

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ FAKULTA STAVEBNÍ

Katedra konstrukcí pozemních staveb



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Numerická analýza statických poruch
zděných konstrukcí

Bc. Michael Balík
2019

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

Prohlášení autora

Prohlašuji, že jsem předkládanou diplomovou práci vypracoval samostatně pouze s použitím pramenů a literatury uvedených v seznamu citované literatury.

V Praze 2019

.....

Michael Balík

Poděkování

Děkuji Ing. Radkovi Ziglerovi, Ph.D. za odborné vedení, pomoc a povzbuzování při tvoření mé diplomové práce. Dále děkuji panu Tomáši Tondrovi a panu Jiřímu Cilcovi za umožnění vstupu na zámeček Brnky a do synagogy v obci Zderaz. A hlavně děkuji rodině a za trpělivost, zázemí a oporu po dobu tvoření mé diplomové práce.



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Balik Jméno: Michael Osobní číslo: 440820
Zadávací katedra: 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 vybraných objektech 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 podperení 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 vedoucího diplomové práce: Ing. Radek Zigler, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 27. 9. 2019 Termín odevzdání diplomové práce: 5. 1. 2020
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Numerická analýza statických poruch zděných konstrukcí

Diplomová práce se zabývá numerickou analýzou statických poruch zděných konstrukcí a její aplikací na dva zkoumané objekty. V prvním bloku představuji metodiku výpočtů, různé typy výpočetních modelů, problematiku zjišťování mechanických vlastností zdiva a vliv podloží na konstrukci. V druhém bloku se věnuji dvěma objektům: zámeček Brnky a synagoga v obci Zderaz. Zpracuji soupis staticky významných poruch a vytvořím 3D modely objektů, na nichž budu ověřovat, zda mnou nabízené příčiny poruch, skutečně mohou za existující trhliny.

Klíčová slova:

Numerická analýza, statické posouzení, sanace, MKP, zdivo

Numerical analysis of masonry buildings static failures

The diploma thesis deals with the numerical analysis of static failures of masonry structures and its application to two investigated objects. In the first block, I present the calculation methodology, various types of calculation models, problems with determination of mechanical properties of masonry and the influence of subsoil on the structure. In the second block I focus on two objects: the Brnky mansion and the synagogue in the village of Zderaz. I will create a list of statically significant failures and create 3D models of objects on which I will verify whether the causes of the failures I offer are actually behind existing cracks.

Keywords:

Numerical analysis, static assessment, restoration, FEM, masonry

Obsah	
Obsah	6
ÚVOD.....	8
1. Numerické modelování.....	9
1.1 Metoda konečných prvků.....	9
1.1.1 Historie MKP	9
1.1.2 Princip MKP	10
1.1.3 Výchozí předpoklady	11
1.1.4. Matice tuhosti	12
1.1.5 Shrnutí.....	13
1.2 Výpočetní metody	13
1.2.1 Metoda Newton-Raphson.....	14
1.2.2 Modifikovaná metoda N-R.....	15
1.3 Typy výpočetních modelů	15
1.3.1 Blokové modely (BBM).....	16
1.3.2 Makroprvkové modely (MM).....	17
1.3.3 Geometrické modely (GBM)	18
1.3.4 Model kontinua (CM).....	19
2 Mechanické vlastnosti zdiva	20
2.1 Problematika	20
2.2 Mechanické vlastnosti při numerické analýze	21
2.3 Metody zjišťování mechanických vlastností.....	23
2.3.1 Rozdělení metod	23
2.3.3 Zjištění mechanických vlastností.....	24
3. Vliv podloží.....	26
3.1. Spolupůsobení konstrukce a podloží (SSI)	26
3.1.1 Metoda kontinua.....	26
3.1.2 Konstrukční přístup	27
3.2. Homogenizace podlaží	29
3.3 Hloubka deformační zóny	30

3.4 Tuhost pružin	31
3.5 Shrnutí.....	32
4. Numerická analýza zkoumaných objektů	33
4.1 Zámek Brnky.....	33
4.1.1 Stavebně technický průzkum objektu.....	34
4.1.2. Analýza poruch.....	39
4.1.2 Numerický model	44
4.2. Synagoga Zderaz.....	52
4.2.1 Stavebně technický průzkum objektu.....	52
4.2.2 Analýza poruch.....	57
4.2.3 Numerický model	61
ZÁVĚR	67
SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	68
SEZNAM OBRÁZKŮ	70
SEZNAM TABULEK	73

ÚVOD

Má diplomová práce se zabývá numerickou analýzou statických poruch zděných konstrukcí snaží se ukázat výhody a úskalí této problematiky. Zdivo je nejčastějším stavebním materiálem historických budov, a proto se s ním pravidelně setkáváme při sanacích a obnovách těchto objektů. Provádět vždy velmi detailní a naprosto přesnou analýzu u těchto budov není možné. Ať už z hlediska časových či finančních. V mé práci se proto snažím ukázat jak i na základě ne úplně přesných informací lze dospět k dostačujícím závěrům a vyhovujícím výsledkům.

Celá práce je rozdělena na dva bloky. Přičemž v prvním z nich je popis metod, modelů, teorií a přístupů, které se používají při numerických analýzách obecně. Tato první část dává možnost čtenáři nahlédnout do problematiky celé látky a poukáže na komplexnosti, který v ní existují.

Pro druhou část jsem si vybral dva rozdílné objekty, které jsem zanalyzoval z pohledu statických poruch a poté na ně použil metodiky a postupy, které jsem předtím popsal v první části. Mé snažení se mělo co nejvíce blížit způsobu, který by se uplatnil v praxi. Chtěl jsem tak ukázat, že určitá zjednodušení či zanedbání při výpočtu stejně může vést k povedené analýze. Jako objekty jsem si vybral zámeček Brnky na severu Prahy a synagogu v obci Zderaz. Oba objekty mají smíšené zdivo a bylo tak možné na ně aplikovat stejné postupy a následně obě konstrukce porovnat.

Čtenář by si měl odnést znalosti ze základů numerické analýzy zděných konstrukcí, jaké má úskalí a co se naopak nemusí řešit.

1. Numerické modelování

Během let byly vyvinuty různé nástroje pro odhad a zhodnocení stavu zděných konstrukcí. Numerické nástroje byly a jsou upřednostňovány před analytickými metodami. Tj. způsobeno především složitým mechanickým chováním zdiva a také nepravidelností jejich tvarů. Pokud se nám podaří vytvořit model tak, aby simuloval chování konstrukce, můžeme tehdy odhadnout reakci konstrukce na jisté podněty a také hlídat její bezpečnost.

Numerické modelování zděných konstrukcí je stále velkým oříškem pro inženýry kolem celého světa. V následující kapitole popíši základní metody, typy modelů a výpočetní přístupy, které jsem použil ve své diplomové práci.

1.1 Metoda konečných prvků

Metoda konečných prvků (dále jen MKP) je numerický postup používaný pro popis chování a analýzu konstrukcí. Vznik MKP je úzce napojen na pevnostní analýzu, neboť právě zde se nejprve používala. Dnes se MKP využívá také na analýzu tepelných toků, proudění tekutin, simulování magnetických a elektrických polí a tímto její využití nekončí. [1]

1.1.1 Historie MKP

První náznak MKP můžeme najít již v roce 1906, kdy byla navržena tzv. „vazníková analogie“ (lattice analogy) pro analýzu pevnosti. Hmotu zkoumané konstrukce byla nahrazena pravidelným uspořádáním elastických tyčí. Vlastnosti tyčí byly vybrány tak, aby konečné posunutí jednotlivých spojů odpovídalo konečnému posunutí bodů v původní hmotě. Tato metoda se stala velmi populárním řešením konstrukčních analýz. Za jednoho ze zakladatelů je považován matematik Richard Courant, který v roce 1941 představil MKP tak jak ji známe dnes. Nejednalo se však o průlomový objev, na MKP bylo dokonce nahlíženo jako na nepraktickou metodu, protože v té době nebyla k dispozici výpočetní technika, která by byla schopná vygenerovat a vyřešit velké množství algebraických rovnic. Není proto překvapením,

že rozvoj metody konečných prvků je napojen na rozvoj programovacích jazyků a počítačů. [1]

Samotné jméno „metoda konečných prvků“ přišlo v platnost až v roce 1960, tehdy už bylo jasné, jaké výhody MKP obnáší a v roce 1963 si získala všeobecnou úctu, kdy byl uznán její matematický základ. Od této chvíle bylo na MKP nahlíženo jako na univerzální metodu a o dva roky později (1965) byly publikovány první články o jejím využití při řešení tepelného toku a prosakování materiálů. [1]

V šedesátých a sedmdesátých letech se začali objevovat první programy, které fungovaly na principu MKP, např. se jednalo o ANSYS, ASKA a NASTRAN. Každý z těchto programů uměl provádět statickou, dynamickou a teplotní analýzu, ale nové funkce se rychle přidávaly. Brzy na to programy již obsahovali preprocessing (pro editaci vstupních údajů) a postprocessing (kontrola a zhodnocení výsledků). K snazšímu ovládání těchto programů bylo zapotřebí grafické rozhraní, aby práce v nich byla rychlejší a efektivnější. V osmdesátých letech došlo k širšímu rozšíření těchto programů, které se nyní objevily i na osobních počítačích. V roce 1961 bylo publikovaných pouze 10 vědeckých článků o MKP, o čtvrt století později v roce 1986 jich bylo napsáno přes 20 000. [1]

1.1.2 Princip MKP

Myšlenka, na které stojí MKP, je geniálně prostá. Metoda konečných prvků modeluje konstrukci jako soustavu malých součástek (prvků). Je však důležité, aby chování prvků odpovídalo chování celistvé konstrukce. Není možné, aby se prvky pod zatížením překrývaly či oddělovaly od sebe. Tento požadavek se dá naplnit podmínkou, že prvky mají omezenou deformaci (např. prvky si musí zachovat rovné okraje). V MKP je možné využít mnoho typů prvků a výběr záleží na typu prováděné analýzy. MKP je metoda částečné aproximace, ve které je aproximační funkce vytvořená ze spojování jednoduchých funkcí, jež je každá definována na malé části. [1]

Nespornou výhodou MKP je její všestrannost, neboť se dá použít na různé fyzikální problémy. Zkoumaná konstrukce může mít libovolný tvar, podpory i zatížení. Stejně tak finální síť prvků (tzv. „mesh“) může kombinovat prvky různých velikostí,

vlastností i tvarů tak, abychom získali co nejpřesnější výsledky. Blízká fyzická podoba mezi zkoumaným objektem a MKP modelem, je další velká výhoda. [1]

MKP má ovšem i řadu nevýhod. Jedna z nich je uzavřenost metody. Pro konkrétní problém je nalezen konkrétní číselný výsledek; analýza konečných prvků neposkytuje řešení v uzavřené formě, které umožňuje analytické studium účinků změn různých parametrů. Další nevýhodou je náročnost metody, bez výpočetní techniky téměř není možné MKP používat. [1]

1.1.3 Výchozí předpoklady

Vztah mezi zatížením a deformací je klíčový faktor pro pevnostní analýzu prováděnou v MKP. Následující vztahy vycházejí z předpokladu teorie pružnosti. Pokud se jedná o řešení pomocí linearizace jednotlivých dílčích kroků (např. Newton – Raphson) je možná jejich přímá aplikace i v případě nelineárních úloh. [2]

Geometrické rovnice jsou vztahy vytvářející vazbu mezi složkami posuvů a přetvoření (deformací), tedy složky tenzoru deformace. Chceme-li popsat deformaci celého tělesa, musíme pro každý bod tělesa popsat polohu též po deformaci. Tyto rovnice se pro případ malých deformací nazývají „Cauchyho rovnice“ [3]

$$\varepsilon_x = \frac{\delta u}{\delta x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\delta v}{\delta y}; \quad \gamma_{xx} = \frac{\delta u}{\delta y} + \frac{\delta v}{\delta x} \quad (1.1)$$

v maticové formě:

$$\varepsilon = \delta^T r \quad (1.2)$$

Kde:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\delta}{\delta x} & 0 \\ 0 & \frac{\delta}{\delta y} \\ \frac{\delta}{\delta y} & \frac{\delta}{\delta x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}$$

