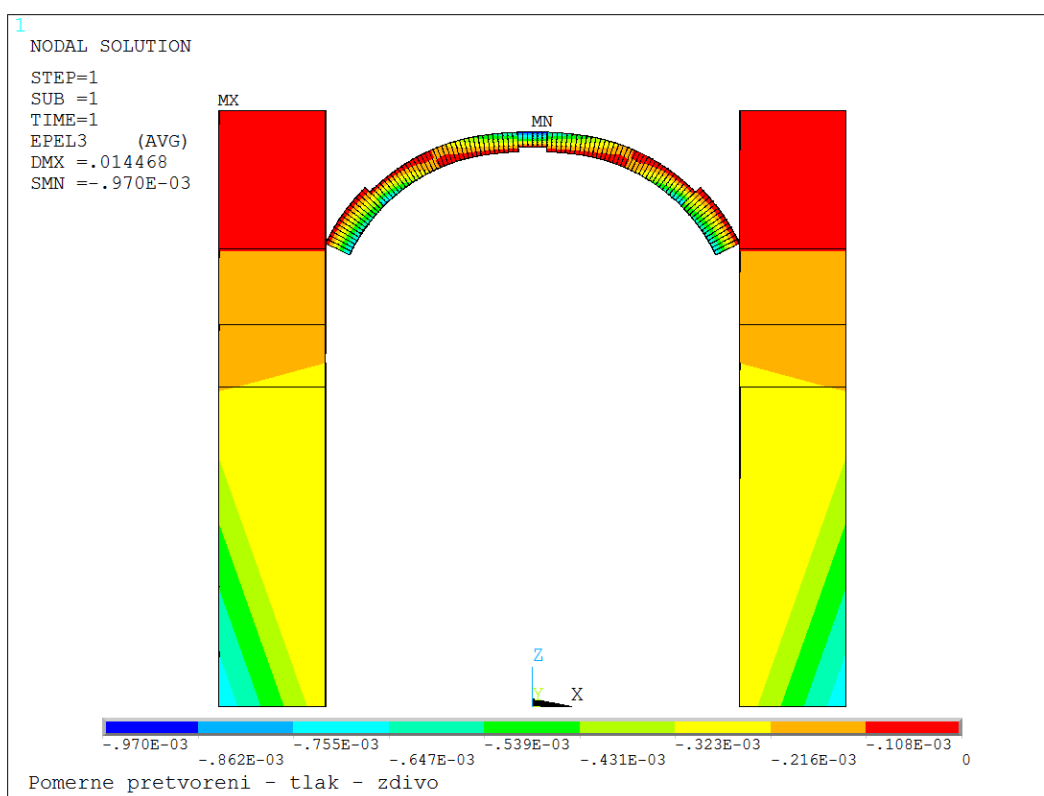
Obr. C.36 Napětí – tah a tlak, klenba [Pa]



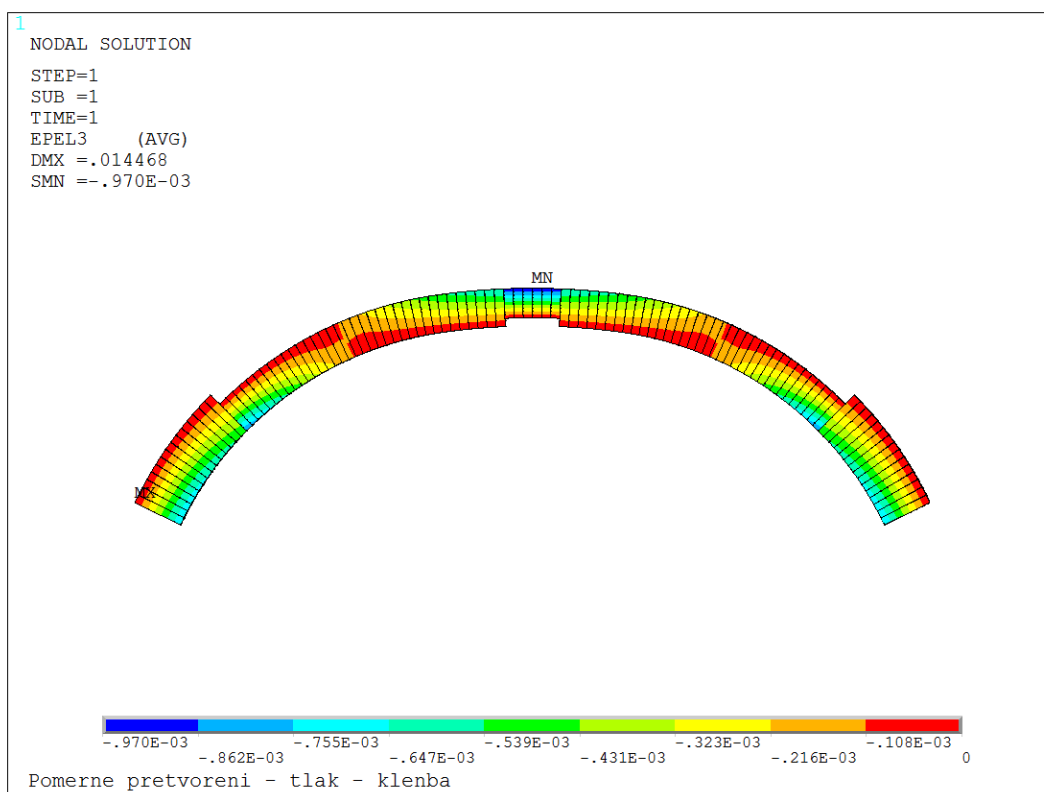
Obr. C.37 Poměrné přetvoření – tah, zdivo [-]



