

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí pozemních staveb



## Diplomová práce

Numerická analýza statických poruch zděných  
konstrukcí

Vypracoval: Bc. Tomáš Hozman

Studijní program - **STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ**

Studijní obor - **Konstrukce pozemních staveb**

Vedoucí práce: Ing. Radek Zigler, Ph.D.

Praha 2022

## I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Hozman** Jméno: **Tomáš** Osobní číslo: **468283**  
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**  
Zadávající katedra/ústav: **Katedra konstrukcí pozemních staveb**  
Studijní program: **Stavební inženýrství**  
Studijní obor: **Konstrukce pozemních staveb**

## II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:

**Numerická analýza statických poruch zděných konstrukcí**

Název diplomové práce anglicky:

**Numerical analysis of masonry buildings' static failures**

Pokyny pro vypracování:

Zpracujte analýzu statických poruch vybraných konstrukcí zděných objektů pomocí numerických metod. Na vybraném objektu proveďte zjednodušený popis statických poruch a analýzu jejich příčin. Proveďte volbu vhodného materiálového modelu, volbu vhodného geometrického modelu, volbu modelu zatížení a volbu vhodného modelu podepření konstrukce.

Seznam doporučené literatury:

1. Witzany, J. a kol: Sanace a rekonstrukce zděných budov I., Stavební informace, Praha 2005
2. Witzany, J. a kol: Sanace a rekonstrukce zděných budov – ochrana proti vlhkosti a radonu, Stavební informace, Praha 2006
3. Witzany, J. a kol: Rekonstrukce, poruchy a sanace betonových konstrukcí, Stavební informace, Praha 2004
4. Witzany, J., Čejka, T., Zigler, R.: Zděné valené klenbové konstrukce, Stavební ročenka 2006, Bratislava 2005
5. Witzany, J., Čejka, T., Zigler, R.: Stanovení zbytkové únosnosti existujících zděných konstrukcí, Stavební obzor 2008, roč. 17, č. 9, Praha 2008
6. Witzany, J., Čejka, T.: Výzkum fyzikálně mechanických vlastností poréznych zdících prvků, Stavební obzor 2008, roč. 17, č. 10, Praha 2008

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

**Ing. Radek Zigler, Ph.D., katedra konstrukcí pozemních staveb FSv**

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) diplomové práce:

Datum zadání diplomové práce: **22.09.2021**

Termín odevzdání diplomové práce: **02.01.2022**

Platnost zadání diplomové práce: \_\_\_\_\_

Ing. Radek Zigler, Ph.D.  
podpis vedoucí(ho) práce

\_\_\_\_\_ podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

prof. Ing. Jiří Máca, CSc.  
podpis děkana(ky)

## III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Diplomant bere na vědomí, že je povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v diplomové práci.

\_\_\_\_\_ Datum převzetí zadání

\_\_\_\_\_ Podpis studenta

**Prohlášení:**

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

V Praze dne 1. ledna 2022

.....

Tomáš Hozman

### **Poděkování:**

Děkuji všem za jejich cenné rady a připomínky, které mi pomohly při zpracování této práce. Především bych rád poděkoval panu Ing. Radku Ziglerovi Ph.D. za veškeré rady, za trpělivost a velkou ochotu, díky kterým jsem tuto práci mohl nejen dokončit, ale zároveň se naučit další, velmi zajímavou problematiku z části chování konstrukcí. V neposlední řadě děkuji celé své rodině, která mě v celé době mého studia velmi podporovala a poskytovala morální podporu i v době zpracování práce.

V Praze dne 1. ledna 2022

.....

Tomáš Hozman

**Abstrakt:**

Diplomová práce je zaměřena na statickou analýzu poruch zděných konstrukcí. Cílem práce je poskytnout teoretický základ k vytvoření výpočetního modelu, geometrického modelu a provést analýzu vybrané konstrukce.

U vybrané konstrukce je cílem vhodně stanovit okrajové podmínky podepření a zatížení, které vyvodí podobné napjatostní stavy, jako ve skutečnosti. Bude tedy možné určit příčinu vzniklých trhlin.

Po zjištění příčin je představena možná rekonstrukce a sanace objektu.

Klíčová slova: Numerická analýza, zděné konstrukce, zdivo, Menétrey-Willam, ANSYS, poruchy zdiva, trhliny ve zdivu, analýza napjatosti, analýza poruch zděných konstrukcí, kritérium poškození

**Abstract:**

The diploma thesis aims to present numerical analysis of masonry building's static failures. Effort for creating good numerical and geometrical model for numerical analysis is to provide theoretical background.

For selected historical building the goal is to correctly determine boundary conditions of supports and loads. This boundary conditions should produce same stress state as in reality. For this situation is possible to determine reason of failure.

One of the possible reconstruction is presented after chapter of the numerical analysis.

Key word: Numerical analysis, masonry structures, masonry, Menétrey-Willam, ANSYS, masonry failure, cracks masonry, stress state analysis, numerical analysis of masonry structures, failure criterion



# Obsah

1	Úvod.....	4
1.1	Cíle diplomové práce .....	4
2	Numerická analýza zděných konstrukcí .....	5
2.1.1	Modelování jednotlivých prvků - „mikro-modelování“ .....	6
2.1.2	Zjednodušené modelování jednotlivých prvků - „zjednodušené mikro-modelování“ .....	6
2.1.3	Model kontinua - „makro modelování“ .....	7
2.2	Nelineární analýza.....	7
2.2.1	Geometrická nelinearita .....	8
2.2.2	Princip výpočtu nelineárních úloh .....	8
2.2.3	Řešení nelineárních výpočtů pomocí metody Newton-Raphson.....	9
2.2.4	Metoda délky oblouku (Arc-length method) .....	10
2.3	Nelineární chování křehkých materiálů .....	12
2.3.1	Coulomb-Mohrova teorie pro křehké materiály .....	13
2.3.2	Drucker-Pragerova teorie pro křehké materiály .....	14
2.3.3	Willam-Warneková teorie pro beton a zdivo.....	15
2.3.4	Menétrey-Willam teorie porušení se změkčením .....	16
2.4	Konečné prvky .....	16
2.4.1	Element SOLID185 .....	17
2.4.2	Element SOLID65 .....	17
2.5	Nelineární kontaktní úlohy.....	18
2.5.1	Element CONTA174 .....	18
2.6	Souhrnné informace pro kompletní analýzu konstrukce.....	19
3	Stavebně - technický průzkum.....	21
3.1	Stavebně – architektonické řešení.....	21
3.2	Stavebně – technické řešení .....	22

3.2.1	Exteriér.....	22
3.2.2	Základové konstrukce .....	22
3.2.3	Svislé nosné konstrukce.....	22
3.2.4	Vodorovné nosné konstrukce.....	23
3.2.5	Schodiště.....	24
3.2.6	Konstrukce krovu.....	25
3.2.7	Ztužení konstrukce.....	27
3.2.8	Podlahy .....	27
3.2.9	Výplně otvorů .....	28
3.2.10	Degradace .....	28
3.2.11	Statické poruchy .....	29
3.3	Zjištění charakteristických pevností.....	33
3.4	Statistické vyhodnocení charakteristické pevnosti.....	34
3.4.1	Cihla plná pálená .....	34
3.4.2	Pískovcové kvádry .....	35
3.4.3	Malta .....	35
3.4.4	Výpočet pevnosti zdiva v tlaku.....	35
3.4.5	Výpočet pevnosti zdiva v tlaku dle neplatné ČSN 73 1101 .....	37
4	Analýza řešené konstrukce .....	39
4.1	Model .....	39
4.2	Numerická analýza.....	40
4.2.1	Volba materiálů.....	40
4.2.2	Okrajové podmínky - podepření konstrukce .....	43
4.2.3	Okrajové podmínky - zatížení konstrukce .....	44
4.2.4	Analýza trhlin při působení krovu .....	52
4.2.5	Analýza trhlin v klenbách .....	55
4.2.6	Analýza trhlin v části tribuny a zvonice .....	60
4.2.7	Analýza trhlin vítězného oblouku.....	64
4.2.8	Analýza trhlin na celé konstrukci .....	66



5	Sanační řešení .....	75
5.1	Postup sanačních opatření .....	75
5.1.1	Odvedení vlhkosti z konstrukce.....	75
5.1.2	Umístění sádrových pásků .....	76
5.1.3	Sepnutí konstrukce pomocí ocelových táhel .....	77
5.1.4	Sepnutí konstrukce pomocí uhlíkových lamel.....	82
6	Závěr.....	87
	Seznam použité literatury .....	89

# 1 Úvod

Tato práce se zabývá numerickou analýzou poruch zděné konstrukce kostela sv. Máří Magdalény v Bílenci u Petrohradu. Výběr zmíněného kostela probíhal na základě zajímavého konstrukčního systému a viditelných poruch, a také z důvodu dojezdové vzdálenosti. Před samotnou analýzou vybrané konstrukce je nejdříve přiblížena teorie numerické analýzy, týkající se zděných konstrukcí. Jedná se tedy o teoretické pozadí jednotlivých hlavních kroků, které je nutné postupně projít při analyzování poruch určitých zděných konstrukcí. Těmito kroky se rozumí vhodná volba geometrického modelu, materiálového modelu, materiálových parametrů a volba, nebo zjištění okrajových podmínek. Stejně tak si pod tímto pojmem můžeme představit celkový výběr vhodného výpočetního modelu a otázku zahrnutí jednotlivých výpočetních nelinearit.

V další části práce je proveden zjednodušený stavebně-technický průzkum s popisem jednotlivých poruch a statických trhlin. Tato část navazuje na numerickou analýzu samotné konstrukce, která se pro jednoduchost a lepší pochopení rozkládá do analýz jednotlivých částí. Konstrukce v závěru této kapitoly analyzuje i jako celek.

Poslední část se stručně zabývá možností sanace řešené konstrukce a poukazuje, jakým způsobem by se dané konstrukci dala zvýšit vodorovná tuhost.

K práci je přiložena výkresová dokumentace a fotodokumentace, vytvořena na základě stavebně-technického průzkumu, která může pomoci při orientaci v jednotlivých kapitolách, především v kapitolách s vlastní numerickou analýzou konstrukce.

## 1.1 Cíle diplomové práce

Hlavním cílem diplomové práce je co nejdříve zjistit příčiny, které vedly k porušení konstrukce a k vytvoření systémů trhlin, které lze vidět na fotkách v přiložené fotodokumentaci, případně ve výkresové dokumentaci. Zkoumají se tedy možné příčiny vzniku skutečných trhlin.

Díličí cíle numerické analýzy jsou především:

- Volba materiálových parametrů
- Volba zatížení
- Volba okrajových podmínek
- Analýza jednotlivých dílčích celků a výsledná celková analýza

## 2 Numerická analýza zděných konstrukcí

Jedním z možných a velmi efektivních způsobů, jak zjistit příčinu vzniku trhlin v jakékoliv konstrukci, je vytvořit výstižný geometrický model s vhodně zadanými parametry, které nejlépe vystihují chování dané konstrukce. K výstižnosti náleží i správné určení okrajových podmínek. Pokud tento model podrobíme numerické analýze, jsme schopni s určitým procentuálním odhadem určit, zda porušení na konstrukci vzniklo předpokládanou, vymodelovanou příčinou.

Čím přesnější geometrii a vlastnosti konstrukce zadáme, tím lepší výsledky můžeme očekávat. Dnešní softwarová a hardwarová schopnost umožňuje provádět geometrické modely celých konstrukcí v detailním provedení. Pokud se nezabýváme otázkou vzniku trhliny v konkrétní spáře mezi zdíci prvky, ale vystačí nám řešení napjatosti na homogenním modelu celkové konstrukce, tak pro tento model jsme schopni velmi přesně danou geometrii postihnout. Dá se proto usuzovat, že geometrie dané konstrukce již není parametrem, který by ubíral na kvalitě řešení, právě naopak. Nejdůležitějším zadávaným a těžko sehnatelným parametrem, který je důležitý pro kvalitu výsledků, je soupis materiálových vlastností. I s dostupným finančním kapitálem nejsme ještě v této době schopni přesně určit lokální materiálové vlastnosti celé konstrukce a spoléháme se na statistiku a průměrování, případně na rastrování. Tento fenomén zároveň i s částečnou problematikou určení geometrie, pokud se zabýváme lokálními vlastnostmi je patrnější, pokud se nezabýváme homogenní konstrukcí, konkrétně řešíme nehomogenní materiál a různé, velmi odlišné okrajové podmínky. Jako příklad takového řešení může být analýza historické zděné konstrukce se smíšeným zdívem. Zkoumáme materiálové vlastnosti různých zdících prvků (kamenných geometricky různorodých tvarů, keramických cihel a malt), které mají v různých oblastech rozdílnou geometrii a jsou různě vystaveny povětrnostním podmínkám, teplotnímu namáhání, případně UV paprskům. Tedy vše má z hlediska tvaru, svého stáří a způsobu namáhání různé vlastnosti.

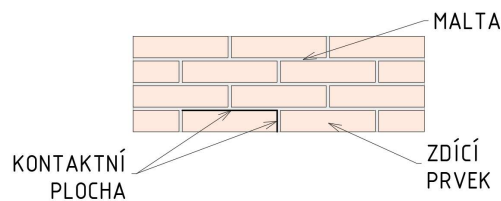
Tato práce se snaží ukázat, že pro určení příčin, které mohly způsobit vznik trhlin, nemusíme vždy znát konkrétní materiálové vlastnosti, ale stačí nám shodně provedený geometrický 3D model konstrukce svázaný se skutečností a zjednodušené materiálové vlastnosti, které můžeme více, či méně zpřesňovat.

Při volbě typu analýzy historických zděných konstrukcí nás především zajímá, zda při konkrétní analýze potřebujeme vystihnout místa lokálního porušení na úrovních jednotlivých spár mezi zdíciými prvky, nebo si vystačíme se zvýšeným napětím v dané oblasti, které vzniká trhliny pouze nastiňuje. Tyto úvahy poté promítáme právě v tvorbě geometrických modelů, které u zděných konstrukcí dělíme na tři hlavní typy.

### 2.1.1 Modelování jednotlivých prvků - „mikro-modelování“

Zdíci prvky a maltu ve spárách modelujeme jako samostatné nesjednocené objekty („solidy“) (Obr. 1). Jednotlivým prvkům vytvoříme konečně prvkovou síť („mesh“) a každému prvku přiřadíme jeho materiálové vlastnosti. Další důležitou částí je určit chování na kontaktu mezi jednotlivými prvky a přiřazení vlastností těmto kontaktním plochám - např. spáry mezi zdíciým prvkem a maltou v praxi nejčastěji rozhodují o porušení, a tedy o vzniku trhliny. Kontaktní ploše musíme zadat odpovídající vlastnosti, tedy pro zdivo jiné vlastnosti v tlaku, tahu a ve smyku.

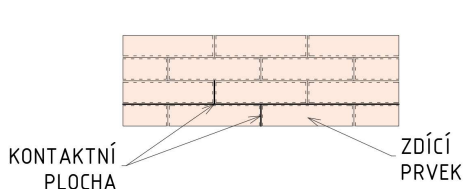
Tento typ modelování je vhodný především pro malé konstrukce. Jedná se o časově nejnáročnější způsob a to z důvodu většího množství vlastností, které si geometrie žádá a zároveň z hlediska času počítačového modelování a i samotného času výpočetního.



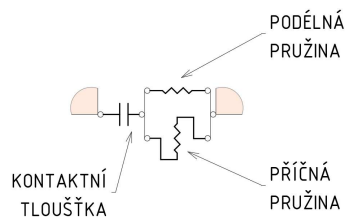
Obrázek 1 - Mikro-model zdiva [18]

### 2.1.2 Zjednodušené modelování jednotlivých prvků - „zjednodušené mikro-modelování“

Zdícié prvky modelujeme jako samostatné objekty, („solidy“), každý navíc s tloušťkou poloviny spáry (Obr. 2). Jednotlivým prvkům vytvoříme konečně prvkovou síť („mesh“) a každému zdíciému prvku přiřadíme jeho materiálové vlastnosti. Maltu zanedbáváme a její vlastnosti nahradíme parametry kontaktní plochy, která jednotlivé zdícié prvky spojuje. Vlastnosti plochy můžeme nastavit například pomocí soustavy normálových a transverzálních (příčných) pružin (Obr. 3). Pružinám lze přiřadit nelineární chování reprezentující vlastnosti malty v tahu a tlaku.



Obrázek 2 - Zjednodušený mikro-model [18]

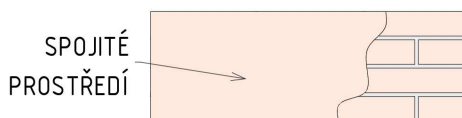


Obrázek 3 - Možný typ kontaktního spojení zdících prvků [18]

Další z možností zjednodušeného mikro-modelování, která lze používat pro větší úseky je použití tzv. „plátů“. Místo spojení jednotlivých zdících prvků se vytvoří pláty (jedná se o plochy o rozměrech, např. 1x1 m, kterým nyní přiřazujeme vlastnosti celkového zdiva). Tyto pláty se vždy umísťují tam, kde máme stejnorodou geometrii a vlastnosti. Tím jsme schopni omezit množství konečných prvků, a tedy i zkrátit výpočetní čas. Pláty můžeme spojovat stejným způsobem jako jednotlivé zdící prvky.

### 2.1.3 Model kontinua - „makro modelování“

Místo jednotlivých kusů používáme celý model konstrukce jako jeden samostatný objekt „solid“ (Obr. 4), tomuto modelu přiřadíme materiálové vlastnosti zdiva. Nedostáváme sice lokální poškození na úrovni přetvoření v jednotlivých spárách a jejich vykreslení, ale i zjednodušený model dokáže poskytnout informace o lokálních špičkách napětí a možném vzniku trhlin. Pro velké konstrukce se z časového hlediska jedná o nejjednodušší a nejpoužívanější typ modelování.



Obrázek 4 - Makro-model zdiva [18]

## 2.2 Nelineární analýza

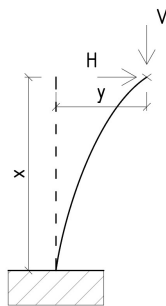
Aby výpočet poskytl co nejlepší (podobné) výsledky srovnatelné se skutečností, je vhodné zabývat se otázkou jednotlivých nelinearit konstrukce a jejich výpočtem. Mezi hlavní typy nelinearit patří především:

- geometrická nelinearita,
- materiálová nelinearita,
- nelinearita okrajových podmínek.

### 2.2.1 Geometrická nelinearita

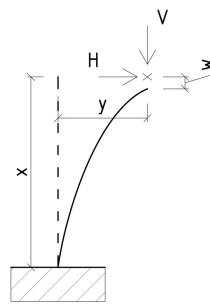
V určitých případech nastává vlivem deformace a geometrie konstrukce vznik přídavných namáhání (Obr. 5,6). Tato přídavná namáhání jsme schopni zohlednit pomocí teoretického pozadí geometrických nelinearit. Při tomto postupu zavádíme na konstrukci přídavná namáhání způsobená deformací konstrukce. Ve výpočetních softwarech si můžeme většinou zvolit, zda zadáme geometrickou imperfekci (tzn. zadáváme deformaci prvku), nebo přídavné zatížení na nedeformovanou konstrukci (tzn. zatížení, které deformaci vyvodí). V metodě konečných prvků se nelinearita zavádí tak, že se základní rovnice rozšíří o geometrickou matici (r.1). Geometrická matice není předem známá a určuje se na základě přírůstků zatížení, které se na konstrukci postupně nanáší. Jedná se tedy o iterační výpočet soustav lineárních rovnic s proměnnou geometrickou maticí. Tuto možnost volíme, pokud očekáváme velké deformace, které budou vyvozovat již nezanedbatelná přídavná zatížení (např. modelování plachet; štíhlé sloupy; konstrukce s menšími průhyby, ale naopak velkým zatížením).

$$F = (K + K_G) \cdot r \quad (1)$$



Výsledné zatížení v ohybu  
 $M = H \cdot x + V \cdot y$

Obrázek 5 - Teorie II. Řádu (35)



Výsledné zatížení v ohybu  
 $M = H \cdot (x - w) + V \cdot y$

Obrázek 6 - Teorie III. Řádu (35)

### 2.2.2 Princip výpočtu nelineárních úloh

Aby byl výpočetní software schopen provést výpočet tj. dokonvergovat k výslednému řešení, je mnohdy nutné zatížení rozložit na menší části a ty poté postupně aplikovat na konstrukci. Možnost postupného zvyšování zatížení se uplatňuje i při zkouškách různých konstrukcí/materiálů, zde ale z důvodu snížení dynamické složky zatížení, která by mohla způsobit špatnou interpretaci výsledků. Zatížení se tedy na konstrukci aplikuje postupně. Rovnice, případně časový interval, který určuje přírůstek zatížení, je dán podle typu zkoušky v technických normách. V MKP softwarech zatížení rozkládáme pomocí časových kroků a podkroků. V počátečních výpočtech, kdy chceme zjistit hlavně informace o výpočetním času a konvergenci řešení, je vhodné použít základní krok. V případě nekonvergence je nutné zjemnění, a tedy zmenšení zatěžovacích přírůstků.

Definujeme základní počet kroků („step“), a poté počet podkroků („sub-step“). Většina nelineárních výpočtů vyžaduje pro konvergenci rozložení zatížení na aplikační podkroky.



Graf č. 1 - Definování kroků



Graf č. 2 - Definování podkroků

Pokud na konstrukci používáme přírůstky zatížení, projeví se to v řešení soustav lineárních rovnic. Nově již rovnici neřešíme s kompletním zatížením v jednom kroku, ale používáme zatížení rozložené v podkrocích. Toto se může z počátku jevit jako zbytečné, ale například při řešení úloh, při kterých vznikají na konstrukci plastické oblasti, potřebujeme správné určení, při jaké hodnotě zatížení tato oblast vznikla. Řešením celkového problému je potom „pospojování vyřešených dílků dohromady“.

### 2.2.3 Řešení nelineárních výpočtů pomocí metody Newton-Raphson

Jedním z možných řešení, jak provést iterační výpočet ze zatěžovacích přírůstků, je metoda Newton-Raphson (metoda tečen). Tato metoda pracuje na principu, že posuny a natočení počítáme na konstrukci s částečným zatížením, které postupně zvětšujeme, až dosáhneme celkového působícího zatížení. Vypočtené deformace se pak postupně přičítají a vzniká deformace celková. Konvergence metody nastává, pokud se aplikující zatížení přiblíží celkovému zadanému zatížení. Jeden iterační krok je patrný z (r.2).

$$F^{celkové} - F_i^{částečné} = K_i^T \cdot \Delta u_i \quad (2)$$

Kde:

$K_i^T$  Tangenciální matice tuhosti vypočítána v  $i$ -tém kroku

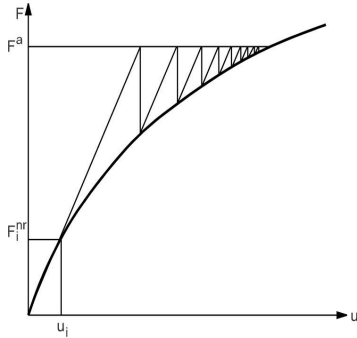
$\Delta u_i$  Částečný vektor deformací - výsledná deformace se získá součtem všech vektorů

Jelikož koncová matice tuhosti není předem známá, probíhá i její postupná iterace.

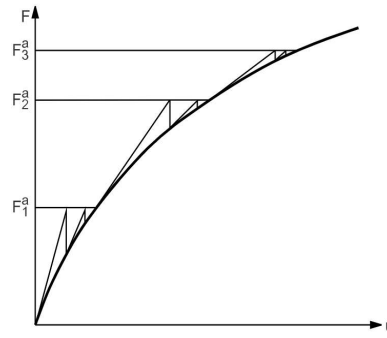
V závislosti na typu, jakým se matice určuje, máme na výběr z několika postupů.

- full Newton-Raphson - kdy matice tuhosti je iterována v každém kroku (základní volba softwaru ANSYS),
- full Newton-Raphson nesymetrická - matice tuhosti je iterována v každém kroku, v případě že je, tak se používá matice tuhosti nesymetrická,

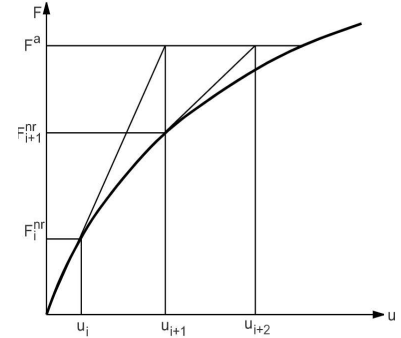
- Newton-Raphson s počáteční maticí tuhosti - výpočet matice tuhosti probíhá pouze v prvním kroku,
- modified Newton-Raphson - matice tuhosti je iterována pouze v některých krocích (nejčastěji začátek, případně konec).



Obrázek 7 - Metoda N-R s počáteční maticí tuhosti [11]



Obrázek 8 - Full M-R s podkrokovým rozdělením prvzt. z [11]



Obrázek 9 - Metoda N-R proces výpočtu  $u$  a  $K$  [11]

#### 2.2.4 Metoda délky oblouku (Arc-length method)

Při řešení metodou N-R se můžeme dostat do potíží v oblastech, kde nastává snížení tuhosti materiálu. V grafu nastává lokální maximum, se kterým si metoda nedokáže poradit. Možnost, jak tento problém řešit je využít jinou iterační metodu, např. metodu délky oblouku.

Metoda délky oblouku je iterační metoda, která umí řešit například poklesy tuhostí. Pro použití této metody musíme znát základní celkové zatížení konstrukce  $f_{celkové}$ , a počáteční okrajové podmínky. Výpočet začínáme v počátečním bodě  $f_0, u_0$ . Do výpočtů zavádíme neznámou  $\lambda$ , neboli proporcionální faktor zatížení. Tento faktor je menší než jedna a rozhoduje, jak velký přírůstek v daném kroku z celkového zatížení  $f_{celkové}$  použijeme. K výpočtu iteračního kroku používáme soustavu dvou lineárních rovnic, konkrétně hledáme jejich průsečík, viz. (Obr. 10).



$$\sqrt{\frac{(\lambda - \lambda_0)^2}{\lambda_{max}^2} + \frac{(u_1 - u_0)^2}{u_{max}^2}} = R \quad (3)$$

Kde:

$\lambda_0$  Počáteční hodnota faktoru - rozhoduje o prvním kroku iterace

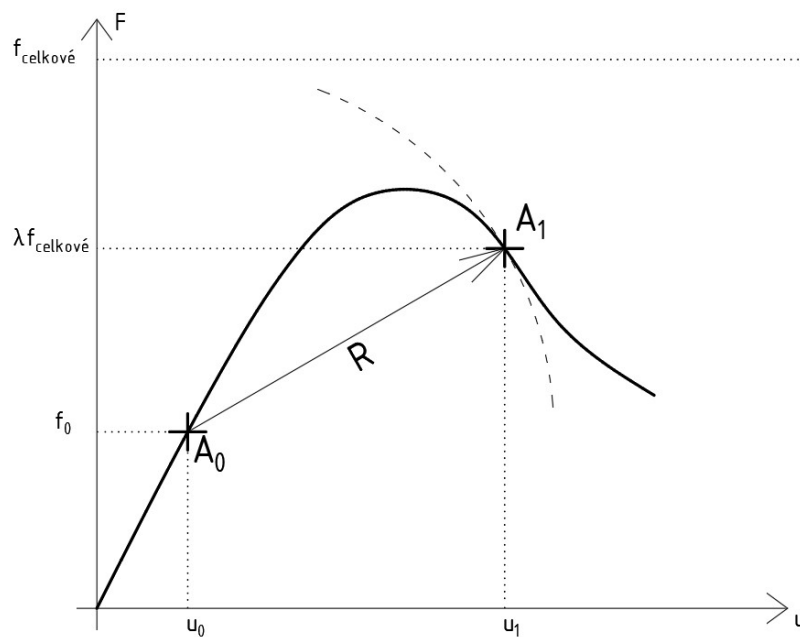
$u_0$  Počáteční deformace - rozhoduje o prvním kroku iterace

$\lambda_{max}$  Maximální velikost faktoru, většinou volena = 1

$u_{max}$  Maximální deformace, zadává se na vstupu

$R$  Poloměr oblouku, zadává se na vstupu

$$f(y) - \lambda \cdot f_{celkové} = 0 \quad (4)$$



Obrázek 10 - Metoda délky oblouku [32]

Obě iterační metody jsou vhodné jak pro určování geometrických změn v konstrukci (geometrická nelinearita), tak pro změny vlastností materiálu při jeho zatěžování (materiálová nelinearita).

## 2.3 Nelineární chování křehkých materiálů

Pro hlavní stavební materiály (ocel, beton, zdící prvky, dřevo) jsme schopni z jejich skutečných pracovních diagramů jednoosé zkoušky stanovit mez, kdy se materiál přestává chovat podle teoreticky „lineární závislosti“. Podle typu jednotlivých materiálů můžeme po překročení této meze pozorovat křehké porušení, případně tečení materiálu do meze porušení.

Pro jednoosé namáhání (napjatost) si vystačíme s jednou konkrétní hodnotou této meze v tlaku, případně v tahu. Díky tomu jsme schopni pro ostatní výrobky ze stejného materiálu předpovědět, při jakém zatížení konstrukce tuto mez překročí.

Pokud prvek, nebo konstrukce není zatěžována v jednom směru, nýbrž obecně (více směrně), uvažováním tohoto mezního napětí (zjištěného pro jednoosé zatížení) pro každý směr bychom dostali nepřesné výsledky a nevhodně bysme odhadli stav napjatosti při přechodu z lineární oblasti. Charakteristiky, které umožňují stanovit mez porušení při víceosém zatížení (napjatosti) s větší mírou přesnosti se nazývají „teorie porušení“. Každá teorie vhodně sedí na jeden konkrétní materiál, případně na konkrétní typ materiálů. Pro stavební materiály rozlišujeme především teorie postihující chování křehkých materiálů a teorie postihující chování materiálů tažných.

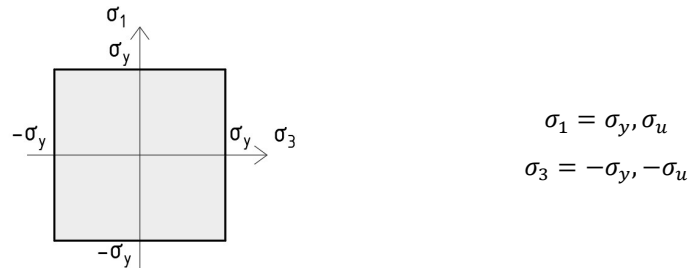
V případech, kdy je konstrukce zatěžována ve dvou směrech (stěny, desky, ..), hovoříme o plošné napjatosti. Kritéria porušení pro plošnou napjatost jsou pak definované jako křivky porušení. Pro případ obecné napjatosti je kritérium porušení definováno jako plocha porušení.

Při numerické analýze vhodnou teorií porušení aplikujeme tak, že pro každý bod (konečný prvek) na konstrukci můžeme určit tři složky hlavního napětí<sup>1</sup> (pro jednoosou napjatost máme pouze napětí  $\sigma_1$ , pro napjatost plošnou máme napětí  $\sigma_1$  a  $\sigma_3$ ). Pomocí hlavních napětí a další materiálových vlastností zjišťujeme, zda v daném bodě dojde k překročení kritéria a tedy, zda konstrukce v daném místě přechází do nelineárního stavu. Každé kritérium má svůj rovnicový zápis i s jednotlivými mezními hodnotami. Nejzákladnější a nejjednodušší kritérium porušení, ze kterého vychází většina zpřesňujících, se nazývá tzv. Rankinova teorie porušení. Tato teorie pracuje na v kapitole dříve uvedeném stavu, že každé hlavní napětí porovnáváme s mezní hodnotou zjištěnou

---

<sup>1</sup> Hlavní napětí jsou napětí ve směrech, při kterých nevznikají žádná smyková napětí. Označují se  $\sigma_1$  až  $\sigma_3$ , kde  $\sigma_1$  znázorňuje maximální hodnotu napětí a  $\sigma_3$  minimální.

při jednoosé napjatosti. Tuto skutečnost a význam kritéria při plošné napjatosti i s mezními hodnotami lze sledovat na (Obr. 11). Pokud napětí od zatížení nepřekročí hraniční křivku, materiál se nezačne chovat nelineárně. Jednoduchost této teorie spočívá v nezávislosti mezi hlavními napětími. Dle experimentů, jak již bylo uvedeno, není tato teorie přesná.



Obrázek 11 - Rankinova teorie porušení pro dvousou napjatost, mezní hodnoty kritéria

V dalších podkapitolách bude uvedeno několik další teorií, které se používají především u křehkých materiálů. Konkrétně pro zděné a betonové konstrukce. Při numerické analýze, pak tyto teorie mohou hrát roli v interpretaci konkrétních výsledků.

### 2.3.1 Coulomb-Mohrova teorie pro křehké materiály

Materiály jako je beton, zdící prvky, nebo zemina jsou typické dobrou pevností v tlaku, ale malou, případně žádnou pevností v tahu. Coulomb-Mohrova teorie tyto úvahy dává dohromady a stanovuje předpoklad, že k porušení dojde při překročení napětí obalové křivky Mohrových kružnic (Obr. 12). Tato teorie se dá ve výpočetních softwarech vhodně aplikovat na materiály zemin. Teorie pracuje s parametry popisující porušení zeminy. Na obrázku č.13 lze sledovat křivku porušení a teorii chování materiálu pro různé intervaly. V oblastech, kde z obou směrů působí tah případně tlak se teorie chová dle Rankina. V oblastech, kde máme tlakové napětí dohromady s tahovým se nám oblast porušení posouvá a překročení obalové křivky nastane dříve, než při Rankinově teorii.