Diferenciální podmínky rovnováhy nabývají tvaru:

$$\frac{\delta \sigma_x}{\delta x} + \frac{\delta \tau_{xy}}{\delta y} + X = 0; \quad \frac{\delta \tau_{xy}}{\delta x} + \frac{\delta \sigma_y}{\delta y} + Y = 0$$

V maticové formě:

$$\delta\sigma + X = 0 \quad (1.3)$$

Kde:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\delta}{\delta x} & 0 & \frac{\delta}{\delta y} \\ 0 & \frac{\delta}{\delta y} & \frac{\delta}{\delta x} \end{bmatrix} + \begin{Bmatrix} X \\ Y \end{Bmatrix} = 0$$

Fyzikální rovnice $(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy})$ představují vztah mezi deformací a napjatostí. Složky napětí, vstupující do rovnic rovnováhy a složky přetvoření v geometrických rovnicích jsou navzájem vázány Hookeovým zákonem. Připomeňme však, že tento vztah platí pouze, je-li materiál pružný, izotropní a homogenní. [3]

1.1.4. Matice tuhosti

Při sestavení matice tuhosti konečného prvku se vychází Lagrangeova principu virtuálních přemístění:

$$\int_V \delta \varepsilon^T \sigma dV - \int_{\Omega} \delta r^T p d\Omega - \sum_{i=1}^n \delta r_i^T F_i^L = 0 \quad (1.4)$$

Po aproximaci přemístění a transformaci za pomoci tvarových funkcí, s faktem že δr_i^T může být libovolné, je vhodné napsat rovnici 1.4 takto:

$$\sum_{j=1}^n \int_{\Omega} B_i^T D B_j d\Omega - \int_{\Omega} N_{U,i}^T p B_j d\Omega - F_i^L = 0 \quad (1.5)$$

Na základě vztahu 1.5 je snazší psát:

$$K^e r^e = F^e \quad (1.6)$$

Kde K^e je matice tuhosti prvku obsahující submatici $K_{i,j}$, odpovídající uzlům i, j

$$K_{i,j} = \int_{\Omega} B_i^T D B_j d\Omega \quad (1.7)$$

A F^e je vektor zatížení prvku sestavený z vektorů zatížení F_i pro jednotlivé uzly i

$$F_i = \int_{\Omega} N_{U,i}^T p B_j d\Omega \quad (1.8)$$

Z matic tuhosti K^e jednotlivých konečných prvků je možné sestavit matici tuhosti konstrukce \mathbf{K} , z vektorů r^e vektro neznámých uzlových přemístění konstrukce r a z vektorů F^e pak zatěžovací vektor konstrukce \mathbf{F}

Řešením soustavy $\mathbf{K}r = \mathbf{F}$ (1.9) můžeme získat vektor uzlových přemístění konstrukce r . [2]

1.1.5 Shrnutí

I přes svou univerzálnost není metoda konečných prvků vždy nejlepším řešením na každý problém. K správnému použití je potřeba znalost a získané výsledky je nutné vždy ověřit. Je nutné si pamatovat, že MKP je pouze aproximační metoda, není tedy možné od ní získat úplně přesné výsledky. Model se musí co nejvíce blížit realitě a jeho tvorba se nesmí uspěchat. Veškeré výpočty v mé práci jsou prováděné MKP v programu ANSYS.

1.2 Výpočetní metody

V mé práci provádím nelineární analýzu dvou objektů, a proto by bylo vhodné aspoň v krátkosti představit nejběžnější metodu pro řešení nelineárních úloh v metodě konečných prvků. Jedná se o metodu Newton-Raphson.

Během fyzikálně nelineárních výpočtů se mění matice tuhosti materiálu D . Mění se v závislosti na změnách stavu modelu (typickým příkladem je přechod z pružného do plastického stavu. Vzhledem k měnící se matici tuhosti materiálu D , dle rovnice (1.7) není ani matice tuhosti K konstantní, ale je funkcí vektoru uzlových deformací. [2]

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}(\mathbf{u}) \quad (1.10)$$

Z toho pak vyplývá, že rovnice (1.9) je soustavou nelineárních rovnic. Nemůžeme ji tedy řešit přímo, ale využíváme k tomu jiné postupy. Nejčastějším způsobem je postupné navyšování zatížení a po každém přírůstku je provedení iteračního výpočtu, kdy musejí být naplněny podmínky rovnováhy. [2]

Je-li přírůstek zatížení ΔR , musíme poté přepsat rovnici (1.9) do tvaru:

$$K\Delta u = \Delta R + R - F \quad (1.11)$$

1.2.1 Metoda Newton-Raphson

Tato metoda pro každý přírůstek zatížení ΔR vypočítá přírůstek deformace Δu . Na konci každého kroku, tedy bude celková deformace $u + \Delta u$.

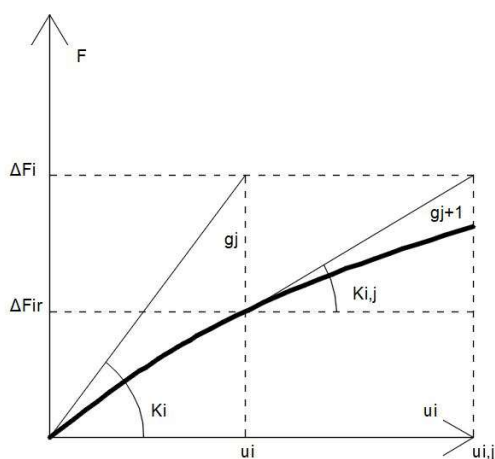
Nyní je třeba ověřit, zda nynější deformace $u + \Delta u$ zodpovídá rovnovážnému stavu. Abychom tuto podmínky ověřili, musíme spočítat vektor nevyrovnaných sil g .

$$g = \Delta R + (R - F(u + \Delta u)) \quad (1.12)$$

Je nutné, aby vektor nevyrovnaných sil byl dostatečně malý, protože pokud tomu tak není je potřeba určit novou matici tuhosti a s její pomocí nový přírůstek deformace:

$$K_1\Delta r_1 = g_1 \quad (1.13)$$

Je nezbytné celý postup (rovnice (1.12) a (1.13)) opakovat až do okamžiku, kdy vektor nevyrovnaných sil g je dostatečně malý. Tento postup je ilustrován na obr. 1, kde tučná čára představuje ideální (přesný) průběh závislosti mezi zatížením a deformací. Tohoto průběhu, bychom chtěli dosáhnout. [2]



Obrázek 1 - Newton-Raphsonova metoda [2]

Na oba zkoumané objekty v mé práci používám nelineární analýzu metodou Newton-Raphson.

1.2.2 Modifikovaná metoda N-R

Druhá metoda výpočtu nelineární analýzy, kterou jsem použil v této práci je lehce modifikovaná metoda Newton-Raphson. Jedná se o zatížení konstrukce ne silou či tlakem, ale přímo deformací.

Tato metoda se provádí, když nás zajímá chování konstrukce i poté, co bylo dosaženo maximální únosnosti. Klasická metoda N-R se zde nehodí, neboť řízení výpočtu přírůstků zatížení nedává smysl (zatížení musí logicky klesat). [2]

Proto je vhodné zatěžovat konstrukci deformací. Implementace do algoritmu N-R metody není nijak složitá. Vektor $\lambda\bar{R}$ na začátku iterace se získá za pomoci zavedení předepsaných deformací. V případě dalších iteračních kroků se místech zavedené deformace nemění. Zbytek Newton-Raphson metody zůstává stejný.

Tato metoda se nedá využít při složitějších konstrukcích, protože je zde komplikované, ne-li nemožné, přepsat zatížení do deformací. [2]

1.3 Typy výpočetních modelů

Průběhy a výsledky analýz do jisté míry záleží na typu zvoleného výpočetního modelu. Popsat a vysvětlit všechny typy je téměř nemožné, nové modely se vytvářejí prakticky neustále. Některé jsou všeobecné a dají se použít na mnoho různých analýz, jiné jsou až příliš specifické. V zásadě se ale všechny dají rozdělit do čtyř kategorií: blokové modely (BBM = block based models), hmotné modely (CM = continuum models), modely z makroprvků (MM = makroelement models) a modely založené na geometrii (GBM = geometry based models).

Chování zděných konstrukcí je složité, rozdílné a hlavně nelineární. Pojem zdívo obsahuje široké spektrum stavebních materiálů, které se liší mnoha vlastnostmi. Bylo

by proto chybné koukat se na všechny zděné konstrukce. Spolupráce zdících prvků, malty a spoje mezi nimi určuje celkovou vlastnost zdiva. [4]

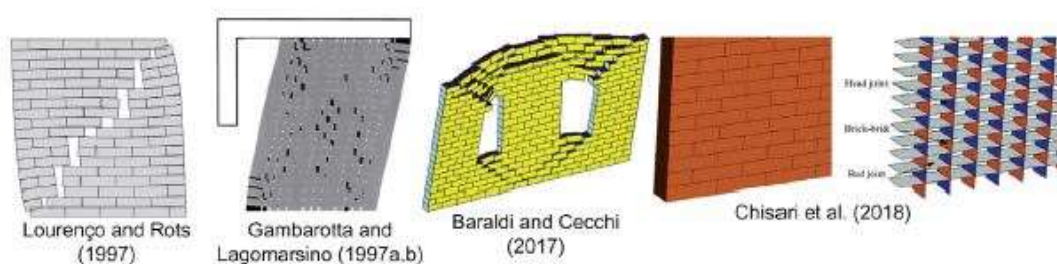
Každá z výše uvedených kategorií se dá uplatnit při modelování zděných konstrukcí. Je však důležité si pamatovat, že ne každá je vhodná při každé příležitosti. Uvedu krátký popis každé kategorie, aby bylo zřejmé, proč jsem nakonec použil takový model, jaký jsem použil.

1.3.1 Blokové modely (BBM)

BBM se snaží modelovat reakci materiálu na úrovni základní heterogenity zdiva. Tyto modely mohou skutečně opsat strukturu jednotlivých zdících prvků a malty mezi nimi a velmi věrně tak popsat chování konstrukce, včetně věrného vykreslení trhlin.

I přesto, že BBM je schopno přesně kopírovat uložení prvků v konstrukci, málokdy se tak děje, hlavně při analýzách historických objektů není rozložení prvků v konstrukci projektantovi známo. Tyto modely jsou kvůli velkému množství prvků masivní a nelze tímto způsobem modelovat celé objekty, proto se často omezuje pouze na malé konstrukční úseky. Vytvoření věrného BBM vyžaduje velmi mnoho času, proto se tento typ modelů využívá přednostně na akademické účely. [4]

Ukázky BBM jsou vidět na obr.2. Zde je dobře vidět, že se tyto modely využívají k malým a detailním analýzám.