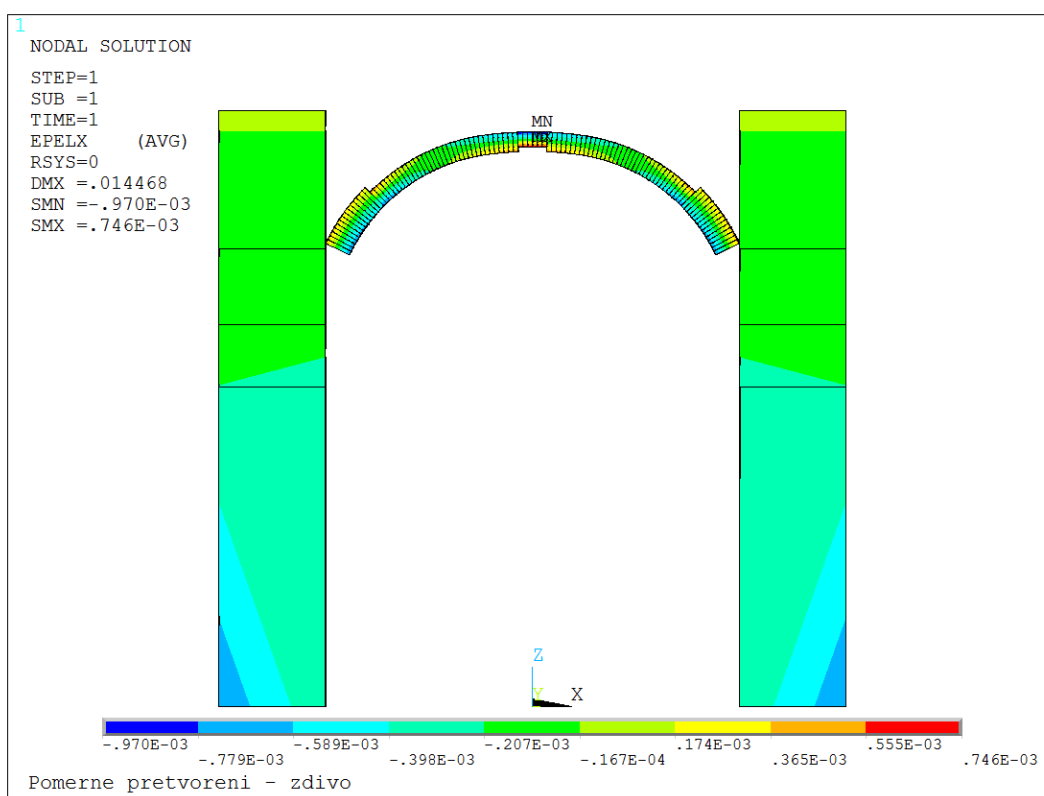
Obr. C.38 Poměrné přetvoření – tah, klenba [-]



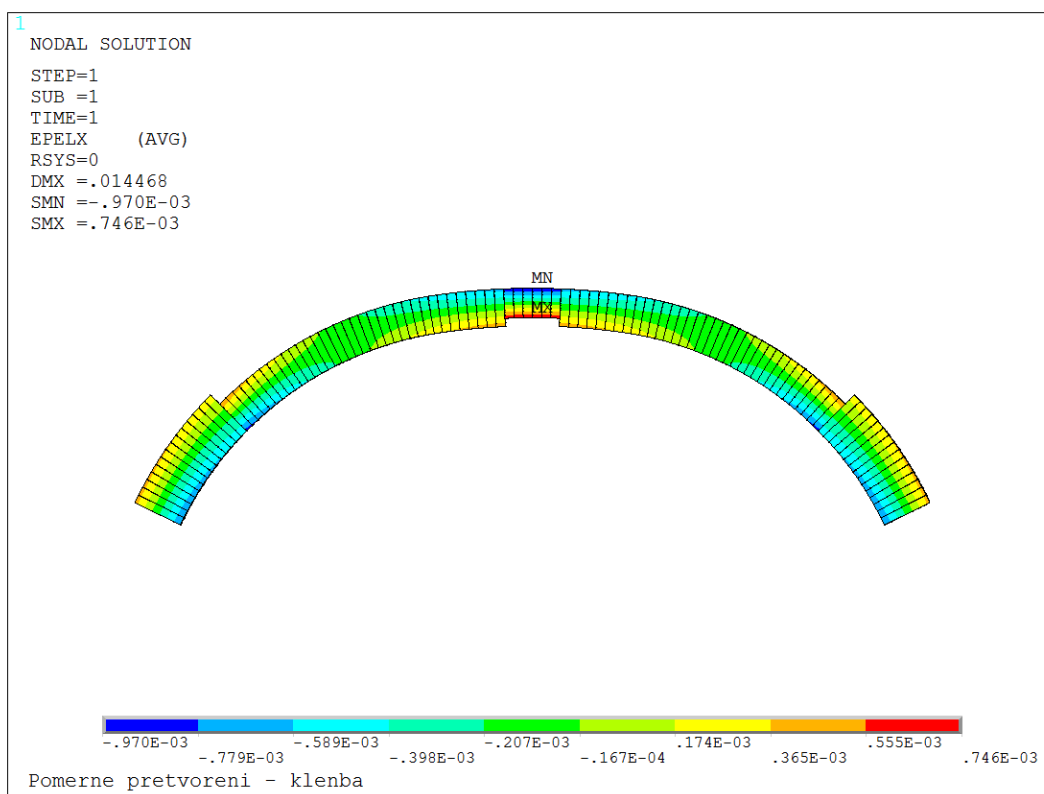
Obr. C.39 Poměrné přetvoření – tlak, zdivo [-]