Zápis kritéria porušení:

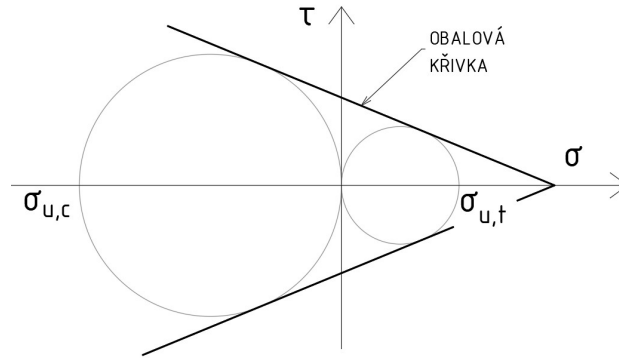
$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c \quad (5)$$

kde:

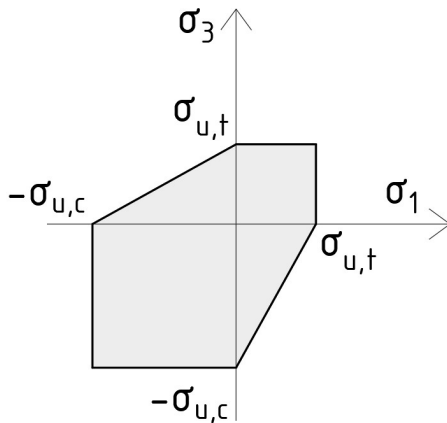
- $\sigma$  Normálové napětí
- $\varphi$  Úhel vnitřního tření
- $c$  Soudržnost

Zápis rovnice (5) pomocí hlavních napětí:

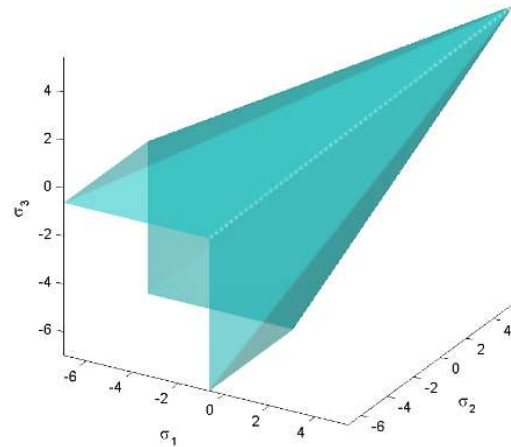
$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi \quad (6)$$



Obrázek 12 - Obalová křivka porušení v Mohrově zobrazení



Obrázek 13 - Coulomb-Mohrova křivka porušení pro dvouosou napjatost - šedě plocha, ve které se materiál chová pružně



Obrázek 14 - Coulomb - Mohrova plocha porušení pro trojosou napjatost, převzt. z [12] - Haigh-Westergaardovo zobrazení

### 2.3.2 Drucker-Pragerova teorie pro křehké materiály

Drucker-Pragerova teorie vychází z Coulomb-Mohrovy teorie a z jejích modifikované verze. Jedná se o větší zpřesnění obalové křivky/plochy. Tato teorie poskytuje přesnější výsledky a především se jedná o plochu hladkou, tedy v každém bodě plochy lze provést derivaci.

Zápis kritéria porušení:

$$\sqrt{\frac{1}{6} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = A + B \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (7)$$

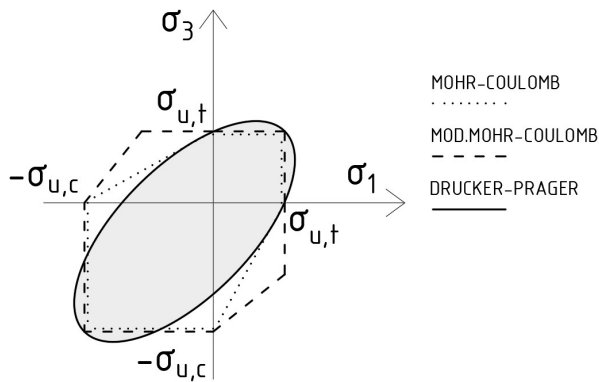
kde:

$$A = \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot \left( \frac{\sigma_c \cdot \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} \right), B = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \left( \frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} \right) \quad (8)$$

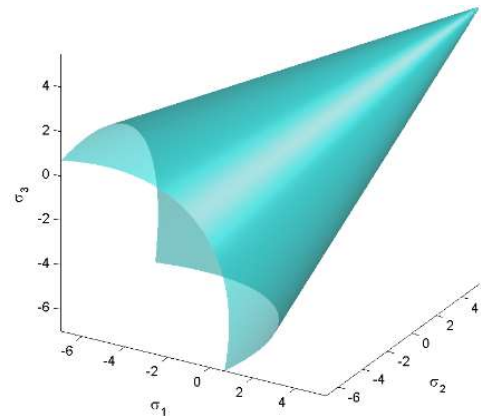
a kde:

$\sigma_c$  Jednoosá pevnost v tlaku

$\sigma_t$  Jednoosá pevnost v tahu



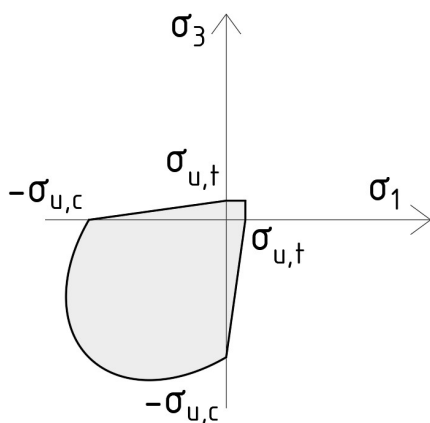
Obrázek 15 - Drucker - Pragerova křivka porušení pro dvousou napjatost



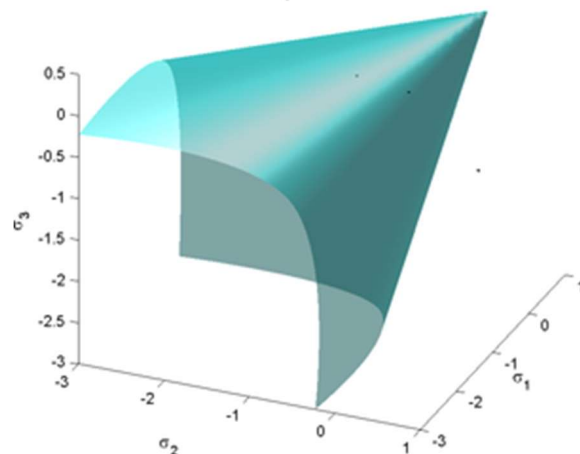
Obrázek 16 - Drucker - Pragerova plocha porušení pro trojosou napjatost, převzt. [12]

### 2.3.3 Willam-Warnekeva teorie pro beton a zdivo

Spojením Rankinovi a Drucker-Pragerovy teorie jsme schopni získat teorii porušení vhodnější pro materiály, jako beton a zdivo. Počítáme s Rankinovou teorií v oblasti tahů a s Drucker-Pragerovou teorií v oblasti tlaků.



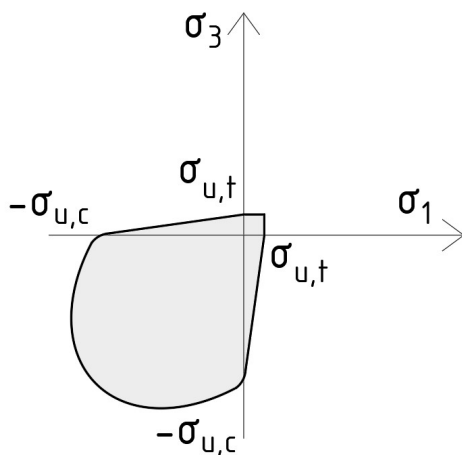
Obrázek 17 - Willam - Warnekeva křivka porušení pro dvousou napjatost



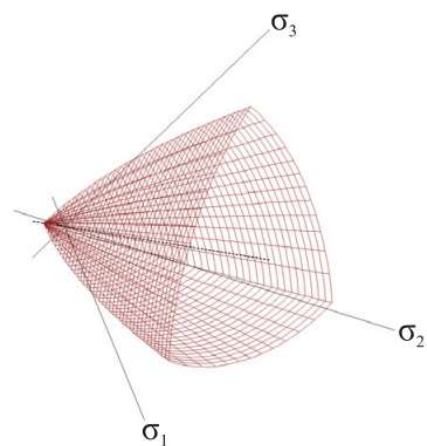
Obrázek 18 - Willam - Warnekeva plocha porušení pro trojosou napjatost, převzato z [12]

### 2.3.4 Menétrey-Willam teorie porušení se změkčením

Rozdíl oproti Willam-Warnekové teorii je především ve schopnosti změkčení materiálu v plastické oblasti. Změkčení je typické především pro křehké materiály. V mnohých výpočtech se tak zlepšuje schopnost konvergence. Plocha/křivka porušení není v Haigh-Westergaardově prostoru zafixována a může se posouvat, zvětšovat, zmenšovat okolo hydrostatické osy v závislosti na velikosti změkčení. Teorie se v mnoha výzkumech používá především při řešení betonových konstrukcí, případně železobetonových. Implementace je například i v konečně prvkovém programu ATENA (22).



Obrázek 19 - Menétrey-Willam křivka porušení pro dvouosou napjatost



Obrázek 20 - Menétrey-Willam plocha porušení pro trojosou napjatost, převzato z [23]

V programu ANSYS je tato teorie porušení zohledněna materiálovými vlastnosti popisující chování při víceosé napjatosti a vlastnostmi popisující změkčení materiálu.

## 2.4 Konečné prvky

Pokud se k analýze obecné konstrukce používá 3D modelování, dalším krokem, který po výběru materiálového modelu nastává, je výběr velikosti a typu konečného prvku, z kterého bude model, případně část modelu sestavena. Velikost konečného prvku má vliv na přesnost výsledků, výpočetní čas a na schopnost konvergovat k řešení. Aby model co nejpřesněji vystihl požadované chování, tedy reálné chování materiálu a fyzikální podstaty, se kterou pracujeme, je nutné zvolit vhodný typ konečného prvku, se kterým bude software pracovat. Konečně prvkový software ANSYS, kterým bude provedena analýza konstrukce v této práci, umožňuje výběr mezi několika možnými typy konečných prvků (typů elementu), které mají různé vlastnosti. Pro různý typ materiálu a jeho konkrétní materiálové vlastnosti je tedy možné vybrat element, který daným fyzikálním

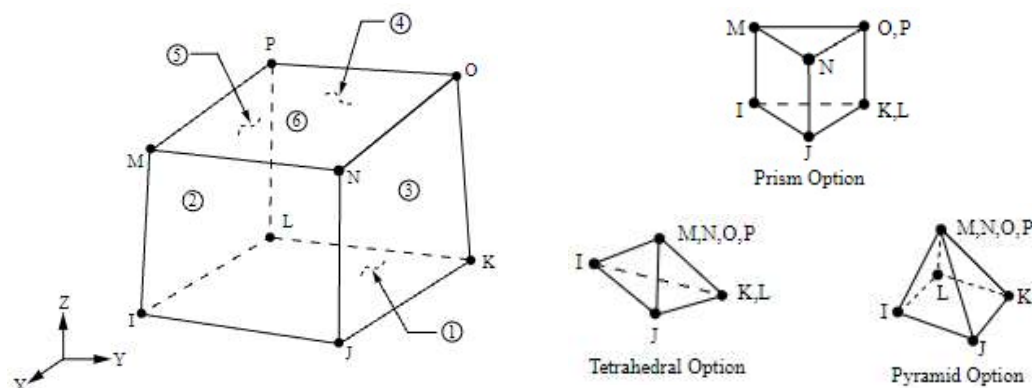
vlastnostem nejvíce odpovídá. Například některé elementy v sobě mají obsaženy informace o chování, kdy do modelu přidáváme vyztužení, např. ocelové výztužné pruty do betonu. Pokud tedy například správně zvolíme konečné prvky reprezentující beton, odpadá nám poté další práce s definováním kontaktů mezi betonem a výztužným prvkem. Program si sám jednotlivé objekty najde a spojí uzly konečných prvků na styku mezi těmito objekty. V tomto případě se vždy uvažuje s dokonalou soudržností.

Pro nelineární materiál zdiva, který je uvažován jako křehký materiál, byl použit element SOLID185, pro zeminu element SOLID65.

#### 2.4.1 Element SOLID185

Element je používán pro modelování 3D konstrukcí. Má osm uzlů a v každém uzlu má tři stupně volnosti (posuny v X, Y, Z). Tento element zároveň podporuje plasticitu, změkčení materiálu nebo např. dotvarování. V rámci programu je možné zvolit, jaký tvar elementu chceme použít. Lze volit mezi kvádrem, hranolem, čtyřstěnem, nebo jehlanem. Pro vlastní modely bude použit tento element s tvarem čtyřstěnu, pro složitější geometrie poskytuje tento tvar nejlepší kvalitu generované sítě. Při jiné geometrické volbě prvku není program schopný pro komplexnější tvary, zaoblání a rohy, síť prvků vygenerovat.

Jednotlivé geometrické typy elementu solid185, které lze používat pro Analýzu stavebních konstrukcí, kde řešíme porušení materiálu (static structural), lze vidět na (Obr. 21).



Obrázek 21 - Element typu SOLID185, převzato z [19]

#### 2.4.2 Element SOLID65

Tento element je velmi podobný předchozímu SOLID185 (geometrie a vlastnosti), má navíc možnosti drcení v tlaku a trhání v tahu. Nevýhodou elementu je, že neumožňuje materiálové změkčení. Používá se pro geomechanické a křehké materiály.

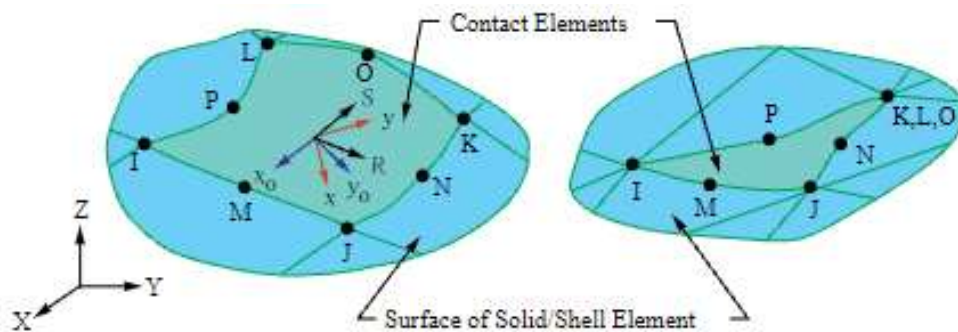
## 2.5 Nelineární kontaktní úlohy

### 2.5.1 Element CONTA174

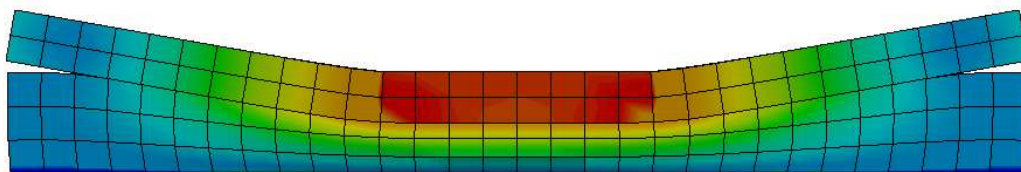
Další z možností, jak lépe vystihnout chování konstrukce je zaměřit se na typ spojení mezi samotnou konstrukcí a podložím. Jelikož konstrukce na zemině pouze „sedí“, je spojení mezi částmi možné chápat jako tuhý kontakt, kdy konstrukce na zeminu tlačí. Samotnou pružnou složku skutečného působení zadáme jako vlastnosti vrstvy zeminy. Celý systém se tedy chová jako konstrukce umístěna na pružinách, kde pružiny konstrukci podpírají v případě, kdy konstrukce na základy působí tlakovým napětím. V případě napětí tahového je nutné zohlednit možné oddělení kontaktu.

Další úpravou je chování ve směrech kolmých na normálu kontaktu. V těchto směrech může konstrukce po podloží „klouzat“ s nenulovým třením.

V ANSYS bude použit kontaktní element CONTA174, tento element umožňuje oddělení v případě tahových napětí, „pokluz“ s koeficientem tření a další úpravu vlastností...



Obrázek 22 - Kontaktní element typu CONTA174, převzato z [19]



Obrázek 23 - Princip fungování kontaktu při vzniku tahových napětí, vykreslení deformace - ANSYS

Jelikož spojení mezi zdivem a podložím bude modelováno pomocí kontaktního elementu, software potřebuje vědět, jakým způsobem se má kontakt chovat při styku těchto částí (např. zda má jedna vrstva penetrovat druhou - při základním nastavení programem jsou použity příliš velké tolerance, jakou je konstrukce schopna penetrovat podloží). Pro tento model byla použita volba „Penetration tolerance“, kterou se snížilo penetrování podloží na hodnotu max 4 mm.



Metoda tolerance průniku funguje na principu, že při každé části iterace program zjistí penetrovanou vzdálenost mezi spojenými uzly kontaktu. Pokud jsou od sebe uzly vzdáleny s hodnotou větší, než je maximální povolená hodnota, iterace se neuvažuje a nastává další. Tato možnost poskytuje rychlejší a lepší konvergenci, než metoda s tuhým spojením materiálů. Výsledky při nulové penetraci s tuhým spojením byly ověřeny pomocí metody Normal Langrange, která penetraci neumožňuje. Výsledky napětí na konstrukci byly velmi podobné při penetraci 4 mm.

Tento element nemá pouze dříve vypsané vlastnosti, ale používá se pro komplexní kontaktní úlohy, pro různé druhy namáhání a chování. V ANSYS je možné vybírat z pěti základních typů kontaktů pro daný typ elementu.:

Bonded	Jedná se o tuhé spojení obou spojovaných částí, objekty se nemohou odpojit, ani po sobě klouzat (nekonečné tření)
No separation	Není dovoleno odpojení ve směru normál, ale je dovolen pokluz s nulovým třením
Frictionless	Kontakt se může oddělit a může klouzat s nulovým třením
Rough	Kontakt se může oddělit a nemůže klouzat (nekonečné tření)
Frictional	Kontakt se může oddělit a může klouzat (nenulové tření)
<i>Tabulka 1 - Typy kontaktů v programu ANSYS (19)</i>	

## 2.6 Souhrnné informace pro kompletní analýzu konstrukce

Pro vlastní analýzu konstrukce, která se skládá ze zdících prvků a malty, bude z hlediska velikosti objektu zvolen homogenní geometrický model se zprůměrovanými vlastnosti zdiva pro celou konstrukci.

Pro obecnou trojosou napjatost bude použit materiálový model s kritériem porušení dle Menétry-Willama. Pro 3D těleso se tedy jedná o materiál, který má svou plochu porušení umožňující zároveň definovat změkčení materiálu a také případnou lomovou energii (lomovou energií se tato práce nezabývá).

Elementy použité pro jednotlivé materiály jsou:

- SOLID185 - Beton, Výztuž

- SOLID65 - Zemina

Kontaktní úloha na úrovni konstrukce vs. základová půda bude řešena pomocí kontaktních elementů s konkrétní vlastností: Frictional. Kontaktní úloha v kapitole zabývající se sanací konstrukce, kde bude konstrukce spínána ocelovými táhly a uhlíkovými lamelami, bude na úrovni konstrukce vs. spínací výztuž řešena pomocí stejného typu kontaktního elementu s vlastností: No separation. Pro oba typy těchto kontaktů je možné použít právě element CONTA174.

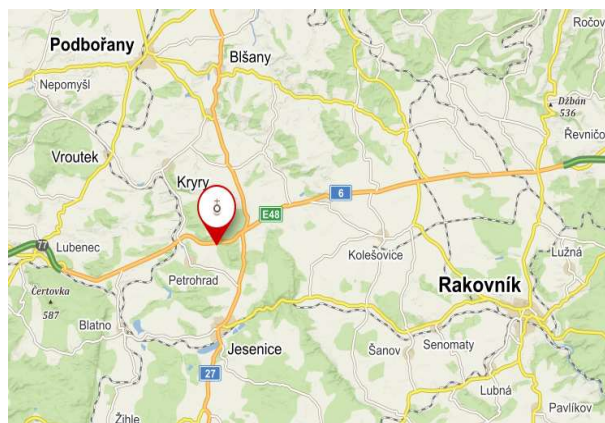
Aby bylo možné vytvořit model konstrukce a analyzovat vzniklé poruchy, je potřeba provést Stavebně-technický průzkum, kterým se zjistí přibližná geometrie konstrukce a vzniklé poruchy.

### 3 Stavebně - technický průzkum

Název stavby:	Kostel sv. Maří Magdalény
Místo stavby:	Bílenec, okres Louny, kraj Středočeský
Bližší umístění:	Na návrší, nad hlavní silnicí v Bílenci
Vlastník:	Církev Římsko-katolická



Obrázek 24 - Kostel sv. Máří Magdalény [13]



Obrázek 25 - Situace širších vztahů, M1:200 000 [13]

Jedná se o barokní římskokatolický filiální<sup>2</sup> kostel zasvěcený sv. Maří Magdaléně. Byl postaven roku 1751 za vlády Marie Terezie, jako náhrada kostela zničeného Švédy během třicetileté války [14]. V roce 1996 bylo nutné z důvodu špatného stavu provést rekonstrukci střechy. Z vizuální prohlídky v aktuálním roce je usouzeno, že konstrukce původního krovu zůstala zachována, a pouze degradací napadené části byly vyměněny, případně oprýložkovány. Zbytek kostela zůstal bez rekonstrukce až do dnešní doby.

#### 3.1 Stavebně – architektonické řešení

Jedná se o jednoduší barokní kostel s půlkruhovým, odsazeným kněžištěm. Při západním průčelí má kostel vyrůstající věž se zvonící. Boční stěny lodi jsou rozčleněny lizénovými rámy a lemovány pilastry. U kněžiště je rozčlenění lizénovými rámy kombinované s pilastry. Plně vyvinuté kladí (architráv, vlys, římsa) obíhá celou stavbu. Průčelí s rizalitem obsahuje štít široký jako věž. Přílbovitá a sedlová část střechy jsou kryty dvojitou bobrovkou. Strop lodi obsahuje zrcadlovou klenbu s falešnými lunetami a profilované štukové zrcadlo. Loď má na každé straně osazena dvě půlkruhová okna. Strop kněžiště má valenou klenbu s lunetami. Kněžiště obsahuje čtyři půlkruhová okna.

---

<sup>2</sup> Jedná se o tzv. “vedlejší kostel“ v rámci celé farnosti. Pro tento konkrétní kostel se jedná o farnost Lubenec.

## 3.2 Stavebně – technické řešení

### 3.2.1 Exteriér

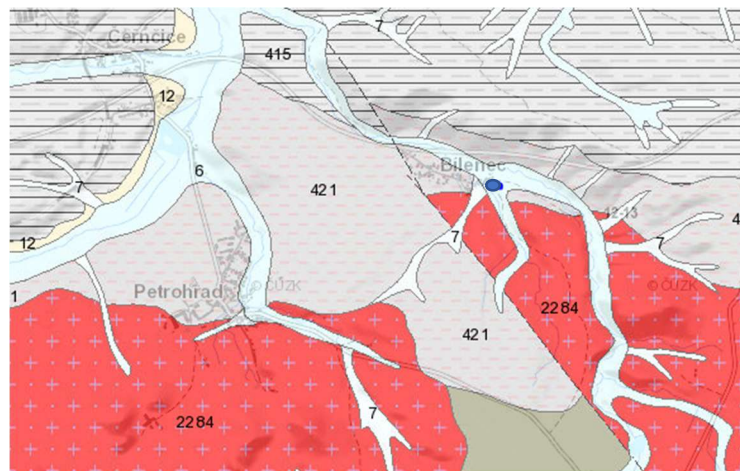
Jedná se o jednoduší zděný kostel ze smíšeného zdiva spojovaného vápennou maltou. Většina omítky je opadaná z důvodu degračních procesů, především vlivem srážkové vody a vztlínající vlhkosti. Při západním průčelí objektu jsou viditelné zední kleště z nichž jedna kleště je vypadlá. Po severním, jižním boku a na jižní části, tedy na části kněžiště, jsou viditelné statické trhliny svislého charakteru.

### 3.2.2 Základové konstrukce

Možnost prohlídky konstrukce byla pouze vizuální, nelze tedy s jistotou určit konstrukční systém základové konstrukce, také vrtná prozkoumanost není v blízkosti kce dostupná.

Zatřídění dle Geovědní mapy 1:50 000 [15]

Geneze:	Fluviální nečleněné + sedimenty vodních nádrží
Horninový typ:	Nezpevněný sediment
Soustava:	Český masiv – pokryvné útvary a postvariské magmatity



Obrázek 26 - Geologická mapa, M1:50 000 [15] (● poloha objektu)

### 3.2.3 Svislé nosné konstrukce

Konstrukční systém je tvořen zděnými stěnami ze smíšeného zdiva spojovaného maltou. Z vizuální prohlídky je patrné nedodržování vazby. Rohy mají ztužující vazbu z pískovcových kvádrů. Tloušťky podélných stěn jsou přibližně 1000 mm s neznalostí vnitřní výplně. Uvnitř objektu se nacházejí čtyři hlavní zděné pilíře průřezu 1130x1130. Dva se nacházejí před odsazeným kněžištěm, podpírající vítězný oblouk. Další dva se nacházejí u předsíně a spolu s vnějšími stěnami a valenými klenbami tvoří motiv brány do hlavní lodi. Svislá konstrukce věže se zvonící je vyzděna z plných pálených cihel.



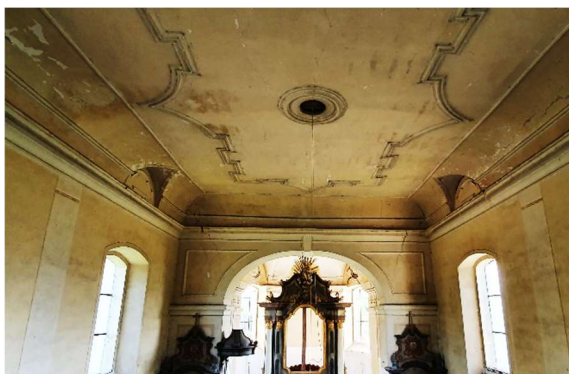
Obrázek 27 - Vazba zdiva - vlastní foto



Obrázek 28 - Vazba rohu - vlastní foto

### 3.2.4 Vodorovné nosné konstrukce

Vchod do předsíně vytváří prostor „příčné lodě“, tvořený třemi zděnými křížovými klenbami. Nad předsíní se nachází tribuna s varhanami. Stropní konstrukce hlavní lodi je tvořena dřevěnou falešnou zrcadlovou klenbou. Jedná se o dřevěný ramenát tvořící zaoblení zrcadla a konstrukci příčně uložených dřevěných stropnic do kapes zděných stěn. Celá stropní konstrukce je vynášena podélným vazným trámem krovu. Stropní konstrukce nad kněžištěm je tvořena valenou zděnou klenbou s lunetami a zakončena půlkruhovým vrchlíkem.



Obrázek 29 - Stropní zrcadlo - vlastní foto



Obrázek 30 - Křížová klenba v předsíní - vlastní foto



Obrázek 31 - Detail lunety - vlastní foto



Obrázek 32 - Tribuna s varhany - vlastní foto



Obrázek 33 - Dřevěné bednění tvořící stropní zrcadlo - vlastní foto



Obrázek 34 - Podélný vazný trám vynášející rákosníky - vlastní foto



Obrázek 35 - Detail ramenátu tvořící zrcadlový přechod - vlastní foto



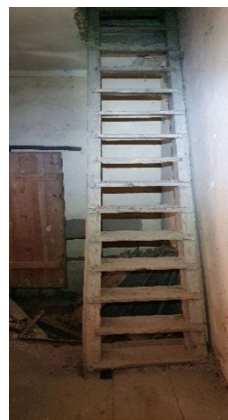
Obrázek 36 - Strop kněžiště - vlastní foto

### 3.2.5 Schodiště

Přístup na tribunu se nachází v předsíni, jedná se o dřevěné točité schodiště. Přístup do krovu se nachází na tribuně, jedná se o dřevěné jednoramenné schodiště.



Obrázek 37 - Točité schodiště na tribunu - vlastní foto



Obrázek 38 - Jednoramenné schodiště na půdu - vlastní foto

### 3.2.6 Konstrukce krovu

- Krov nad hlavní lodí

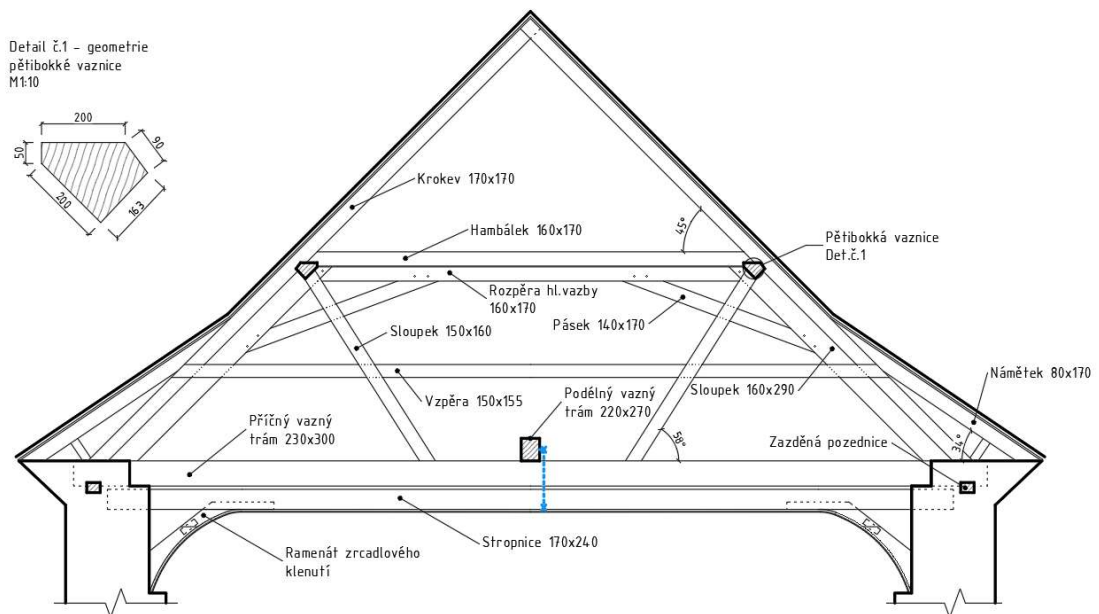
Jedná se o konstrukci ležaté stolice. Hlavní vazba je složena z krokví uložených na šikmé vzpěry (sloupky). Krokev je zároveň položena na pětibokou vaznici, šikmá vzpěra je do vaznice začepována. Krokve a vzpěry jsou čepované do vazného trámu. Do vazného trámu a krokve je začepován námětek. Hlavní vazby obsahují rozepršení vzpěr rozpěrou. Krokve mají hambálek ve všech vazbách. Vnitřní sloupky jsou šikmé, připomínající kozlíkovou stolicí. Sloupky jsou začepovány do pětiboké vaznice a do vazného trámu. V polovině jejich délky jsou přeplátovány vzpěrou. Ztužení celé hlavní vazby je pomocí příčných pásek zapuštěných do rozpěry a do její vzpěry. Vazné trámy mají přibližně v úseku očekávaných nulových momentů kompletně zrekonstruované celé zhlaví. Se stávajícím vazným trámem je nové zhlaví nastaveno šikmým plátováním se třemi svorníky. Na příčné vazné trámy je uložen podélný vazný trám, který vynáší příčné rákosníky. Na rákosníky je provedeno prkenné podbití pro štukovou omítku stropu.



Obrázek 39 - Hlavní vazba - vlastní foto



Obrázek 40 - Jalová vazba - vlastní foto



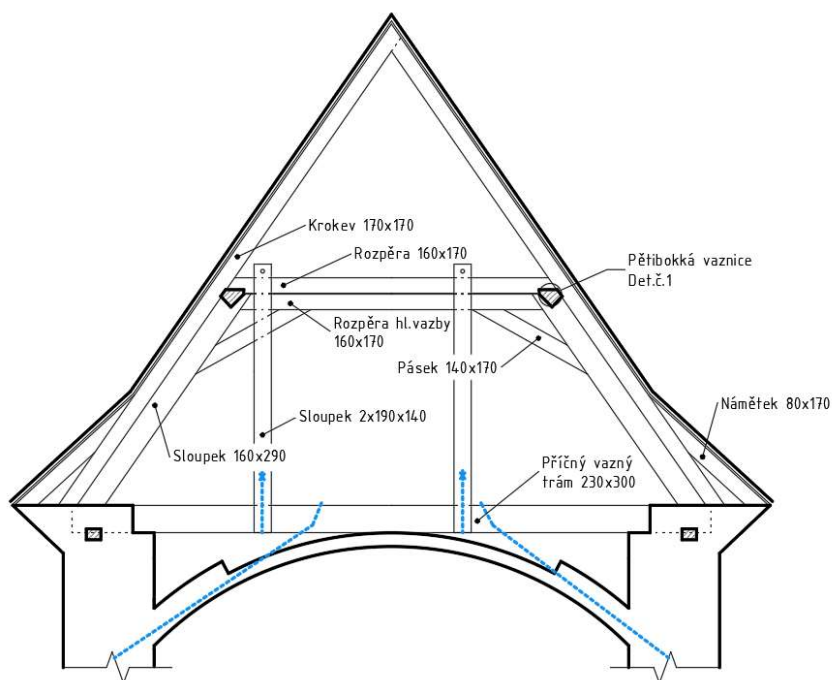
Obrázek 41 - Popis jednotlivých prvků hlavní vazby - vlastní tvorba

- Krov nad kněžištěm

Převládá konstrukce ležaté stolice se dvěma hlavními vazbami. Hlavní vazba tvořící čelo zakončené přílbou střechy je vytvořena jako ležatá stolice s věšadlem. Jedná se o stejnou vazbu, jako v hlavní lodi, s rozdílem, že místo šikmých sloupků (a jejich vzpěry) je nyní vazba opatřena dvojicí věšadlových sloupků vynášejících vazný trám do horní krokevní rozpěry. Do vazného trámu jsou vějířovitě začepovány trámky, které spolu s krovkami a námětky tvoří přílbovitý tvar střechy. Vazný trám této vazby zároveň vynáší spodní konstrukci klenby kněžiště.



Obrázek 42 - Hlavní vazba přílbovité části - vlastní foto



Obrázek 43 - Popis jednotlivých prvků hlavní vazby - vlastní tvorba



### 3.2.7 Ztužení konstrukce

Podélné ztužení střešní konstrukce je tvořeno soustavou diagonálních prvků spojovaných v rovině střešní krytiny. Příčné ztužení střešní konstrukce je tvořeno plnými vazbami krovu. Vodorovné zatížení vyvozované klenbami v kněžišti je vynášeno hlavní vazbou krovu v zakončovací části přílbovitého typu střechy. V kněžišti je z důvodu radiálních sil vytvořeno, ve výšce nad okny, ztužující ocelové opásání ve dvou úrovních. Křížové klenby v předsíni jsou staženy pomocí zedních kleští. Vítězný oblouk má, v místech hlav pilířů, dřevěný trám s ocelovými kleštěmi fungující jako táhlo.



Obrázek 44 - Podélné ztužení střešní konstrukce - vlastní foto



Obrázek 45 - Zední kleště na přední fasádě (levé chybí závlače) - vlastní foto



Obrázek 46 - Ocelové opásání - římsa kněžiště - pohled - vlastní foto



Obrázek 47 - Ocelové opásání - římsa kněžiště - detail - vlastní foto

### 3.2.8 Podlahy

V hlavním sále je vydlážděna kamenná dlažba obdélníkového velko-formátu 450x450 (mm). Na tribuně je proveden dřevěný záklop z desek.



Obrázek 48 - Velko-formátová dlažba - vlastní foto



Obrázek 49 - Podlaha na tribuně - vlastní foto

### 3.2.9 Výplně otvorů

Okna mají ocelový rám a jednovrstvé zasklení, nejsou otevíratelná. Nad okny je proveden klenebný překlád z cihel.