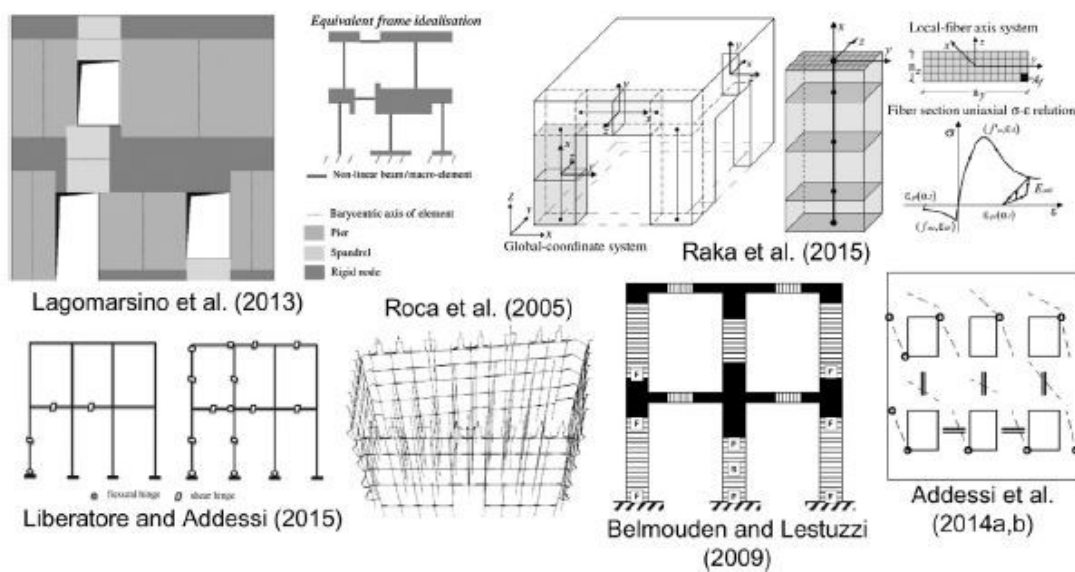
Obrázek 2 - příklady blokových modelů s uvedením jejich autorů, převzato ze zdroje [4]

1.3.2 Makroprvkové modely (MM)

MM nahlíží na konstrukci jako na sestavu konstrukčních komponentů (makroprvků) velikosti panelů. Rozeznáváme dva základní typy prvků: pilíře a panely. Pilíře jsou vertikální prvky, které nesou horizontální a vertikální zatížení. Panely jsou horizontální prvky mezi nimi (v případě vodorovného zatížení také fungují jako nosoucí prvky). MM se často používají při zkoumání chování zděných konstrukcí během zemětřesení.

Makroprvkové modely mají celou řadu výhod. Například na rozdíl od BB modelů nemají tak vysoké nároky na výpočetní techniku a jejich vytvoření sebere mnohem méně času a energie. Stejně jako popis mechanických vlastností je velmi jednoduchý na těchto modelech tak i sestavení geometrie je jednoduché. Všechny tyto důvody vedly k tomu, že se Makroprvkové modely staly široce rozšířenou metodou na modelování zděných konstrukcí.

Ale i tato metoda má své nevýhody. Mezi ně patří nemožnost modelování konstrukčních detailů (jako je napojení ozubením vzájemně kolmých stěn), které můžou dramaticky změnit výsledky. A hlavně idealizace budovy do seskupení pilířů a panelů může vést až k příliš konvenčním výsledkům v některých případech. Toto hrozí obzvláště u velmi nepravidelných objektů. [4]



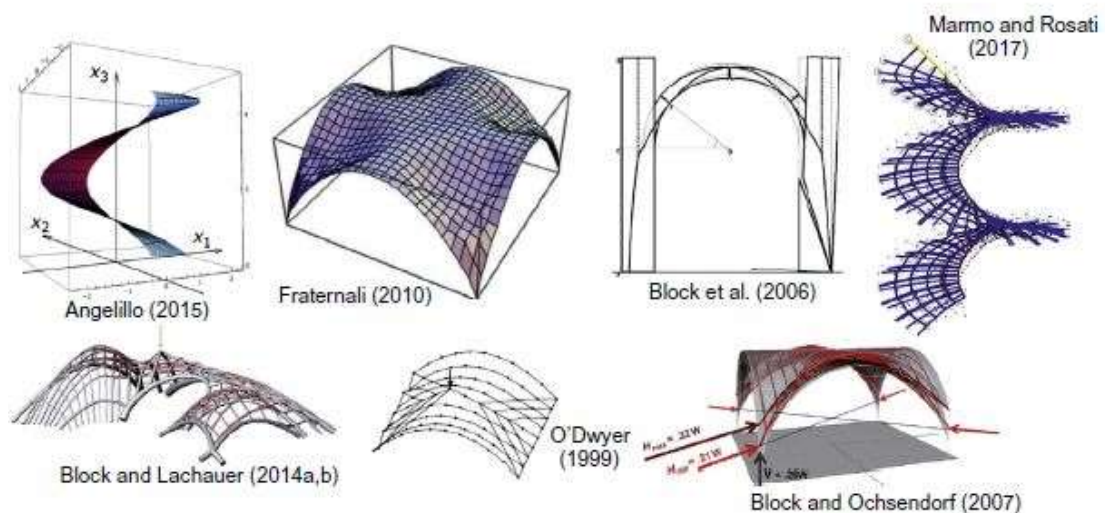
Obrázek 3 – ukázka makroprvkových modelů od různých autorů [4]

1.3.3 Geometrické modely (GBM)

Na zděnou konstrukci je v GBM nahlíženo jako na tuhé těleso. Pouze geometrie konstrukce a okrajové podmínky jsou potřeba při vytváření těchto modelů. Tento typ přístupů zkoumá statickou rovnováhu a/nebo kolaps konstrukce pomocí statického nebo kinematického teorému.

Statický teorém (obr. 4) se u zděných konstrukcí používá hojně při zkoumání statiky u kleneb, oblouků a kupolí. Kinematický teorém (obr. 5) se vyskytuje u seismických výpočtů.

Geometrické modely jsou velmi rychlé a dokáží nás za krátký čas upozornit na kritické místo zděné konstrukce. Velká nevýhoda tohoto přístupu je, že nám nedokáže říci, jaké je posunutí konstrukce. [4]



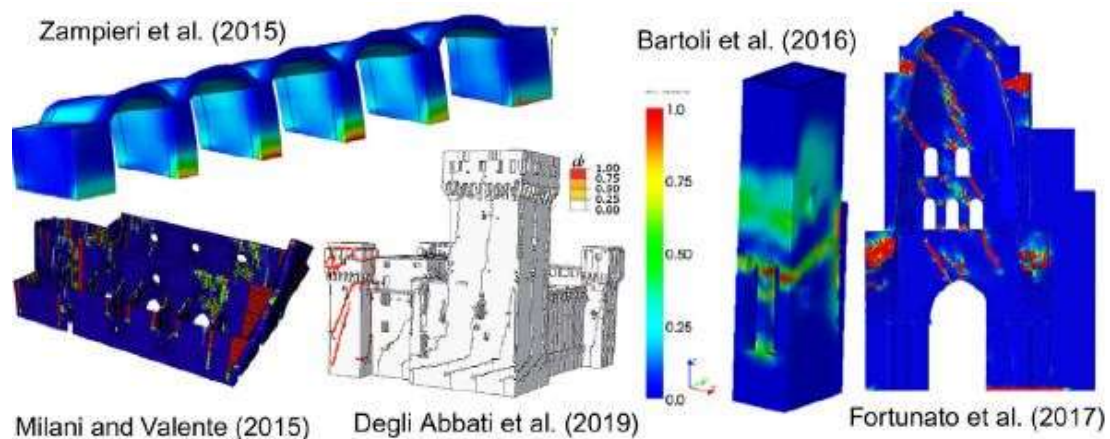
Obrázek 5 - GBM, statický teorém, různé autoři [4]



Obrázek 4 - GBM, kinematický teorém, od Chiozzi a kolektivu [4]

1.3.4 Model kontinua (CM)

Hmotné, jednotné a deformovatelné těleso se používá v CM k simulaci zdiva. U těchto modelů prvky sítě neodpovídají jednotlivým zdícím prvkům. Co víc, jednotlivé prvky mohou být mnohem větší než bloky zdiva. Což znamená, že výpočetní požadavky nejsou tak vysoké jako BBM. Nicméně formulace vlastností homogenního materiálu je obtížná vzhledem k mechanickým vlastnostem zdiva. Je tedy nutné vlastnosti zdiva homogenizovat tak, aby CM model představoval skutečné chování konstrukce. [4]



Obrázek 6 - CM, příklady použití CM na různých historických budovách od pěti statiků [4]

V této práci je použit pouze s CM model, který jsem aplikoval na oba dva objekty. Rozhodl jsme takto neboť, není tak časově a výpočetně náročný jako BBM a zároveň mi dává více výsledků než GBM. Makroprvkový model jsem nezvolil, neboť zkoumám poruchy klenby na jednom objektu a k tomuto účelu nejsou MM vhodné.

2 Mechanické vlastnosti zdiva

Abychom mohli objekty věrně modelovat a získat tak pravdivé výsledky je nutné dobře popsat mechanické vlastnosti materiálů, ze kterých jsou postaveny. Množství informací o vlastnostech závisí na námi zvoleném typu analýzy a modelovací technice. Např. v případě modelování pomocí GBM nám stačí naprosté minimum těchto informací. [4]

I přes velké množství zděných objektů, hlavně historických budov, otázka spolehlivého zjištění mechanických a fyzikálních vlastností není dodnes dořešena. Kvůli velké rozmanitosti materiálů zděných prvků, jejich velikosti, typu malty a způsobu zdění, není téměř možné přijít s univerzálními zásadami a poučkami, které by moly platit celosvětově. Z tohoto důvodu mnoho publikací a norem upřednostňuje experimentální určení mechanických vlastností, které by se později použili pro numerické modelování a výpočty. Bohužel experimentální zjišťování není vždy možné. S touto překážkou se můžeme setkat například u historických budov, které takový zásah může poškodit. Nebo vzhledem i k finanční náročnosti mohou být experimenty limitovány i ekonomickými faktory. [5,6]

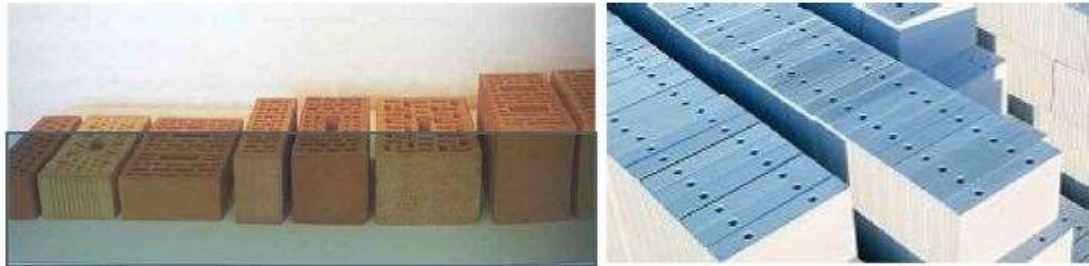
Ani v české legislativě, což jsou normy ČSN ISO 13822 (Hodnocení a existujících zděných konstrukcí) a ČSN EN 1996 (Navrhování zděných konstrukcí) není tato otázka dostatečně podrobně řešena. [4]

2.1 Problematika

Jak už bylo zmíněno, zdivo jest heterogenní materiál s mnoha variacemi. Vzniká vršením zděných prvků na sebe v určitém vzoru a spojovány jsou maltou nebo zamykacím mechanismem. Velikosti prvků jsou různorodé, od klasických cihel až po kamenné kvádry. Stejně jako velikosti tak i jejich materiál může být téměř jakýkoliv. Nejčastěji používaná pálená hlína a přírodní kámen, dnes můžou být nahrazeny za vylehčený nebo normální beton či za cihly z křemičitanu vápenatého. [6]

Malty jsou mixem písku a tmelu. Historicky se jako tmel používalo vápno, později se míchalo s cementem. Mechanické a fyzikální vlastnosti malty před a po

vytvrnutí závisí na jejích komponentech (písek, vápno, cement) a na množství vody, které bylo použito během přípravy a procesu tvrdnutí. Ze zkušeností víme, že malty na bázi vápna jsou víc flexibilní než cementové malty, kterou jsou křehčí, ale tvrdnou rychleji než vápenné malty. [6]



Obrázek 7 - různé typy zdících prvků [6]

Vliv na mechanické a fyzikální vlastnosti zdiva a jeho podsložek mají i degradační procesy. Ty ovlivňují i samotnou životnost a trvanlivost materiálů. Mezi degradační procesy patří procesy chemické, fyzikální a mikrobiologická koroze. Tyto procesy obvykle zasahují povrchovou a přípovrchovou vrstvu zdiva a mohou tak ovlivnit výsledky nedestruktivních zkoušek. [5]

Největší vliv na změny fyzikálních, chemických a mineralogických vlastností stavebních materiálů má vlhkost. Ta často dává podmínky pro spuštění chemických degradačních procesů a koroze. Koroze je soubor dějů, při nichž v důsledku působení agresivního prostředí nastává snížení fyzikálně mechanických vlastností vystaveným materiálům. [5]

Z výše napsaného je snadné pochopit, že určování fyzikálních a mechanických vlastností u zděných konstrukcí není vůbec snadné. Situace se nadále komplikuje, je-li zkoumaný objekt historický, a tudíž jsou experimentální metody omezeny. Velmi často se statik musí spolehnout na vlastní nebo cizí zkušenosti a mechanické vlastnosti odhadnout.