Obr. C.40 Poměrné přetvoření – tlak, klenba [-]

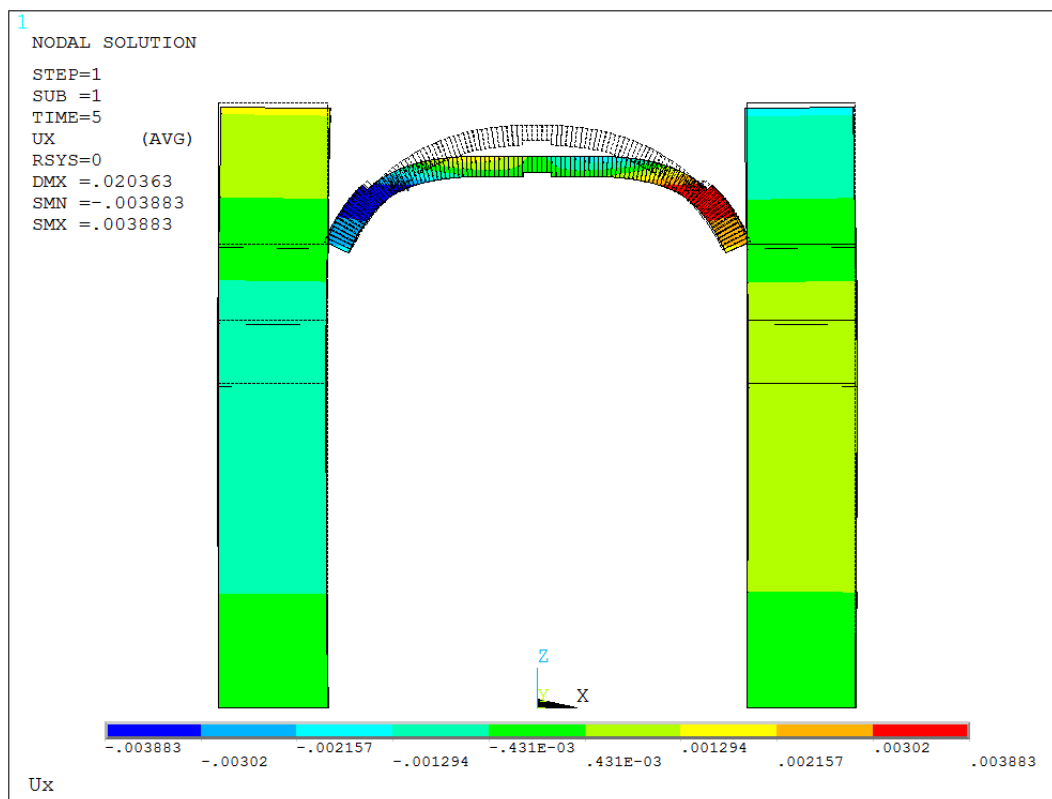
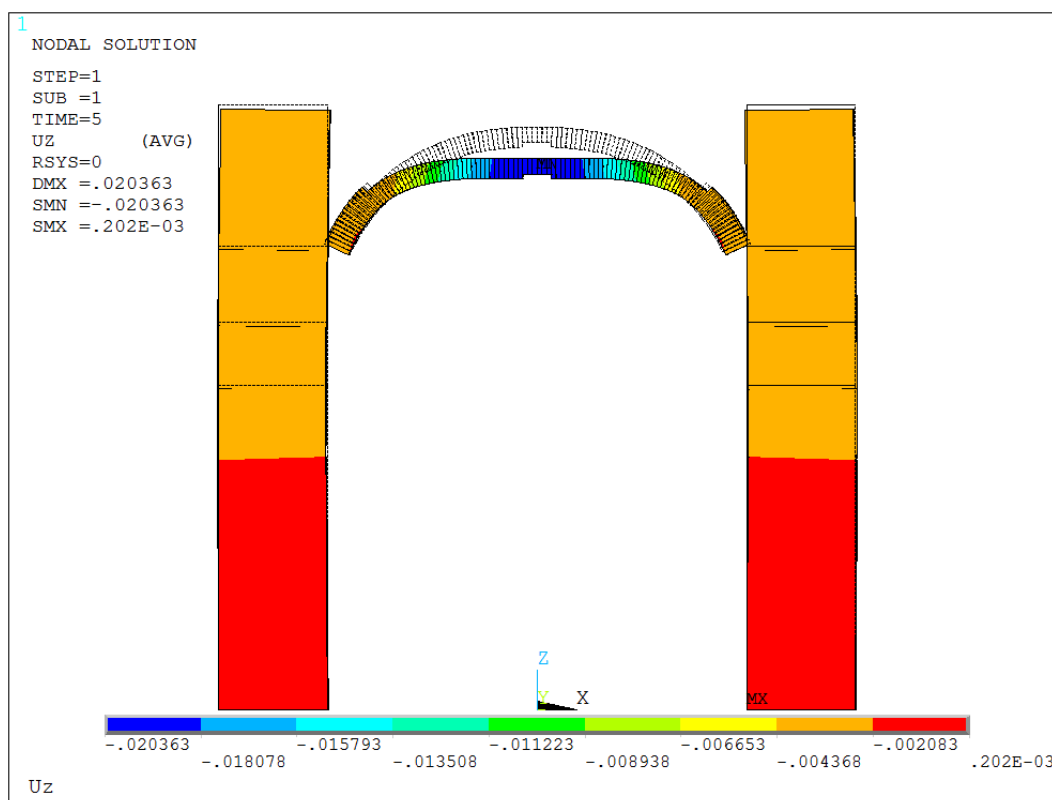