Obrázek 50 - Klenební překlád - vlastní foto



Obrázek 51 - Dělení okna - vlastní foto

### 3.2.10 Degradace

V celém interiéru jsou do výšky přibližně 1,5 metru viditelné vlhkostní mapy. U pilířů vítězného oblouku je patrná biologická degradace kamenné podlahy a paty pilíře. Na pohmat je zem i zdivo okolo pilíře a samotný pilíř vlhký. Degradace je tedy stále v procesu. Na štukové omítce stropu jsou viditelné stopy po zatékání (vlhkostní mapy) a jsou rozpraskané části falešných lunet. Konstrukce krovu je nicméně opravena a soudě podle vizuální prohlídky se v tomto případě degradace již zastavila. Z vnější části je většina omítky opadaná. Exteriérová vnější vrstva keramických cihel a malty přístupných výškově se po obvodu konstrukce z větší části vydroluje, pískovcové kvádry se jeví zachovalé. V konstrukci krovu nejsou patrné známky plísní, pouze občasné výletové otvory.



Obrázek 52 - Zdegradovaná pata pilíře a podlaha - vlastní foto



Obrázek 53 - Detail degradace CPP - vlastní foto



Obrázek 54 - Degradace paty hlavního pilíře - vlastní foto

### 3.2.11 Statické poruchy

#### Hlavní loď

U oken v hlavní lodi, při vstupu do objektu, jsou na každé straně viditelné svislé trhliny v horní části tribuny. Tyto trhliny pokračují přes zrcadlo (Obr. 55). Obě falešné lunety u oken jsou utržené. V oknech je viditelná trhlinka ve vrcholu (klenební překlad - trhliny na líci klenby). U levého okna při vstupu jsou další svislé trhliny - charakteristika klínu (sednutí z každé strany) (Obr. 57).

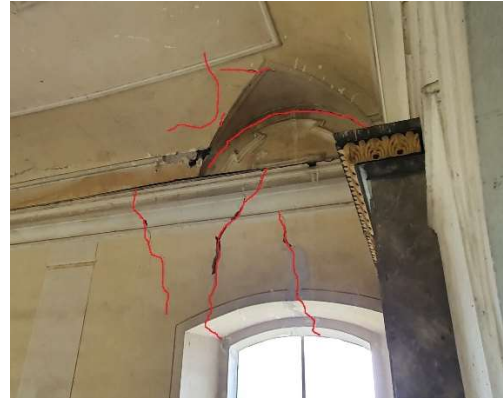
Interiér - část hlavní lodi při vstupu do objektu



Obrázek 55 - Trhliny mezi podélnou a příčnou částí - vlastní foto



Obrázek 56 - Trhliny nad levým oknem od vstupu a odtržená falešná luneta - vlastní foto



Obrázek 57 - Trhliny nad pravým oknem od vstupu a odtržená falešná luneta - vlastní foto

### Exteriér - část hlavní lodi při vstupu do objektu



Obrázek 58 - Trhliny nad levým oknem při vstupu - vlastní foto



Obrázek 59 - Trhliny nad pravým oknem při vstupu - vlastní foto



Obrázek 60 - Odtokový svod - možná příčina problému - vlastní foto



Obrázek 61 - Neprovedené odvodnění u pilířů - vlastní foto

Při vstupu do kněžiště jsou viditelné trhliny na vítězném oblouku charakterizující odklon pilířů, jedná se o svislou trhlinu ve vrcholu oblouku na lící. Vodorovnou trhlinu na rubu a diagonální trhliny pod úhlem cca 60° (Obr. 62). Tyto trhliny pokračují do dřevěného stropního zrcadla. U oken jsou viditelné trhliny ve vrcholu a nad nimi jsou stržené falešné lunety (Obr. 63).

#### Část hlavní lodi při vstupu do kněžiště



Obrázek 62 - Trhliny ve vítězném oblouku - vlastní foto



Obrázek 63 - Trhliny nad levým oknem při vstupu do kněžiště - vlastní foto



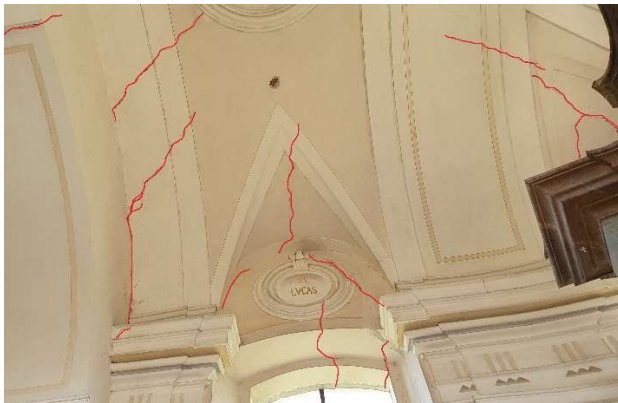
Obrázek 64 - Trhlina nad levým oknem při vstupu do kněžiště - vlastní foto



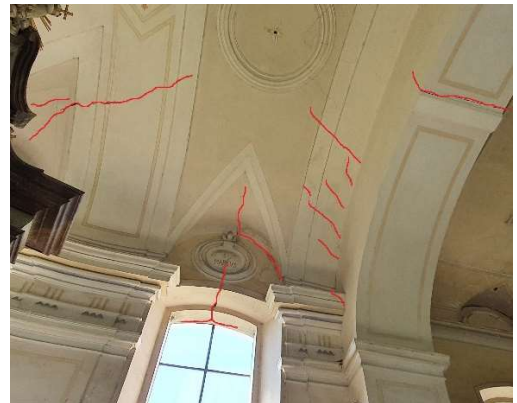
Obrázek 65 - Trhlina na pravém oknem při vstupu do kněžiště - vlastní foto

## Kněžiště

Další ze systému trhlin se nachází na styku vítězného oblouku a valené klenby presbytáře, příčinou vzniku by mohl být pokles vítězného oblouku a jakési „stržení“ části valené klenby s sebou. Další trhliny můžeme sledovat v lunetách a nad okny. Může zde hrát roli vliv nedostatečného sepnutí obloukové konstrukce celého kněžiště. (Obr. 66 a Obr. 67). Nejvíce porušené je okno v presbytáři (Obr. 69), zde se již vytvořilo odtržení velké části a ve stávající poloze se udržuje pouze samosvorností.



Obrázek 66 - Trhliny v kněžišti - levé okno při vstupu - vlastní foto



Obrázek 67 - Trhliny v kněžišti - pravé okno při vstupu - vlastní foto



Obrázek 68 - Trhliny u lunet - vlastní foto



Obrázek 69 - Utržený překlád a trhliny v lunetě - v.f.



Obrázek 70 - Vnější trhlina v půlkruhovém kněžišti - vlastní foto



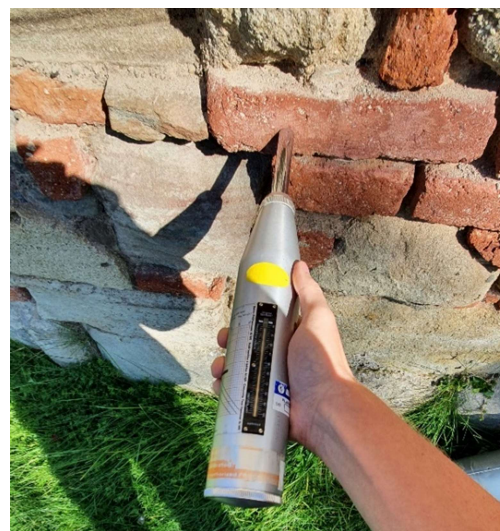
Obrázek 71 - Vnější část utržené lunety - vlastní foto

### 3.3 Zjištění charakteristických pevností

Z potřeby zjištění materiálových vlastností, které je nutno zadat do výpočetního softwaru bylo na konstrukci provedeno měření nedestruktivní metodou. Pomocí Schmidtova kladívka (kladívko vypůjčeno od vedoucího práce) byly stanoveny základní charakteristické pevnosti v tlaku jednotlivých zdících prvků. Z hlediska materiálové četnosti jednotlivých typů použitých prvků se jedná především o zastoupení keramických plných cihel a pískovcových kvádrů. Pevnosti byly zjišťovány tedy na těchto prvcích. Kalibrační vztahy jsou upřesněny podle polohy měření, (svisle, vodorovně) - kvůli vlivu gravitace. Bylo použito Schmidtovo kladívko na měření pevnosti betonu (pomocí odrazových zkoušek) a upravená kalibrační rovnice, která počítá se sníženou 50% pevností pro zdící prvky.



Obrázek 72 - Měření pevnosti na pískovcovém kvádru - vlastní foto



Obrázek 73 - Měření pevnosti na cihle plně pálené - vlastní foto

	1. Měření	2. Měření	3. Měření	4. Měření	5. Měření	6. Měření
Odrazy Q (CPP)	31	29	32	28	29	29
Pevnosti dle kalibrační rovnice <sup>3</sup> [MPa]	24,2	21,6	25,5	20,3	21,6	21,6
Odr.Q (Pískovec)	37	37	36	38	37	37
Pevnosti dle kalibrační rovnice [MPa]	32,8	32,8	31,3	34,5	32,8	32,8

Tabulka 2 - Naměřené hodnoty odrazu pomocí Schmidtova kladívka a vypočtené pevnosti dle kalibračních vztahů

<sup>3</sup> Kalibrační rovnice, podle které se vypočítaly jednotlivé pevnosti:  $f_c = 0,0108 \cdot Q^2 + 0,223 \cdot Q$ , kde  $Q$  je hodnota odrazu přečtena ze Schmidtova kladívka. (7)

## 3.4 Statistické vyhodnocení charakteristické pevnosti

### 3.4.1 Cihla plná pálená

- Střední (průměrná) hodnota

$$f_{mb} = \frac{1}{n} \cdot \sum_n f_i \quad (10)$$

kde:

$n$  Počet měření

$f_i$  Pevnost zjištěná při  $i$ -tém měření

$$f_{mb} = \frac{1}{6} \cdot (24,2 + 21,6 + 25,5 + 20,3 + 21,6 + 21,6) = 22,47 \text{ MPa}$$

- Výběrová směrodatná odchylka

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_n (f_i - f_{mb})^2} \quad (11)$$

$$s = \sqrt{\frac{1}{6-1} \cdot ((24,2 - 22,47)^2 + (25,5 - 22,47)^2 + (20,3 - 22,47)^2 + 3 \cdot (21,6 - 22,47)^2)} = 1,957$$

- Variační koeficient

$$V = \frac{s}{f_{mb}} \quad (12)$$

$$V = \frac{1,957}{22,47} = 0,087$$

- Charakteristická hodnota pevnosti CPP

$$f_{kb} = f_{mb} \cdot (1 - k_n \cdot V) \quad (13)$$

kde:

$k_n$  Součinitel zohledňující statistickou nejistotu z hlediska počtu zkoušek, pro

$$n = 6 \rightarrow k_n = 1,77$$

$$f_{kb} = 22,47 \cdot (1 - 1,77 \cdot 0,087) = 19 \text{ MPa}$$



### 3.4.2 Pískovcové kvádry

1) Střední (průměrná) hodnota

$$f_{mb} = \frac{1}{6} \cdot (32,8 + 32,8 + 31,3 + 34,5 + 32,8 + 32,8) = 32,83 \text{ MPa}$$

2) Výběrová směrodatná odchylka

$$s = \sqrt{\frac{1}{6-1} \cdot ((31,3 - 32,83)^2 + (34,5 - 32,83)^2 + (31,3 - 32,83)^2 + 3 \cdot (32,8 - 32,83)^2)} = 1,013$$

3) Variační koeficient

$$V = \frac{1,013}{32,83} = 0,031$$

4) Charakteristická hodnota pevnosti Pískovcového kvádry

$$f_{kb} = 32,83 \cdot (1 - 1,77 \cdot 0,031) = 31 \text{ MPa}$$

### 3.4.3 Malta

Malta byla dle prohlídky a historického zařídění určena jako malta vápenná. Její tlaková charakteristická pevnost byla odhadnuta na 0,5 MPa.

Tahová pevnost celé homogenní konstrukce byla uvažována 0,1 MPa, ta ve výpočtu rozhoduje o vzniku trhlin. Pokud by pevnost nebyla odpovídající z hlediska četnosti trhlin, které se na konstrukci vytvoří při výpočetní analýze, bude pevnost zvětšena, případně zmenšena.

### 3.4.4 Výpočet pevnosti zdiva v tlaku

I když byla pomocí nedestruktivní metody zjištěna pevnost na jednotlivých zdících prvcích, nelze tímto měřením vystihnout pevnost celé konstrukce, jako homogenního materiálu. Z důvodu větší nejistoty dalších lokálních pevností z důvodu vlhkosti, vzniklých trhlin, vazbě zdiva a staří konstrukce bude zohledněn také výpočet pomocí stávající ČSN EN 1996-1-1 a ČSN ISO 13822, a také srovnání s již neplatnou ČSN 73 1101. Teprve podobné návrhové hodnoty pevností budou převzaty do výpočtu. Nevýhodou těchto citovaných technických norem je, že přesně nevystihují chování smíšeného nepravidelného zdiva. Proto jsou výpočty a převzaté hodnoty z tabulek stále velmi orientační. Ale můžou nám poskytnou přibližný rozsah hodnot, ve kterém se tlaková pevnost konstrukce nejspíše bude nacházet.

Charakteristická pevnost zdiva v tlaku se dle citovaných platných technických norem určí podle vztahu:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (14)$$

kde:

$f_k$  Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku [MPa] pro zdivo s vyplněnými ložnými spárami

$K$  Konstanta závislá na druhu zdiva a skupině zdících prvků

$f_b$  Normalizovaná průměrná pevnost v tlaku zdících prvků

$f_m$  Průměrná pevnost malty v tlaku

$\alpha$  Exponent závislý na tloušťce ložných spár a druhu malty

$\beta$  Exponent závislý na druhu malty

Návrhová pevnost zdiva v tlaku se určí podle vztahu:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (15)$$

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \cdot \gamma_{m4} \quad (16)$$

kde:

$f_d$  Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku [MPa] pro zdivo s vyplněnými ložnými spárami.

$\gamma_m$  Dílčí součinitel zdiva

$\gamma_{m1}$  Základní dílčí součinitel, pro zdivo z plných cihel na obyčejnou maltu = 2,0

$\gamma_{m2}$  Součinitel vlivu pravidelnosti vazby zdiva a vyplnění spár maltou

$\gamma_{m3}$  Součinitel vlivu zvýšené vlhkosti

$\gamma_{m4}$  Součinitel vlivu svislých a šikmých trhlin ve zdivu

Výpočet charakteristické pevnosti zdiva podle ČSN EN 1996-1-1

Charakteristická pevnost zdiva v tlaku	Typ použitého materiálu	Zdivo z obyčejné malty		
	Skupina zdícího prvku	-	1	-
$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$	Konstanty	K	0,55	-
		$\alpha$	0,7	-
		$\beta$	0,3	-
		Průměrná pevnost v tlaku zdících prvků	$f_b$	19
	Pevnost malty pro zdění v tlaku	$f_m$	0,5	MPa
	Charakteristická pevnost zdiva v tlaku	$f_k$	3,509	MPa
Návrhová pevnost zdiva v tlaku	Základní dílčí součinitel	$\gamma_{m1}$	2	-
	Součinitel vlivu pravidelnosti vazby	$\gamma_{m2}$	1	-
	Součinitel vlivu zvýšené vlhkosti	$\gamma_{m3}$	1,1	-
	Součinitel vlivu svislých a šikmých trhlin	$\gamma_{m4}$	1	-
	Dílčí součinitel zdiva	$\gamma$	2,20	-
	Návrhová pevnost zdiva v tlaku	$f_d$	1,59	MPa
Modul pružnosti zdiva	Součinitel	$K_E$	1000	-
$E = K_E \cdot f_k$	Krátkodobý modul pružnosti zdiva	E	3509	MPa
Dlouhodobý modul pružnosti	Účinná hodnota součinitele dotvarování	$\phi$	1	-
$E_{longterm} = \frac{E}{1 + \phi_\infty}$	Dlouhodobý modul pružnosti zdiva	$E_{longterm}$	1754	MPa
	Krátkodobý modul pružnosti ve smyku	G	1404	MPa

Tabulka 3 - Výpočet pevnosti zdiva v tlaku - MS Excel

### 3.4.5 Výpočet pevnosti zdiva v tlaku dle neplatné ČSN 73 1101

Aktuálně platná norma ČSN EN 1996-1-1 neobsahuje postup, kterým je vhodné se konkrétně řídit při určování pevnosti smíšeného zdiva. Tuto problematiku částečně obsahuje původní ČSN 73 1101 - Navrhování zděných konstrukcí. Tato norma pojem „Smíšené zdivo“ obsahuje, ale zároveň odkazuje na ČSN 73 2310 - Provádění zděných konstrukcí, která obsahuje konstrukční zásady pro jednotlivé typy zdiva. Tyto zásady se ovšem neshodují s posuzovanou konstrukcí. Další možností je řídit se dle dané ČSN 73 1101, ale používat zásady pro tzv. lomové a kyklopské zdivo, kde je typickým znakem používání různorodých materiálů a nepravidelné geometrie. Podle této normy se použije tabulka pro kamenné kyklopské zdivo, které by mělo poskytovat přesnější zařazení pevností. Určení pevnosti zdiva je ale podle obou norem stále velmi přibližné. Přesnější hodnoty pevnostní a přetvárných vlastností by byly lépe získatelné pomocí destruktivních zkoušek jádrových vývrtů.

Pro rekonstrukce zděných konstrukcí doporučuje neplatná norma určení pevností pomocí následujících dvou způsobů.

- Podle přiložené tabulky (Tab. 4), kdy výpočtovou pevnost vynásobíme poměrem  $1,6/\gamma_m$ , kde  $\gamma_m = 1,6$  je součinitel pro neporušené a neprovlhčené zdivo, anebo součinitelem pro porušené a nadměrně vlhké zdivo  $\gamma_m = 2$ .
- Podrobit zdivo zatěžovacím zkouškám a průměrnou pevnost zdiva stanovit z těchto zkoušek pomocí statistické záruky 0,95 a s přihlédnutím k počtu zkoušených vzorků. Tuto pevnost poté také vydělit bezpečnostním součinitelem pro zjištění návrhové hodnoty.

Zdivo	Pevnostní značka	Výpočtová pevnost zdiva na maltu dle pevnosti [MPa]						
		150	100	50	25	10	4	0
Kamenné lomové a kyklopské zdivo	110	-	2,2	1,6	1,0	0,7	0,5	0,3
	80	-	2,0	1,4	0,9	0,6	0,4	0,2
	40	-	1,3	1,0	0,7	0,5	0,3	0,1

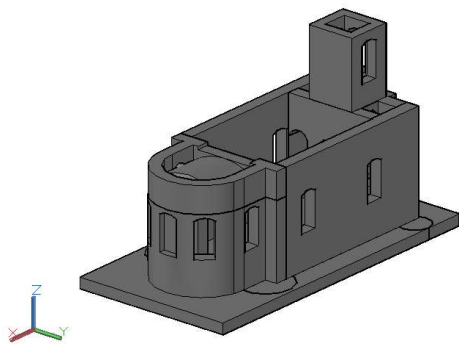
*Tabulka 4 - Hodnoty návrhové pevnosti zdiva dle neplatné ČSN 73 1101, červeně přibližné odhadnuté hodnoty*

Podle této normy můžeme přibližně odhadnout návrhovou pevnost pro celou homogenní konstrukci 0,3 - 0,1 MPa. Nejdříve bude uvažována pevnost dle nedestruktivních zkoušek a výpočtu dle ČSN EN 1996-1-1. Pokud by pevnost podle ČSN EN 1996-1-1 poskytovala nevhodné výsledky, bude použita pevnost dle ČSN 73 1101.

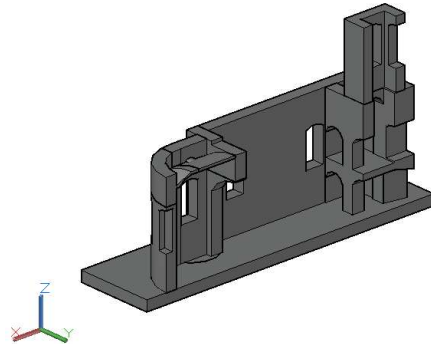
## 4 Analýza řešené konstrukce

### 4.1 Model

V prvotních fázích práce bylo provedeno přibližné zaměření objektu a zdokumentován skutečný stav. Tvorba konstrukce do 2D zobrazení a následné vytvoření 3D konstrukce proběhlo pomocí softwaru Autocad 2018. Prostorový model byl vytvořen nejdříve jako model celého objektu, poté, při zjištění, jaký výpočetní čas konstrukce při analýze potřebuje, a tedy z důvodu, aby se co nejvíce zredukovalo množství konečných prvků (řešeno v softwaru ANSYS), byl použit model poloviny konstrukce s podélnou osou symetrie - jedná se model levé podélné části viditelné při vstupu do objektu. Tato část má více poškozené okno v presbytáři (Obr. 69).



Obrázek 74 - Celkový model konstrukce v programu Autocad 2018

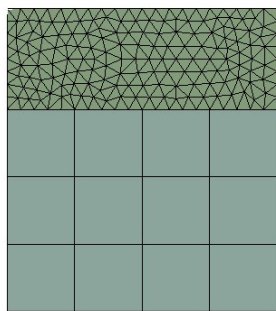


Obrázek 75 - Poloviční model s podélnou symetrií v programu Autocad 2018

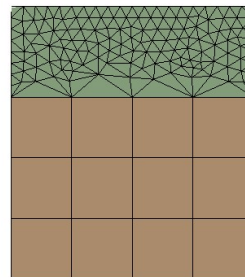
Model byl sestaven pomocí metod sjednocování a také prolínání jednotlivých objektů. Při těchto akcích bylo v modelu provedeno několik nepravidelných a malých hran, které by při tvoření meshe (konečně prvkové sítě) program nebyl schopen zohlednit. Výsledný export z programu Autocad (model.sat) byl tedy poté doladěn ANSYS interním modelovacím softwarem SpaceClaim. V tomto programu se provedlo zjemnění některých hran v modelu. Výsledkem byl celkový model s rozdělenými objekty<sup>4</sup> spojený v jeden komponent. Aby konstrukce fungovala správně a byla správně nameshovaná, je nutné provést „sjednocení“ rozdělených objektů právě pomocí komponenty. Při ignorování této možnosti dostává řešitel odlišné (nesjednocené/hladké) výsledky na jednotlivých objektech. Sjednocení se zapíná pomocí funkce SHARE TOPOLOGY.

---

<sup>4</sup> Rozdělit celkový model na objekty bylo vhodné především z hlediska vypínání/zapínání funkčnosti objektů, možnosti provádět změnu meshe jednotlivých objektů a také z hlediska aplikace zatížení a vykreslení výsledků.



Obrázek 76 - Příklad nespojeného meshe - vlastní tvorba pomocí ANSYS



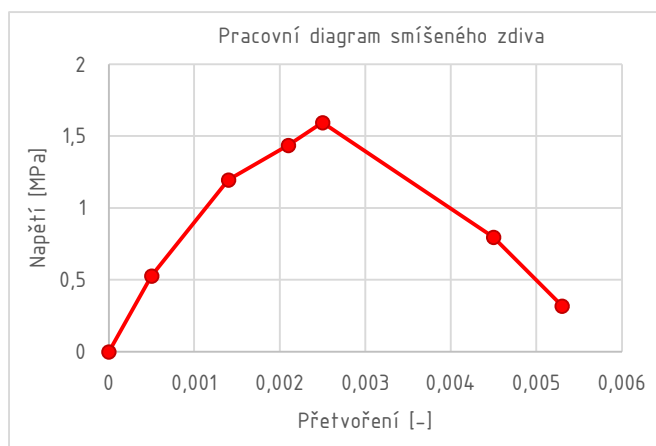
Obrázek 77 - Sjednocený mesh pomocí funkce SHARE TOPOLOGY - vlastní tvorba pomocí ANSYS

Výsledný model byl importován do aplikace WorkBench („Ansys pro méně zkušené uživatele“), která je zjednodušenou a uživatelsky přívětivější verzí ANSYS APDL (který funguje na principu příkazové aplikace se zjednodušeným grafickým rozhraním). Nevýhodou aplikace WorkBench je horší implementace příkazů z APDL a jejich správné sepsání. V nových verzích jsou nicméně k dispozici parametry, které v některých částech odebírají potřebu řešit výpočetní kroky pomocí příkazů.

## 4.2 Numerická analýza

### 4.2.1 Volba materiálů

Aby se dala provést nelineární materiálová analýza zdiva se zahrnutím kritéria porušení v trojosé napjatosti (tedy, aby bylo možné vidět oblasti plastických přetvoření = trhliny), je nutné definovat pracovní diagram přibližující se reálnému chování při obecném zatížení. Pro smíšené zdivo dané konstrukce byl použit pracovní diagram dle (4) pro maltu s pevností v tlaku zjištěnou dle kap.3.3. Kritérium porušení bylo použito dle teorie Menétrey-Williamia pro pracovní diagram se zpevněním (dle 2.3.4). Vlastnosti dle tab.5.



Graf č.3 - Teoretický pracovní diagram smíšeného zdiva dle [16]

Násobky $f_d$	$f_d$ [MPa]	Přetvoření [-]
0,00	0	0,0000
0,33	0,53	0,0005
0,75	1,2	0,0014
0,90	1,44	0,0021
1,00	1,59	0,0025
0,50	0,8	0,0045
0,2	0,32	0,0053

Tabulka 5 - Návrhová pevnost zdiva v tlaku

Vlastnost materiálu	Značka	Zadaná hodnota
<u>Parametry zdiva pro oblast Hookova zákona - izotropní elastická větev</u>		
Objemová hmotnost	$\rho$	2000 kg/m <sup>3</sup>
Youngův modul pružnosti pro jednoosou napjatost	$E$	1053 MPa
Poissonův součinitel pro jednoosou napjatost	$\nu$	0,2
Smykový modul pružnosti pro jednoosou napjatost	$G$	438 MPa
<u>Parametry zdiva pro plastickou oblast</u>		
Jednoosá pevnost v tlaku	$f_c$	1,595 MPa
Jednoosá pevnost v tahu	$f_t$	0,1 MPa
Dvouosá pevnost v tlaku dle [30]	$f_{c2c}$	1,914 MPa
Úhel dilatance (30 - 40 °) dle [30]	$\psi$	30 °
<u>Parametry změkčení (snížení tuhosti)</u>		
Hodnota plastického přetvoření při překročení jednoosé tlakové pevnosti	$\varepsilon_{pl,f_c}$	$9,85 \cdot 10^{-4}$
Plastické přetvoření na mezi porušení v tlaku	$\varepsilon_{pl,c,fin}$	$5,3 \cdot 10^{-3}$
Procentuální vyjádření hodnoty napětí při počátku plastizace	$f_{pl,begin}$	$0,33 \cdot f_c$
Zbytkové napětí při „mezi porušení“ <sup>5</sup> v tlaku	$f_{pl,c,end}$	$0,2 \cdot f_c$
Mezní plastické přetvoření v tahu [40]	$\varepsilon_{pl,t,fin}$	0,01
Zbytkové napětí při „mezi porušení“ v tahu [40]	$f_{pl,t,end}$	$0,2 \cdot f_t$

Tabulka 6 - Základní materiálové vlastnosti pro zdivo

Pro ocelové prvky byly použity vlastnosti svárkové oceli používané do počátku 19. století (dle Tab.7).

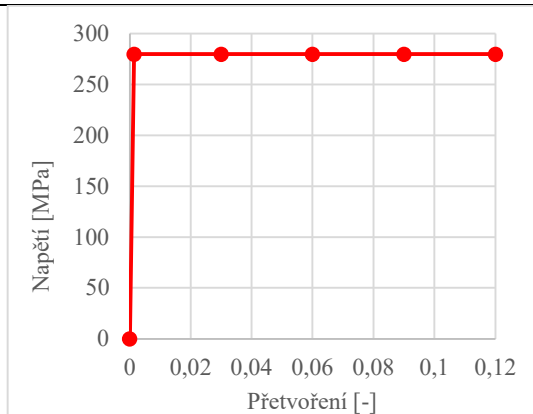
Vlastnost materiálu	Značka	Zadaná hodnota
<u>Parametry oceli pro oblast Hookova zákona - izotropní elastická větev</u>		
Objemová hmotnost	$\rho$	7600 kg/m <sup>3</sup>
Youngův modul pružnosti pro jednoosou napjatost	$E$	200 GPa
Poissonův součinitel pro jednoosou napjatost	$\nu$	0,3

<sup>5</sup> Zbytkovým napětím se rozumí hodnota napětí, při kterém nastane ve skutečnosti porušení materiálu. Toto napětí se zavádí jako zbytková konstantní hodnota, kterou je element schopen přenášet. Aplikace zbytkového napětí je vhodná především kvůli konvergenci řešení.

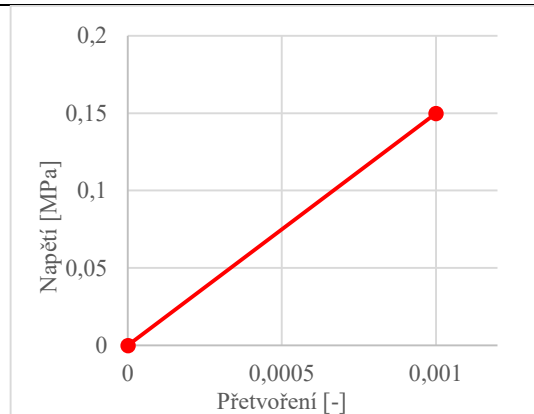
Smykový modul pružnosti pro jednoosou napjatost	$G$	76,92 GPa
<u>Parametry oceli pro plastickou oblast</u>		
Plastický modul pružnosti pro jednoosou napjatost	$E_{pl}$	0 GPa
Jednoosá mez kluzu oceli	$f_y$	280 MPa
Jednoosá pevnost v tahu	$f_u$	380 MPa
<i>Tabulka 7 - Základní materiálové vlastnosti pro ocel</i>		

Aby konstrukce nebyla tuze podepřena, je potřeba zadat pružnou vrstvu, mezi tuhým podložím. Jelikož nebyly k dispozici kopané sondy ani vrtná prozkoumanost, byly zvoleny vlastnosti zeminy, konkrétně tedy modul pružnosti, na základě výsledků vlastních výpočetních analýz a z literatury, které co nejvíce odpovídají realitě konstrukce.

Vlastnost materiálu	Značka	Zadaná hodnota
<u>Parametry odvodněné zeminy</u>		
Objemová hmotnost	$\rho$	1850 kg/m <sup>3</sup>
Youngův modul pružnosti pro jednoosou napjatost	$E$	50 MPa
Poissonův součinitel pro jednoosou napjatost	$\nu$	0,25
Smykový modul pružnosti pro jednoosou napjatost	$G$	18 MPa
<u>Parametry neodvodněné zeminy</u>		
Objemová hmotnost	$\rho$	2050 kg/m <sup>3</sup>
Youngův modul pružnosti pro jednoosou napjatost	$E$	15 MPa
Poissonův součinitel pro jednoosou napjatost	$\nu$	0,25
Smykový modul pružnosti pro jednoosou napjatost	$G$	6 MPa
<i>Tabulka 8 - Základní materiálové vlastnosti pro zeminu</i>		



Graf č. 4 - Pracovní diagram svářkové oceli



Graf č. 5 - Pracovní diagram odvodněné zeminy

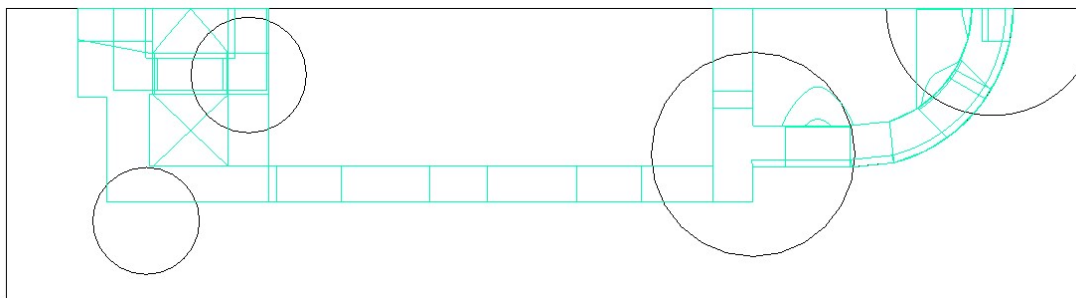


#### 4.2.2 Okrajové podmínky - podepření konstrukce

Aby bylo vystihnuto reálnější chování konstrukce, byla pod konstrukcí vytvořena pružná vrstva simulující zeminu. Spolupůsobení (kontaktní plocha) mezi zdívkou a zeminou bylo modelováno pomocí nelineárního kontaktu (element type: CONTA174), který umožňuje uvažovat tření vrstev a jejich vzájemné odpojení v případě vyskytujícího se tahu mezi vrstvami (princip pružiny fungující pouze v tlaku) (dle Obr. 23). Danému kontaktu bylo potřeba zadat vlastnost, která určuje hodnotu penetrace mezi jednotlivými vrstvami na základě působícího zatížení a tuhosti. Maximální hodnota penetrace byla nastavena na 4 mm. Součinitel tření mezi zdívkou a zeminou byl uvažován  $\mu = 0,4$  dle ČSN 73 1101.

Tuhost zemin by mohla mít rozhodující význam na chování celé konstrukce. Bylo provedeno rozdělení plochy na několik „oblastí“, kde každé oblasti byly pro různé zatěžovací stavy připsány jiné vlastnosti (změna modulu pružnosti podle velikosti saturace vodou v jednotlivých oblastech). Tloušťka pružné vrstvy byla iteračně určena jako  $t = 2$  m (pro malé tuhosti docházelo při menších tloušťkách k velkému stlačení a uvažovaná tuhá vrstva pod pružnou by ovlivňovala výsledky = nemožnost dalšího stlačení).

Na (Obr. 78) lze vidět rozdělení základové půdy na jednotlivé části, kterým byl postupně měněn modul pružnosti. V dalších analýzách se vychází z tohoto modelu, kde při jednotlivých zatěžovacích kombinacích je každé vrstvě vždy připsán určitý modul pružnosti. Na (Obr. 78) jsou černě vyznačeny plochy reprezentující část zemin. Díky rozdělení do oblastí lze každé z částí zemin měnit tuhost a tím simulovat např. saturaci zemin v určitém místě, případně nastavit snížení tuhosti, kterým lze vyvodit větší sedání. I pro tento model podloží byly veškeré části seskupeny do jedné komponenty a té přiřazena vlastnosti SHARE TOPOLOGY, kontakty mezi částmi zemin není tedy potřeba definovat.



Obrázek 78 - Půdorysný pohled na model podloží, zeleně - obrys kostela, černě - vyznačeny lokální oblasti (kružnice), ve který bude měněna tuhost - ANSYS

### 4.2.3 Okrajové podmínky - zatížení konstrukce

Stálé zatížení působící na konstrukci je zatížení vlastní tíhou zdiva a tíha krovu. Zatížení vlastní tíhou se v programu zadává působícím gravitačním zrychlením (k tomu je nutné mít ke každému materiálu přiřazenou objemovou hmotnost). Zatížení krovem bylo spočteno programem Dlubal RFEM.