2.2 Mechanické vlastnosti při numerické analýze

Sada mechanických a fyzikálních vlastností, která je potřeba při numerické analýze se mění, podle potřeb výpočtu. Ne vždy je možné získat všechny vlastnosti

materiálu se kterým pracujeme a ani to není potřeba. Pro jednoduché výpočty, kde se pohybujeme v plastické sféře, nám stačí znát Youngův modul pružnosti (E) a pevnost v tlaku (f_c). Toto nám ovšem platí pouze do okamžiku prvních trhlin, poté se nám ve výpočtu projeví nelinearita. Následné modelování trhlin a selhání konstrukce vyžaduje další mechanické vlastnosti materiálu jako: pevnost ve smyku, pevnost v tahu a lomovou energii. Lomová energie je nejčastěji definovaná jako plocha v diagramu posunu-napětí v oblasti za vrcholem. Podle požadované detailnosti a přesnosti se v numerické analýze využívají tři metody pro modelování zdiva. Z čehož dvě jsou na bázi mikromodelování a ta třetí je makromodelování. [6]

V mikromodelování jde o to, že zdící prvky i maltové lóže jsou modelovány jako kontinuální prvky. Avšak rozhraní mezi nimi je na bázi nespojitých prvků a slouží tak jako potenciální rovina na vznik trhliny. Tyto prvky musejí mít vlastní počáteční tuhost, aby se nespojily s kontinuálními prvky kolem nich. Při tomto přístupu je nutné znát youngův modul, poissonovo číslo a (pokud je to nutné) i neelastické vlastnosti jako zdících prvků tak i malty. Potřebujeme znát i nelineární vlastnosti rozhraní mezi cihlami a maltovým ložem. Tento přístup nám umožňuje velmi věrohodné simulace, není ovšem vždy snadné získat všechna požadovaná data. [6]

Zjednodušené mikromodelování. U toho přístupu je každý spoj, vytvořený z malty a dvou rozhraní, modelován jako průměrné rozhraní. Zdivo je tak modelováno jako seskupení elastických bloků spojených přes lomové linie ve spojích. Přesnost této metody modelování se ztratí, protože Poissonův účinek malty není zahrnut. [6]

V makromodelování je situace jednodušší. Rozdíl mezi cihlami, maltou a rozhraní mezi nimi neexistuje. Tento přístup se chová ke zdivu jako k homogennímu celistvému materiálu. Zde je potřeba znát elastické i nepružné vlastnosti zdiva. Tento přístup jsem využil ve své práci, neboť vzhledem k velikosti modelu nebylo možné modelovat jednotlivá rozhraní mezi cihlami a maltou. [6]

2.3 Metody zjišťování mechanických vlastností

Existuje mnoho způsobů pomoci, kterých je možné zkoumat mechanické vlastnosti stavební materiálů na stávajících konstrukcích. V této kapitole je chci velmi krátce rozebrat, a nakonec popsat způsob jakým jsem určil mechanické vlastnosti v mé práci.

2.3.1 Rozdělení metod

Obecné rozdělení metod je: nedestruktivní metody, semidestruktivní a destruktivní metody. Nedestruktivní metody nijak nezasahují do staticky konstrukce a nezanechávají žádné stopy. Těmito metodami nezjistíme přímo hledané vlastnosti (např. pevnost v tlaku). Ale pomocí jiných vlastností se přes vhodný korelační vztah dostaneme k hledané charakteristice. Naproti tomu jsou metody destruktivní, během kterých dochází ke zničení testovaného vzorku a děje se tak nejčastěji v laboratořích. U těchto zkoušek přímo získáváme hledanou hodnotu. Semidestruktivní zkoušky způsobí jen malý zásah do konstrukce, který ovšem nesmí ohrozit její stabilitu. Během nich se odebírá například jádrový vrt a výsledky z těchto zkoušek jsou přesnější než zkoušky nedestruktivní. [7]

Historické budovy (například ty, které zkoumám ve své práci) velmi často nedovolují, aby na nich byly prováděny destruktivní, nebo i semidestruktivní, metody. Nejčastěji se tedy užívá metod nedestruktivních. Ty samy o sobě se dají rozdělit do tří podkategorií: metody tvrdoměrné, elektrodynamické, elektromagnetické. [7]

Elektromagnetické se využívají především pro měření vlhkosti v konstrukci a také pro zjištění množství výztuže v betonu. Elektrodynamické metody snímají a vyhodnocují účinek mechanického vlnění, které ve zkoušeném předmětu vyvolal mechanický podnět. Patří sem například: ultrazvuková metoda, rezonanční, metoda akustické emise a mnoho dalších... [7]

Tvrdoměrné metody jsou ze všech nejméně přesné. Zkoumají totiž tvrdost povrchu materiálu, a to je něco co nelze jednoznačně definovat jako fyzikální veličinu. Co víc nelze najít univerzální vztah, který by platil mezi zjištěnou tvrdostí a jinými

mechanickými vlastnostmi (např. pevností v tlaku). Na druhou stranu u řady metod (např. Schmidtovo kladivo) máme k dispozici tzv. kalibrační vztahy, které dokáží naměřené tvrdosti přiřadit k dané pevnosti. Tvrdost povrchu se dá testovat například metodami odrazovými, vrypovými, vtiskovými a vnikacími. [7]

2.3.3 Zjištění mechanických vlastností

Vzhledem k nedestruktivitě zkoušky Schmidtovým kladivem a historickému dědictví obou zkoumaných objektů, rozhodl jsem se k provedení této analýzy. U obou objektů jsem provedl měření na několika místech, podle normově uváděné metodiky a získal jsem tak pevnost v tlaku zdících prvků. Jednalo se však o smíšené zdivo, tudíž bylo provedeno měření jak na kamenech, tak i cihlách. Přes kalibrační rovnici, kterou udává výrobce (Proceq, 2017) jsem získal pevnosti v tlaku jednotlivých zdících prvků:

$$f_c = 0,0108Q^2 + 0,223Q \quad (2.1)$$

Jednotlivé zprůměrované hodnoty měření budou uvedeny později, každá u daného objektu. Když jsem věděl pevnosti zdících prvků, musel jsem ještě zjistit pevnost malty. Ta byla určena jako vápenná, takže její pevnost v tlaku odhaduji na 0,8 MPa. [10]

Pevnost zdiva tlaku se stanoví buď podle zkoušek pospaných v eurokódu EN 1052-1 anebo výpočtem. V mém případě nebylo možné provést experimentální zkoušku, a proto jsem tlakovou pevnost vypočítal:

$$f_c = K * f_b^{0,65} * f_m^{0,25} \quad (2.2)$$

Součinitel K uvažuji jako 0,8, neboť se jedná o obyčejnou maltu a pravidelnou skladbu cihel, tudíž nachází se zde podélná maltová spára rovnoběžná s lícem stěny. Takto získaná hodnota je pouze orientační, neboť se jedná o historické, a navíc smíšené zdivo. I přesto vypočtená hodnota může sloužit jako první odhad pevnosti zdiva. Dalším způsobem by bylo použít českou normu ČSN 7338, která se více zabývá historickým zdivem. [11]

Nyní když jsem měl k dispozici pevnost v tlaku dané zděné konstrukce, potřeboval jsem zjistit další vlastnosti, které jsem nutně potřeboval pro své numerické

modely. Jak už bylo mnohokrát zmíněno, zdivo je velmi rozmanitý materiál s různými vlastnostmi, ale podařilo se najít Italskou normu, která dle typu zdiva (uložení zdících prvků a jejich materiálů) dává k dispozici mechanické vlastnosti. Porovnal jsem tedy mnou vypočtené pevnosti v tlaku s těmi uvedenými v tabulce a zbylé hodnoty (pevnost ve smyku, youngův modul, tažný modul) jsem převzal z tabulky. [12]

Pevnost v tahu byla určena jako 1/10 pevnosti v tlaku. Jednotlivé tabulky s hodnotami jsou uvedené u daných objektů v pozdějších kapitolách.

Masonry typology	Compression strength f_m (MPa) min-max	Shear strength τ_o (MPa) min-max	Young modulus E (MPa) min-max	Shear modulus G (MPa) min-max	Weight density W (kN/m ³)
Irregular stone masonry (pebbles, erratic, irregular stones)	1.0	0.020	690	230	19
	1.8	0.032	1,050	350	
Uncut stone masonry with facing walls of limited thickness and infill core	2.0	0.035	1,020	340	20
	3.0	0.051	1440	480	
Cut stone with good bonding	2.6	0.056	1500	500	21
	3.8	0.074	1,980	660	
Soft stone masonry (tuff, limestone, etc.)	1.4	0.028	900	300	16
	2.4	0.042	1,260	420	
Dressed rectangular (ashlar) stone masonry	6.0	0.090	2400	780	22
	8.0	0.120	3,200	940	
Solid brick masonry with lime mortar	2.4	0.060	1,200	400	18
	4.0	0.090	1,800	600	

Obrázek 8 - odhad mechanických vlastností různých zděných konstrukcí [12]

3. Vliv podloží

Při zkoumání objektu, na kterém se vyskytují statické poruchy v dolní části, je velmi důležité znát základové podmínky. Právě nerovnoměrné sedání je častým důvodem rozvoje trhlin a jiného poškození konstrukcí.

Půda je heterogenní materiál, který se skládá z pevných zrn zemina, mezi kterými jsou dutiny naplněné vzduchem a kapalinou, nejčastěji vodou, ale může jít i o jiné kapaliny. Zemina je schopná přenášet tahové a smykové napětí nikoliv tahové a pokud je zatížena změní své materiálové vlastnosti. Jak bylo naznačeno, deformace podloží může mít velký vliv na chování konstrukcí, a proto je nutné při modelování tomuto faktoru věnovat větší pozornost. Stejně jako u zdiva, simulace podloží i dnes představuje nesnadný úkol vzhledem k jeho nehomogenitě.

3.1. Spolupůsobení konstrukce a podloží (SSI)

Je velmi těžké přesně charakterizovat zeminu a její chování vzhledem k její heterogenitě. V praxi tedy často dochází k určitému zjednodušení modelování zeminy. Základy jsou představeny jako pevné či volné podpory v podobě bodů, linií nebo ploch. Zatímco toto zjednodušení dobře funguje u novostaveb, kde máme jasnou představu o jejich založení, u historických budov je, vzhledem k mělčímu, a ne tak pevnému založení, situace komplikovanější a musíme být opatrnější s tímto přístupem.