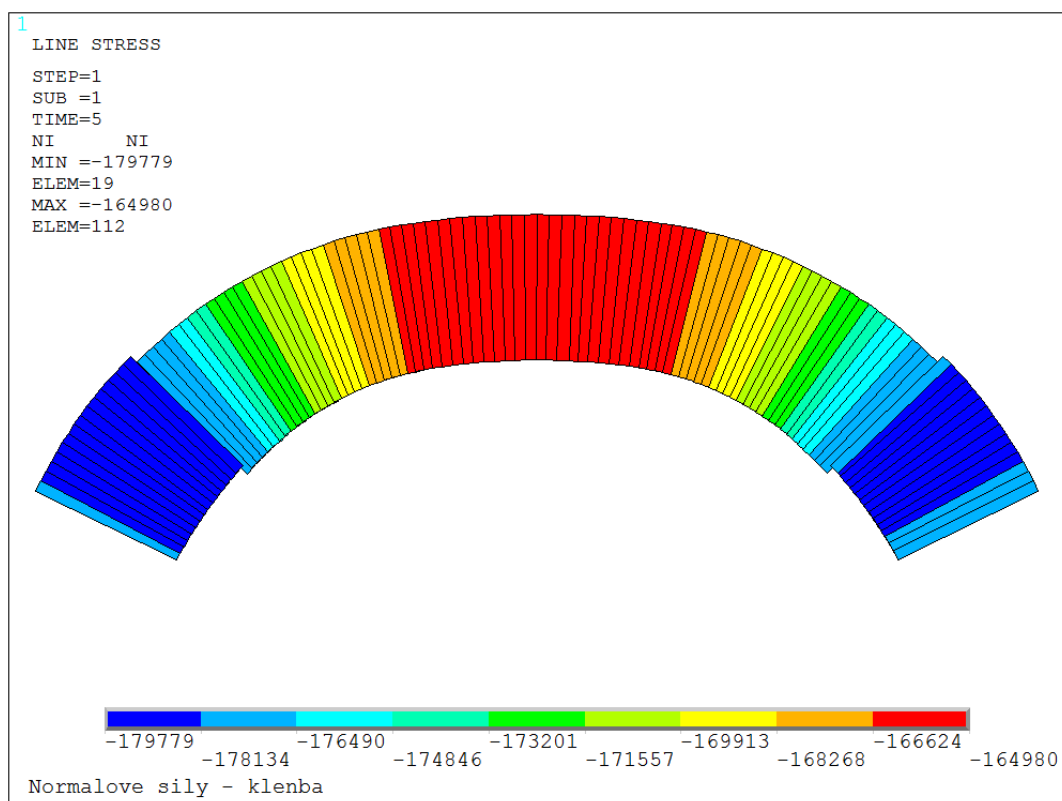
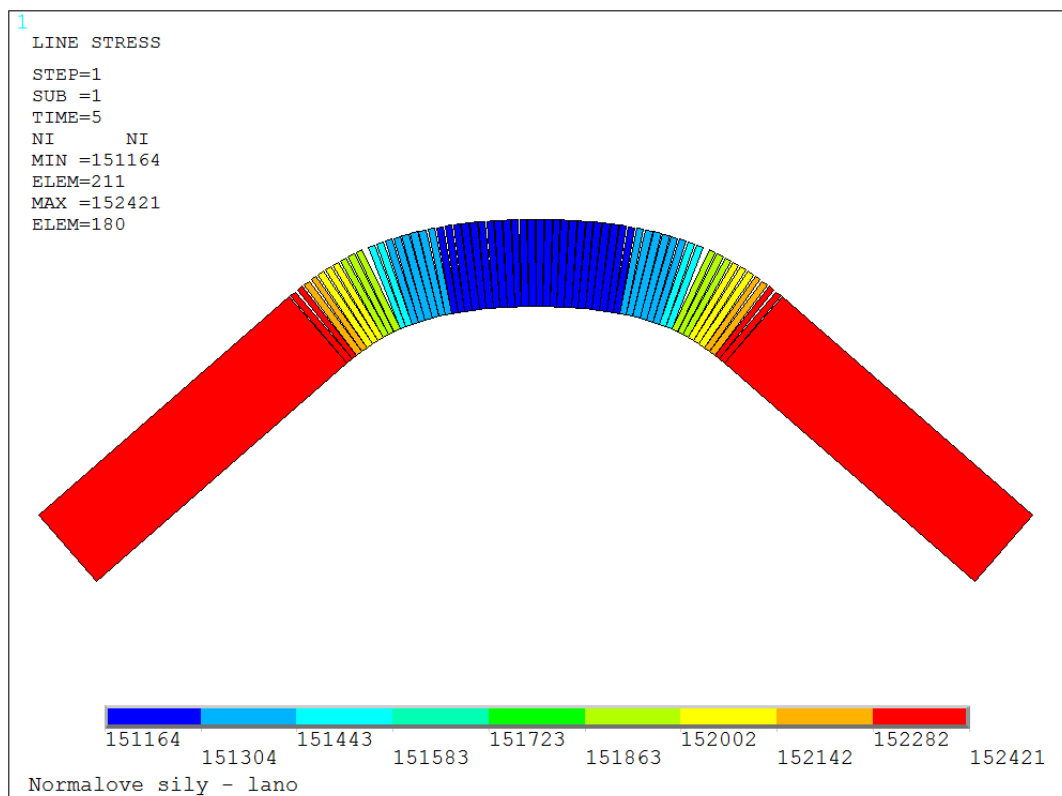
Obr. C.41 Poměrné přetvoření – tah a tlak, zdivo [-]