- **Zatížení krovem**

Krov je rozdělen na dva dilatační úseky, které spolu „nespolupůsobí“. Jedná se o krov části sedlové střechy a krov přílbovitého zakončovacího úseku nad presbytářem (dle Výk.3). Každý úsek byl tedy modelován samostatně. Stálé zatížení působící na krov bylo tvořeno vlastní tíhou a ostatním stálým zatížením střešního pláště.

Zatěžovací stav	Typ zatěžovacího stavu	Plošná hodnota char. zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
ZS1	Vlastní tíha	Dle programu pro $g = 10m/s^2$
ZS2	Střešní plášť	0,661

Tabulka 9 - Zatěžovací stavy použité při analýze krovu

Typ podlaží/konstrukce Stálé zatížení	Střešní konstrukce					
	tl. [mm]	Obj.tíha kN/m <sup>3</sup>	Zat.šířka [m]	Charak.hodnota $g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	Návrh.hodnota $g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Skládaná střešní krytina	25	25	1	0,625	1,350	0,844
Latě				0,036	1,350	0,049
				-	-	-
Suma stálého zatížení				0,661		0,892

Pozn.: Celková charakteristická hodnota zatížení se používá do výpočetního modelu (Statický výpočet - Dlubal), zaokrouhlena na

Stálé zatížení	Přepočet zatížení liniových konstrukcí na zatížení plošné						
	Průřez b x h [mm]		Obj.tíha kN/m <sup>3</sup>	Zat.šířka 1ks [m]	Charak.hodnota $g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	Návrh.hodnota $g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Latě	60	40	6	0,4	0,036	1,350	0,049

Tabulka 10 - výpočet plošného zatížení střešním pláštěm - MS Excel

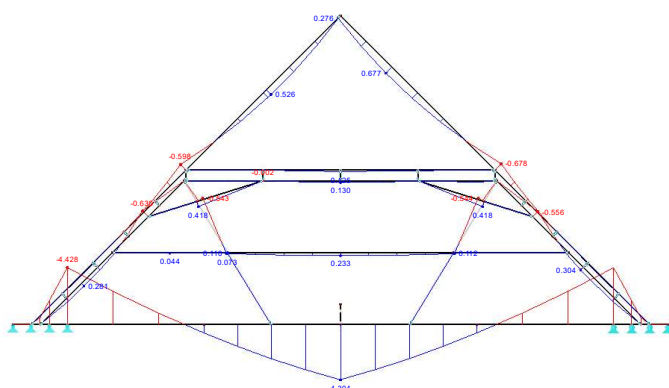
Rozměry všech prvků krovu byly přibližně převzaty podle dvou změřených hlavních a dvou jalových vazeb při průzkumu. Dle skutečně provedených spojů bylo v modelu zohledněno jejich fungování. U přílbovitě části byl postup obdobný.

Dále je souhrn jednotlivých výsledků získaných z analýzy konstrukce krovu obou částí. Zadané zatížení bylo uvažované charakteristickou hodnotou bez součinitelů bezpečnosti, aby bylo možné co nejpřesněji zjistit, zda zatížení střechou bude mít na vznik trhlin významný vliv. Zároveň nebylo uvažování s proměnným zatížením. Nebyla zohledňována relaxace jednotlivých dřevěných prvků, a pro základní model nebyly uvažovány tuhosti jednotlivých spojů. Vypočtená celková reakce od jedné jalové vazby je přibližně 2 800 kg, za celou část sedlové střechy pak 29 300 kg.

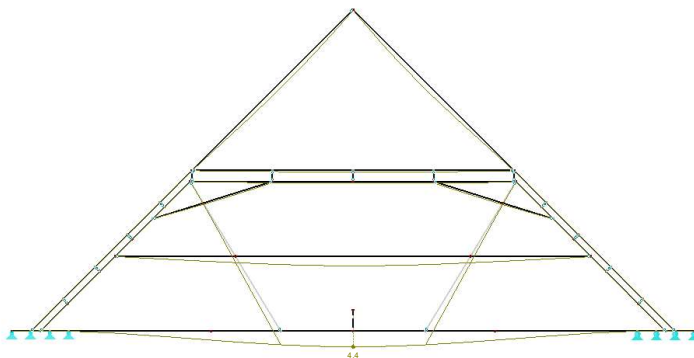


Lze si povšimnout, že při vykreslení normálových sil (Obr. 81) nepůsobí šikmý střední sloupek plné vazby v tlaku, ale je namáhán tahem (průhyb vazného trámu). Jelikož ale není proveden tahový spoj, tah se v prvku neuvažuje. V tomto případě by sloupek neplnil žádnou funkci.

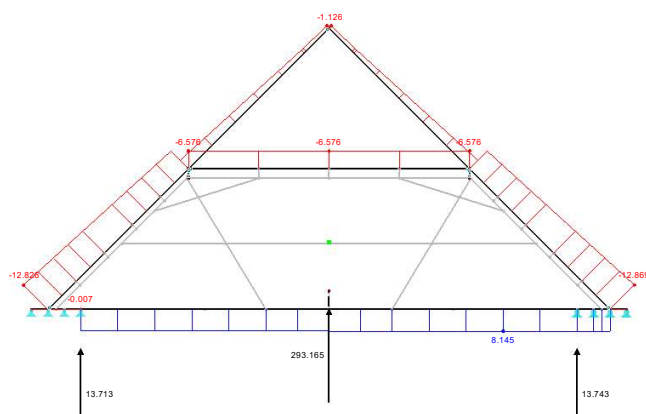
Mohla by vzniknout myšlenka, zda se neprohýbá celý krov i šikmá stolice, a tedy sloupek se bude při průhybu vaznicového styčnicku opírat do vazného trámu. To si lze ověřit vykreslením celkové deformace (Obr. 83), kde lze vidět, že celá ztužující stolice má zanedbatelný průhyb a vazný trám má průhyb největší ze všech prvků vazby, k dosednutí sloupku tedy „teoreticky“ nemůže dojít.



Obrázek 82 - Vykreslení ohybového momentu  $M$  [kNm] - plná vazba krovu - dle Dlubal RFEM [43]



Obrázek 83 - Vykreslení celkové deformace  $u$  [mm] - plná vazba krovu - dle Dlubal RFEM [43]



Obrázek 84 - Vykreslení normálové síly  $N$  [kN], reakce a výsledek reakce krovu [kN] - jalová vazba krovu - dle Dlb.

- **Statický model krovu - přilbovitá část**

Jalová vazba krovu funguje na principu krokvi začepovaných do vazných trámů. Krokve jsou osedlány na pětibokou vaznici a vzepřeny hambálkem. Hlavní vazba funguje obdobným způsobem, navíc je ztužena šikmými sloupky a vzpěrou s pásky.

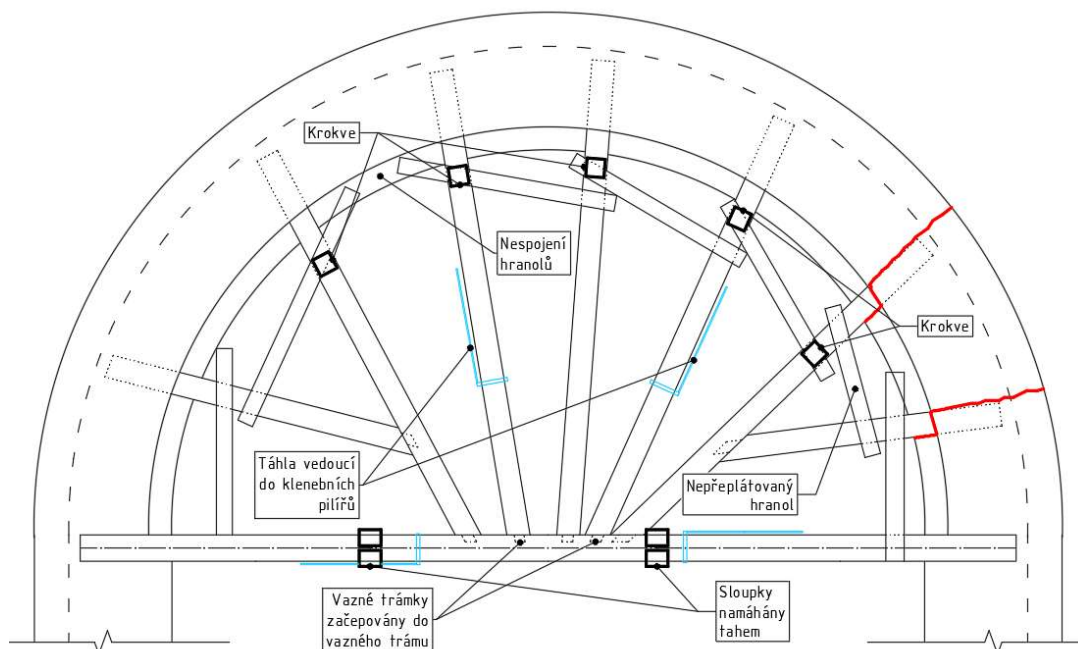
- Zajímavým konstrukčním řešením je vynesení valené klenby a půl-vrchlíku pomocí této hlavní vazby krovu. Jedná se o systém táhel zazděných do klenby a sepnutých s vazným trámem. Z důvodu většího namáhání vazného trámu jsou přítomny svislé sloupky, které pomocí ocelového opásání vynášejí vazný trám do vzpěry. Tento princip funguje vhodně za případu, kdy nedojde k průhybu vazného trámu, nebo horní vzpěry (na kterou jsou zavěšeny sloupky). Průhyb způsobí uvolnění klenebních táhel a ztrátu vynášení. Průhyb vzpěry naopak způsobí ztrátu kontaktu mezi svislými sloupky a vazným trámem (případně se prohne vazný trám a nastává stejný princip působení). Při průzkumu je viditelná oprava této vazby a především je viditelné dosednutí vazného trámu na klenbu. Ve výpočtech se proto uvažuje s více modely s vynášením klenby krovem, nebo bez vynášení.



Obrázek 85 - Systém táhel vynášející zděné klenby - vlastní foto

- Půl-kruhově sestavené krokve tvořící přilbovitý tvar vyvozují radiální vodorovné síly na nadezdívku presbytáře. Krokve jsou začepovány do půlkruhově sestavených vazných trámů (ty jsou začepovány do vazného trámu hlavní vazby). Mezivazbové krokve jsou začepovány do krátkat. K zachycení vodorovných sil je k dispozici pospojování vazných trámů pomocí přeplátovaných hranolů. Hranoly fungují v tahu a přeplátování zároveň umožňuje pro zpřesnění výpočtu uvažovat tuhost v pootočení (Obr. 86).

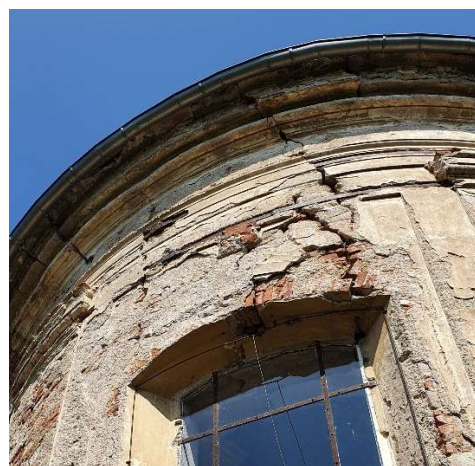
Oba systémy (překlátování, vynášení kleneb) mají pojistku v podobě vnějšího radiálního sepnutí stěn presbytáře. Jedná se o dvě ocelová táhla kotvená do hlavních pilířů (Obr. 88). Tyto pilíře spolu s hlavní klenbou tvoří vítězný oblouk a vstup do presbytáře.



Obrázek 86 - Systém překlátovaných trámů (modře naznačeny táhla nesoucí klenbu, červeně trhliny) - vlastní vk.



Obrázek 87 - Trhliny nadezdívce pokračující do stěny - pohled z krovu - vlastní foto



Obrázek 88 - Trhliny nadezdívce pokračující do stěny - pohled z exteriéru, viditelné radiální sepnutí - vlastní foto

Trhliny které se nachází v nadezdívce mohou být příčinou působení krovu. Při obhlídce jednotlivých překlátovaných trámů bylo zjištěno, že vyznačený trámeček (Obr. 86) není překlátován ale pouze zapaštěn. Tento prvek tedy nepůsobí v tahu a přenáší zatížení pouze svou rotační tuhostí v zapaštění. Při zjišťování zatížení krovem lze tedy ověřit jeho vliv na vznik trhlin.

Aby bylo možné zjistit původ těchto trhlin, je vhodné ověřit možnost, zda by vodorovné radiální zatížení z krovu nemohlo způsobit rozjetí nadezdívky a vznik trhlin. Zde je potřebné zjistit zatížení, které krov mohl vyvozovat před vznikem trhlin, tedy před všemi dosednutími, průhyby a obecnými přetvořeními. Z toho důvodu byla vymodelována přílbovitá část střechy a zjištěno zatížení, které vyvozují vazné trámký na nadezdívku. Těmito reakcemi byl poté zatěžován model v programu ANSYS a sledováno, zda jsou koncentrace napětí v souladu se stávajícími trhlínami.

Ačkoliv hlavní loď krovu se může zjednodušeně modelovat bez laťování, které slouží k uložení krytiny, v této radiální části by toto zjednodušení mohlo znamenat chybu v určení vodorovných reakcí. Laťování stejně jako vazné trámký tvoří radiální sepnutí krovu. Pro jeden z modelů, ve kterém se uvažuje laťování se počítá s tuhostí hřebíkového spoje, která byla vypočtena pomocí ČSN EN 1995-1-1 s výpočtem tuhosti  $K_{ser}$  dle následujících parametrů:

Typ spoj. prostředku	Hřebíky, $\varnothing \cong 3,5 \text{ mm}$
Charakteristika spoje	Jednostřížný spoj dřevo - dřevo
Objemová hmotnost dřeva	$\rho \cong 350 \text{ kg/m}^3$
Rovnice modulu prokluzu	$K_{ser} = \rho^{1,5} \cdot d^{0,8} / 30$
Spočtený modul prokluzu	$K_{ser} = 595 \text{ N/mm} = 0,595 \text{ MN/m}$
<i>Tabulka 11 - určení modulu prokluzu <math>K_{ser}</math></i>	

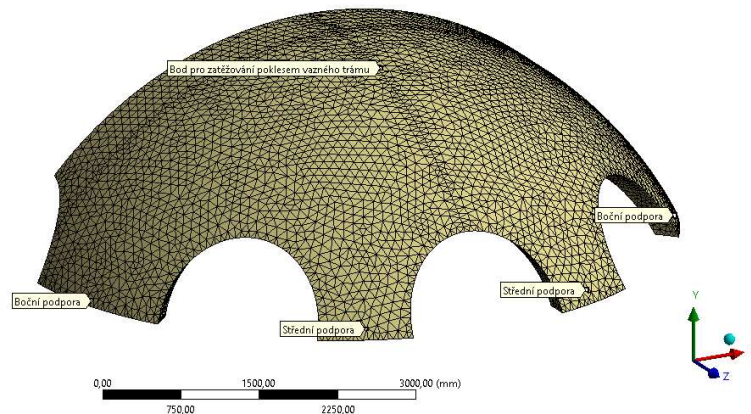
Další tuhost, která se v modelu uvažuje je tuhost v natočení přeplátovaných trámečků. Zde byla velmi zjednodušeně převzata hodnota z velmi podobného typového modelu, kde byla tuhost experimentálně zjišťována dle [28]. Tuhost v natočení se tedy pro spoj vazný trámeček - trámeček uvažuje  $k = 0,5 \text{ MNm/rad}$ .

Modelovány byly dva zatěžovací stavy, jeden, který vyvozuje největší vodorovné zatížení na nadezdívku a druhý, který se snaží vystihnout co nejreálnější působení. Zat.stavy jsou:

- 1) Model krovu bez ztužení latěmi se zatížením klenebními táhly
- 2) Model krovu se ztužením latěmi se zatížením klenebními táhly

Aby se dala uvažovat zatížení z vynášených táhel vazným trámem, je nutné znát síly, které klenby vyvozují. Pro tuto část analýzy byl vytvořen „zjednodušující model“ části klenby, kterou by vazný trám mohl teoreticky vynášet. (Obr. 89). Táhla v tomto případě nebyla modelována, ale zjednodušeně byl model pouze podepřen (v částech pat lunet) a reakce použity na zatížení vazného trámu. Mezi lunetami jsou místa, kde procházejí táhla

z krovu. Zatížení klenby bylo uvažováno pouze vlastní tíhou. Materiálové vlastnosti modelu klenby byly použity pro nelineární zdívo (Tab. 6).



Obrázek 89 - Model zděné klenby tvořící stropní konstrukci kněžiště (natočený souř. systém ve vrcholu) - ANSYS

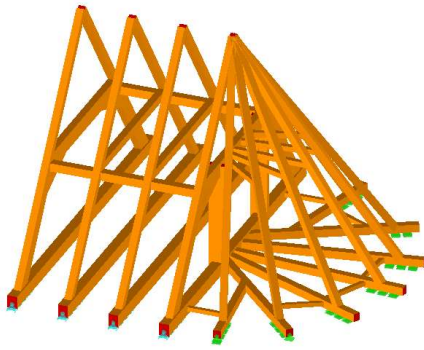
Předpokladem je, že táhlo přebírá sílu složenou z vodorovné a svislé složky reakce klenby - stření a boční podpory. Tyto dvě síly tvoří rovinu ve které se táhlo nachází (Tab. 12). Účelově byl proto pro každou reakci vytvořen natočený souřadný systém, kde osy Y, Z tvoří právě rovinu jednotlivých táhel. Složka reakce ve směru X bude zanedbána. (Výslednice obou složek se zjednodušeně uvažuje jako velikost síly, která se bude táhlem přenášet - z hlediska geometrie by se síla mohla lišit - úhel sklonu táhel nebyl měřen, podobá se nicméně sklonu klenby (obr z Tab. 12))

	Reakce [kN]:	Y	X	Z	F <sub>v</sub>
	7,33	4,26	2,79	7,84	
	33,9	7,34	28,5	44,3	

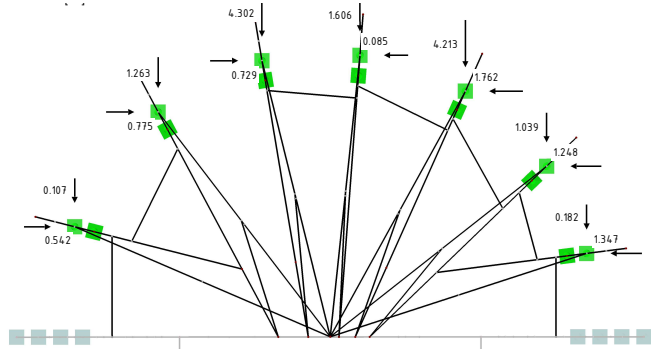
Tabulka 12 - Zjištění normálových sil působících v táhlech

Na následujících schématech (Obr. 90 - 95) je možné vidět vytvořené modely a také zjistit reakce od zatížení přílbovité části krovu vlastní tíhou, tíhou střešního pláště a tíhou vynášené části klenby. Pro analýzu možného vzniku naznačené trhliny (Obr. 86) byl jako další zatěžovací model zvolen typ, kdy vodorovné podepření jednotlivých trámků bude uvažováno pouze na jednom trámku (konkrétně u trámku s nepřeplátovaným trámečkem). Smyslem tohoto stavu je vytvořit působení, kdy se celý krov vlivem radiálního rozjždění opře pouze do jedné konkrétní podpory (Obr. 92).

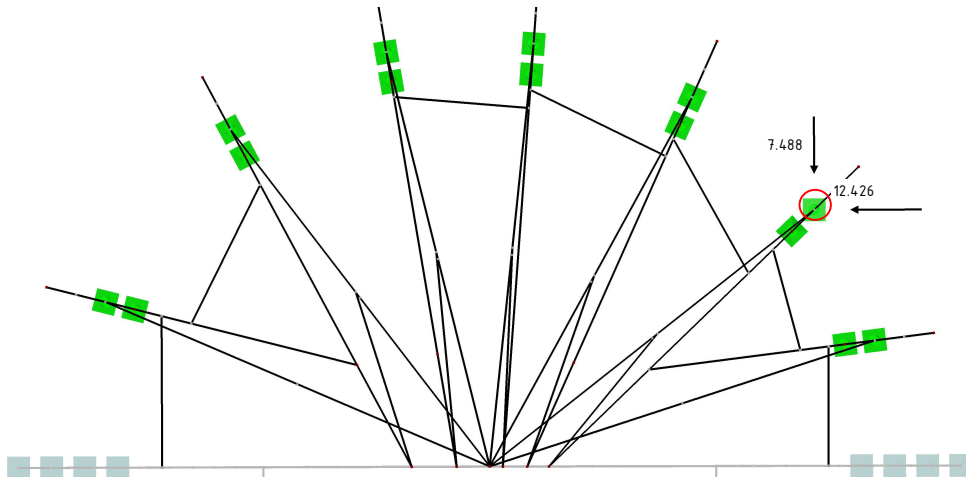




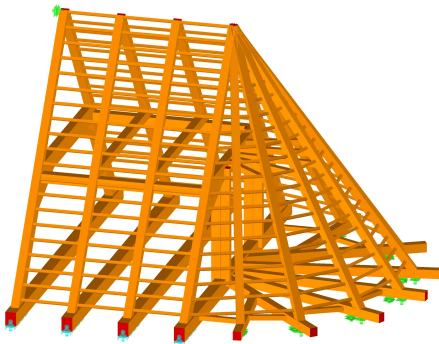
Obrázek 90 - Celkový 3D model přílbovitě části krovu - Dlubal RFEM [43]



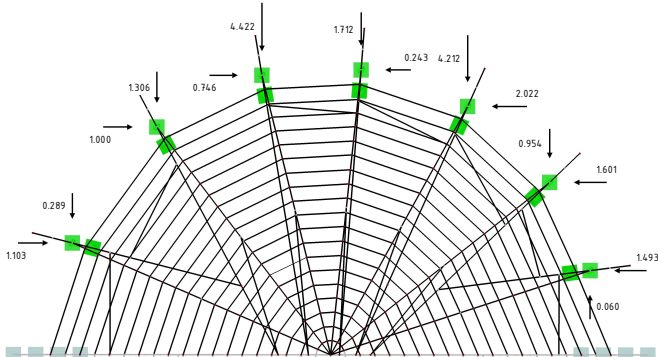
Obrázek 91 - Vodorovné reakce krovu na nadezdívku (celkové podepření vazných trámů) - Dlubal RFEM [43]



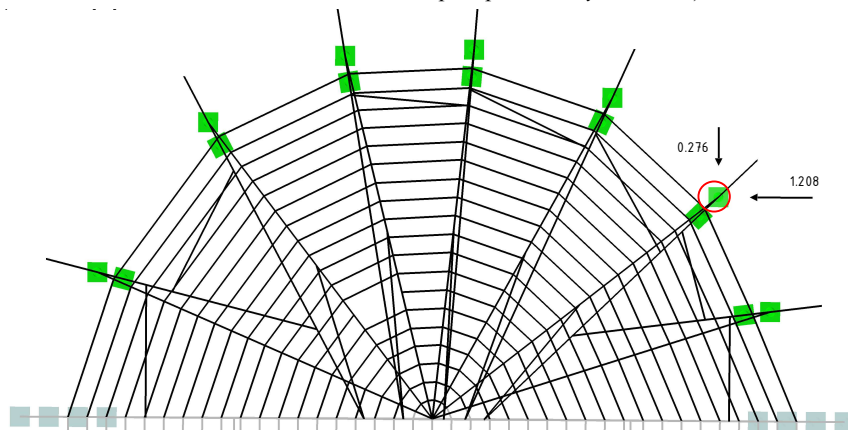
Obrázek 92 - Vodorovné reakce krovu na nadezdívku (podepření jednoho vazného trámku - červ.) - Dlubal RFEM



Obrázek 93 - Celkový 3D model přílbovitě části krovu s laťováním - Dlubal RFEM



Obrázek 94 - Vodorovné reakce krovu na nadezdívku (celkové podepření vazných trámů) - Dlubal RFEM



Obrázek 95 - Vodorovné reakce krovu na nadezdívku (podepření jednoho vazného trámku - červ.) - Dlubal RFEM

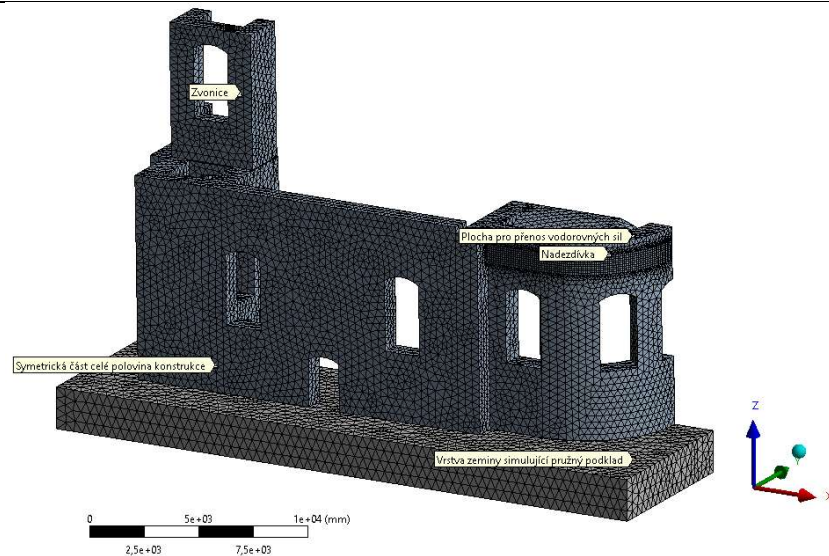
#### 4.2.4 Analýza trhlin při působení krovu

Vypočtené charakteristické hodnoty reakcí dle programu Dlubal RFEM byly použity jako zatížení modelu symetrické poloviny celého kostela. Sledováno bylo především chování nadezdívky v části, kde trhliny vznikly ve skutečnosti. Vykreslená napjatost bude tedy analyzována v části presbytáře. Na (Obr. 97) je možné sledovat zatížení pro jeden zatěžovací stav. Na daném modelu se s tímto obdobným typem zatěžování bude pracovat i nadále, zjednodušeně již budou sepsány pouze typy zatížení a jejich velikosti)

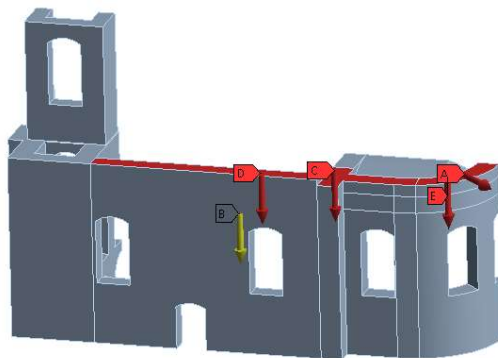
Použité zatížení a vlastnosti pro model s neztuženou radiální částí latěmi.

Vlastnost:	Hodnota:
Svislé zatížení - krov hlavní lodi (D+C)	celkově 143 kN
Svislé zatížení - krov přílbovitá část (E)	celkově 65 kN
Lokální vod. zatížení - krov přílbovitá část (A)	$F_y = -12,43$ ; $F_x = 7,49$ kN
Modul pružnosti celého podloží	$E = 50$ MPa

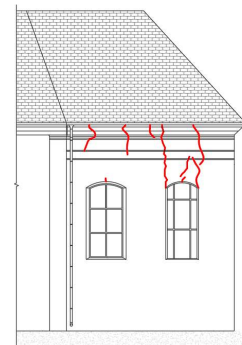
*Tabulka 13 - Hodnoty zatížení a vlastnosti použité k analýze dané konstrukce k určení příčin jejího porušení*



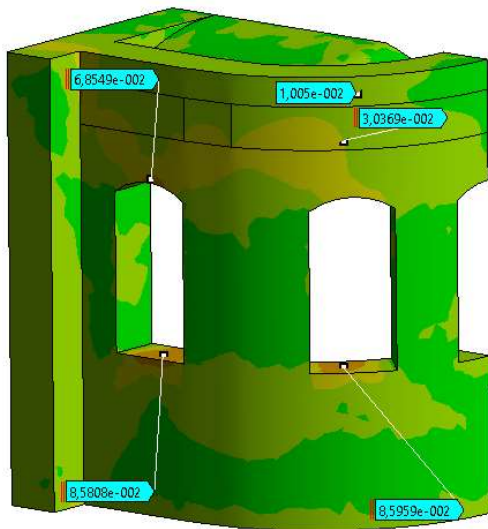
Obrázek 96 - Model symetrické poloviny celé konstrukce kostela - ANSYS



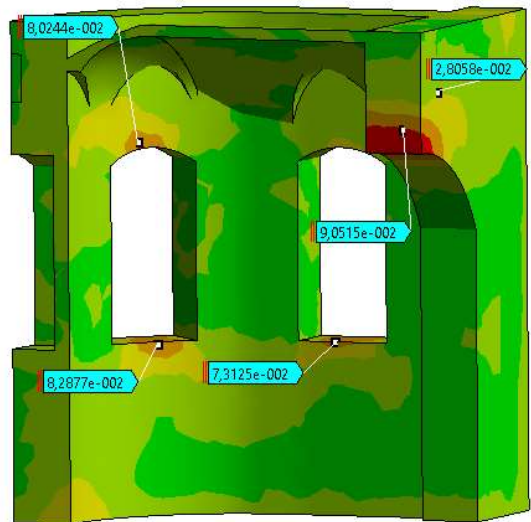
Obrázek 97 - Model s aplikovaným zatížením - ANSYS



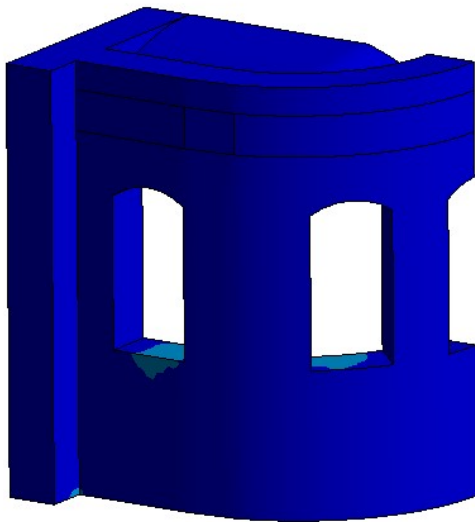
Obrázek 98 - Hledané rozptřeni trhlin - vl.výkr.



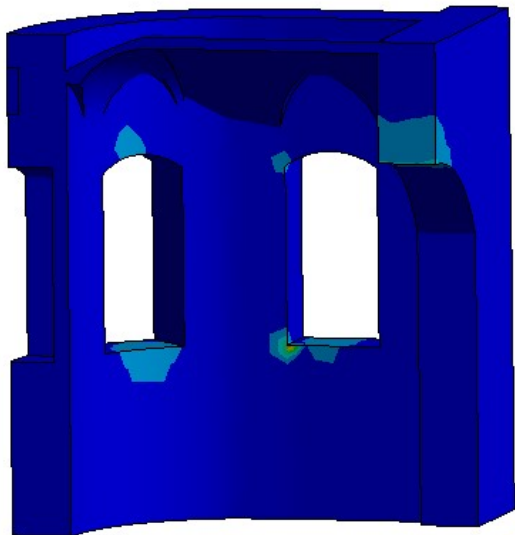
Obrázek 99 - Hlavní tahové napětí [MPa] - Zatížení krovem (vnější část presbytáře) - ANSYS



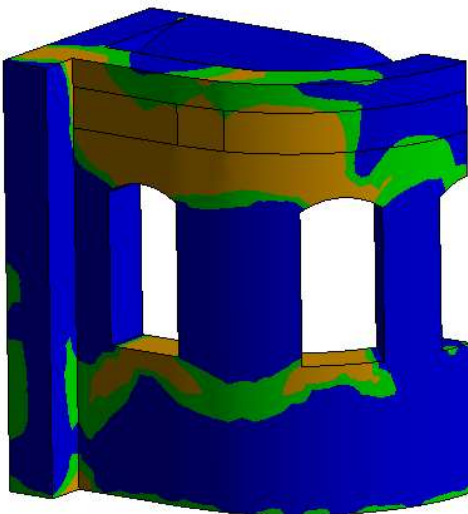
Obrázek 100 - Hlavní tahové napětí [MPa] - Zatížení krovem (vnitřní část presbytáře) - ANSYS



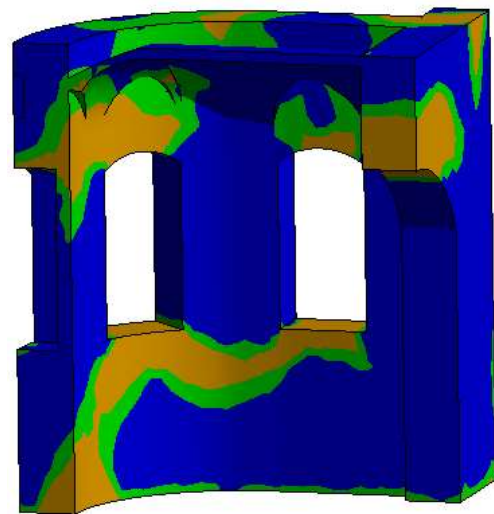
Obrázek 101 - Plastické přetvoření - Zatížení krovem (vnější část presbytáře) - ANSYS



Obrázek 102 - Plastické přetvoření - Zatížení krovem (vnitřní část presbytáře) - ANSYS



Obrázek 103 - Bezpečnostní faktor zobrazující místa, kde napětí v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - ext.



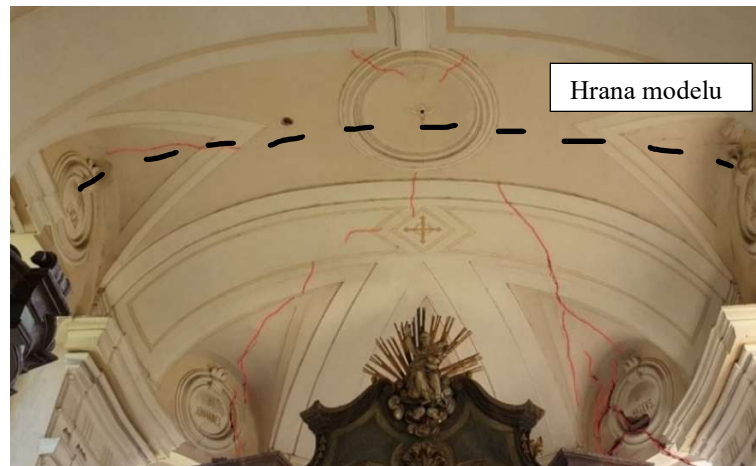
Obrázek 104 - Bezpečnostní faktor zobrazující místa, kde napětí v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - int.