V zásadě lze použít dva přístupy u modelování SSI (Structure-Soil Interaction): konstrukční a kontinuální přístup. Také je možné oba přístupy skombinovat, tato metoda se nazývá: přístup hybridní derivace. Oba přístupy mají své výhody a nevýhody. Ale obě metody počítají s deformací jako podloží tak i konstrukce. [13]

3.1.1 Metoda kontinua

Kontinuum je definováno jako rovnoměrně rozložená hmota v prostoru. Kontinuální metoda je založena na soustavě tří diferenciálních rovnic, které řídí

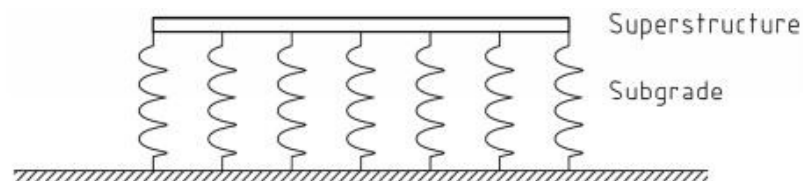
chování podloží jako spojitou hmotu. Nejjednodušší model kontinua je lineárně pružné isotropické chování, které popisuje Hookův zákon. Bez definovaných kritérií selhání se hmota chováním příliš neblíží skutečnému podloží. Byly proto představeny dodatečné konstitutivní vztahy, s určitými kritérii selhání jak v tahu, tak i v tlaku, které mnohem lépe popisují chování zeminy (např. Mohr-Coulombův vztah). [13]

Získání parametrů zeminy pro tuto metodu je mnohem snazší než pro konstrukční přístup, ale její aplikace ve výpočetních programech vyžaduje mnohem více úsilí. Využití MKP je téměř nezbytné. [13]

3.1.2 Konstrukční přístup

Konstrukční metoda je oproti výše zmíněné mnohem jednodušší, co se výpočtu týče, je u ní však komplikovanější zjistit potřebné mechanické vlastnosti, které by věrohodně popisovaly chování podloží. I samotná aplikace této metody do výpočtů a modelů je snazší než u metody kontinua. [13]

Nejstarším, a i dnes nejčastěji používaným modelem pro tuto metodu se stal tzv. Winklerův model. Ten modeluje konstrukci jako pevný objekt a podloží jako nekonečnou soustavu pružin. Pro konstrukční model zde však bude konečný počet pružin. (viz obr. 10)



Obrázek 9 - vizualizace winklerova modelu [13]

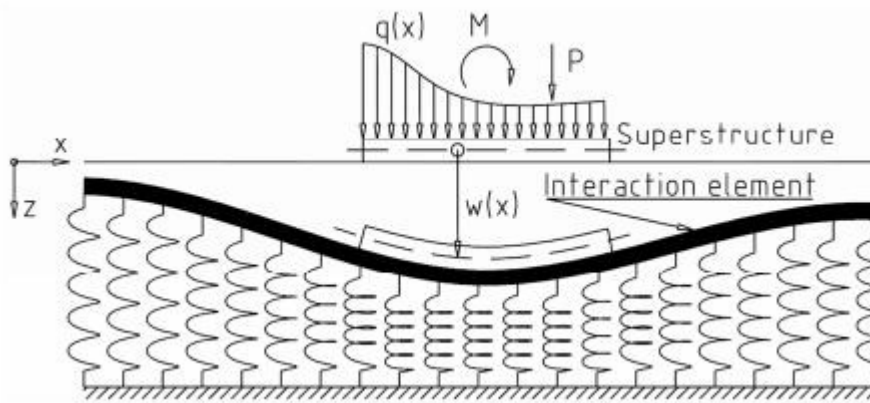
Winklerův model je snadný na výpočet, každá pružina ovlivňuje konstrukci pouze ve vertikálním směru. Krátce po jeho zveřejnění bylo jasné, že není úplně ideální k modelování podloží, neboť skutečný průběh sedání byl pozorován jinak (viz obr. 11).



Obrázek 10 - porovnání průběhu sedání [13]

Nalevo je zobrazen průběh sedání podle Winklera a napravo skutečný průběh tak jak jej pozorujeme. [13]

Bylo jasné, že je potřeba další výzkum v této oblasti, který si kladl za cíl implementovat vliv smyku do výpočtu. Vzniklo mnoho různých modelů. Nejvíce se ujal tzv Winkler-Pasternakův model, který vertikální pružiny u konstrukce spojil tenkou membránou. To způsobilo, že do Winklerova modelu přidal vliv smykových sil a zpřesnil tak jeho výsledky.



Obrázek 11 - Winkler-Pasternakův model [13]

Tento model se dnes hojně používá ve stavební praxi. Zde je rovnováha ve svislém směru popsána identitou:

$$C_{1WP}w - C_{2WP}\Delta w = f_z \quad (3.1)$$

Kde parametr C_1 popisuje tlakový odpor vrstvy a C_2 zase vliv smykového roznášení ve vrstvě. [14]

Raději než jednotlivé parametry C_1 a C_2 zavádíme jejich moduly C_{1WP} (tlakový modul) a C_{2WP} (smykový modul), které jsou svázány s řešením pružné vrstvy rovností matice poddajnosti tuhého základového pásu. [14]

$$[C] = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 2 \left[\sqrt{C_{1WP}C_{2WP}} + bC_{1WP} \right] & 0 \\ 0 & 1 \\ 2 \left[b^2 \sqrt{C_{1WP}C_{2WP}} + bC_{2WP} + \frac{b^3}{3} C_{1WP} \right] & \end{bmatrix}$$

Obrázek 12 - matice poddajnosti Winkler-Pasternakovi metody [14]

Winkler-Pasternakov model byl použit při zjištění tuhosti pružin v této práci. Byl k tomu použit výpočetní software pana profesora Pavla Kuklíka, CSc. Tento software vypočítá jednotlivé konstanty pružné vrstvy pro dané zatížení a šířku základu.

3.2. Homogenizace podlaží

Při výpočtu tuhosti pružin, respektive sedání konstrukcí, je nutné abychom znali edometrický modul podloží. Bohužel v drtivé většině případů se podloží sestává z rozdílných vrstev zemin, které se mohou velmi lišit svými vlastnostmi. Poté je potřeba dané podloží homogenizovat, abychom získali „jednu“ pružnou vrstvu, kterou použijeme ve Winkler-Pasternakovu modelu.

Na homogenizaci podloží jsem také použil výpočetní program pana profesora Pavla Kuklíka, CSc. Zde je zvolena váhová funkce (v tomto případě má lineární průběh), která zohledňuje vlivy jednotlivých vrstev. Maximum je u povrchu, naopak nulový vliv je v hloubce, která se rovná hloubce deformační zóny H (více o tomto v další kapitole). Důležitá podmínka je, že platí integrál: [15]

$$\int_0^H f(z) dz = 1 \quad (3.2)$$

Toto splňuje funkce

$$f(z) = \frac{2}{H} \left(1 - \frac{z}{H}\right) \quad (3.3)$$

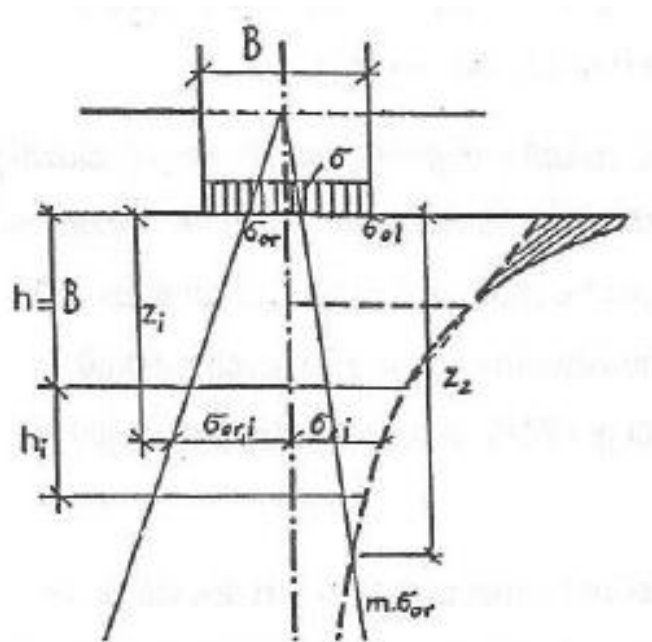
Nás ovšem zajímá homogenizovaná hodnota E . Tu můžeme zjistit pomocí integrálu:

$$E = \int_0^H f(z) E(z) dz \quad (3.4)$$

Podle obr. 14 a z integrálu (3.4) integrací získáme vztah pro výpočet homogenizovaného modulu pružnosti. [15]

$$E = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{2} [f(z_i) + f(z_{i-1})] (z_i - z_{i-1}). \quad (3.5)$$

Kde E_i přísluší tloušťce vrstvy $h_i = z_i - z_{i-1}$.

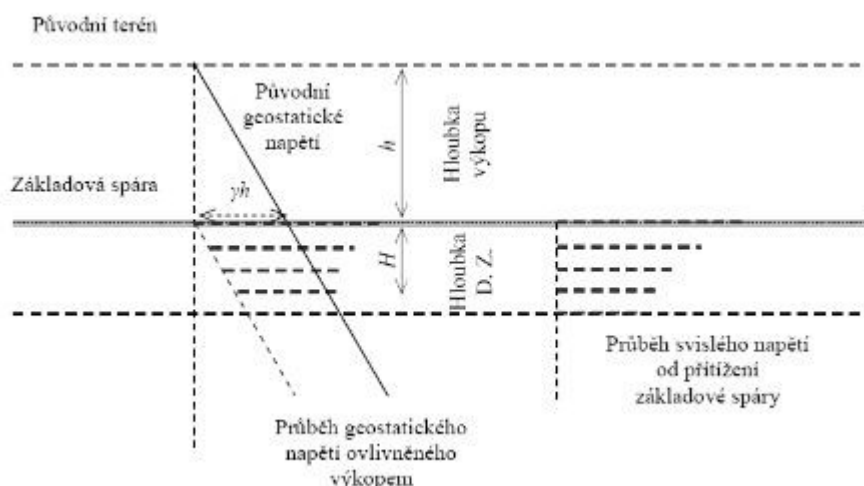


Obrázek 13 - vrstevnaté podloží [16]

Při výpočtu homogenizovaného modulu pružnosti, se již počítá s hloubkou deformační zóny, kterou nyní ještě nevíme. Proto byla odhadnuta a teprve v dalším kroku bude podrobněji spočítána. Důležité je, aby se hodnota odhadnutá a vypočtená příliš nelišily. Pokud by to nastalo, bylo by nutné znova přepočítat modul pružnosti. Což by vedlo ke zpřesnění výsledků, a ne k iteračnímu výpočtu, neboť hloubka deformační zóny nezávisí na modulu pružnosti.

3.3 Hloubka deformační zóny

Abych byl schopen spočítat deformaci, respektive sednutí, a tuhost pružin, je nezbytné abych znal hloubku deformační zóny. Princip stanovení hloubky deformační zóny lze pochopit z obr. 15. Základní předpoklad jest, že sama zemina se vlastní tíhou předkonsoliduje. Při výkopu stavební jámy vznikne prostor pro přitížení, které počítáme z teorie pružné vrstvy. Hloubka deformační zóny je místo, kde vliv geostatického napětí ovlivněného výkopem plus vliv přitížení dosáhnou geostatického napětí původního. [14]



Obrázek 14 - základní princip výpočtu hloubky deformační zóny [14]

Jak už bylo řečeno výpočet hloubky deformační zóny se uskuteční v programu pana profesora P. Kuklíka, CSc. Vztah, který zde je použit, závisí na rovnoměrném zatížení f_z (kN/m²) a nekonečném pásu široké $2a$ (m).

$$H = \frac{\pi a}{2} \left(\frac{2-2\nu}{1-2\nu} \right)^{\frac{1}{2}} \frac{1}{\ln \left(\sin \frac{\pi \gamma h}{2f_z} + 1 \right) - \ln \left(\cos \frac{\pi \gamma h}{2f_z} \right)} \quad (3.6)$$

Také už bylo zmíněno, že hloubka deformační zóny nezávisí na Youngově modulu pružnosti, ale velký vliv na ní má Poissonovo číslo ν . Dále je dobré si povšimnout, hloubka přímo úměrná šířce zatěžovacího pásu $2a$. [14]

3.4 Tuhost pružin

Poté co vypočtu hloubku deformační zóny, porovnám ji s jejím odhadem, který jsou použil při homogenizaci modulu pružnosti. Pokud se výpočet a odhad neliší o více jak 10 % (Kuklík, 2019), mohu považovat odhad za správný a není potřeba modul přepočítávat.

Nyní mám tedy všechny údaje k dispozici abych mohl vypočítat Winkler-Pasternakovy konstanty C_1 a C_2 použiji k tomu následující vztahy:

$$C_1 = \frac{\sqrt{H} \cdot \pi^2}{8H^2} E_{oed} \quad , \quad C_2 = \frac{\sqrt{H}}{2} G \quad (3.7)$$

Hodnotu tuhosti pružiny poté získám ze vztahu pro výpočet sedání základového pasu:

$$w_0 = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{f}{2(2n+1)\sqrt{C_1 C_2 + (2n+1)^2 2aC_1}} \quad (3.8)$$

A to tak, že za hodnotu liniového spojitého zatížení dosadím $f = 1$ (MN/m).
Finální vztah pro tuhost pružiny poté je: [14]

$$k = \frac{1}{w_0} \left(\frac{MN}{m^2} \right) \quad (3.9)$$

3.5 Shrnutí

V této kapitole byl popsán proces, kterým jsem dospěl k tuhosti pružin, pomocí kterých jsem modeloval podloží ve své práci. Je zde velmi stručně uvedena i teorie za použitými vztahy a modely. Konkrétní výsledky, stejně jako popsané vrstvy v podloží jsou uvedeny v příslušných kapitolách u jednotlivých objektů.