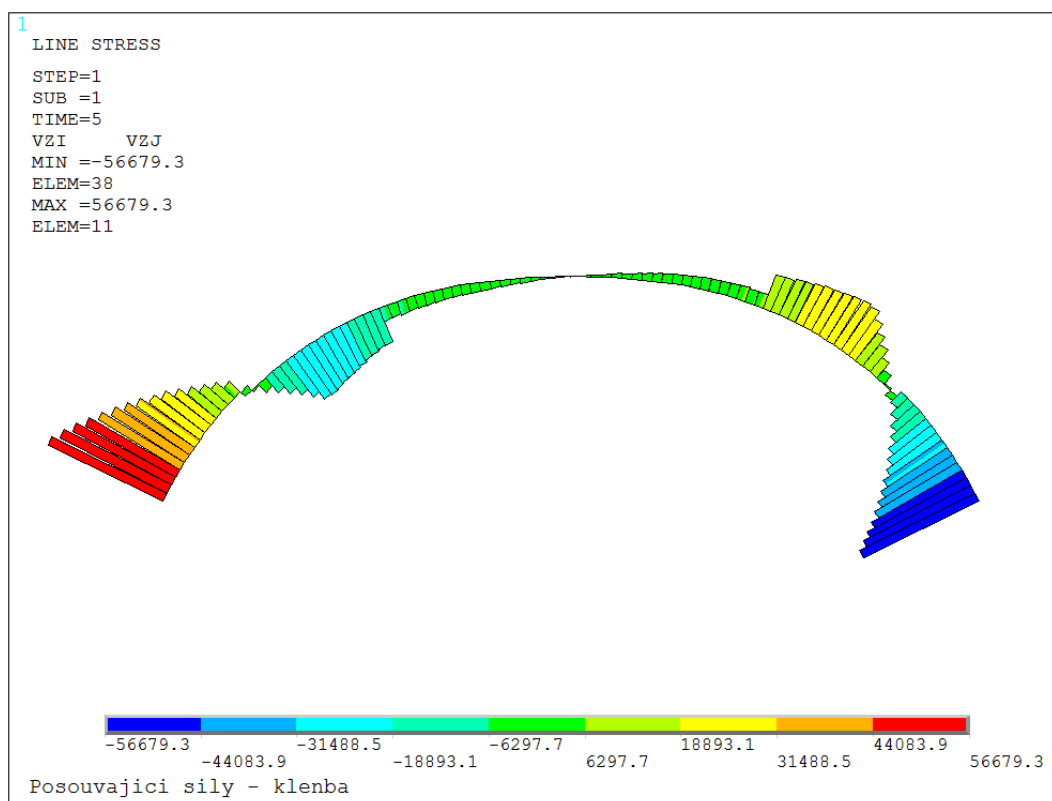


Obr. C.42 Poměrné přetvoření – tah a tlak, klenba [-]

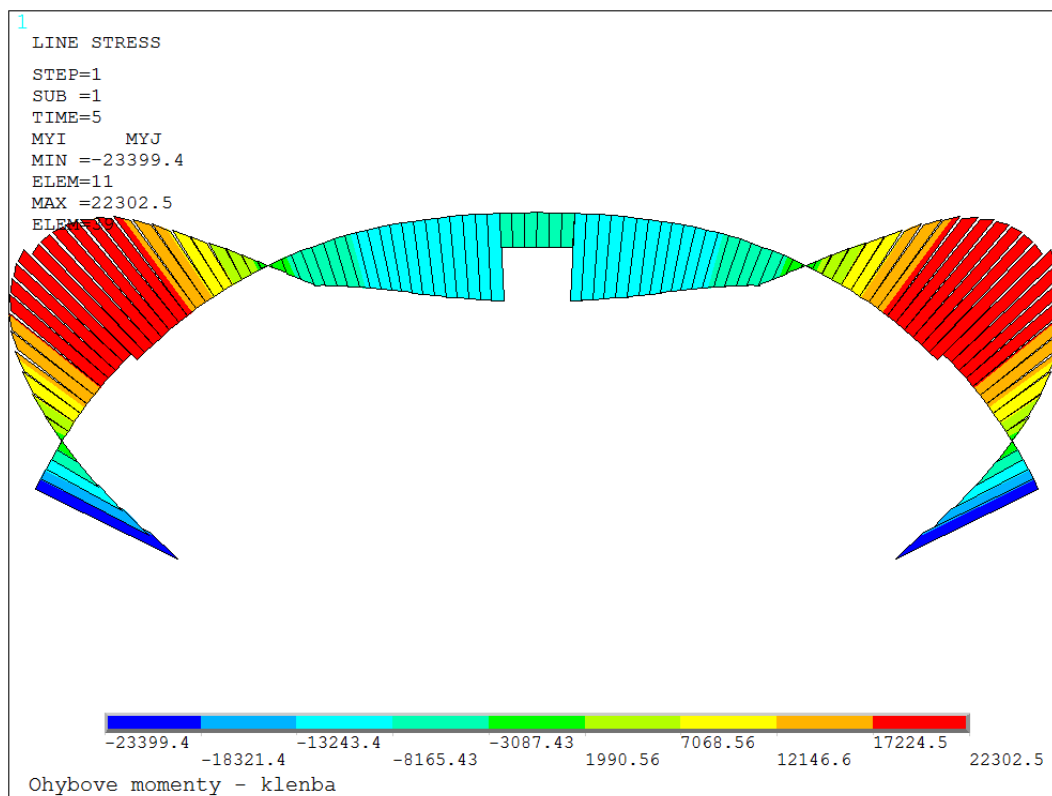
Vliv vlastní tíhy s předpětím

Obr. C.43 U_x [m]Obr. C.44 U_z [m]