Z výsledků této analýzy, kde hlavní efekt působení mělo zatížení vlastní tíhou a zatížení krovem, nedostáváme extrémní napjatostní stavy nad okenními překlady, případně v nadezdívce presbytáře. Z tohoto důvodu se jeví vznik trhlin od působení krovu jako málo pravděpodobný. Zároveň by reálnější zatížení bylo ještě více zmenšené v důsledku ztužení krovu pomocí latí.

Velké špičky napětí můžeme ale pozorovat na jiných místech a najít podobnosti s reálným porušením konstrukce. Velký vliv, který se podílí na této podobné napjatosti má vlastní tíha konstrukce a již zmíněná tuhost podloží. Lokální změna tuhosti podloží bude mít vliv na chování celé konstrukce a tedy i možný vliv na vznik trhlin v nadezdívce. Pokud se vhodně vystihne chování určité části konstrukce (a podaří se zjistit, jakým způsobem se část konstrukce deformuje), bude poté jednodušší poznat typ porušení a vhodně zatížit celou konstrukci. Pokud tedy použijeme jen část modelu celé konstrukce, tedy konkrétní úsek, můžeme zkoumat, jaká deformace, případně zatížení způsobí vznik konkrétních trhlin. Z tohoto důvodu byla již vymodelovaná část klenby nad presbytářem použita pro samostatnou analýzu trhlin, zatěžována různými stavy.

#### 4.2.5 Analýza trhlin v klenbách

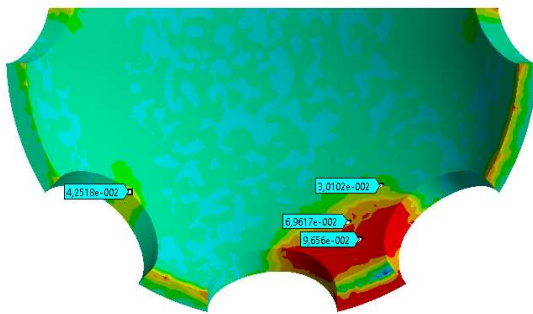
Aby se snížil výpočetní čas při analýze celého modelu konstrukce, byl pro začátek použit model zděné klenby. Na klenbě byl hledán účinek zatížení, kterým se vytvoří systém trhlin, který je možné nalézt na fotografii stávajícího stavu. Nalezením vlivu, který vyvolá stejné trhliny pomůže při analýze celkové konstrukce, například při určování tuhosti podloží. Výsledek této analyzované části bude brán v potaz při dalších krocích celkové analýzy konstrukce. Uvažuji model (Obr. 89) a zatížení posunem vyznačených podpor.



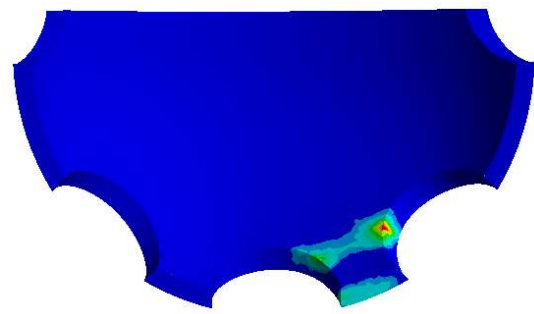
Obrázek 105 - Analyzované trhliny v klenbě - stávající stav - vlastní foto

Zatěžovací stavy zkoušené a zároveň analyzované na konstrukci byly následující:

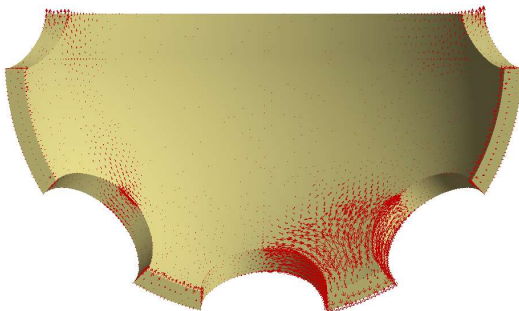
##### A. Postupný pokles jednotlivých podpor (zjednoduš. ukázka jen jedné podpory)



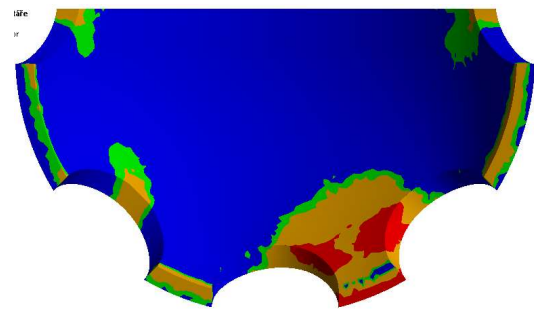
Obrázek 106 - Hlavní tahové napětí [MPa] - Příklad A - pokles střední pravé podpory - ANSYS



Obrázek 107 - Plastické přetvoření - Příklad A - pokles střední pravé podpory - ANSYS

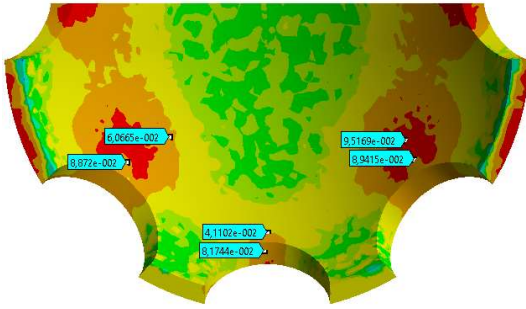


Obrázek 108 - Vykreslení trajektorií hlavních tahů Příklad A - pokles střední pravé podpory - ANSYS

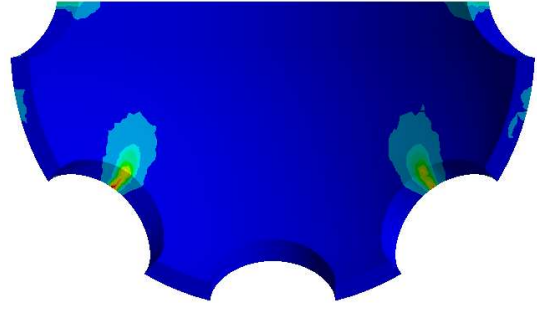


Obrázek 109 - Bezpečnostní faktor zobrazující místa, kde napětí v tahu překročí mez pevnosti (červeně) - Příklad A - pokles střední pravé podpory - ANSYS

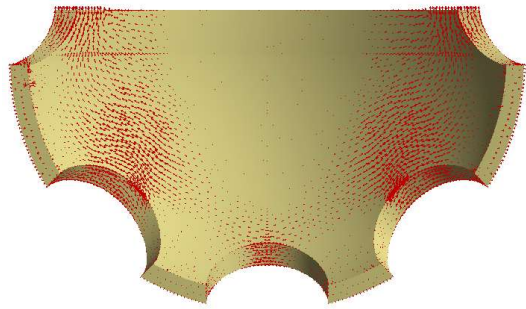
B. Vodorovný posun středních podpor, vodorovný a svislý posun bočních podpor



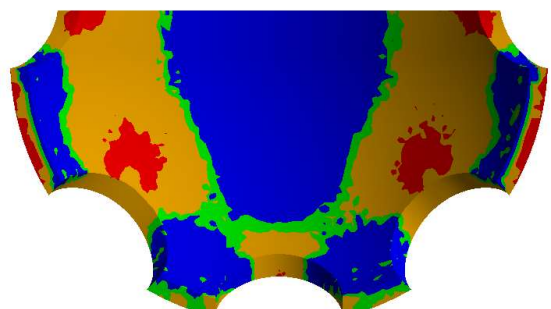
Obrázek 110 - Hlavní tahové napětí [MPa] - Příklad B



Obrázek 111 - Plastické přetvoření - Příklad B

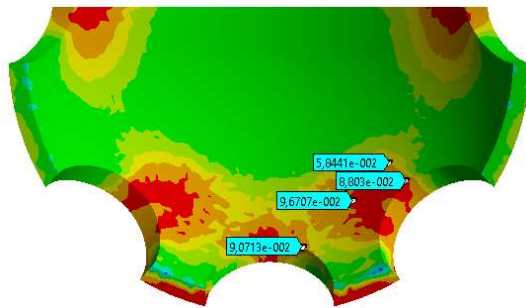


Obrázek 112 - Vykreslení trajektorií hlavních tahů  
Příklad B



Obrázek 113 - Bezpečnostní faktor zobrazující místa,  
kde napětí v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - Příklad  
B

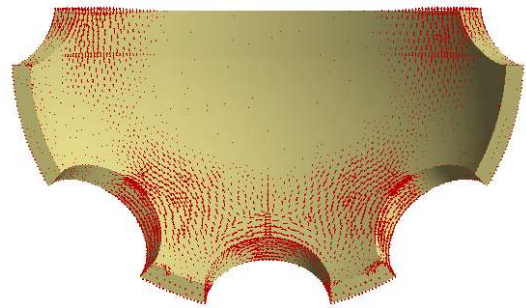
C. Vodorovný posun bočních podpor a vodorovný + svislý posun středních



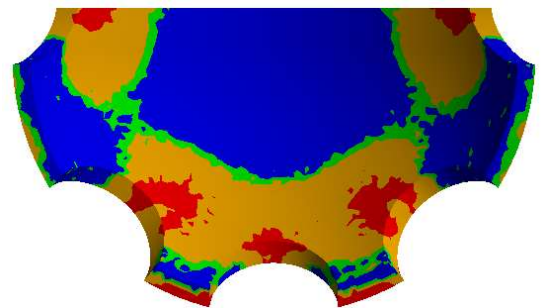
Obrázek 114 - Hlavní tahové napětí [MPa] - Příklad C



Obrázek 115 - Plastické přetvoření - Příklad C

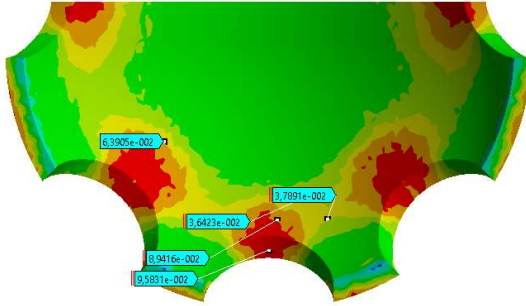


Obrázek 116 - Vykreslení trajektorií hlavních tahů  
Příklad C

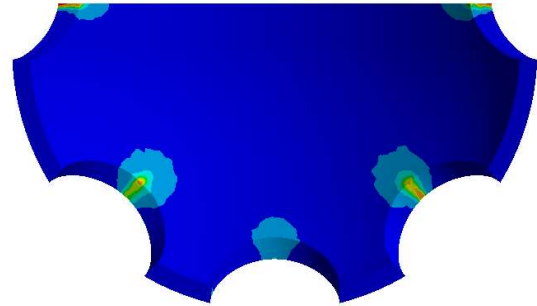


Obrázek 117 - Bezpečnostní faktor zobrazující místa,  
kde napětí v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - Příklad  
C

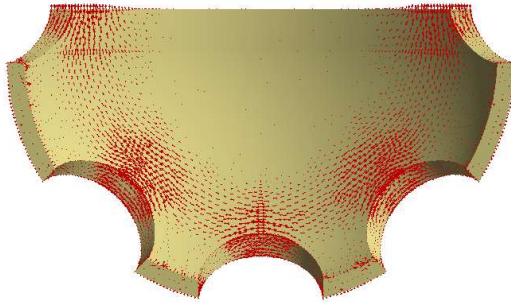
#### D. Radiální vodorovný posun podpor („rozjždění klenby“)



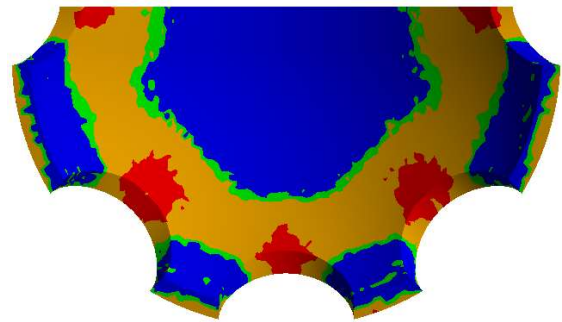
Obrázek 118 - Hlavní tahové napětí [MPa] - Příklad D



Obrázek 119 - Plastické přetvoření - Příklad D

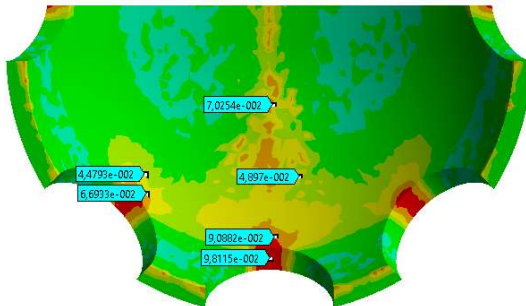


Obrázek 120 - Vykreslení trajektorií hlavních tahů  
Příklad D

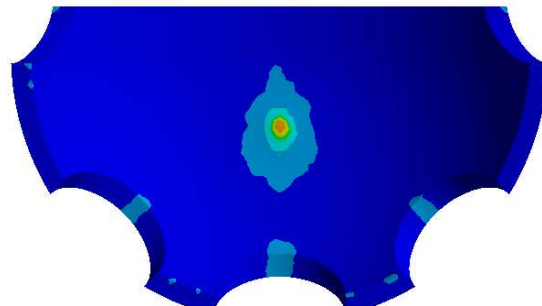


Obrázek 121 - Bezpečnostní faktor zobrazující místa, kde napětí v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - Příklad D

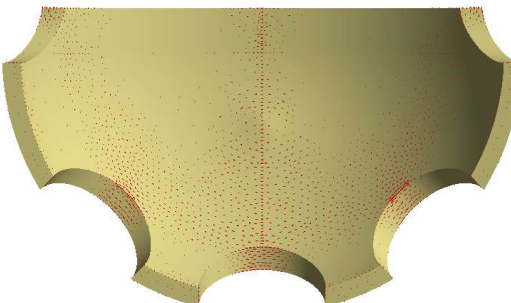
#### E. Zatížení vyvolané průhybem vazného trámu krovu - celkové podepření



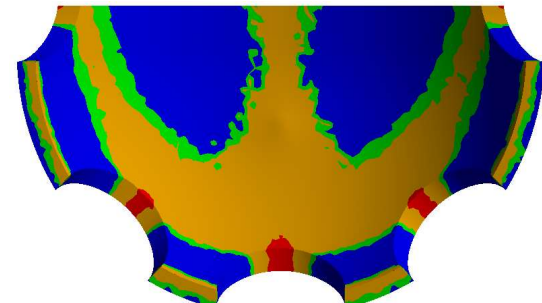
Obrázek 122 - Hlavní tahové napětí [MPa] - Příklad E



Obrázek 123 - Plastické přetvoření - Příklad E

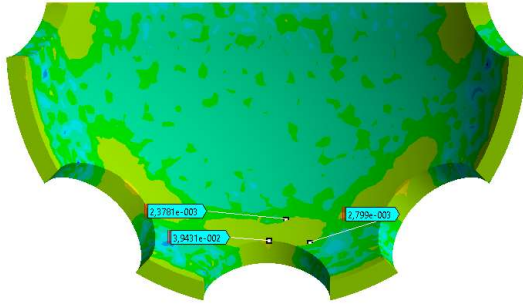


Obrázek 124 - Vykreslení trajektorií hlavních tahů  
Příklad E

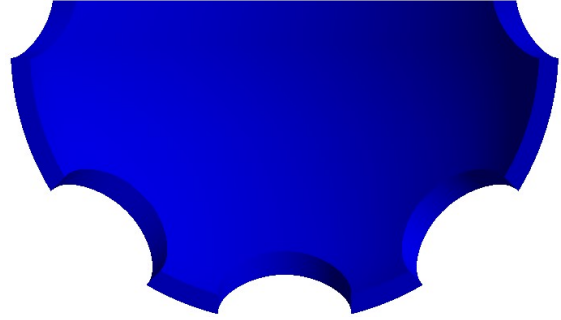


Obrázek 125 - Bezpečnostní faktor zobrazující místa, kde napětí v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - Příklad E

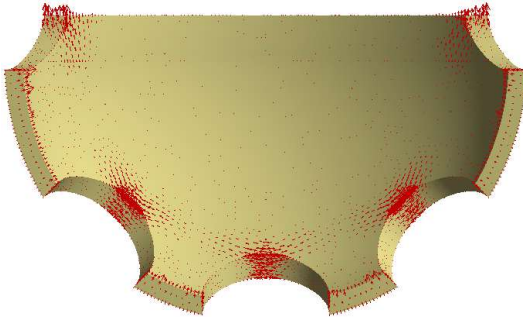
F. Celkově podepřený stav - zatížení vlastní tíhou



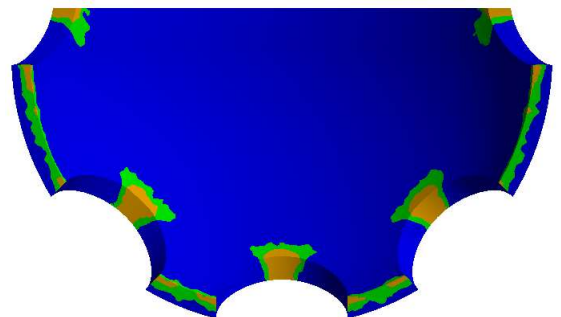
Obrázek 126 - Hlavní tahové napětí [MPa] - Příklad F



Obrázek 127 - Plastické přetvoření - Příklad F

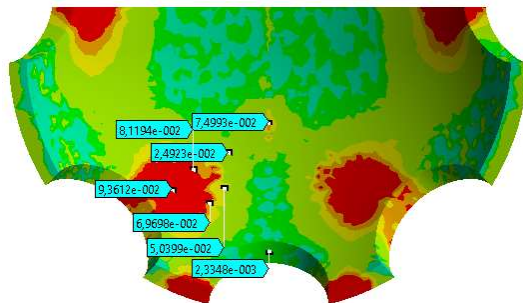


Obrázek 128 - Vykreslení trajektorií hlavních tahů Příklad F

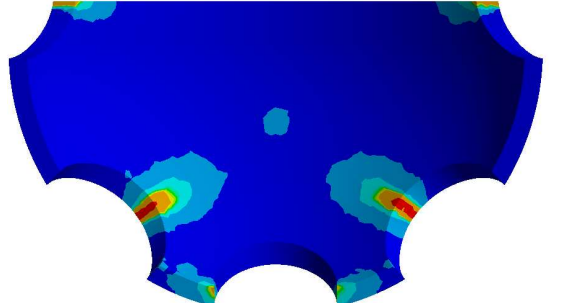


Obrázek 129 - Bezpečnostní faktor zobrazující místa, kde napětí v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - Příklad E

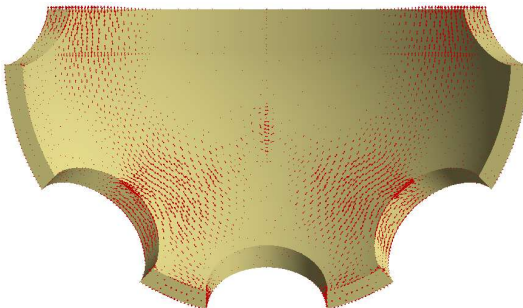
G. Pokles středních podpor a rozjetí všech podpor, zatížení od krovu



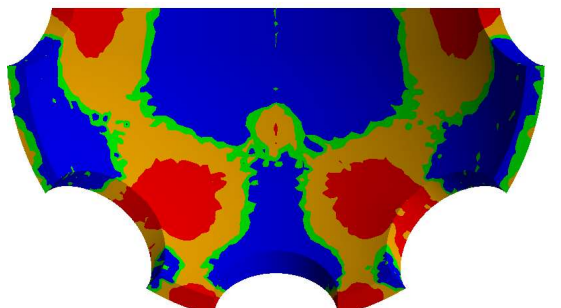
Obrázek 130 - Hlavní tahové napětí [MPa] - Příklad G



Obrázek 131 - Plastické přetvoření - Příklad G



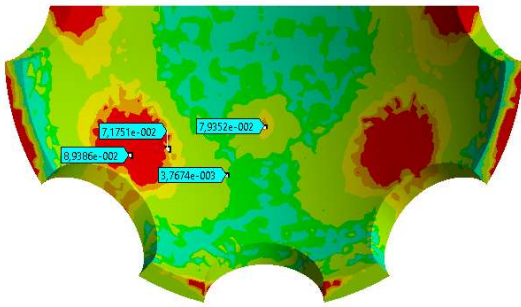
Obrázek 132 - Vykreslení trajektorií hlavních tahů Příklad G



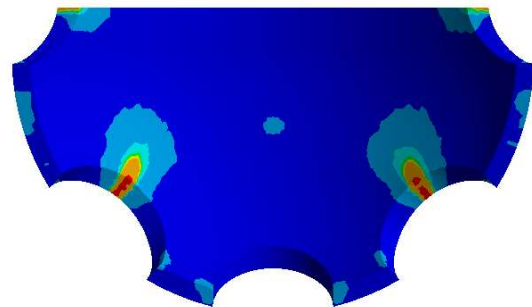
Obrázek 133 - Bezpečnostní faktor zobrazující místa, kde napětí v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - Příklad E



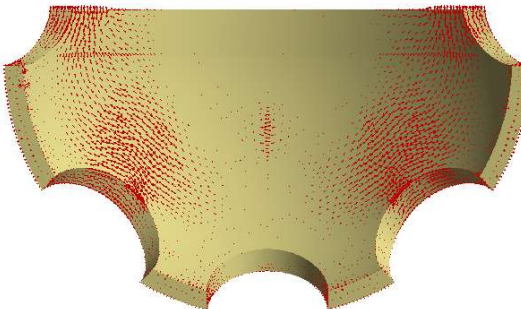
H. Pokles bočních podpor a rozjetí všech podpora, zatížení od krovu



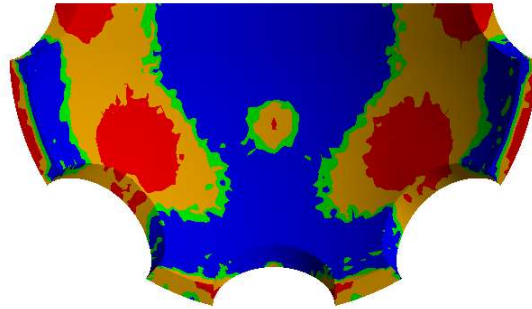
Obrázek 134 - Hlavní tahové napětí [MPa] - Případ H



Obrázek 135 - Plastické přetvoření - Případ H



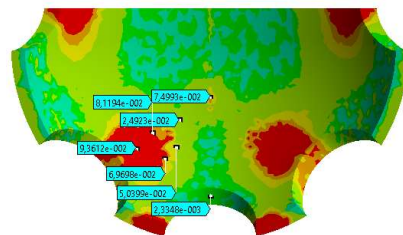
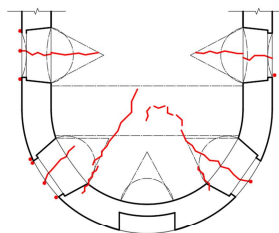
Obrázek 136 - Vykreslení trajektorií hlavních tahů - Případ H



Obrázek 137 - Bezp.faktor zobrazující místa, kde napětí v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - Případ H

Každý z analyzovaných stavů byl porovnán se stavem stávajícím. Příčině vzniku nynějších trhlin se nejvíce podobají typy zatěžování E, G a H. Všechny tři stavy mají společné zatížení vlastní tíhou a zatížení krovem. Stav E by bylo v realitě složitější vyvodit, průhyb vazného trámu by totiž vyvolal i uvolnění klenebních táhel, tedy by mohlo dojít k rozjetí klenby a nastal by stav G, nebo H. Stav G a H je dost podobný, pokud ale více prozkoumáme sklon trhlin, můžeme dojít k závěru, že největší podobnost se stávajícím stavem má zatěžovací stav G (V tomto stavu vznikají špičky napětí také ve středních pilířích z důvodu umístění tuhé podpory - tato napětí jsou vyvolána nekonečně tuhým podepřením).

**Trhliny v půl vrchlíku klenby nad presbytářem vznikly pravděpodobně vlivem poklesu středních pilířů, radiálního rozjetím klenby, působením vlastní tíhy a působením zatížení z krovu vlivem průhybu vazného trámu, který se do klenby opřel. Z těchto závěrů lze usuzovat, že klenební táhla již nejsou tedy aktivní.**



Obrázek 138 - Výsledné srovnání skutečných trhlin a teoretického stavu napjatosti (vlevo - přibližně zkruslené trhliny v klenbě, vpravo - teoretický napjatostní stav - hl. napětí v tahu [MPa] - zatěžovací stav G)

#### 4.2.6 Analýza trhlin v části tribuny a zvonice

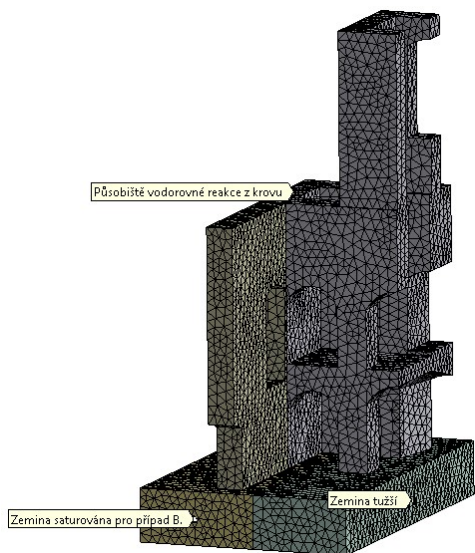
Dle fotografické dokumentace ze stavebně-technického průzkumu nenastává v této oblasti žádné větší přetvoření, které by signalizovalo velké namáhání konstrukce. Jediné viditelné trhliny, které byly v této části nalezeny, jsou svislé trhliny v horních rozích části tribuny. Pro tuto analýzu byly zkoumány tři zatěžovací stavy, které by mohly způsobit toto přetvoření. Při tvoření zatěžovacích stavů byla uvažována následující hlavní myšlenka, jakým způsobem mohou vzniknout svislé trhliny pouze v horní části. Jako možnost se naskytá sedání základů (viditelné vlhkostní mapy), anebo vznik trhlin vlivem vodorovných sil z krovu. Krov již v této oblasti netvoří systém ležatých stolic, má nicméně v této oblasti systém ocelových táhel stabilizující krokve. Při rekonstrukci mohlo teoreticky dojít k jejich doplnění, dříve být nemusela. Další z možností, díky které by táhla neplnila funkci stažení, by mohla být degradace prvku, ke kterému je táhlo přikotvené, případně jeho možný posun. V tomto případě by se mohlo jednat o posunu vazného trámu (Obr. 141) a tedy by došlo k uvolnění táhla.



Obrázek 139 - Analyzované trhliny - část tribuny - vlastní foto

Zatěžovací stavy zkoušené na této části konstrukce byly následující:

- A. Snížení tuhosti základové půdy do poloviny tloušťky nosné podélné zdi (vytvoření „pootočení“ konstrukce)
- B. Snížení tuhosti základové půdy pro celou podélnou zeď a pro část příčné zdi tribuny (hlavní pilíř nedotčen) - vytvoření „většího“ pootočení celé podélné stěny.
- C. Vodorovná reakce z krovu. V této části není systém vazných trámů, pokud by byla špatně provedena fixace pozednice, může krov působit vodorovným zatížením na nadezdívku.

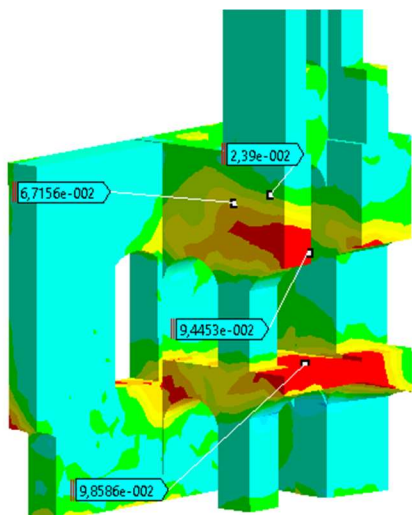


Obrázek 140 - Symetrický model poloviny tribuny

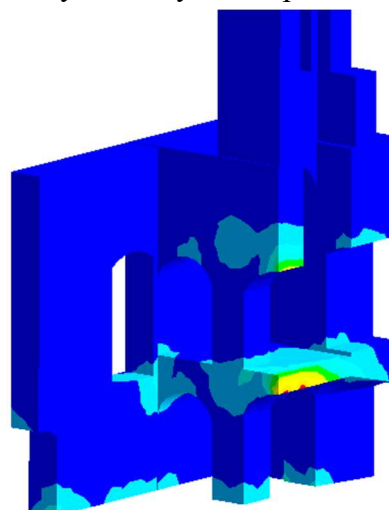


Obrázek 141 - Zachytávání vodorovné síly z krovu (degradace zhlaví VT) - vlastní foto

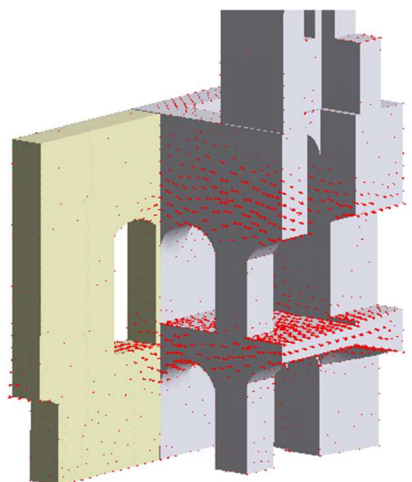
A. Snížení tuhosti základové půdy do poloviny tloušťky nosné podélné zdi



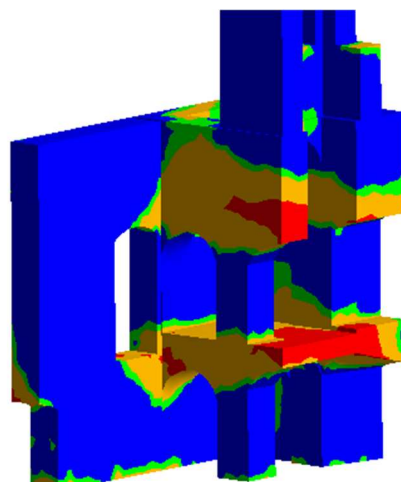
Obrázek 142 - Hlavní tahové napětí [MPa] - Příklad A



Obrázek 143 - Plastické přetvoření - Příklad A

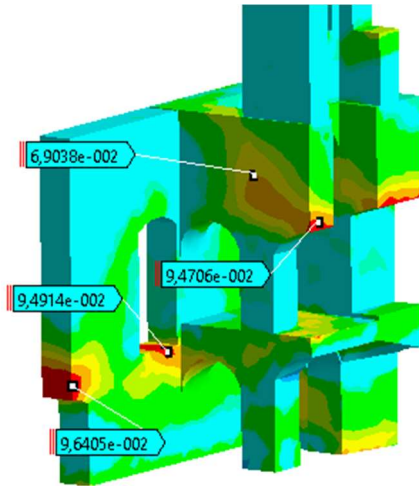


Obrázek 144 - Vykreslení trajektorií hlavních tahů Příklad A

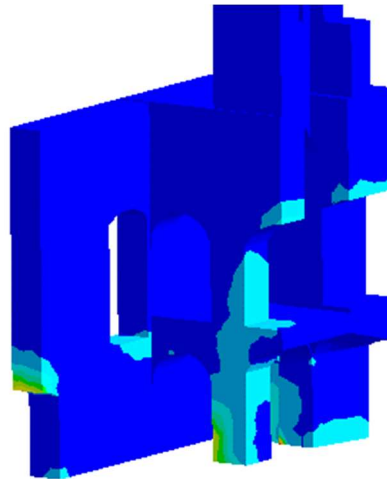


Obrázek 145 - Bezp.faktor zobrazující místa, kde napětí v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - Příklad A

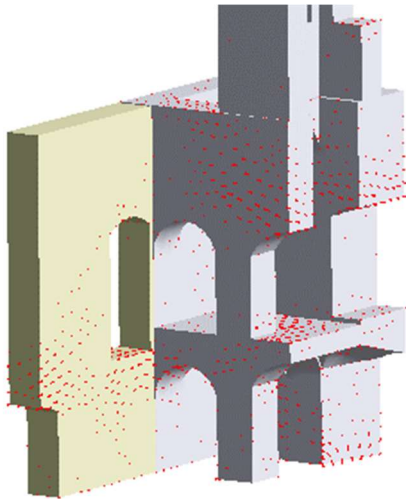
## B. Snížení tuhosti základové půdy pro celou podélnou zeď



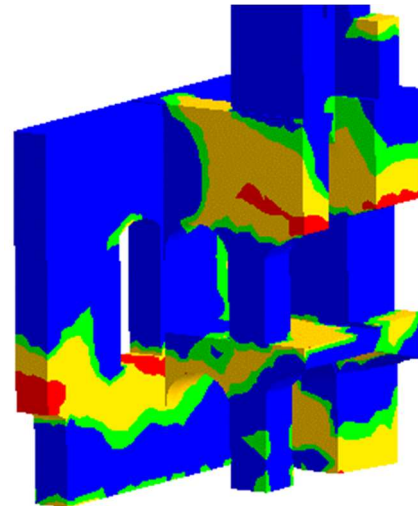
Obrázek 146 - Hlavní tahové napětí [MPa] - Příklad B



Obrázek 147 - Plastické přetvoření - Příklad B

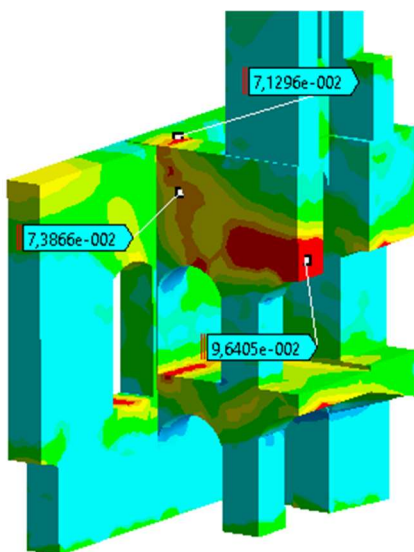


Obrázek 148 - Vykreslení trajektorií hlavních tahů  
Příklad B

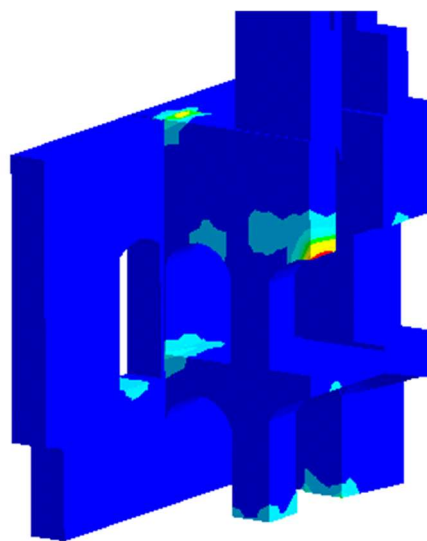


Obrázek 149 - Bezp.faktor zobrazující místa, kde napětí  
v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - Příklad B

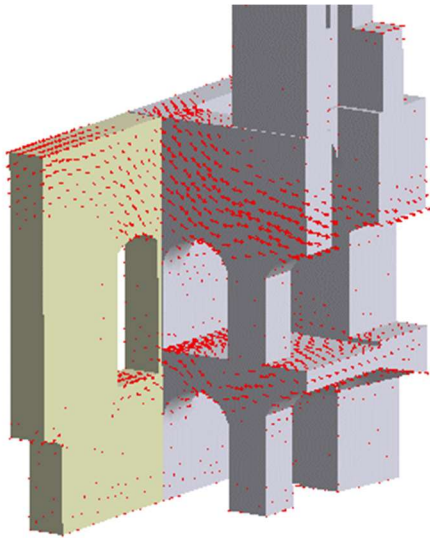
## C. Působení krovu



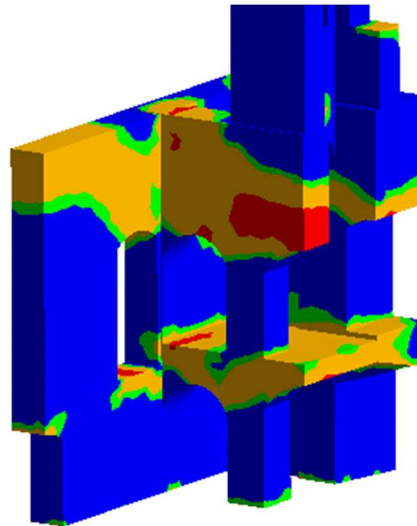
Obrázek 150 - Hlavní tahové napětí [MPa] - Příklad C



Obrázek 151 - Plastické přetvoření - Příklad C



Obrázek 152 - Vykreslení trajektorií hlavních tahů  
Případ C



Obrázek 153 - Bezp.faktor zobrazující místa, kde napětí  
v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - Případ C

Ze zatěžovacích stavů lze vysledovat, že větší přetvoření ve sledované oblasti trhlin vznikne pouze od zatěžovacího stavu C a tedy pravděpodobně od vodorovného zatížení krovem, zatížení nebylo ale podrobně počítáno, a tento zatěžovací stav byl vyvolán vodorovným posunem 1 mm. Zároveň můžeme pozorovat vznik větších tahových napětí v místech vrcholů kleneb. Vždy ale velmi záleží, jaká je lokální skutečná pevnost v dané oblasti. Jelikož trhliny na konstrukci v této oblasti viditelné nejsou. Nabízí se možnost, že by trhliny v rozích byly způsobeny jinou příčinou, nebo možnost, že zdivo v oblasti kleneb má jiné pevnosti, případně jinou lokální geometrii, kterou nepostihne geometrická homogenizace celé konstrukce.