4. Numerická analýza zkoumaných objektů

4.1 Zámek Brnky

První zkoumaný objekt v mé práci je venkovský zámeček Brnky. Od roku 1958 je památkově chráněn, ale již dlouhodobě se nachází v havarijním stavu. V roce 2010 došlo k provizornímu zajištění formou stažení zdiva horního podlaží a vytvoření dočasných střechy nad částí objektu. [17]

Jedná se o areál barokního zámku, jemuž vévodí samotná dvoupatrová zámecká budova a kolem níž se nachází, dnes již bývalý, zámecký park s ohrazením a se zbytky hospodářského dvora. I přes zpustlý stav má i dnes areál zásadní urbanistický význam pro přilehlou obec. [17]

Zámecký areál byl založen v druhé polovině 17. století, na základech původní renesanční tvrze. Zámek je cenným příkladem venkovského letního sídla (villa suburbana) z období raného baroka. Sídlo bylo vybudováno pro tehdejšího rektora pražské jezuitské koleje. Z pohledu památkové ochrany je nejcennější bohatě zdobená kaple, ta je také hlavním předmětem zájmu v této práci. [17, 18]

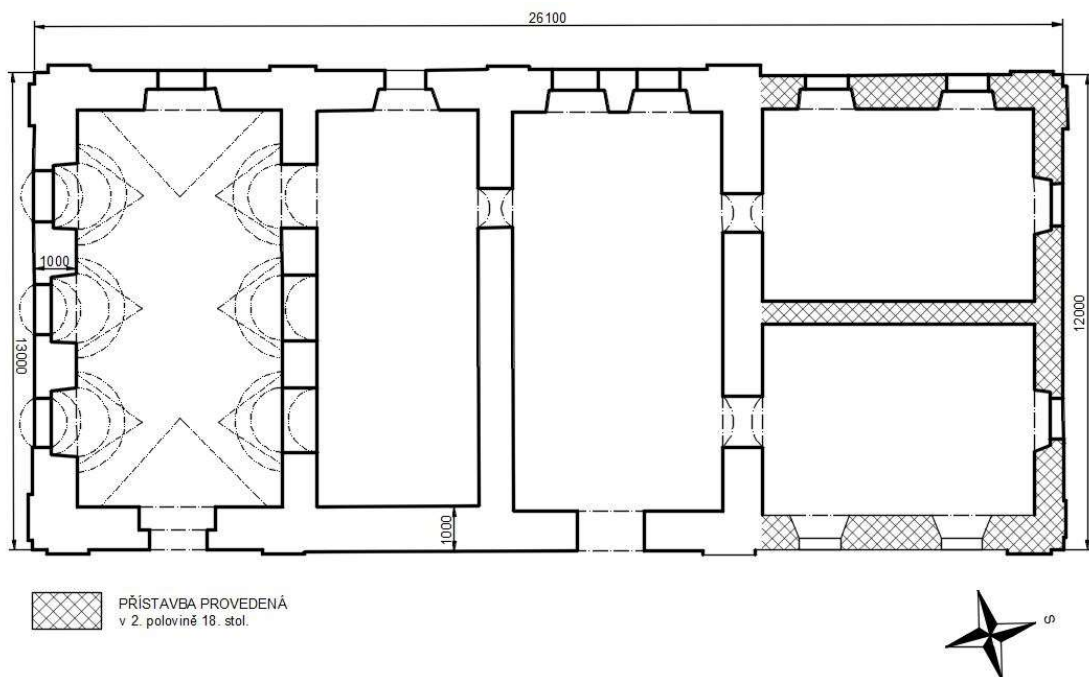


Obrázek 15 - zámeček Brnky [autor]

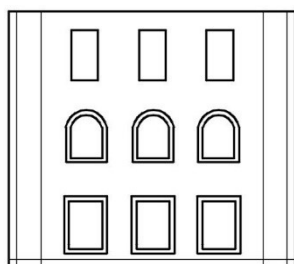
4.1.1 Stavebně technický průzkum objektu

Jedná se o obdélníkový objekt dlouhý 26 m a široký 12 m. Objekt má tři poschodí a hlavní vstup se nachází na západní straně. Dispozičně se zámecká budova dělí na trojtraktový raně barokní zámek a později (1726) přidělanou dvojtraktovou severní přístavbu. Ve střední části původního trojtraktu se nachází schodišťová hala přes všechna podlaží.

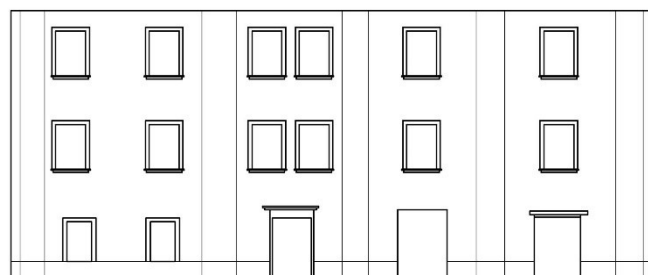
Na východní straně se nacházel balkon s portikem, který poskytoval výhledy do přiléhající zahrady. Dnes se jeho zbytky nacházejí v přilehlém okolí. Zámek také disponoval řadou sklepních prostor. Dva velké klenuté sklepy jsou pod severní přístavbou. Sklep, který sloužil jako konírna se vyskytuje mimo půdorys objektu. Východně od zámku se nacházela zahrada, která je obehnaná zídkou s pilířovou bránou.



Obrázek 16 - půdorys zámecké budovy [autor]

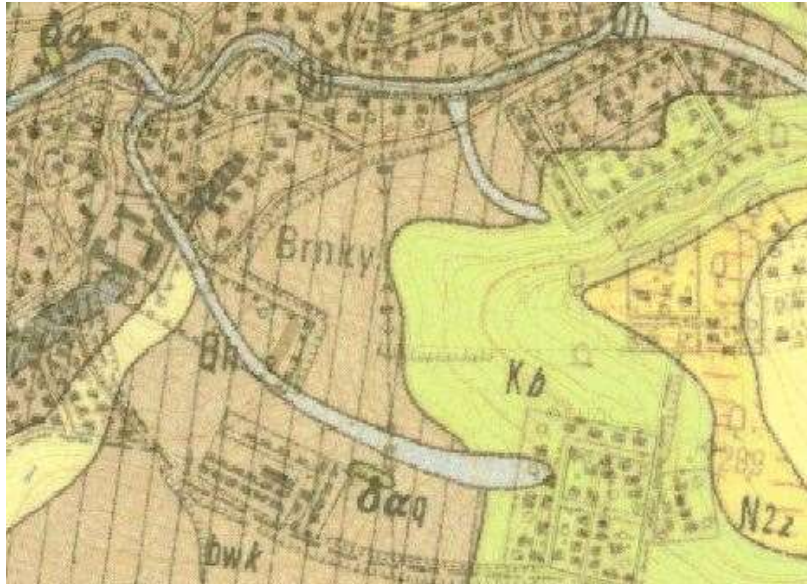


Obrázek 17 - pohled na jižní stranu [autor]



Obrázek 18 - pohled na západní stranu [autor]

Zámeček Brnky se nalézá u stejnojmenné obce ve středočeském kraji na pravém břehu Vltavy, severně od Prahy. V této lokalitě najdeme především písčitohlinité sedimenty a sprašové hlíny.



Obrázek 19 - geologická mapa okolí zámečku [geology.cz]

Obec Brnky se nachází se hranici (obr. 18) deluviofluviálních písčitohlinitých sedimentů Q_h a vápnitých jílovců K_b .

K zjištění vlastností základové půdy byl použit geologický vrt č. 196452 z roku 1972. Z něj bylo převzato následující souvrství zemin (tab. 1), podle kterého byla vypočítána tuhost pružin (viz kapitola 3).

Tabulka 1 - geologické podloží zámečku Brnky [geofond.cz]

Třída horniny	ϕ_u	C_u [kPa]	E_o [kPa]	h [m]
Sprašové hlíny	0°	49,03	4903	1,9
Písčitojílové hlíny D20	0°	49,03	4903	2,5
Středně zrnitý zahliněný písek	28°	-	11767	0,3
Rozložené prachovce	0°	-	17652	1,3
Zvětralé prachovce	-	-	39227	1

Podle postupu uvedeného v kapitole 3. Dostáváme jednotlivé hodnoty (tab. 2)

Tabulka 2 - vlastnosti základové půdy Brnky [autor]

PARAMETR	HODNOTA
E_{HOM} [MPa]	11,51
C1 [MN/M3]	3,75
C2 [MN/M]	13,37
H [M] (VYPOČÍTANÉ)	6,17
H [M] (ODHADNUTÉ)	6,5
K [MN/M2]	10,86

Rozdíl mezi odhadnutou a vypočtenou deformační hloubkou je méně než 10 % a proto považuji hodnoty za správné a není potřeba výpočet provádět znova.

Výsledná tuhost pružiny jest **$K = 10,86 \text{ MN/m}^2$** . Tuto hodnotu používám při modelování základových podmínek u numerického modelu.

Základy jsou řešeny formou základových pasů, které jsou o 200 mm širší než nosné stěny nad nimi. Zámeček má nadzemní výšku 12,5 m (po korunní římsu, střešní konstrukce není započtena). Sklepní prostory vedou až do hloubky 9 ti metrů pod povrch. Celková výška tedy je 21,5 m (bez krovu).

Svislé nosné konstrukce jsou provedeny ze smíšeného zdiva, kde se nachází cihelné zdící prvky, které jsou prokládány nepravidelnými kusy slínovce jílovce, což je hornina hojně se vyskytující v dané lokalitě. Tloušťka nosných stěn se pohybuje od 0,8 – 1,0 m. Otvory a výklenky ve stěnách jsou ve formě cihelných klenebních pasů.



Obrázek 20 - železná spona ve zdivu [autor]



Obrázek 21 - provizorní ocelové táhlo v kapli [autor]

Pojivem mezi zdíciými prvky je vápenná malta. Na řadě míst je zdivo spojováno pomocí železných kleští. Stěny kaple jsou zajištěny dvojicí táhel.

Stropní konstrukce v 1.NP je v původním trojtraktu řešená klenbami. V kapli, kde je stropní konstrukce až na úrovni 2.NP, se jedná o valenou klenbu se šesti lunetami. Ve zbylých dvou částech traktu nalézáme valené klenby se styčnými výsečemi. V dostavěném dvojtraktu jsou stropy vyřešeny trámovou konstrukcí se podhledem. Podhledy byly vytvořeny dodatečně a byly omítané, také v nich byla vytvořena štuková zrcadla, ta dnes již neexistují. Lokálně odkryté trámy byly výtvarně zdobeny. Tloušťka stropních konstrukcí je zhruba 600 mm.



*Obrázek 22 - valená klenba ve vstupní hale
[autor]*



*Obrázek 23 - propadlý strop se štukovým zrcadlem
[autor]*



*Obrázek 25 - trámový strop v 1.NP v přístavbě
[autor]*



*Obrázek 24 - výtvarně zdobený stropní trám
[autor]*

V 1. NP je povrchová úprava vytvořena štukem a vápennou omítkou. Ve dvojici pokojů v 2. NP v severní dostavbě se nachází, dnes již pouze ve formě zbytků, rokoková výmalba s rokaji, květinami a ovocem. Samotná klenba Narození Panny Marie je bohatě štukově vyzdobená (viz níže).