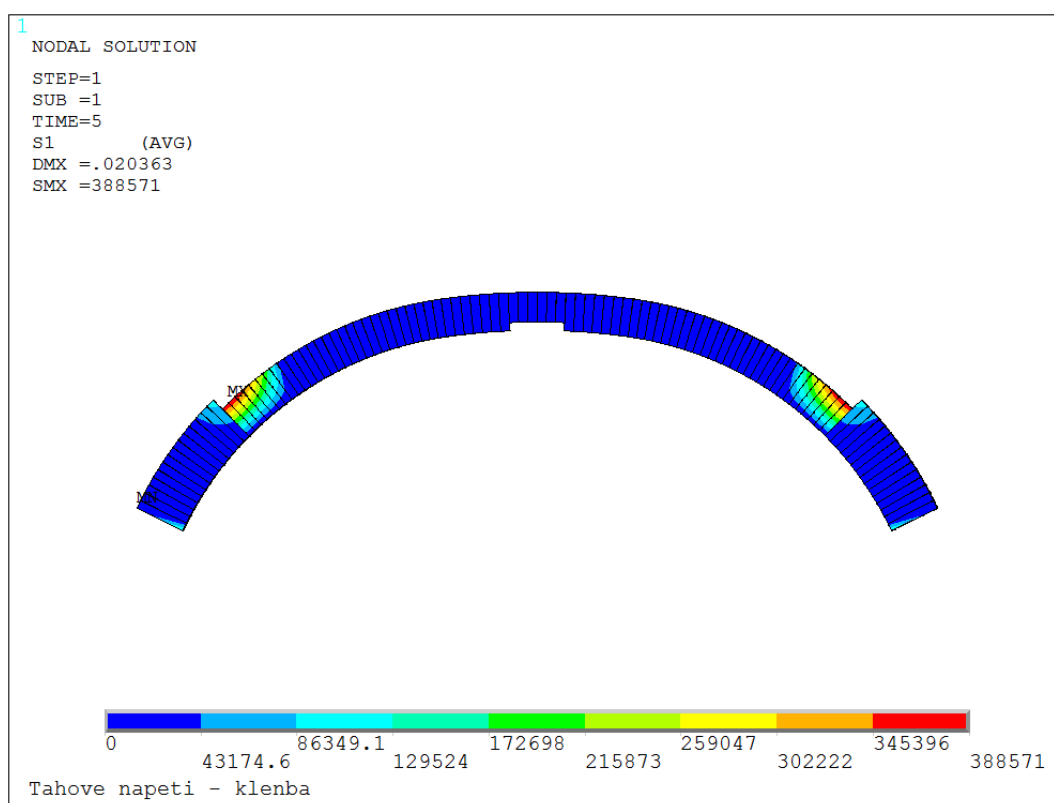
**Obr. C.45 N – klenba [N]****Obr. C.46 N – lano [N]**



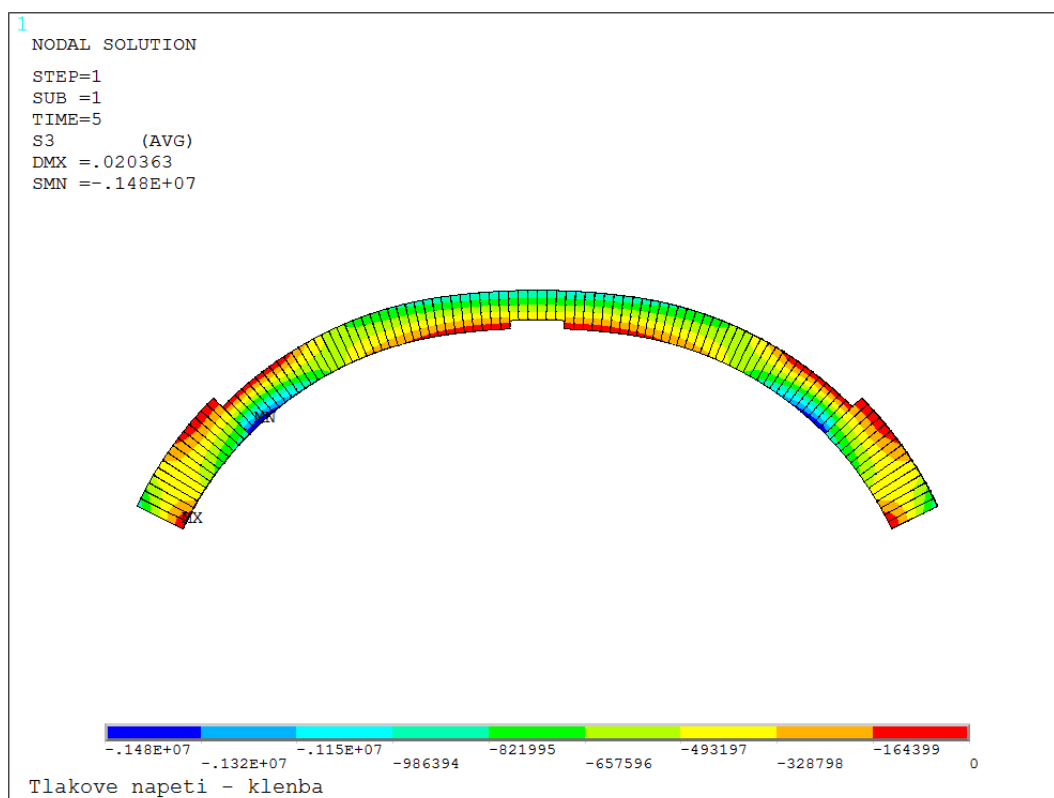
Obr. C.47 V – klenba [N]