**Pro tyto analyzované stavy trhliny v horních rozích části příčné tribuny pravděpodobně vznikly vlivem vodorovného zatížení přenášejícího se z krokví, které v této části konstrukce již nemají příčné vazby a nejsou uloženy na vazné trámy, ale na nadezdívku. Proti vodorovnému posunu jsou krokve sepnuty ocelovými táhly. Táhla jsou z druhé strany uchycena k vazným trámům, ty ale nejsou drženy ve směru vodorovných sil. Tato příčina může být zároveň způsobena současným působením obou případů, tzn. sedáním a zatížením krovem. K zjištění skutečného stavu by byl potřeba důkladnější průzkum v místech tribuny, kde není umožněn jednoduchý přístup.**

Jako další z možných stavů se nabízí, že by trhliny nemuseli být statické ale vlivem zatékání (v místech patrné vlhkostní mapy) by mohlo dojít k rozpraskání omítky.

#### 4.2.7 Analýza trhlin vítězného oblouku

Další částečná analýza je analýza vítězného oblouku. Při analýze, kde se provádělo ověření, zda vodorovné radiální síly z krovu nemohou způsobit velká napětí v nadezdívce (kap.4.2.4), si je možné povšimnout, že na oblouku vznikají velká napětí už při pouhém působení vlastní tíhy. Tento efekt je dán především geometrií konstrukce. Táhla v oblouku, která zajišťují přenos vodorovných sil jsou umístěna příliš vysoko a dochází k vybočení hlavních pilířů přibližně v polovině jejich výšky. Klenba nemá trhlinu pouze ve vrcholu a pod přibližným úhlem  $120^\circ$ , ale i systém diagonálních trhlin na styku s valenou klenbou (Obr. 155). Na modelu bude podrobněji ukázán vliv vlastní tíhy a tíhy krovu na přetvoření vítězného oblouku.

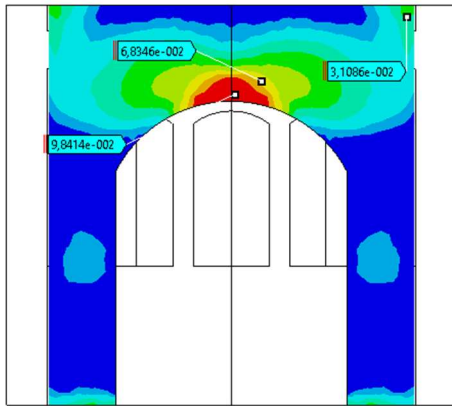


Obrázek 154 - Pohled na trhliny ve vítězném oblouku - vlastní foto

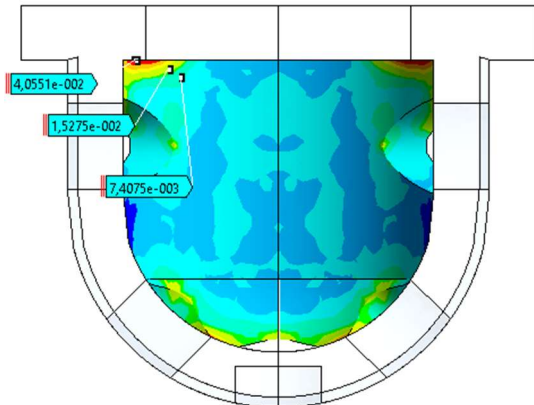


Obrázek 155 - Pohled na trhliny na styku oblouk - valená klenba - vlastní foto

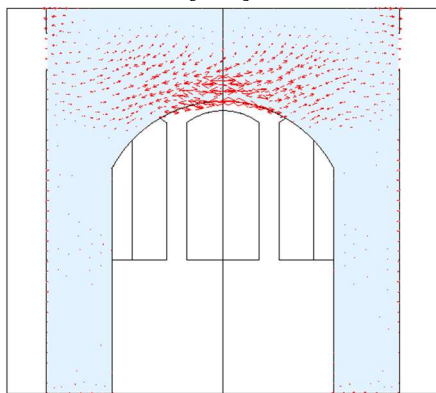
## Působení vlastní tíhy a svislé reakce z krovu



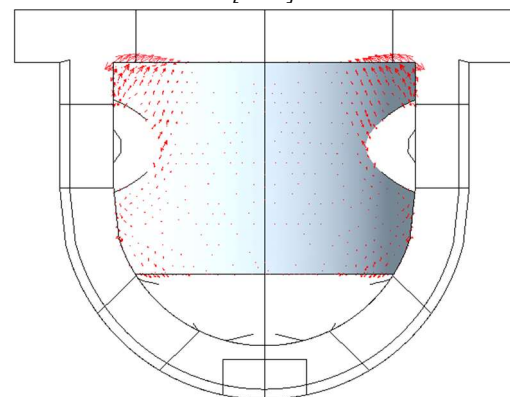
Obrázek 156 - Hlavní tahové napětí - pohled na oblouk [MPa]



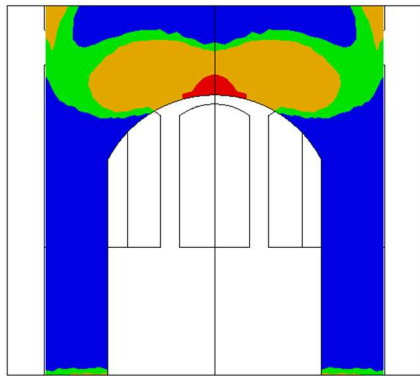
Obrázek 157 - Hlavní tahové napětí - pohled na klenbu [MPa]



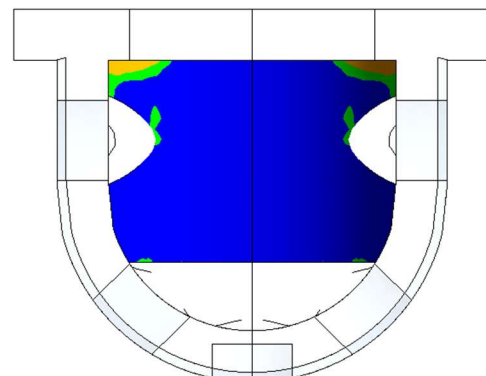
Obrázek 158 - Vykreslení trajektorií hlavních tahů - pohled na oblouk



Obrázek 159 - Vykreslení trajektorií hlavních tahů - pohled na klenbu



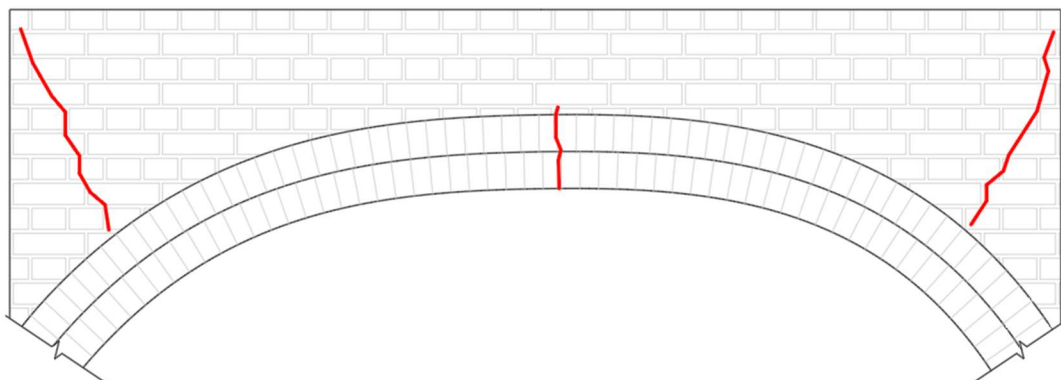
Obrázek 160 - Bezpečnostní faktor zobrazující místa, kde napětí v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - pohled na oblouk



Obrázek 161 - Bezpečnostní faktor zobrazující místa, kde napětí v tahu překročí mez pevnosti (červ.) - pohled na klenbu

Z analýzy je vidět, že tahové napětí i jeho trajektorie velmi dobře vystihují chování skutečné konstrukce. Na styku kleneb můžeme sledovat zvýšené napětí, které je možné vidět i na fotografiích stávajícího stavu, např. (Obr. 154). Napětí na kontaktu kleneb vzniká vlivem svislé deformace oblouku, který se snaží část valené klenby „stáhnout“ s sebou. Trhliny pod úhlem 120° nekopírují skutečný průběh trhlin úplně přesně. Tato skutečnost může být způsobena změnou lokální geometrie, která není zohledněna

v modelu a to, že ložná spára vrstev vyzděných na ramenát je šikmá, kopírující geometrii oblouku, a na tuto ložnou spáru je poté vyzděn zbytek celého oblouku systémem vodorovných ložných spár (Obr. 162).



Obrázek 162 - Lokální změna geometrie nezohledněná v celkovém modelu konstrukce - vlastní tvorba

**Trhliny ve vítězném oblouku a na styku s valenou klenbou nad presbytářem vznikly pravděpodobně vlivem nevhodně uspořádaných klenebních táhel, které by měly být umístěny nejlépe u paty vítězného oblouku. Nepřítomnost těchto táhel způsobila odklon hlavních pilířů a svislou deformaci v závěru klenby. Tato příčina není závislá na sedání podloží.**

#### 4.2.8 Analýza trhlin na celé konstrukci

Při jednotlivých analýzách byl zaznamenán fakt, že nejdůležitějším zatížením, které se nejvíce projevuje na změně napjatosti je vlastní tíha. Pokud budeme měnit tuhosti jednotlivých částí podloží, můžeme čekat rozdílné, případně větší špičky napětí pro různé zatěžovací stavy. Bylo proto vytvořeno několik zatěžovacích stavů, kde se analyzovala celá konstrukce. Při těchto stavech se vždy měnila tuhost v jednotlivých místech. Tyto změny byly provedeny vždy z očividného důvodu určité degradace při stavebně technickém průzkumu. Jedná se tedy především o změny tuhosti v místech, kde jsou viditelné vlhkostní mapy, případně biodegradace.

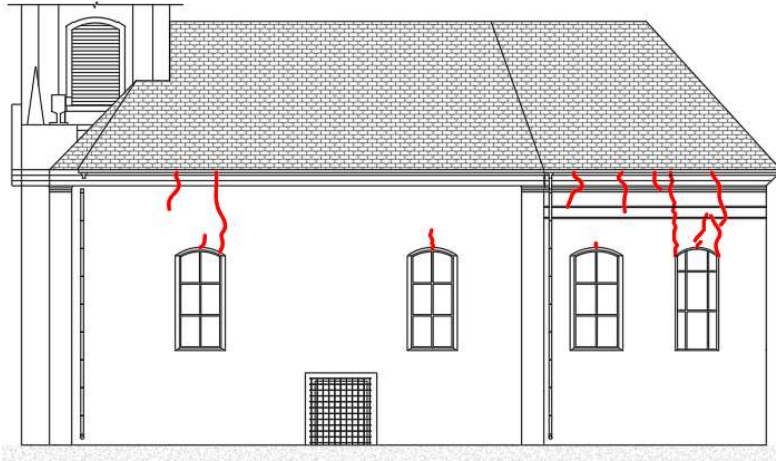
Typ zeminy:	Modul pružnosti E [MPa]:
Hlína písčítá - základní tuhost	50
Hlína písčítá - saturována	15

*Tabulka 13 - Moduly pružnosti použité pro jednotlivá lokální místa zeminy*

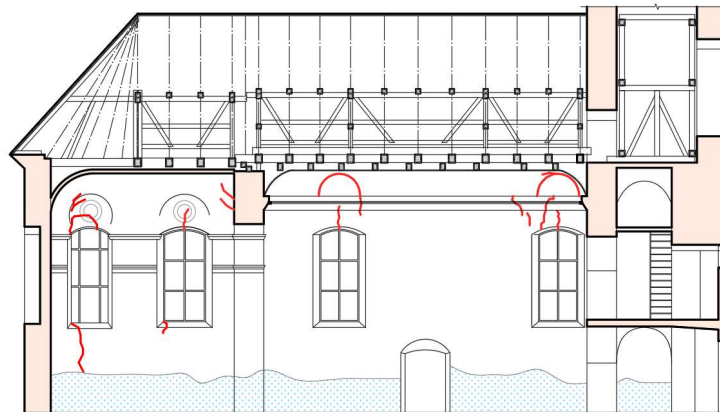


Zatížení uvažované pro všechny analýzy celkové konstrukce se skládá z vlastní tíhy, tíhy krovu a rozprostřeného vodorovného působení krovu na nadezdívku presbytáře dle modelu s latěmi. Tuhosti podloží se pro každý případ analýzy mění.

Hlavním cílem této analýzy je zjistit stav tuhostí jednotlivých částí podloží, které by mohly vyvodit systém trhlin, jako ve skutečnosti.



Obrázek 163 - Sledovaný systém trhlin na skutečné konstrukci - vnější podélný pohled - dle výkres.dokumentace

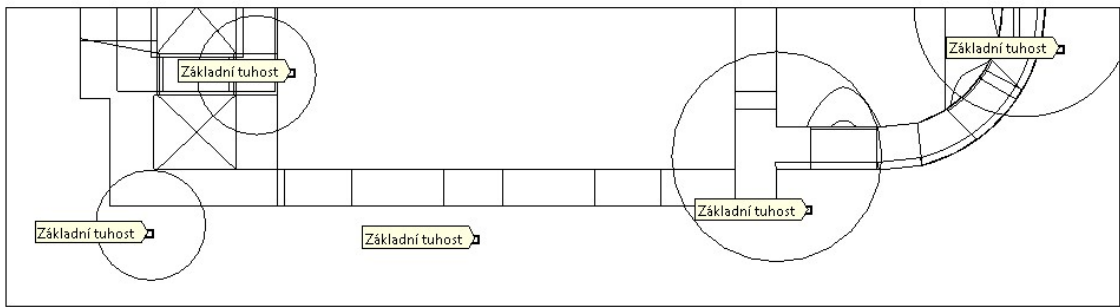


Obrázek 164 - Sledovaný systém trhlin na skutečné konstrukci - vnitřní podélný pohled - dle výkres.dokumentace

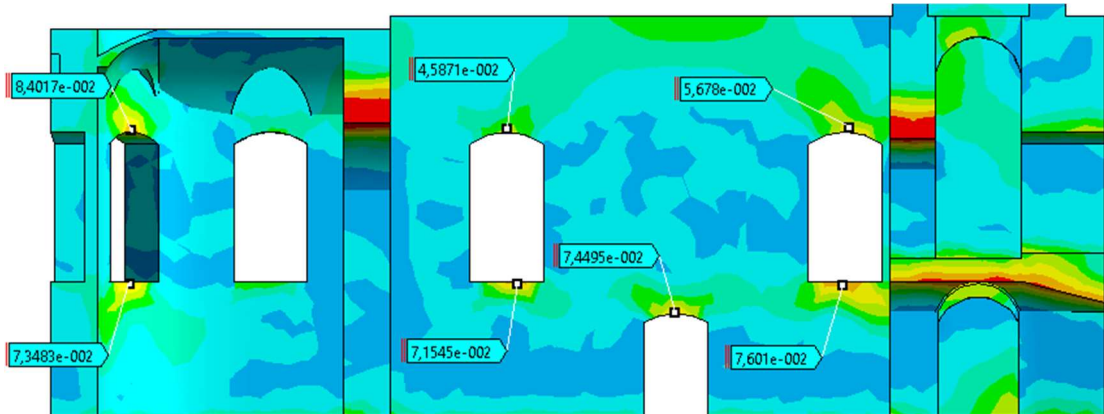
Zatěžovací stavy zkoušené na celé části konstrukce byly následující:

- A. Zatížení konstrukce s homogenní tuhostí celého podloží
- B. Zatížení konstrukce se snížením tuhosti pod středním oknem presbytáře a přilehlých pilířů
- C. Zatížení konstrukce se snížením tuhostí pod hlavními pilíři vítězného oblouku

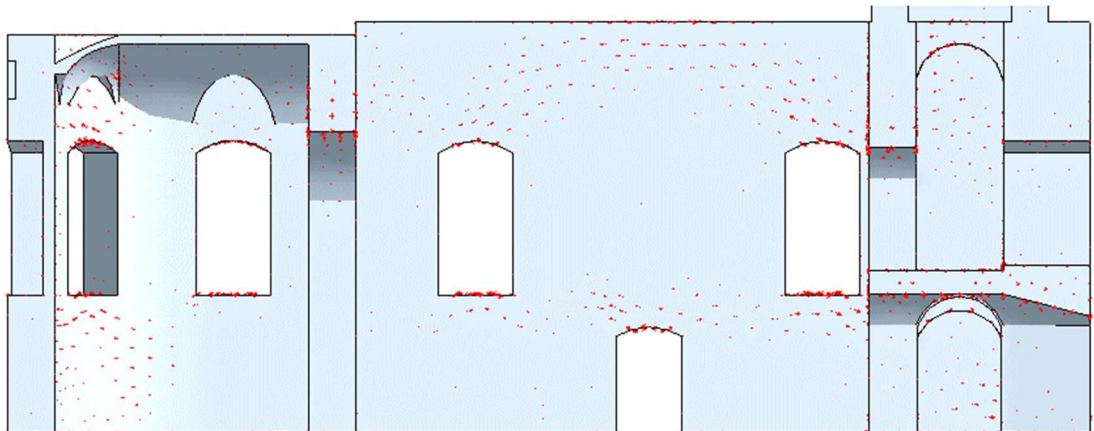
### Případ A - homogenní tuhost podloží



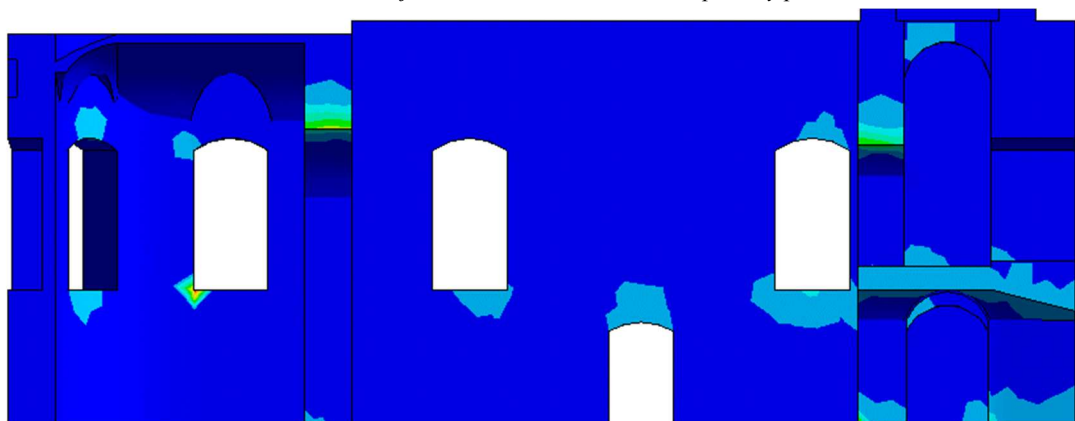
Obrázek 165 - Schéma oblastí s rozdílnými tuhostmi - ANSYS



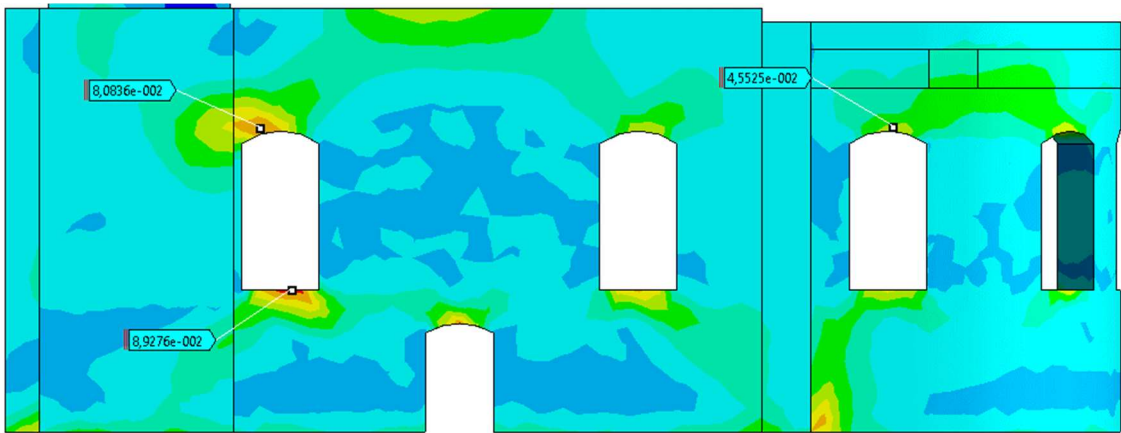
Obrázek 166 - Hlavní tahové napětí [MPa] - vnitřní podélný pohled



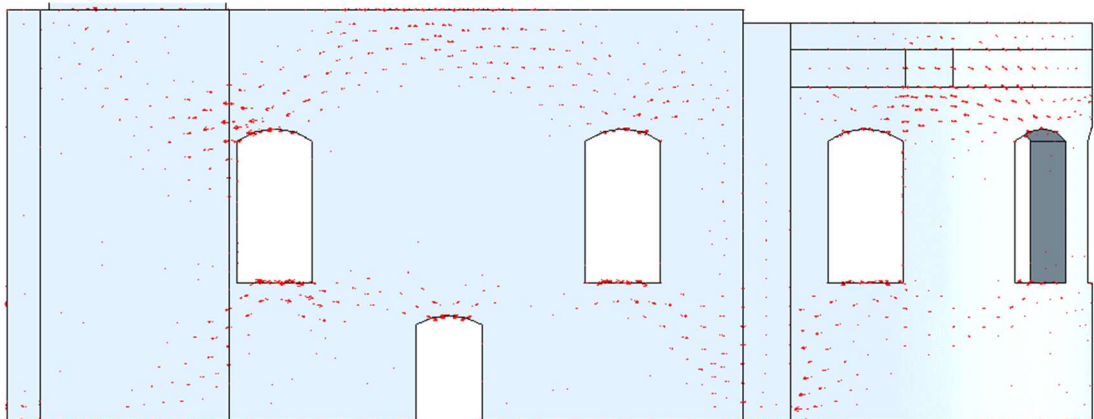
Obrázek 167 - Trajektorie hlavních tahů - vnitřní podélný pohled.



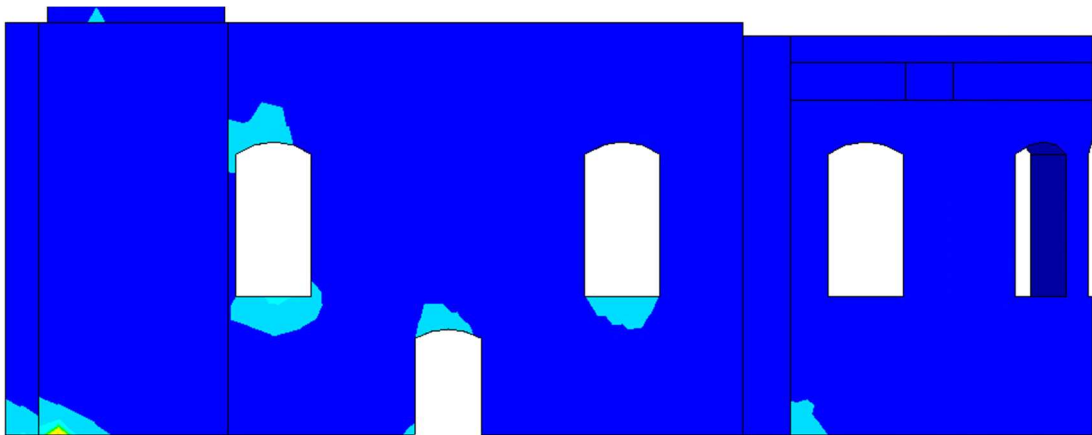
Obrázek 168 - Plastické přetvoření - vnitřní podélný pohled (tmavě modrá = bez plastického přetvoření)



Obrázek 169 - Hlavní tahové napětí [MPa] - vnější podélný pohled



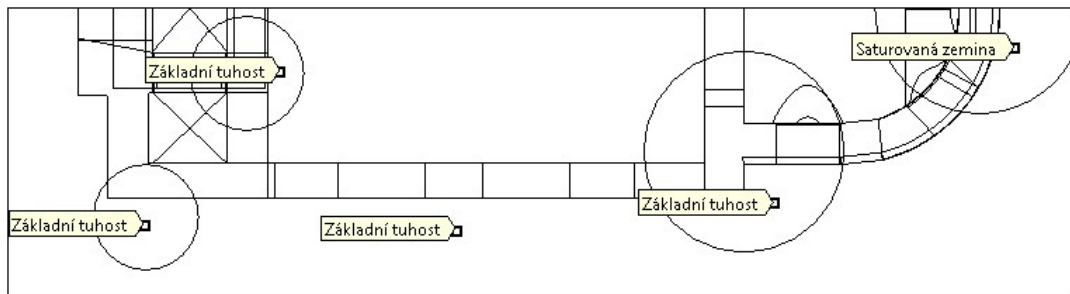
Obrázek 170 - Trajektorie hlavních tahů - vnější podélný pohled.



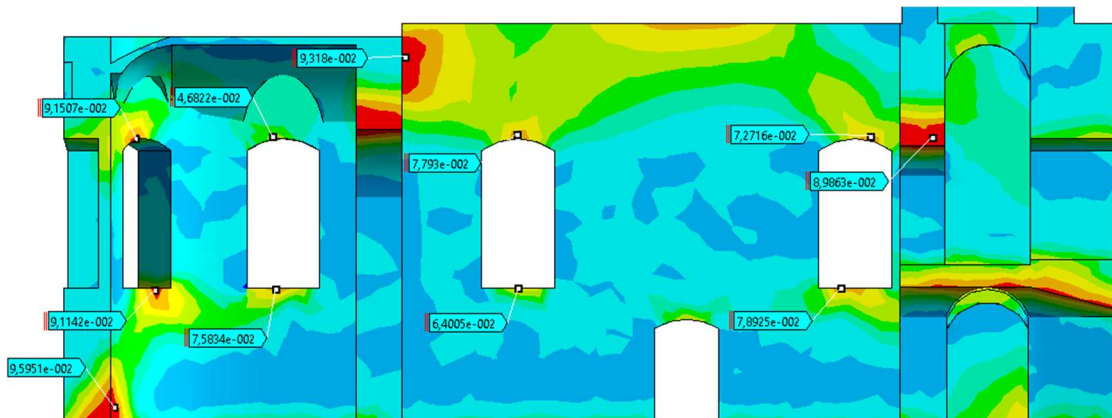
Obrázek 171 - Plastické přetvoření - vnější podélný pohled (tmavě modrá = bez plastického přetvoření)

Napjatost při základním zatížení s homogenní tuhostí ukazuje, že v některých oblastech se místa trhlin podobají skutečnosti. Oblast, která stále zůstává bez větších přetvoření je horní část presbytáře. V dalších krocích je snaha vyvodit větší napjatost i v této oblasti. Inspirace je převzata z analýzy klenby, kde nejvíce podobný zatěžovací stav poukazoval na sednutí a radiální posun presbytáře.

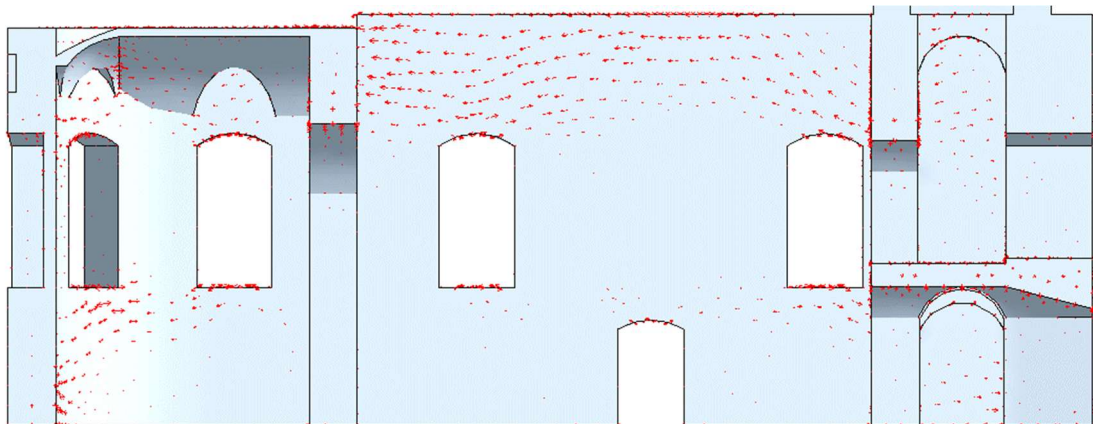
Případ B - homogenní tuhost podloží, snížení tuhosti u středních pilířů presbytáře



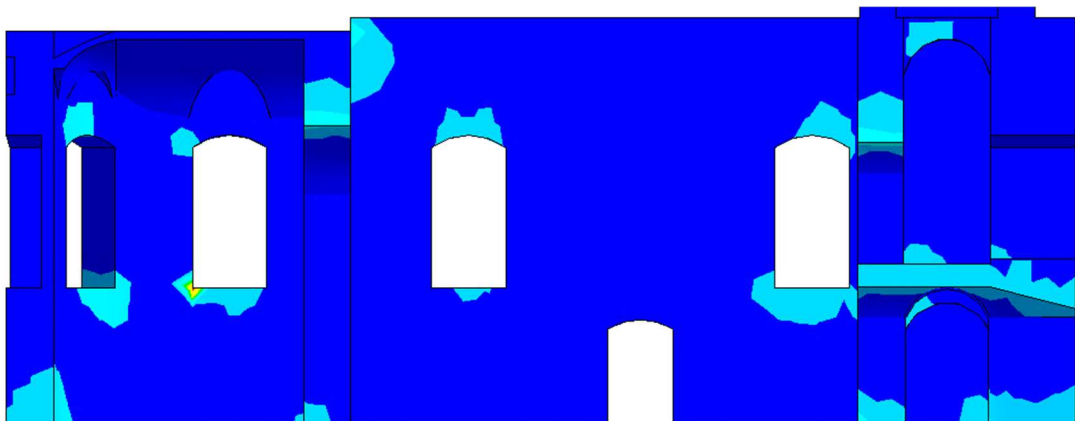
Obrázek 172 - Schéma oblastí s rozdílnými tuhostmi - ANSYS



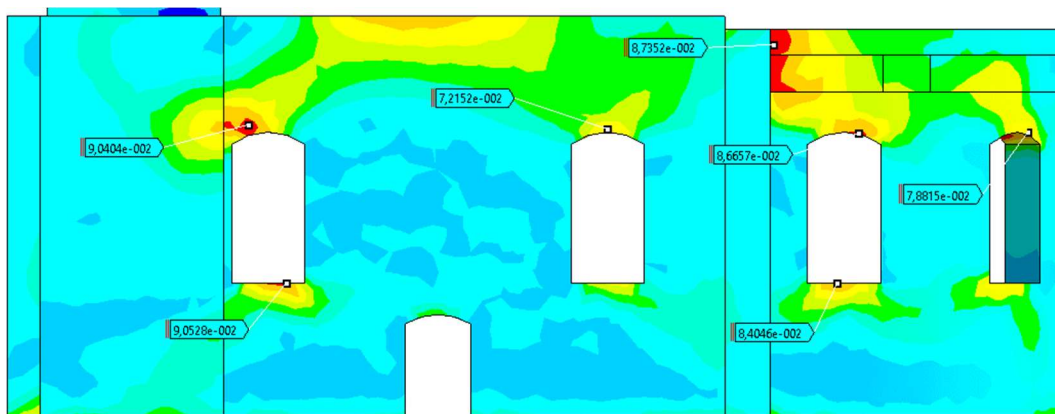
Obrázek 173 - Hlavní tahové napětí [MPa] - vnitřní podélný pohled



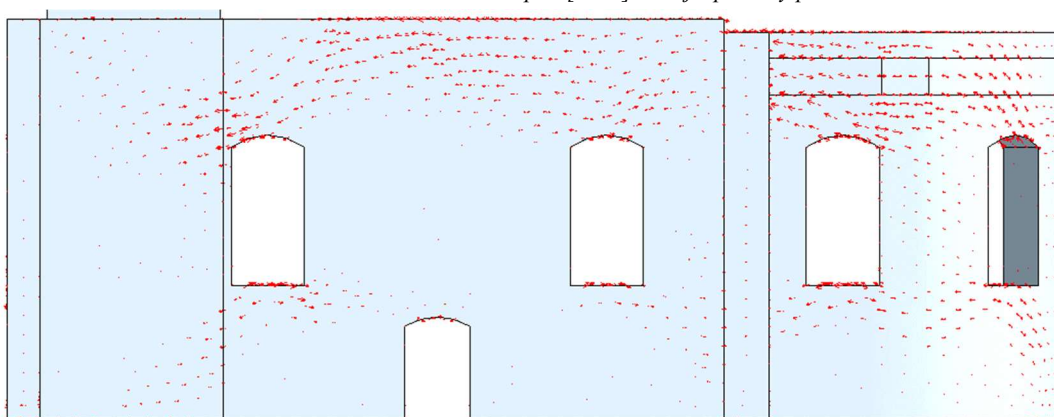
Obrázek 174 - Trajektorie hlavních tahů - vnitřní podélný pohled.