*Obrázek 27 - uložení trámových stropů
[autor]*



Obrázek 26 - štuková výzdoba 2.NP [autor]

Kaple se nachází v jižní části původního barokního trojtraktu. Výškově se rozpíná přes dvě podlaží. Celá stropní konstrukce je bohatě štukově zdobená. Nalézáme zde zdobení architektonických prvků (perlovce, kartuše i napřimené festony), ale i figurální sochařskou výzdobu (tzv. putti) a hlavice pod výběhy klenby jsou korintsko-kompozitní. Na jižní straně jsou okenní otvory a na protější straně byla přístupná oratoř. Z původního oltáře se dnes dochovala pouze část základové desky. Celé podlaha byla vyhotovena z pískovcových desek. Kaple je ukázkovým příkladem manýristického raně barokního řešení a je tak mimořádně cenným umělecko-historickým objektem. [17]



Obrázek 28 - pohled na vnitřek kaple [autor]



*Obrázek 29 - štuková výzdoba stropu kaple
[autor]*

V celém objektu se nacházelo pouze jedno schodiště. To vycházelo ze střední části původního trojtraktu (vstupní hala) a procházelo přes všechna tři podlaží. V dnešní době je schodiště kompletně odbourané a o jeho přítomnosti svědčí pouze záseky ve stěnách.

Zámeček měl střechu valbového typu, krov byl řešen Rankovou konstrukcí s využitím části prvků starších barokních krovů. Původní zastřešení je dnes pryč. Nad jižním traktem (kaplí) se nachází provizorní plochá střecha a nad pozdně barokní přístavbou je zhotovena část nové střechy, z roku 2007. [18]



Obrázek 30 - schodišťový prostor [autor]



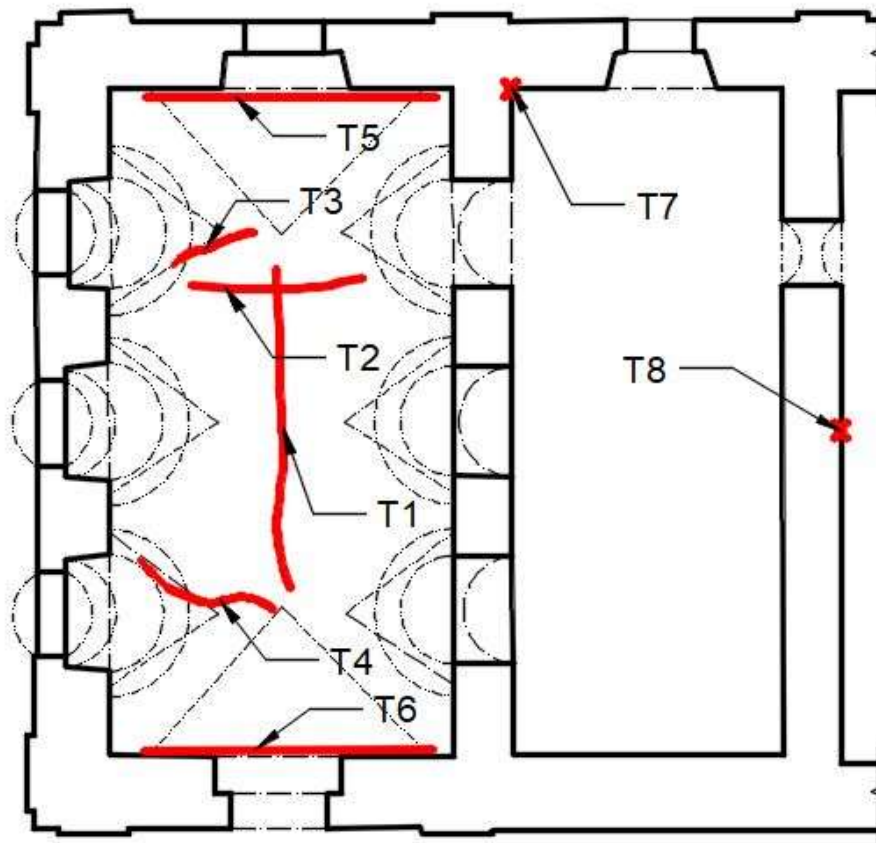
Obrázek 31 - nová provizorní střecha z roku 2007 [autor]

4.1.2. Analýza poruch

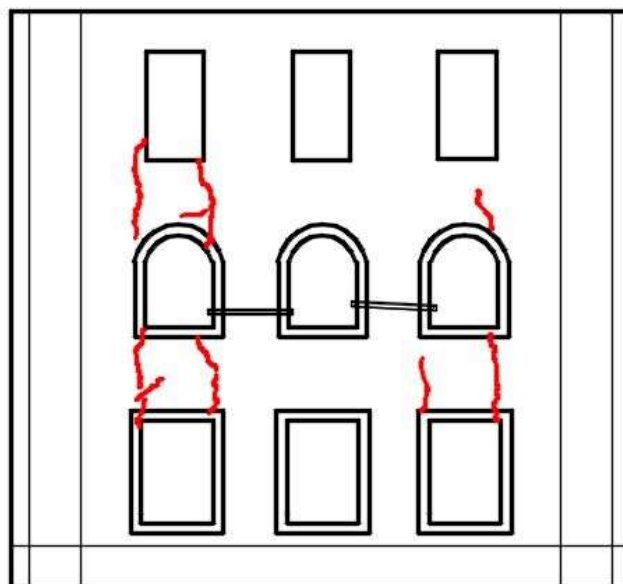
Ve své práci se zabírám studiem statických poruch zděných konstrukcí. Na vybraných objektech mne tedy zajímají především poruchy tohoto charakteru. Neanalyzuji tedy poruchy způsobené vlhkostí, či jinými nepříznivými vlivy, stejně jako poruchy na jiných konstrukcích (trámové stropy, krov, atd...)

Vzhledem ke své hodnotě, je kaple v jižním traktu, mým hlavním objektem zájmu. Poruchy tedy analyzuji pouze v oblasti kaple a schodišťového prostoru, který s ní sousedí.

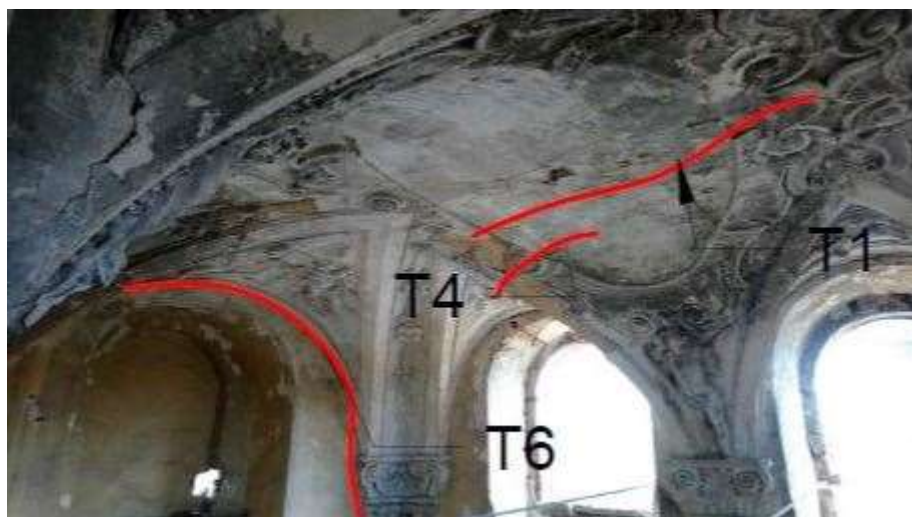
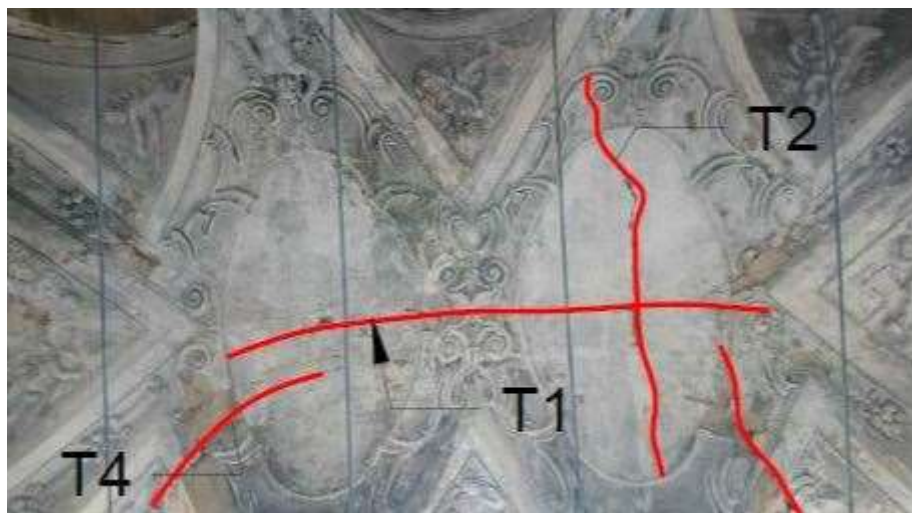
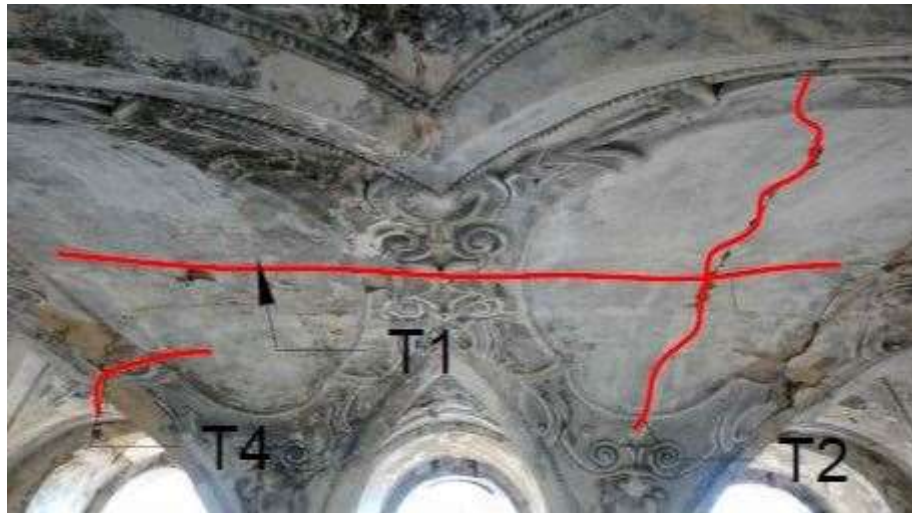
V přiloženém pudoryse jsou vyznačeny trhliny na stropní konstrukci kaple a v přilehlém okolí. Jednotlivé poruchy se dále podrobněji popsány i s možnou hypotézou proč vznikly.



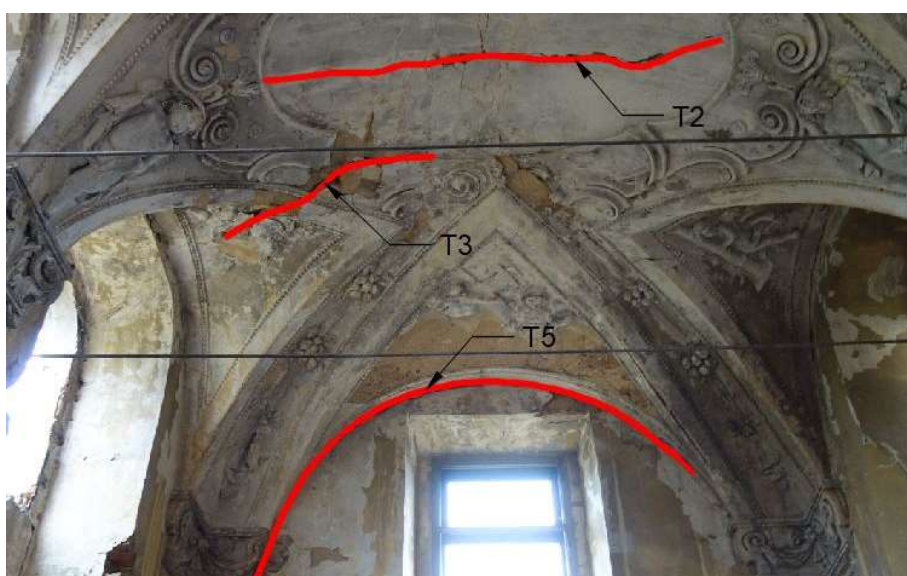
Obrázek 32 - půdorys jižní části zámku se zakreslením poruch [autor]



Obrázek 33 - pohled na jižní fasádu, zakreslení trhlin [autor]



Obrázek 34 - fotodokumentace trhlin v kapli [autor]



Obrázek 35 - fotodokumentace trhlin v kapli 2 [autor]

Trhliny T5 a T6 nijak nezasahují do statiky valené klenby. Konstrukce hlavní klenby není pravděpodobně prozděna do čelních stěn kaple. Spára mezi klenbou a stěnami byla jen vyplněna maltou a zamaskována štukovou omítkou. Výplňová malta časem vypadala a díky tomu byla spára odkryta. Tato „porucha“ se u podobných konstrukcí objevuje často a je možné, že spára probíhá po celé výšce klenby. Žebra, která vycházejí z rohů kaple jsou nosná, ale ani na ně nemají trhliny T5 a T6 žádný vliv.