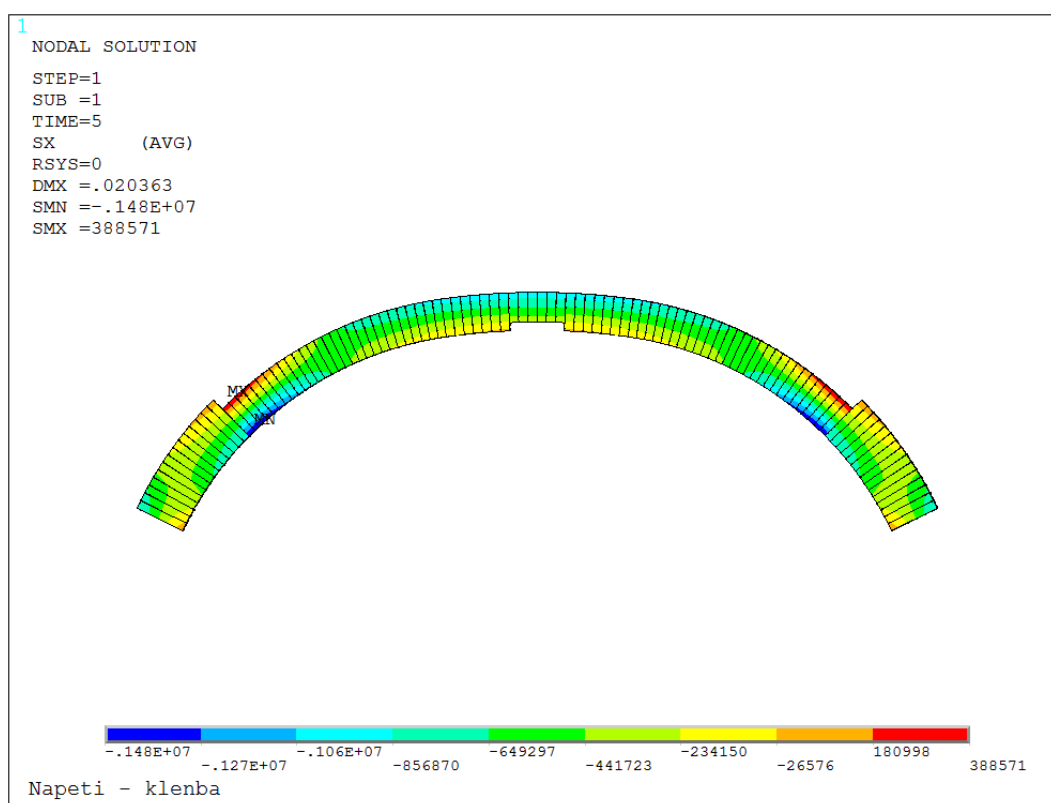
Obr. C.48 M – klenba [Nm]



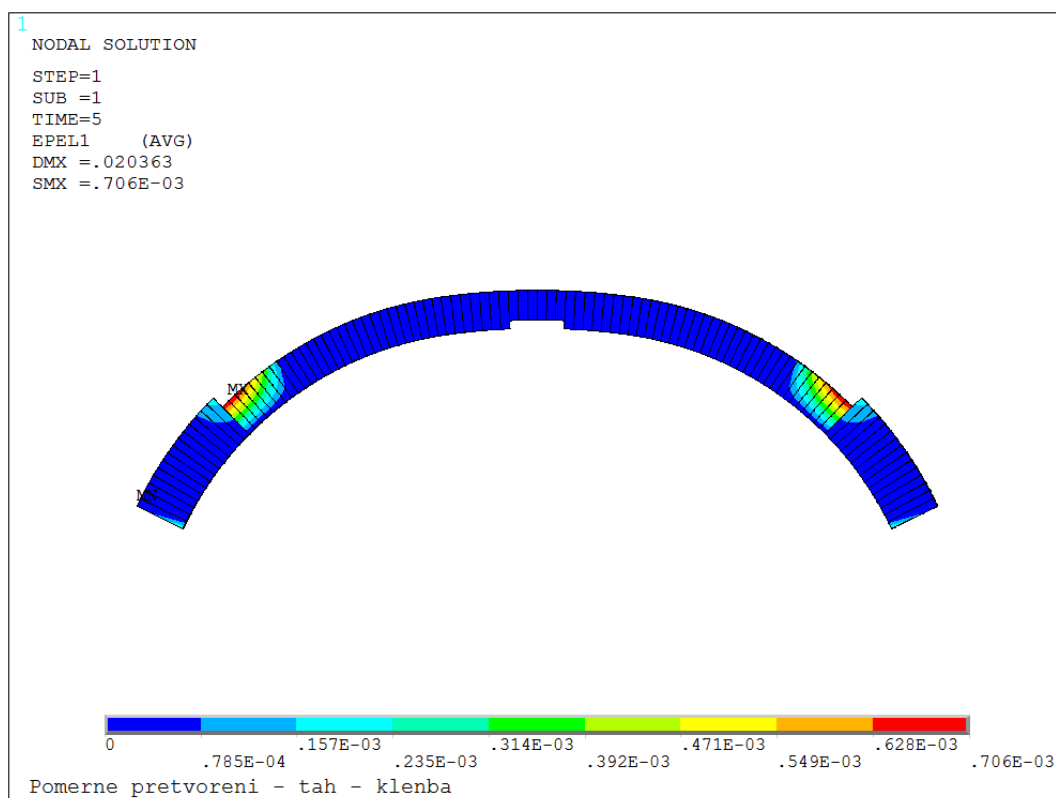
Obr. C.49 Napětí – tah, klenba [Pa]