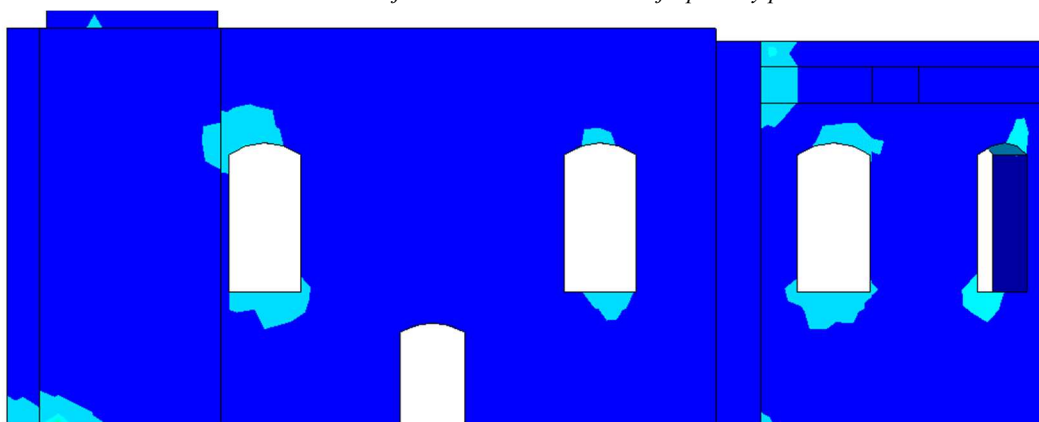
Obrázek 175 - Plastické přetvoření - vnitřní podélný pohled (tmavě modrá = bez plastického přetvoření)



Obrázek 176 - Hlavní tahové napětí [MPa] - vnější podélný pohled

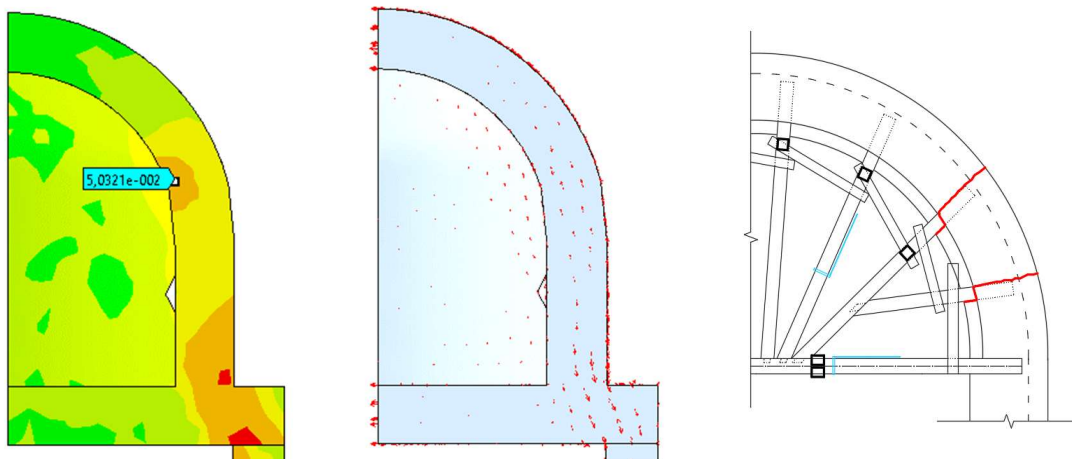


Obrázek 177 - Trajektorie hlavních tahů - vnější podélný pohled.



Obrázek 178 - Plastické přetvoření - vnější podélný pohled (tmavě modrá = bez plastického přetvoření)

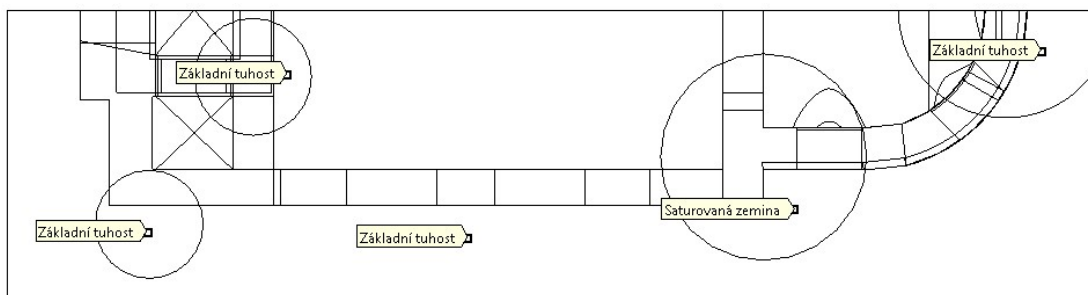
V tomto případě můžeme již pozorovat nad presbytářem větší napjatost. Zároveň i v místech parapetů oken jsou vykreslována místa vzniku trhlin velmi podobná. Poslední trhliny, které zbývá ověřit jsou řešené trhliny v krovu, právě nad presbytářem. Pokud se ale více podíváme na napjatost nadezdívky, lze vidět, že i při tomto stavu nám větší napětí probíhá velmi blízko místu skutečnému.



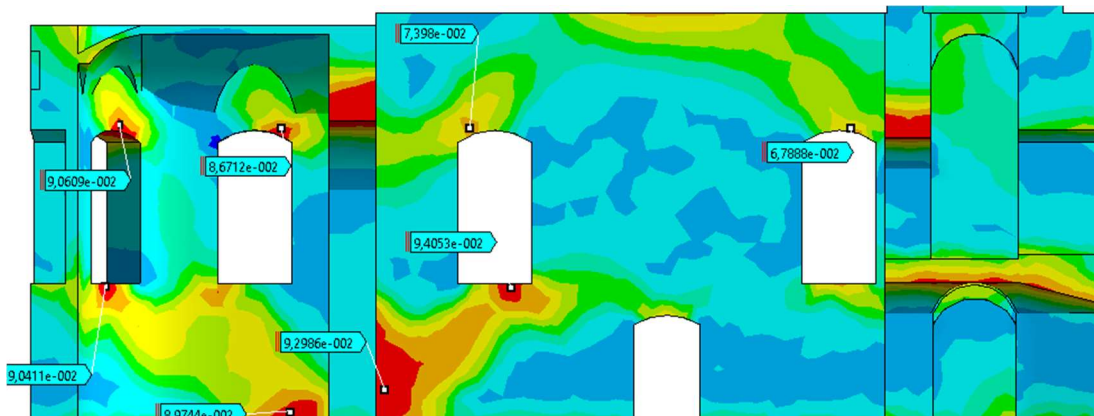
Obrázek 179 - a) Hlavní tahové napětí [MPa] b) trajektorie hlavních tahů c) naznačení trhlin z výkres.dokumentace - horní pohled na presbytář podélný pohled

Lze tedy s velkou pravděpodobností usuzovat, že za příčinu vzniku trhlin může sedání konstrukce v místech středních, případně bočních pilířů presbytáře. Z nutnosti ověřit více možností byl vymodelován další případ, který simuluje sedání v místech hlavního pilíře, tento stav by byl z hlediska pozorování nejvíce pravděpodobný, z důvodu špatného odvodnění, kde právě v tomto místě jsou svedeny nefunkční okapové svody a zároveň je zřetelná vnitřní degradace jak hlavního pilíře, tak podlahy okolo.

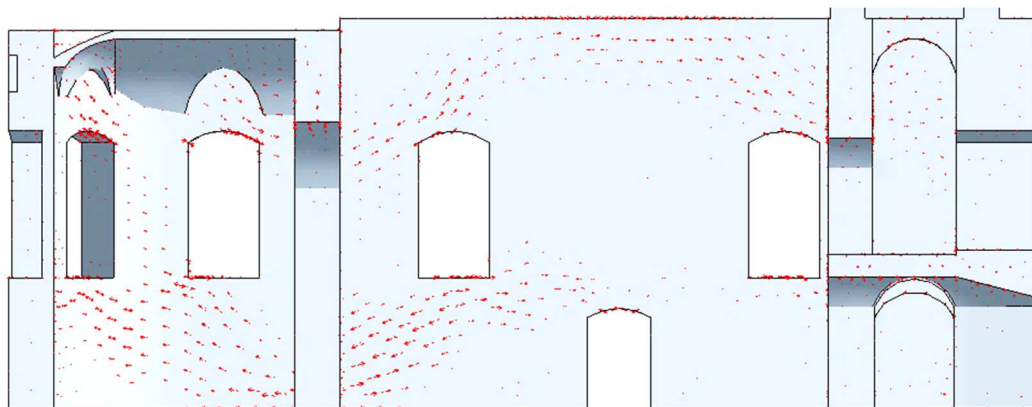
Případ C - homogenní tuhost podloží, snížení tuhosti u hlavních pilířů vítěz.oblouku



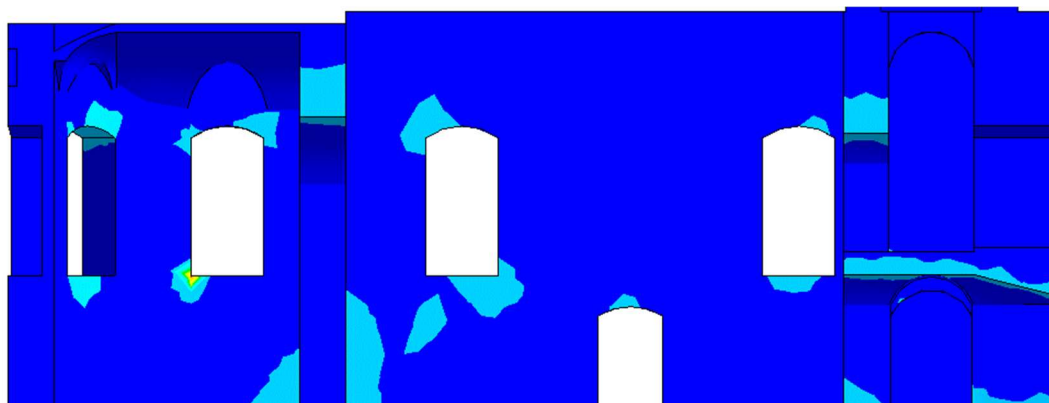
Obrázek 180 - Schéma oblastí s rozdílnými tuhostmi - ANSYS



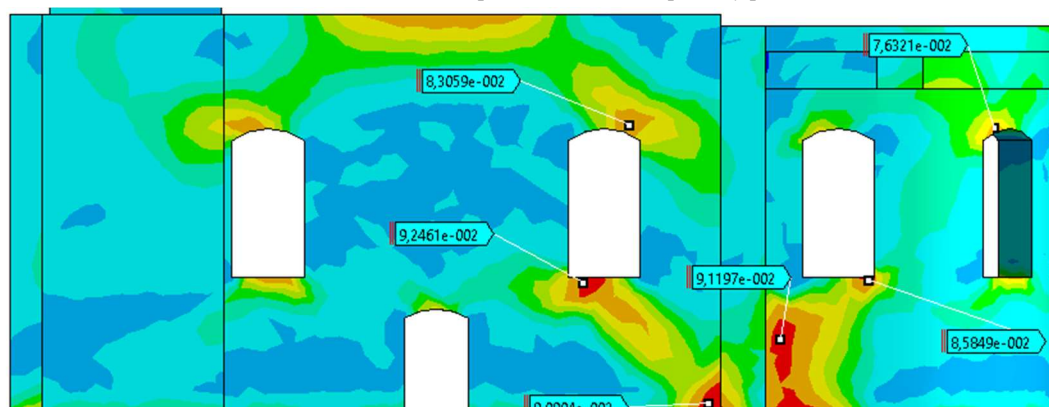
Obrázek 181 - Hlavní tahové napětí [MPa] - vnitřní podélný pohled



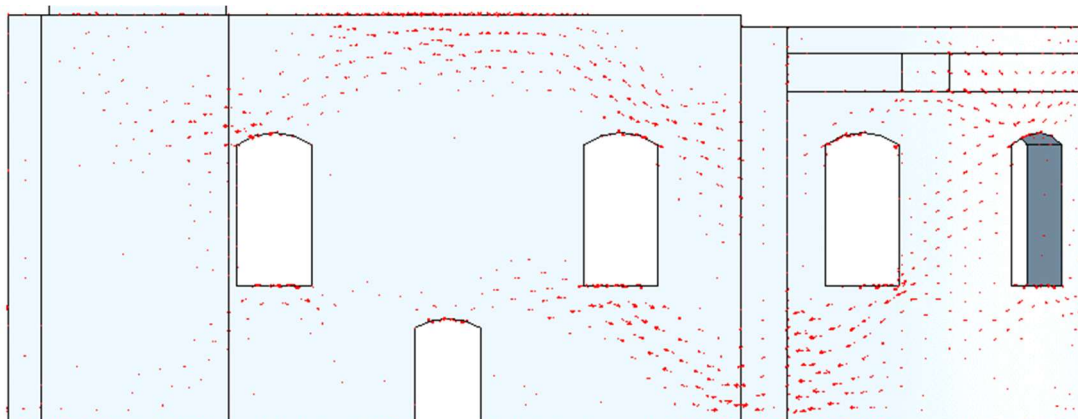
Obrázek 182 - Trajektorie hlavních tahů - vnitřní podélný pohled.



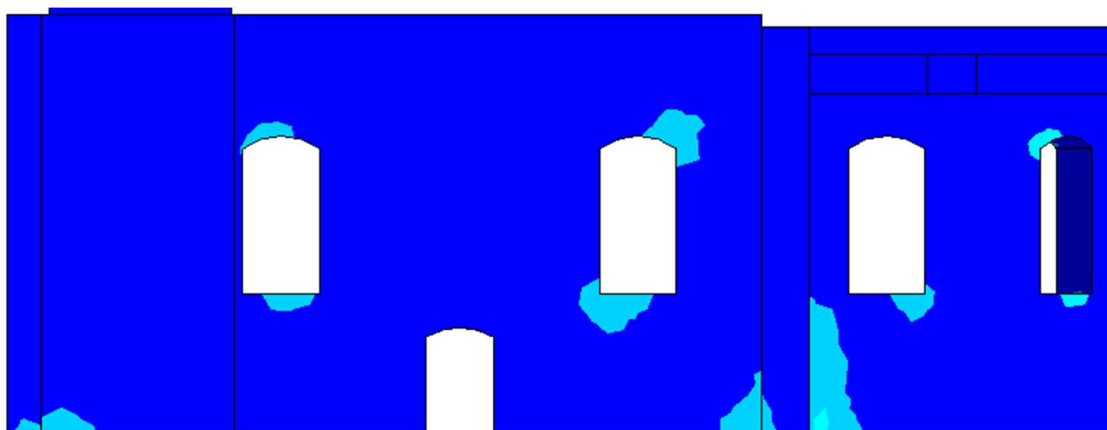
Obrázek 183 - Plastické přetvoření - vnitřní podélný pohled



Obrázek 184 - Hlavní tahové napětí [MPa] - vnější podélný pohled



Obrázek 185 - Trajektorie hlavních tahů - vnější podélný pohled.



*Obrázek 186 - Plastické přetvoření - vnější podélný pohled*

Zajímavostí je, že oblast hlavního pilíře, která z průzkumu vypadá nejvíce zasažena vlhkostí nevykazuje tak přesné výsledky, jako snížení tuhosti v podloží středních pilířů. Zde je nutné podotknout, že měněná tuhost a vybraná forma geometrie podloží je velmi zjednodušená a nepřesná, je tedy možné že skutečné sedání nastává v jiných konkrétních bodech základu presbytáře, které vyvodí podobný výsledek. Další nepřesností je kompletní neznalost základů, které by svou geometrií v radiální části mohly také velmi ovlivnit napjatost celé konstrukce.

**Lze konstatovat, že pro tuto analýzu je hlavní příčinou vzniku trhlin v presbytáři sedání pilířů, nejspíše vlivem podmáčení základové půdy. Pro přesnější stanovení by byl potřebný geologický průzkum a zjištění geometrie základové konstrukce. Toto sedání s celkovým zatížením a tuhostí zeminy vytvoří trhliny i v nadpraží nad okny. Aby se tyto trhliny vytvořily, radiální táhla stahující presbytář musela být nepředepnuta.**



## 5 Sanační řešení

Mezi zjištěné příčiny, které vedly k porušení konstrukce a k vytvoření trhlin se řadí:

- Sedání základů vlivem vlhkostních problémů, případně vlivem geometrie základové půdy a základové konstrukce,
- statické řešení vynášení kleneb pomocí konstrukce krovu, případně dříve provedená rekonstrukce střechy, která mohla vlivem neodborného zásahu způsobit deformaci hlavní vazby vynášející klenby,
- zajištění krokví u zvonice proti vodorovným deformacím.

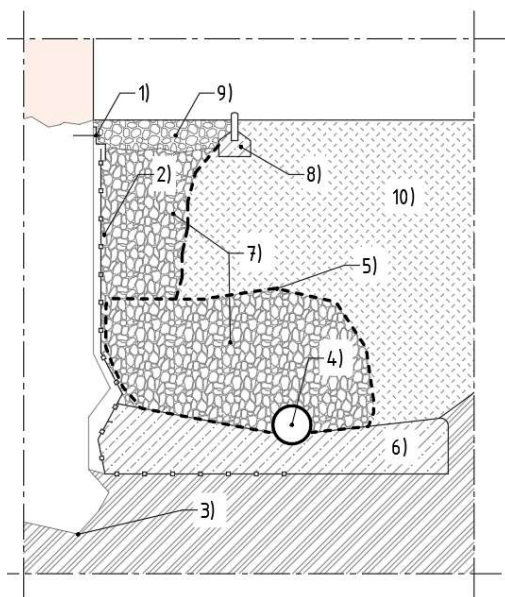
### 5.1 Postup sanačních opatření

**Před zahájením dalších uváděných sanačních prací je nutné konstrukci dostatečně stabilizovat a zajistit, aby se předešlo dalším deformacím.**

#### 5.1.1 Odvedení vlhkosti z konstrukce

Vlhkostní mapy po celém vnitřním obvodu konstrukce a biologická degradace podlahy svědčí o velkém výskytu vlhkosti, která se do konstrukce dostává vztlínáním ze základové půdy a pravděpodobně nevhodným řešením odvedení srážkové vody a nevhodně provedeným systémem okapů a okapních svodů.

Důležitým prvotním opatřením je provedení správného odvodnění střechy a odvedení srážkové vody mimo danou konstrukci. Toto opatření se pojí i s provedením systému drenáží, které by srážkovou vodu dopadající mimo konstrukci také odvedly pryč. Zároveň se s tímto opatřením může vytvořit systém kopaných sond, kterými se zjistí základové poměry a geometrie základů v různých částech konstrukce. Pokud se v sondách základů zjistí přítomnost dřevěných konstrukcí a vyšší hladina podzemní vody, odvodněním základové spáry by mohlo vzniknout dodatečné sedání konstrukce. Pak by před provedením odvodnění musel být zvolen další postup, jakým základovou konstrukci sanovat. Jelikož se konstrukce nachází na vyvýšené části terénu vůči celé obci, je zastižení podzemní vody u základové spáry méně pravděpodobné. Pokud by ale přeci k tomuto jevu došlo, nabízí se možnost provést odvodnění stržením hladiny podzemní vody systémem nově provedených studní.



- 1) UKONČOVACÍ LIŠTA NOPOVÉ FOLIE - NA HORNÍM KONTAKTU SE ZDIVEM OPATŘENA KLEMPÍŘSKÝM SILIKONEM DO EXTERIÉRU, MECHANICKY KOTVENÁ
- 2) NOPOVÁ FOLIE S PODÉLNÝM PŘEPLÁTOVÁNÍM - PŘESAHY MIN. 0,5m
- 3) TEORETICKÁ ÚROVEŇ ZÁKLADOVÉ SPÁRY, V PŘÍPADĚ VÝŠKY NAD NEZÁMRZNOU HLOUBKOU PROVÉST TEPELNÉ POSOUZENÍ A PŘÍPADNĚ OPATŘENÍ ZÁKLADOVÉ PŮDY PROTI PROMRZÁNÍ
- 4) PERFOROVANÁ DRENÁŽNÍ TRUBKA DN100 V PODÉLNÉM SKLONU MIN. 3°, SKLON VYTVOŘENÝ POMOCÍ BETONOVÉHO DNA, OBALENÁ GEOTEXILÍ
- 5) NEJMÉNĚ DVĚ VRSTVY GEOTEXILIE, BRÁNÍCÍ SUFOZI
- 6) MONOLITICKY VYTVOŘENÝ BETONOVÝ ŽLAB S PODÉLNÝM SKLONEM. VHDNÉ POUŽÍT BETON S NIŽŠÍM PRŮSAKEM
- 7) VRSTVA ŠTĚRKU FUNGUJÍCÍ JAKO DREN
- 8) BETONOVÝ OBRUBNÍK ULOŽEN DO MALTOVÉHO LOŽE
- 9) PRANÉ ŘÍČNÍ KAMENIVO
- 10) ZASYPÁNO VYTĚŽENOU ZEMINOU - ZHUTNĚNO RUČNÍM PĚCHEM

Obrázek 187 - Možné řešení provedení drenáže - vlastní tvorba

### 5.1.2 Umístění sádrových pásků

Po vyřešení systému odvedení vlhkosti je vhodné provést umístění sádrových pásků v místech již vytvořených trhlin, především:

- Trhliny na líci vítězného oblouku,
- trhliny na klenbě presbytáře,
- trhliny nad okny hlavní lodi.

Nejvíce porušená nadpraží oken v presbytáři již dle mého názoru není vhodné sanovat, nýbrž provést celkovou rekonstrukci nadpraží.

Sádrovými pásky bude měřeno další dodatečné přetvoření konstrukce po dobu alespoň jednoho roku se sledováním aktuálního stavu, vždy s periodou dvou měsíců. Pokud sádrové pásky nebudou vykazovat větší míru přetvoření, bude se moci provést další z fází sanace.

Postup vytvoření sádrových pásků je následující:

Zdivo zbavíme omítky, nesoudržných částí a provedeme celkové očištění. Při aplikaci používáme sádro, kterou pomocí špachtle nanášíme na navlhčené očištěné zdivo. Vytvořený pásek má přibližné rozměry 80x150mm až 100x200mm, kde delší rozměr vytvoříme kolmo na trhlinu. Tloušťka pásku je přibližně 10 mm. Pásek se označí vyrytím datumu a typovou značkou [33] (Obr. 188).



Obrázek 188 - Příklad sádrového pásku pro kontrolu trhliny [33]

### 5.1.3 Sepnutí konstrukce pomocí ocelových táhel

Stav, ve kterém se konstrukce nachází, můžeme dle předchozích analýz posoudit jako stav, kdy konstrukce postrádá větší vodorovnou tuhost. Jednou z možností zvýšení této tuhosti je vytvořit systém dodatečného sepnutí konstrukce. Může se jednat například o systém táhel uložených do podélných kapes jednotlivých stěn. Táhla by byla na konci stěny opatřena kotevním systémem, např. roznášecí deskou a šroubem, kterým se utáhne závit na táhlu a zajistí se částečné předeptnutí, nebo se může jednat o napínání zařízením, které se používá při předpínání kotev u předpjatého betonu, tedy kotva + kotevní kuželík. Dalším možným řešením je sanace lepenými a případně předpínanými uhlíkovými lamelami.

Sepnutí konstrukce můžeme zpravidla rozdělit na tři druhy z hlediska velikosti předpínací síly:

1. Sepnutí a dostatečné předeptnutí, kterým vnášíme do konstrukce tlakovou rezervu,
2. sepnutí s menší mírou předeptnutím, které pouze omezí další možné deformace, ale umožní aktivaci táhel,
3. sepnutí, kde k aktivaci táhel dojde při dodatečném přetvoření konstrukce (není vhodná z důvodu pozdějších ztrát předpětí a z důvodu dodatečného přetvoření).

Protože jsou na konstrukci použité materiálově různé zdící prvky a také jsou velmi různorodé lokální materiálové vlastnosti, bez dalších potřebných analýz a sond, které tato práce neobsahuje, je vhodné použít metodu č.2, tedy využít malou předpínací sílu. Konkrétní, skutečná představa možného sepnutí presbytáře je vidět na (Obr. 189).

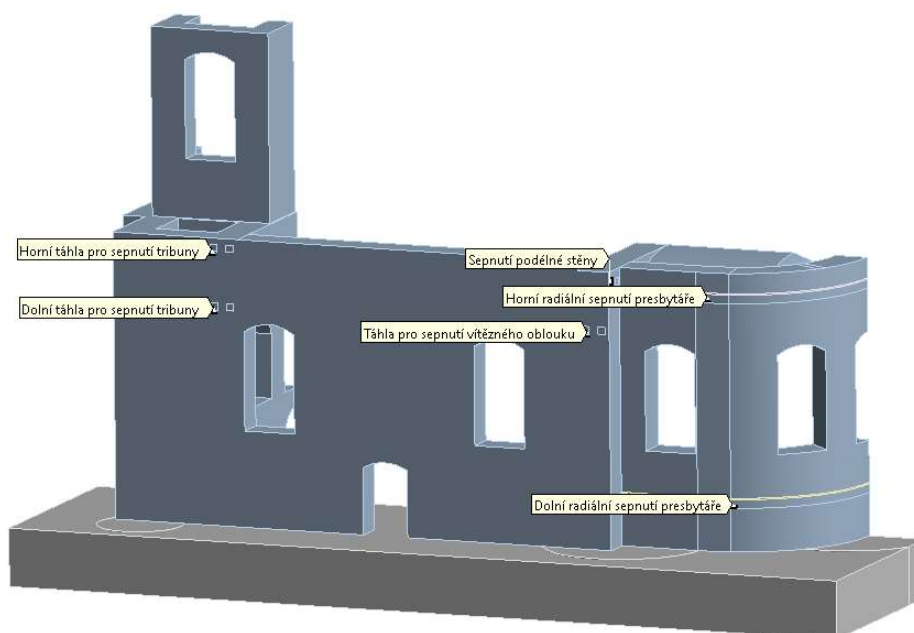


Obrázek 189 - Spínání presbytáře kabely MONOSTRAND - kostel sv. Petra a Pavla v Horních Dubňanech [37]



Obrázek 186 - Spínání kabely MONOSTRAND - kostel sv. Petra a Pavla v Horních Dubňanech - viditelné roznášecí desky a oblast kotvení [37]

Numerickou analýzou je možné nasimulovat, jakým způsobem by mohla fungovat táhla, která by se dostatečně dodatečně předepla a pro homogenní konstrukci by mohla názorně ukázat, jaká napětí by na konstrukci po celkovém dodatečném předpětí vznikala. Byl proto vytvořen další model, kde byla vložena táhla, která by simulovala skutečné předeplnutí konstrukce. Každé z táhel způsobí v modelu lokální zjemnění sítě konečných prvků a už tak komplexní model je velmi časově náročný na výpočet. Velmi zjednodušeně byla proto pozice táhel modelována pouze plochou roznášecích desek. Tyto plochy byly poté zatíženy silou, který by odpovídala předpínací síle. Radiální táhla tímto způsobem nemohou být modelována, a proto na tyto táhla byl využit jejich komplexní model. Radiální táhla byla zatěžována jejich předpětím.



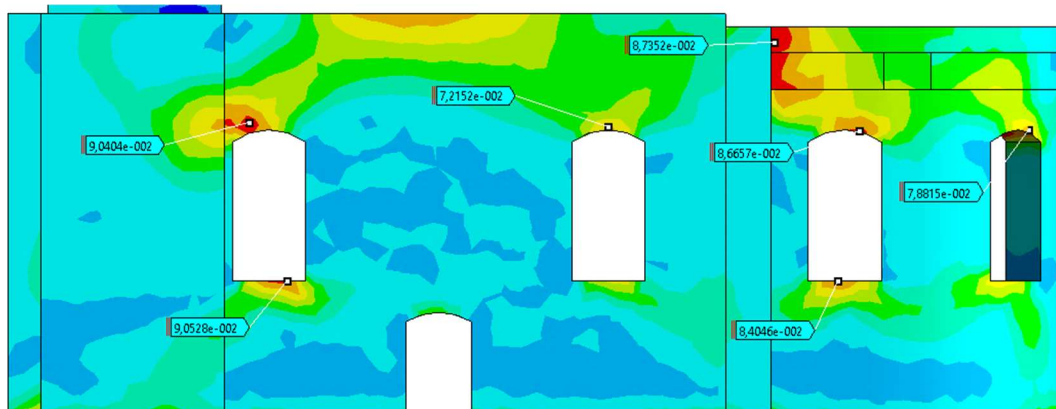
Obrázek 190 - Schéma sepnutí konstrukce v programu ANSYS

Umístěním táhel byla snaha vytvořit „sepnutou krabici“, která by při vodorovných deformacích dílčích celků měla dostatečnou vodorovnou tuhost a zmenšilo by se přetvoření v lokálních místech, která lze vidět pro nesepnutou konstrukci v minulých analýzách (např. i Obr. 190). Táhla byla umístěna v místech, kde budou efektivně přispívat k tuhosti konstrukce a zároveň byl brán zřetel na technologii provedení.

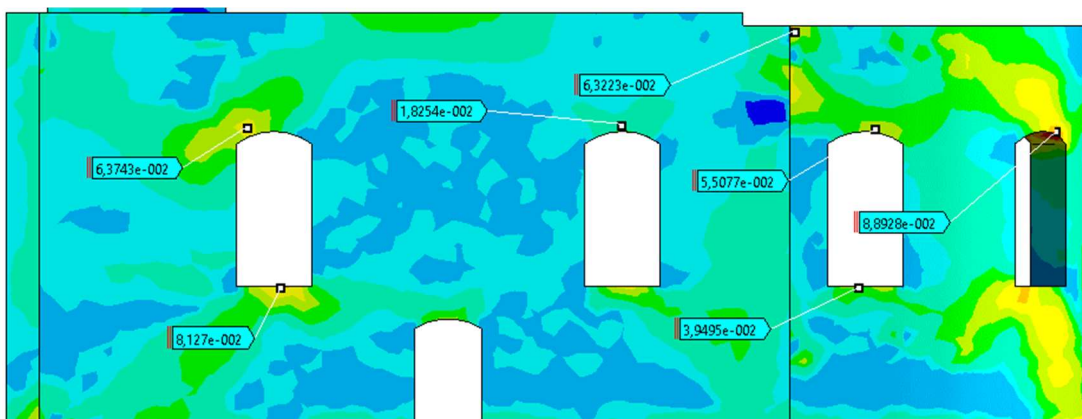
Táhla byla umístěna do vítězného oblouku, do horní části podélné zdi a dvě vrstvy táhel byly umístěny do horní části tribuny. Vždy se jednalo o dvě táhla, která byla umístěna blíže k vnější a vnitřní části zdi, aby se přesněji simulovala skutečná geometrie, která by nejspíše neumožňovala vést pouze jedno táhlo jádrem průřezu stěny.

Konstrukce byla zatížena vlastní tíhou, tíhou krovu a v dalších krocích postupně stahována nejdříve příčnými táhly a poté podélnými. Pro první výpočet byla uvažována tuhost zeminy z analýzy skutečného stavu trhlin. Pro druhý výpočet byl stanoven předpoklad, že určitým způsobem proběhne stabilizace základové půdy před procesem předpínání, a tedy byla uvažována homogenní tuhost základové půdy.