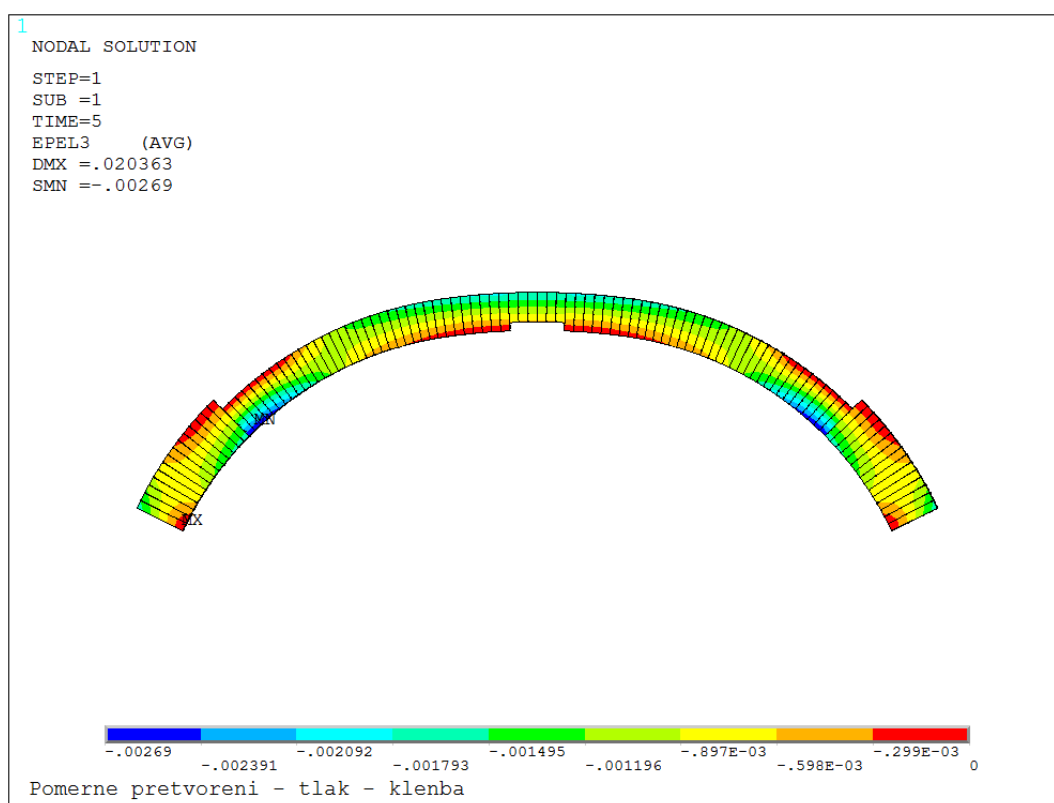
Obr. C.50 Napětí – tlak, klenba [Pa]



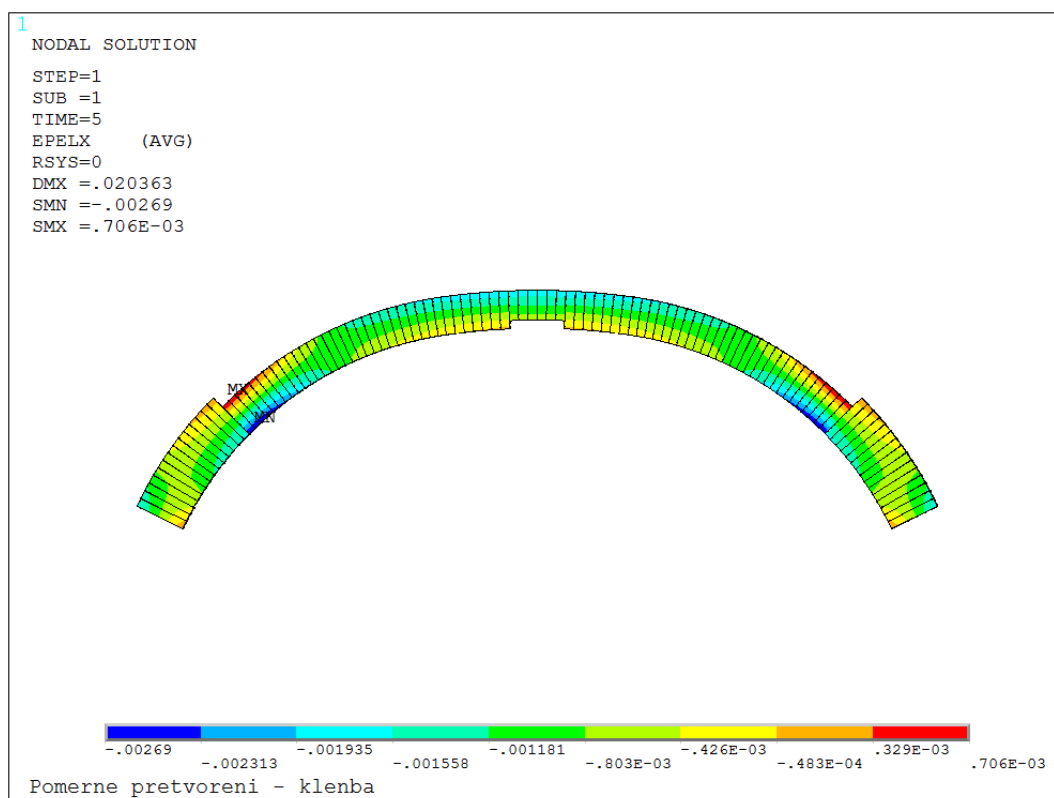
Obr. C.51 Napětí – tah a tlak, klenba [Pa]



Obr. C.52 Poměrné přetvoření – tah, klenba [-]



Obr. C.53 Poměrné přetvoření – tlak, klenba [-]



Obr. C.54 Poměrné přetvoření – tah a tlak, klenba [-]