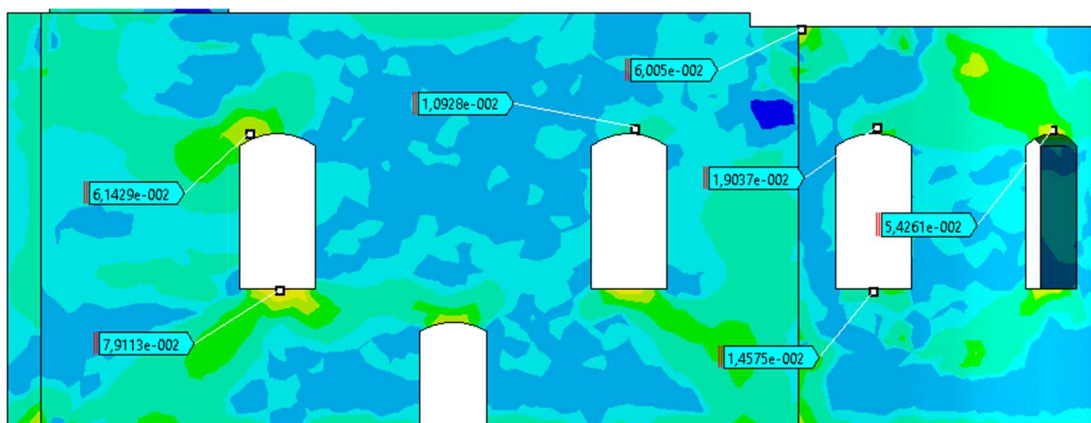
## Vnější podélný pohled



Obrázek 191 - Hlavní tahové napětí [MPa] pro konstrukci bez sanačních opatření - vnější podélný pohled

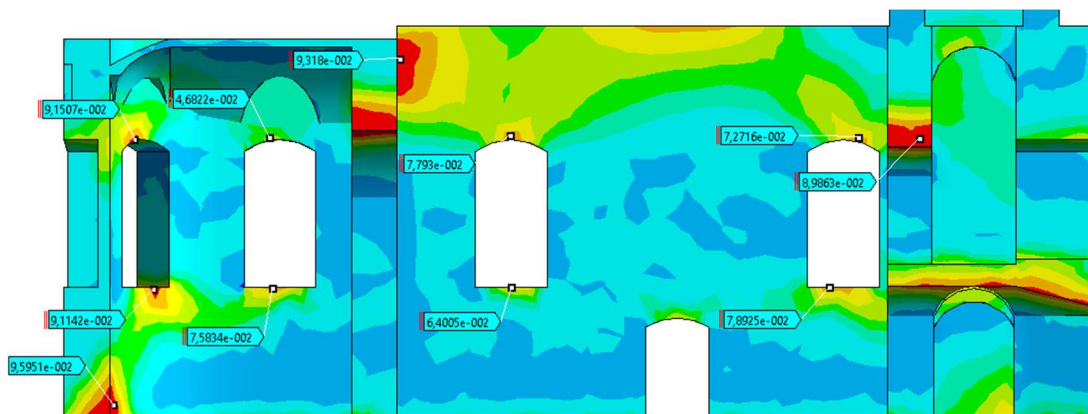


Obrázek 192 - Hlavní tahové napětí [MPa] pro konstrukci s provedeným dodatečným sepnutím s vnesením předpětí - vnější podélný pohled

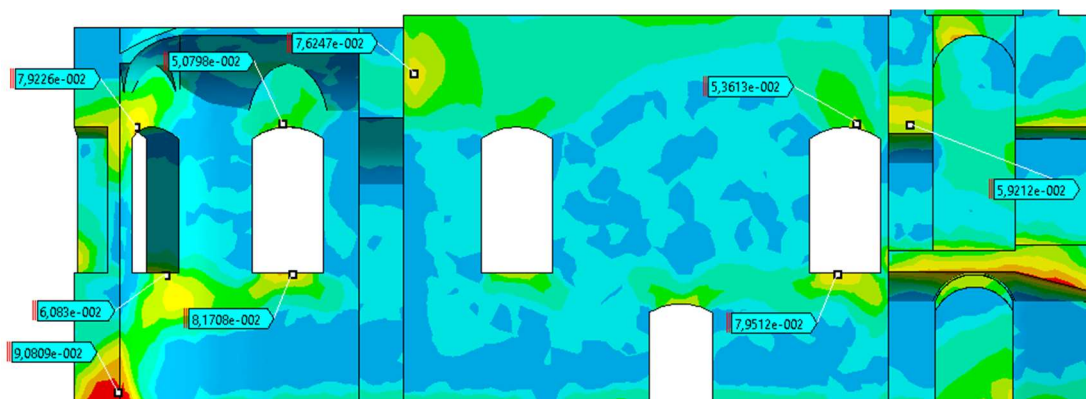


Obrázek 193 - Hlavní tahové napětí [MPa] pro konstrukci s provedeným dodatečným sepnutím s vnesením předpětí a se stabilizací základové půdy v kritickém místě presbytáře - vnější podélný pohled

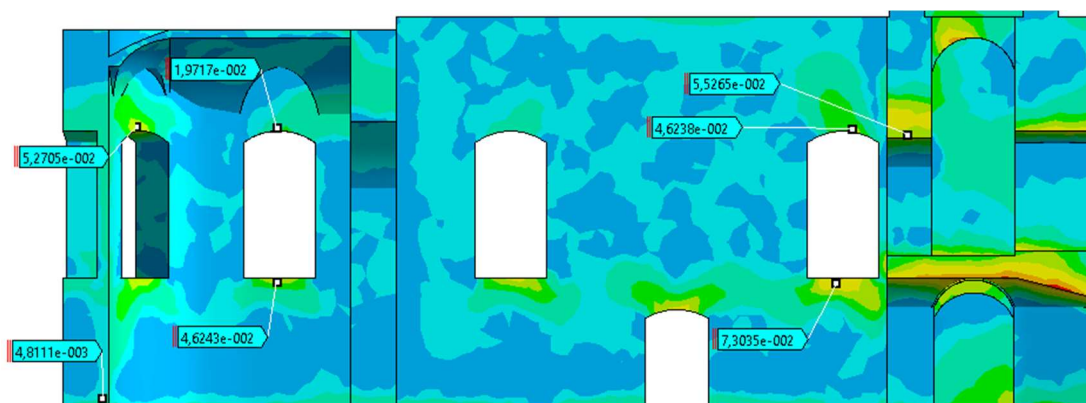
## Vnitřní podélný pohled



Obrázek 194 - Hlavní tahové napětí [MPa] pro konstrukci bez sanačních opatření - vnější podélný pohled



Obrázek 195 - Hlavní tahové napětí [MPa] pro konstrukci s provedeným dodatečným sepnutím s vnesením předpětí - vnější podélný pohled



Obrázek 196 - Hlavní tahové napětí [MPa] pro konstrukci s provedeným dodatečným sepnutím s vnesením předpětí a se stabilizací základové půdy v kritickém místě presbytáře - vnější podélný pohled

Při použití této geometrie uložení kabelů a s předpokladem sanace základové půdy, případně jiného opatření, které povede ke stabilizaci základů, lze usoudit, že pro tento teoretický homogenní model a pro jeho materiálové vlastnosti jsme předpětím schopni odstranit špičky napětí v konstrukci, které způsobily vznik trhlin. Otázkou zůstává, jakým

způsobem proběhla skutečná relaxace konstrukce, a jak vypadá stav napjatosti po vzniku trhlin. Po vzniku trhliny se konstrukce v daném místě „uvolní“, napětím vznikne trhlina a v případě stále působícího zatížení se pnutí přesouvá do jiných míst, nebo rozevívá trhlinu. Chování konstrukce při dodatečném předepnutí je tedy velmi orientační, především s ohledem na stav napjatosti a materiálové vlastnosti, které se při analýze uvažují homogenní. Ve srovnání se stavem napjatosti, který se v konstrukci vyskytuje po jejím potrhání.

Předpínací síla byla v tomto případě uvažována tak, aby napětí pod roznášecí deskou nepřekročilo pevnost v tlaku, a aby proběhlo vyrušení lokálních špiček tahových napětí. Hodnota použité předpínací síly je 60 kN. Při skutečném návrhu předpínací síly metodou č.2 by se provedl návrh síly na hodnotu, která bude vyrovnávat veškeré krátkodobé a dlouhodobé ztráty předpětí, a která pouze způsobí aktivaci táhel, které budou působit při případném dodatečném přetvoření.

#### 5.1.4 Sepnutí konstrukce pomocí uhlíkových lamel

Další z možností, jak řešit sepnutí konstrukce, je provést systém předepnutých uhlíkových lamel lepených k podkladu. Výhodou systému je, že předepnutí nevyvozuje lokální tlakové napětí v roznášecích deskách, jak můžeme sledovat u systému s roznášecími deskami, protože zatížení se přenáší celkovou soudržností v místech, kde se lamela lepí na podklad. Nevýhodou je nutnost stanovovat soudržnost mezi podkladem a použitým lepidlem, kterou pro smíšené zdivo nelze určit pomocí tabulkových hodnot. Další z otázek je, jaký názor má na oba tyto systémy památková péče.

Sepnutí konstrukce uhlíkovými lamelami bude provedeno s umístěním lamel ve stejných pozicích, jako byla umístěna ocelová táhla. Nyní nebude model zatěžován lokálními silami, nýbrž byl zvolen postup, kdy bude k zatížení lamely využito teplotního ochlazení. Tím se docílí rovnoměrné zatížení po celé délce lamely. Zjednodušeně uvažují dokonalou soudržnost bez modelování vrstvy lepidla. Teplotní zatížení uvažují tak, abych v lamelách vyvodil zatížení 60 kN, kde rozměr jedné lamely dle výrobce = 1,5x100 mm.

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \sigma = \frac{60 \cdot 10^3 \text{ N}}{1,5 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm}} = 400 \text{ MPa} \quad (17)$$

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta t \quad \Delta t = \frac{\sigma}{E \cdot \alpha} = \frac{400 \text{ MPa}}{165 \cdot 10^3 \text{ MPa} \cdot 12 \cdot 10^{-6} \text{ C}^{-1}} = 200^\circ \text{ C} \quad (18)$$

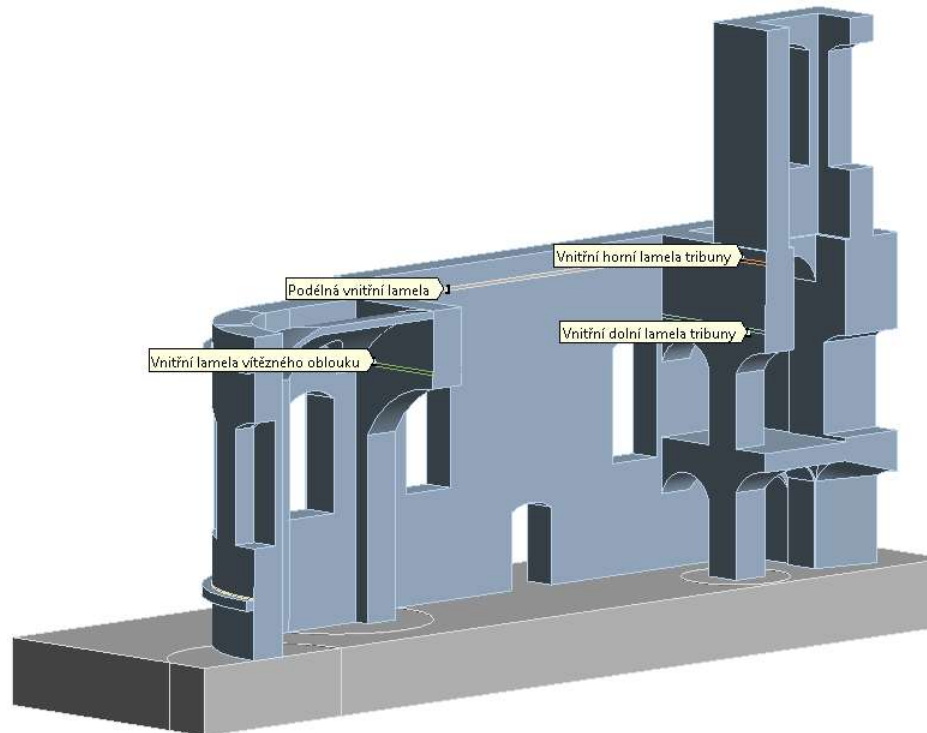
Postup vnesení zatěžovacích stavů byl podobný, jako při sepnutí ocelovými táhly.



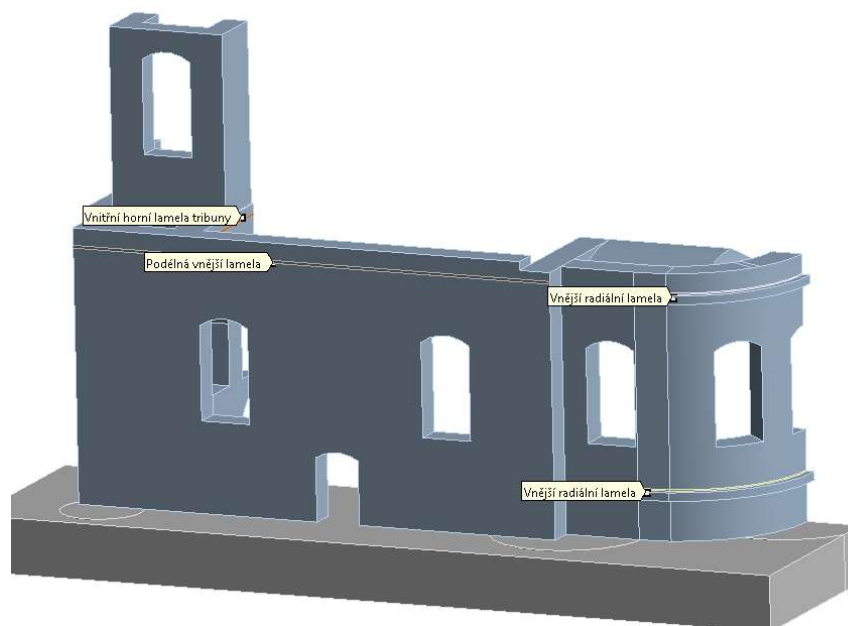
Použity byly materiálové vlastnosti uhlíkových lamel typu Sika CarboDur S (zesilování betonových konstrukcí) [38]

Modul pružnosti $E$	165	GPa
Pevnost v tahu $f_t$	2800	MPa

Tabulka 14 - Vlastnosti použitých uhlíkových lamel [38]



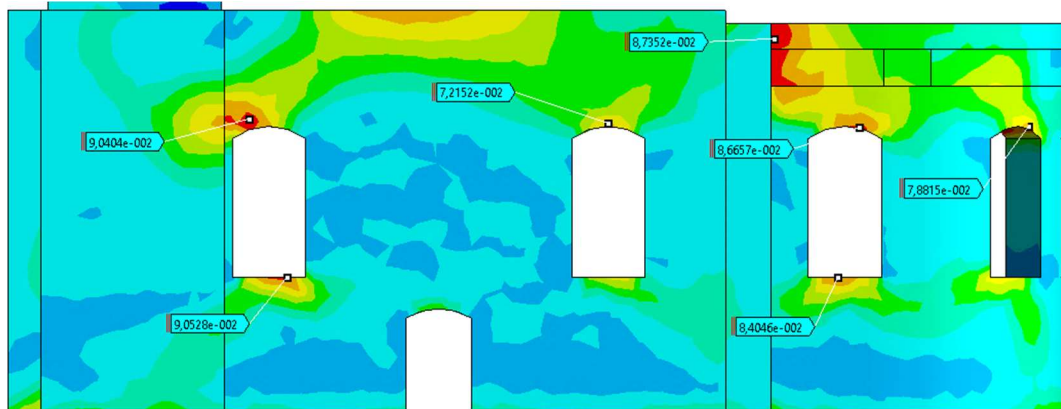
Obrázek 197 - Schéma trasování uhlíkových lamel v programu ANSYS



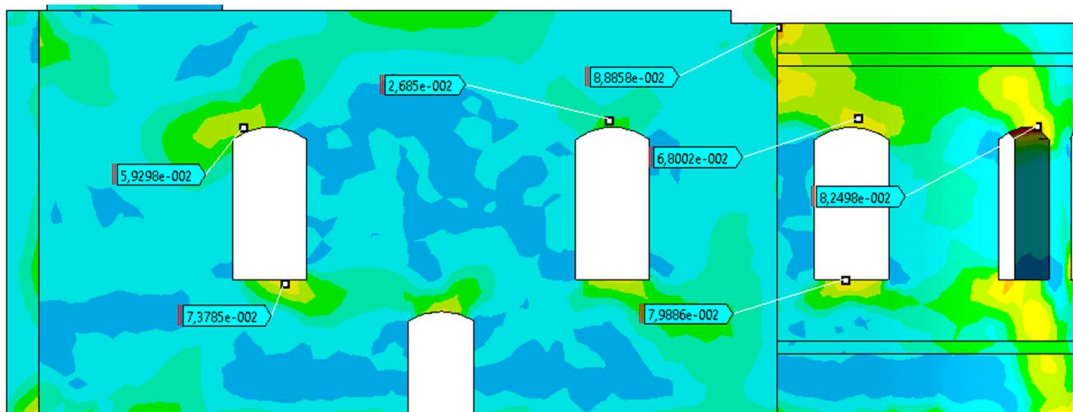
Obrázek 198 - Schéma trasování uhlíkových lamel v programu ANSYS

Lamely byly spínány ochlazením, součinitel teplotní roztažnosti byl uvažován pro ocel, jedná se o teoretické vnesení předpětí do lamely. Pro uhlíková vlákna by byl při skutečném použití teplotní součinitel v oblasti normálních teplot záporný. Rozkreslení izoploch hlavního napětí v tahu je možné sledovat na následujících schématech. Jedná se vždy o pohled stávajícího stavu, předepnuté konstrukce bez sanace základů a předepnuté konstrukce s kompletní sanací.

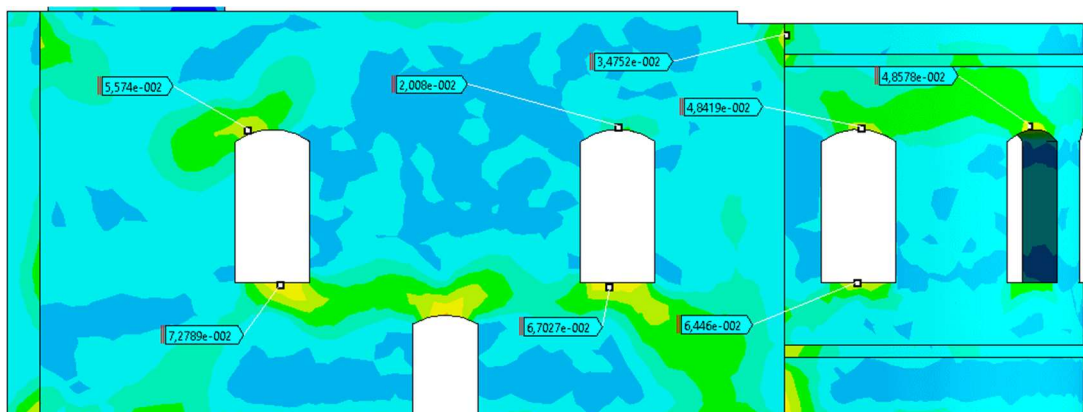
#### Vnější podélný pohled



Obrázek 199 - Hlavní tahové napětí [MPa] pro konstrukci bez sanačních opatření - vnější podélný pohled

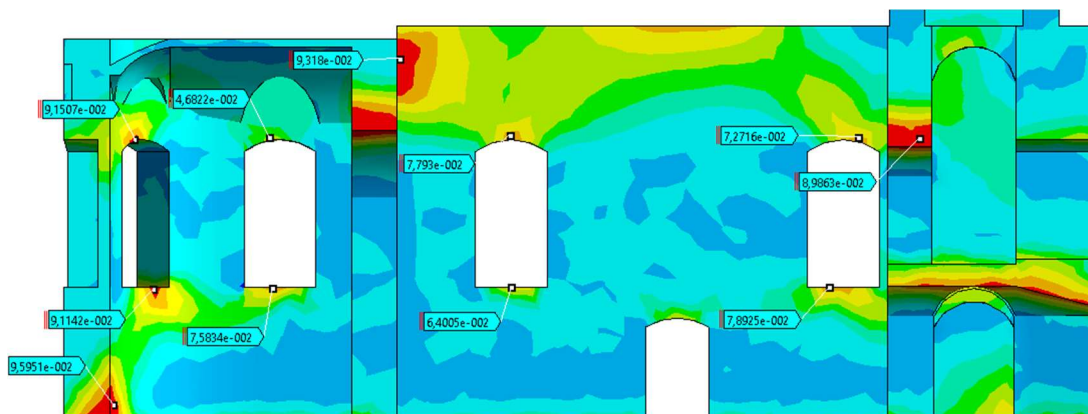


Obrázek 200 - Hlavní tahové napětí [MPa] pro konstrukci s provedeným dodatečným sepnutím s vnesením předpětí - uhlíkové lamely - vnější podélný pohled

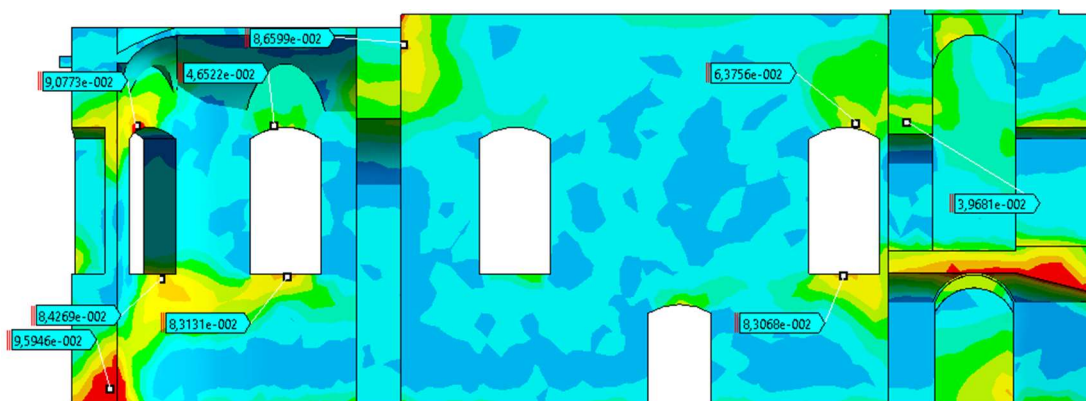


Obrázek 201 - Hlavní tahové napětí [MPa] pro konstrukci s provedeným dodatečným sepnutím s vnesením předpětí a se stabilizací základové půdy v kritickém místě presbytáře - uhlíkové lamely - vnější podélný pohled

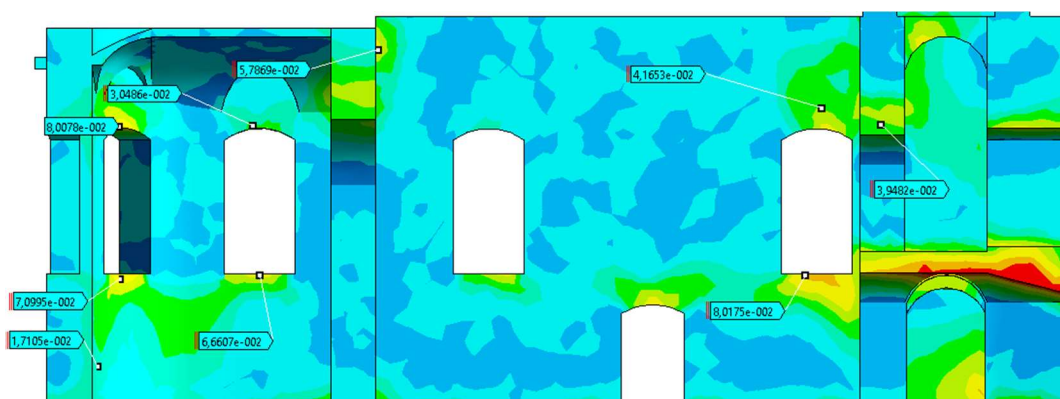
## Vnitřní podélný pohled



Obrázek 202 - Hlavní tahové napětí [MPa] pro konstrukci bez sanačních opatření - vnější podélný pohled



Obrázek 203 - Hlavní tahové napětí [MPa] pro konstrukci s provedeným dodatečným sepnutím s vnesením předpětí - uhlíkové lamely - vnější podélný pohled



Obrázek 204 - Hlavní tahové napětí [MPa] pro konstrukci s provedeným dodatečným sepnutím s vnesením předpětí a se stabilizací základové půdy v kritickém místě presbytáře - uhlíkové lamely - vnější podélný pohled

Lze sledovat, že předepnutá lamela se pro některá místa chová jiným způsobem, než předpětí pomocí roznášecích desek. Například díky předpětí přenášejícím se soudržností jsme schopni odstranit lokální špičky napětí v oblasti roznášecích desek, které lze sledovat na izoplochách při předpínání ocelovými táhly.

Obě analýzy jsou nicméně technologicky a fyzikálně problematicky proveditelné na konstrukci daného typu. **Při výběru vhodné varianty bych volil předepnutí, které pouze aktivuje táhla, případně lamely. Při návrhu předpínací síly pro vybranou variantu se tedy snažíme vykrýt krátkodobé, dlouhodobé ztráty a provést řešení odolné vůči účinkům dlouhodobého působení teplotních cyklů. Zároveň je potřeba zohlednit natočení geometrie konstrukce kostela vůči světovým stranám a vliv nestejného působení oslunění na jednotlivých stěnách konstrukce, tato vlastnost by měla vliv na lokální ztráty předpětí, tedy přetvoření táhel vlivem teploty.**

## 6 Závěr

Cílem této práce bylo analyzovat poruchy vybrané zděné konstrukce, stanovit vhodný výpočetní model s určením okrajových podmínek a materiálových vlastností.

K vytvoření výpočetního modelu je vhodné znát teoretickou stránku základních kroků, kterými je potřeba při tvoření projít. Práce se tedy snaží seznámit se základní teorií týkající se volby geometrie, okrajových podmínek, výpočetních a materiálech modelů.

V další části práce je proveden stavebně technický průzkum, popsán konstrukční systém vybrané stavby a jeho poruchy. Hlavním cílem průzkumu bylo získat přibližnou geometrii konstrukce a umístění na konstrukci viditelných trhlin. Díky těmto znalostem mohl být vytvořen 3D model konstrukce ve skutečném měřítku.

Analýzou vybrané konstrukce s použitím 3D modelu byla snaha zjistit příčiny, které vedli k vytvoření skutečných trhlin. Při určování zatížení krovem byla provedena i jeho vlastní analýza, kterou se zjistilo, že krov v některých částech přispěl k vytvořeným poruchám z důvodu:

- Možné rekonstrukce krovu,
- degradace dřevěných prvků,
- uvolnění ocelových táhel.

Zděná konstrukce byla rozdělena a analyzována po jednotlivých částech, a pro tyto konkrétní části byla zjištěna nejpravděpodobnější příčina vzniku trhlin. Jednotlivé analyzované části a jejich příčiny poruch jsou:

- Klenba presbytáře - rozjetí klenby vlivem sedání základů a nevhodného vyvěšení na krov,
- vstupní tribuna - vodorovné účinky krovu s dodatečným sedáním konstrukce,
- vítězný oblouk - nevhodné uspořádání klenebních táhel,
- celkový model - vliv sedání.

V závěru práce byl vypracován návrh sanačních opatření, kterými by daná konstrukce mohla být opravena. V této části byly zároveň modelovány dvě teoretické možnosti sepnutí - ocelovými táhly a uhlíkovými lamelami.

Pokračování práce by mohlo rozšířit teoretické pozadí a zaměřit se na určení stavu napjatosti po vzniku trhlin. Se skutečnými vlastnostmi konstrukce by byla možnost určit

např. i lomovou energii a tato analýza by mohla být více přesná. S tímto zpřesňováním se zároveň nabízí provedení změny geometrie v lokálních místech, která by mohla poskytnou lepší a reálnější výsledky. V některých místech by tedy mohlo dojít k větší přesnosti při vykreslování trhlin. Zároveň je ale nutné podotknout, že již tato méně přesná fungující konstrukce vyžaduje velký výpočetní čas na řešení jednoho zatěžovacího stavu (výpočetní čas byl přibližně ~ 2 hod.).

# Seznam použité literatury

## Technické normy ČSN:

- [1] ČSN EN 1990-1-1 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem
- [4] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení větrem
- [5] ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce
- [6] ČSN EN 772-1+A1 Zkušební metody pro zdící prvky - Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku
- [7] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí
- [8] ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - doplňující ustanovení
- [9] ČSN 73 1101 Navrhování zděných konstrukcí (neplatná norma)
- [10] ČSN 73 2310 Provádění zděných konstrukcí (neplatná norma)

Odborné publikace:

- [11] BUDAPEST UTE - DEPARTMENT OF APPLIED MECHANICS, *Newton-Raphson procedure* [online], [cit. 25.10.2021]. Dostupné z: [https://www.mm.bme.hu/~gyebro/files/ans\\_help\\_v182/ans\\_thry/thy\\_tool10.html](https://www.mm.bme.hu/~gyebro/files/ans_help_v182/ans_thry/thy_tool10.html)
- [12] BBANERJE, *Willam Warnke Yield Surface 3D* [online], [cit. 25.10.2021]. Dostupné z: [https://en.wikipedia.org/wiki/Willam-Warnke\\_yield\\_criterion](https://en.wikipedia.org/wiki/Willam-Warnke_yield_criterion)
- [13] MAPY.CZ, *Uživatelské fotografie* [online], [cit. 25.10.2021]. Dostupné z: <https://lurl.cz/eKVAJ>
- [14] WIKIPEDIE, *Kostel svaté Máří Magdalény (Bílenec)* [online], [cit. 30.10.2021]. Dostupné z: [https://cs.wikipedia.org/wiki/Kostel\\_svaté\\_Maří\\_Magdalény\\_\(Bílenec\)](https://cs.wikipedia.org/wiki/Kostel_svaté_Maří_Magdalény_(Bílenec))
- [15] ČESKÁ GEOLOGICKÁ SLUŽBA, *Geovědná mapa - Geologická prozkoumanost 1:50 000* [online], [cit. 30.10.2021]. Dostupné z: <http://www.geology.cz>
- [16] KAUSHIK, HEMANT B., C.RAI, DURGES J. A SUDHIR K. JAIN, M.ASCE. *Stress-strain characteristic of clay brick masonry under uniaxial compression*, Místo vydání: Journal of materials in civil engineering. 2007. [online], [cit. 4.11.2021]. Dostupné z: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290899-1561%282007%2919%3A9%28728%29>
- [17] FUČÍK, PETR. *Využití destruktivních a nedestruktivních metod pro určení pevnosti betonu v tlaku*. VUT, 2007. [online], [cit. 4.11.2021]. Dostupné z: <https://dspace.vutbr.cz/handle/11012/68436>
- [18] BARRAZA, JAIME ANDRÉS CAMPBELL. *Numerical model for nonlinear analysis of masonry walls*. Baustatik - Baudynamik, 2012. [online], [cit. 5.11.2021]. Dostupné z: <https://www.lbb.rwth-aachen.de/go/id/eazb/lidx/1/file/82779> , ISSN 1437-0840
- [19] ANSYS, INC. *Structural analysis guide*. Místo neznámé, 2020. [online], [cit. 5.11.2021]. Dostupné z: <https://www.yumpu.com/en/document/view/3737459/structural-analysis-guide-ansys>



- [20] BROŽOVSKÝ, J.; MATERNA, A. *Metoda konečných prvků ve stavební mechanice*. 2012. [online], [cit. 5.11.2021]. Dostupné z: <https://mi21.vsb.cz/>
- [21] SUPERCIVILCD. *Coefficient of friction*. [online], [cit. 10.11.2021]. Dostupné z: <http://www.supercivilcd.com/FRICTION.htm>
- [22] ČERVENKA CONSULTING S.R.O. *ATENA verze 5 - Technická specifikace*. Praha, 2017. [online], [cit. 10.11.2021]. Dostupné z: <https://www.cervenka.cz/cz/produkty/atena/>
- [23] RADOSLAW, JASINSKI. *Numerical verification of the Elasti-plastic menétry-william model for masonry shear walls made of calcium silicate masonry units*. ResearchGate, 2020. [online], [cit. 10.11.2021]. Dostupné z: <https://www.researchgate.net/profile/Jasinski-Radoslaw/publication/>
- [24] SEDLÁK, BC. PETR. *Statická analýza spoje dřevěné konstrukce*, 2015. [online], [cit. 10.11.2021]. Dostupné z: <https://dspace.vutbr.cz/handle/11012/37749>
- [25] KAPPOS, ANDREAS. *Constitutive model for concrete in triaxial compression and applications in finite element analysis of R/C bridge piers*. ResearchGate, 2008. [online], [cit. 10.11.2021]. Dostupné z: <https://www.researchgate.net/>
- [26] PISANO, A. A. *An algorithmic approach for peak load evaluation of structural elements obeying a menétry-willam type yield criterion*. ResearchGate, 2012. [online], [cit. 12.11.2021]. Dostupné z: <https://www.researchgate.net/>
- [27] GALMAN, IWONA A KUBICA, JAN. *Stress-strain characteristics of brick masonry under compressive cyclis loading*. *Czasopismo techniczne*, 2015. [online], [cit. 12.11.2021]. Dostupné z: <https://www.ejournals.eu>
- [28] DRDÁCKÝ, M.F., WALD, F., MAREŠ, J. *Modelling of real historic timber joints*. Praha, WIT Press, 1999. [online], [cit. 12.11.2021]. Dostupné z: <https://www.researchgate.net/>, ISSN 1743-3509

- [29] CAMACHO, J. S. A DALŠÍ. *The influence of grouting and reinforcement ratio on the concrete block masonry compressive behaviour*. Ibracon structures and materials journal, 2015. [online], [cit. 15.11.2021]. Dostupné z: <https://www.researchgate.net/>, ISSN 1983-4195
- [30] PAGE, A. *The biaxial compressive strenght of brick masonry*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1981. [online], [cit. 15.11.2021]. Dostupné z: <https://www.researchgate.net/>
- [31] HOLOUŠOVÁ, BC. T. *Analýza napjatosti a porušení ve zkušebních tělesech používaných pro určování lomově mechanických parametrů kvazikřehkých materiálů*. FAST, Brno, 2012. [online], [cit. 15.11.2021]. Dostupné z: <https://dspace.vutbr.cz/xmlui/handle/11012/11284>
- [32] BASHIR, A., XIAO-ZU. *Arc-length technique for nonlinear finite element analysis*. Journal of Zhejiang University SCIENCE, 2004. [online], [cit. 15.11.2021]. Dostupné z: <https://www.researchgate.net/>, ISSN 1009-3095.
- [33] STATIKON SOLUTION S.R.O, *Sledování trhlin ve stěnách pomocí sádrových terčů* [online], [cit. 16.11.2021]. Dostupné z: <https://statik.webnode.cz/news/sledovani-trhlin-ve-stenach-pomoci-sadrovych-tercu/>
- [34] JIRÁSEK, M., ZEMAN, J., *Skriptum: Přetváření a porušování materiálů: Dotvarování, plasticita, lom a poškození*. Praha, 2012, ES ČVUT. [online], [cit. 16.11.2021]. Dostupné z: <http://mech.fsv.cvut.cz/wiki/images/b/b3/Ppm2012.pdf>
- [35] BROŽ, J., KIKA, O. *Prezentace: Nelineární výpočty SCIA - Statika2016*, Místo neznáme, 2016. [online], [cit. 16.11.2021]. Dostupné z: [https://www.scia.net/sites/default/files/events/workshop\\_10\\_-\\_nelinearni\\_vypocty.pdf](https://www.scia.net/sites/default/files/events/workshop_10_-_nelinearni_vypocty.pdf)
- [36] WITZANY, J., WASSERBAUER, R., ČEJKA, T., KROFTOVÁ, K.; ZIGLER, R., *Obnova rekonstrukce staveb. Poruchy, degradace, sanace*. Praha: CTU. Czech Technical University Publishing House, 2018. ISBN 978-80-01-06360-6

- [37] SARON. *Statické zajištění objektů*. Saron statika s.r.o., Brno [online], [cit. 16.11.2021]. Dostupné z: <https://www.statickezajisteni.cz/staticke-zajisteni.html#prettyPhoto>
- [38] SIKA CZ, s.r.o. *Metodická příručka zesilování konstrukce - Sika CarboDur systém*. Sika CZ, s.r.o., Brno [online], [cit.20.11.2021]. Dostupné z: <https://cze.sika.com/content/dam/dms/cz01/0/MP-cz-Sika%20CarboDur.pdf>
- [39] ZIJL, v.G., *Modeling Masonry Shear-Compression: Role of Dilatancy Highlighted*. ResearchGate, 2004. [online], [cit. 02.12.2021]. Dostupné z: [https://www.researchgate.net/publication/245285741\\_Modeling\\_Masonry\\_Shear-Compression\\_Role\\_of\\_Dilatancy\\_Highlighted](https://www.researchgate.net/publication/245285741_Modeling_Masonry_Shear-Compression_Role_of_Dilatancy_Highlighted)
- [40] Structures with Prof. H, 2021, *Reinforced Concrete Modeling - FEA using ANSYS - Lesson 9*, YouTube video. [cit. 02.12.2021]. Dostupné z: <https://www.youtube.com/watch?v=rqHWA9IJn0g>
- [41] ČEJKA, T., Stanovení zůstatkové zatížitelnosti historických staveb, Praha - ČVUT FSv, [online], [cit. 02.12.2021]. Dostupné z: <https://portal.cvut.cz/wp-content/uploads/2017/04/HP2011-31-Cejka.pdf>

#### Použité programy:

- [42] SCIA Engineer + uživatelský manuál, <https://www.scia.net/cs>
- [43] Dlubal RFEM + uživatelský manuál, <https://www.dlubal.com/cs>
- [44] AutoCAD 2018, <https://www.autodesk.cz>
- [45] Sada MS Office
- [46] ANSYS Workbench + uživatelský manuál, <https://www.ansys.com>