Trhlina T1 se nachází přímo ve vrcholu hlavní klenby, a tak se může jednat o staticky velmi závažnou trhlinu, která vznikla odsunem podpor. Pohyb podpor je pravděpodobný už jen z toho důvodu, že celá kaple je v nynější době provizorně

zajištěna dvojicí ocelových táhel. Je ale možné, že trhlina T1 je pouze popraskaná štuková výzdoba a jako taková by měla jen pramalý vliv na statiku klenby. Tuto hypotézu uvádím z důvodu, že tato trhlina se jeví jako mělká a nezasahující do zděné konstrukce. Bylo by třeba provést dlouhodobé kontinuální měření, které by ukázalo, zda se trhlina rozvíjí či nikoliv.

Prasklina T2 je kolmá na trhlinu T1 a nachází se v západní části kaple. Je přesně uprostřed mezi první a druhou řadou lunet. Už na první pohled je hlubší než prasklina T1, a tudíž se dá uvažovat o jejím vlivu na statiku. Pokud by tomu tak bylo, příčina by pravděpodobně byla větší sednutí západní stěny. Tato hypotéza je také podpořena statickými trhlinami na venkovní straně jižní stěny objektu. I když se zdá být hluboká, je dobré si uvědomit, že i zde může jít pouze o popraskanou štukovou omítku.

Trhliny T3 a T4 budou mít, vzhledem ke svému zrcadlovému umístění a tvaru, pravděpodobně stejnou příčinu. Opět se odvolávám na nerovnoměrné sednutí stěn kaple a případné vyboulení jižní stěny. Obě trhliny začínají na hraně lunet a plynule pokračují do hlavní klenby. Obě jsou, již na první pohled, hluboké a není tedy důvod pochybovat o jejich roli na statiku konstrukce.



Obrázek 36 - fotodokumentace svislých trhlín [autor]

Trhliny T7 a T8 prostupují 2.NP a 3.NP. Obě jsou masivní (dosahují šířky až 30 mm) a zdají se být tahového charakteru. Je zde také možnost nekvalitně provedeného napojení jednotlivých stěn. Pokud stále počítám s nerovnoměrným sednutím konstrukce v jiho-západní části, trhlina T7 by mohla být jeho důsledkem. T8 bude nejspíše dopadem chybějícího horizontálního ztužení zdiva v daném místě.

4.1.2 Numerický model

Při vytváření numerického modelu bylo potřeba nejdříve zjistit správné materiálové vlastnosti. Jak bylo popsáno v kapitole 2, toto je úkol nelehký až téměř nemožný. Abych se aspoň rámcově blížil realitě použil jsem Schmidtovo kladivo, pomocí kterého jsem získal pevnost v tlaku zdících prvků. Pevnost vápenné malty jsem převzal z literatury a přes vzorec z eurokódu 6 (viz kapitola 2) jsem vypočítal velmi přibližnou pevnost zdiva.

Tu jsem porovnal s hodnotami z tabulky z italské normy. To byl jen jeden faktor výběru. Ten druhý byl skladba zdiva.

Zámeček Brnky má smíšené zdivo. Nalezneme zde pravidelnou skladbu keramických zdících prvků, která je tu a tam vyspravena nepravidelnými kusy jílovce a slínovce. Podle těchto dvou faktorů z tabulky vyberu zbylé parametry, které dále použiji ve svém modelu.

Zprůměrovaná tlaková pevnost zdících prvků: $f_c = 9,1$ MPa

Po dosazení do rovnice (2.2) získávám pevnost zdiva v tlaku 3,15 MPa, zaokrouhluji na 3,0 dle tabulky (obr. 12), tahová pevnost jest $1/10 f_c$. Nelineární cementový model byl vybrán.

Tabulka 3 - mechanické vlastnosti kontinua při modelování zámečku Brnky [autor]

f_c [MPa]	G [MPa]	f_t [MPa]	ν	E [MPa]
3	540	0,3	0,2	1300

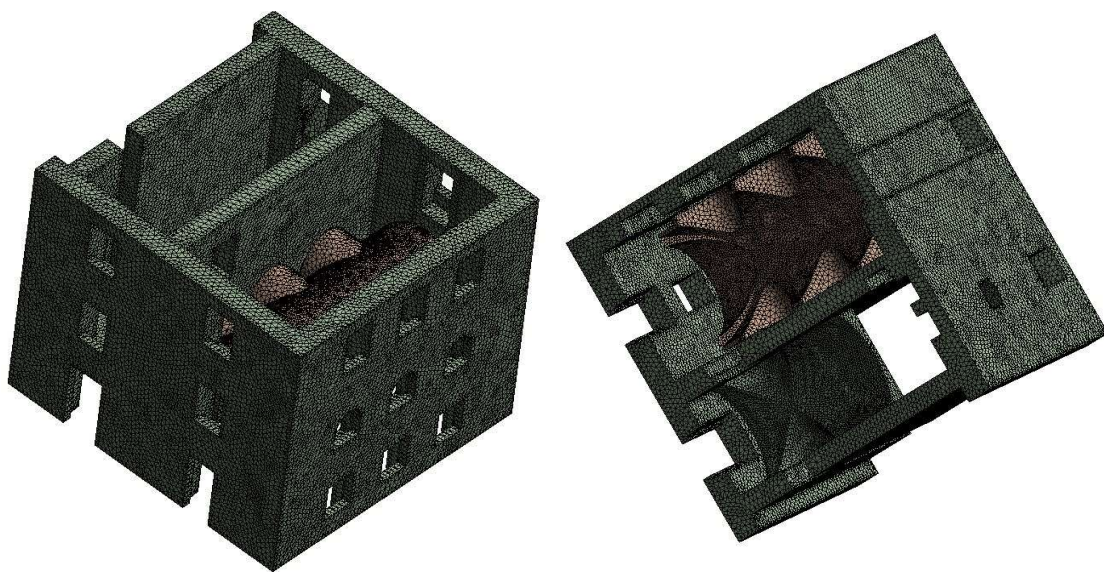


Obrázek 37 - ukázka skladby zdiva, Brnky [autor]

3D model, jižní části zámečku, byl sestaven po zaměření objektu. Při tvoření byly provedeny pouze minimální úpravy a zjednodušení v místech, kde by mohly nastat problémy při generaci sítě. Okrasné prvky nebyly modelovány, hlavně kvůli jejich nulovému významu na statické chování objektu. V modelu se nacházejí dva makroprvky: zděné stěny dohromady s klenbou ve vstupní hale a valená klenba s lunetami v kapli.

Modelovány byly pouze zděné konstrukce, ostatní (krov, trémové stropy, násypy...) byly vloženy do modelu formou zatížení. Celý model je uložen na pružinách, které nejlépe simulují interakci mezi objektem a podložím. Tuhost pružin K byla vypočtena v kapitole 4.1.1.

K výpočtu byla vygenerována síť o velikosti 100 mm, To se zdá být dobrý kompromis mezi přesností a náročností výpočtu.

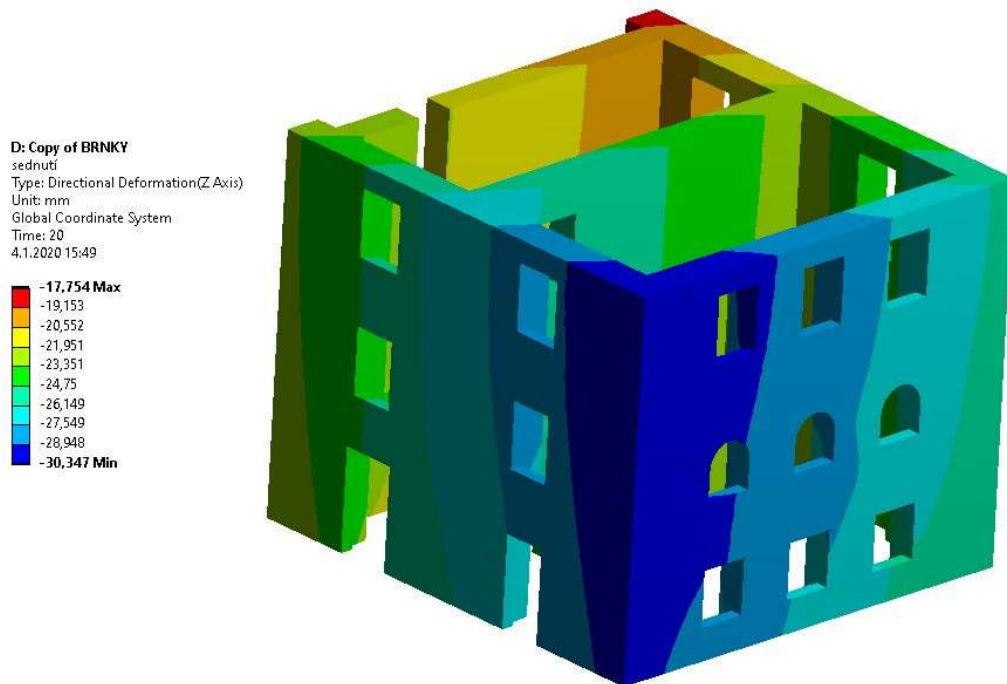


Obrázek 38 - 3D model zámečku s vygenerovanou sítí [autor]

Zatížení konstrukce bylo modelováno jako na původní konstrukci (tj. s krovem a stropy). Zatížení tedy bylo aplikováno ve formě: vlastní tíhy (20 kN/m^3), užitého zatížení na stropní konstrukce ($1,5 \text{ kN/m}^2$), násyp na klenbě (15 kN/m^3).

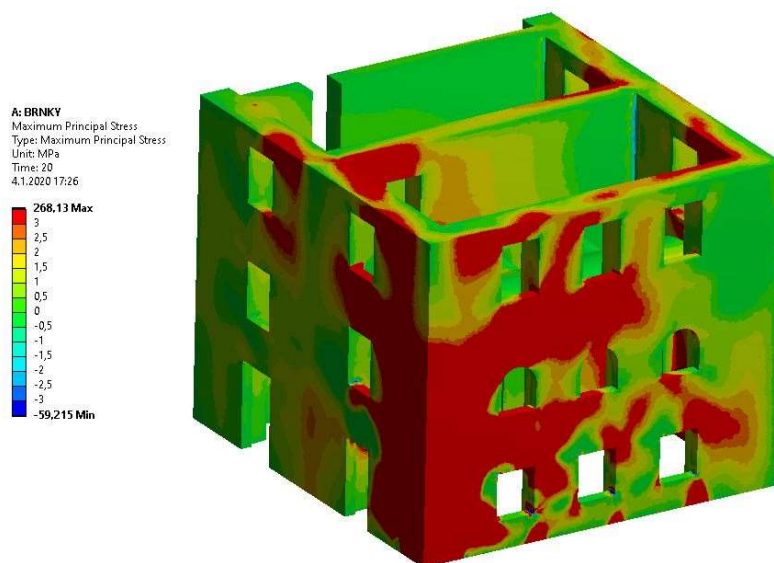
Tíhu krovu bylo komplikovanější zjistit, z literatury jsem převzal hodnotu liniového zatížení na vrchní straně stěn 25 kN/m . [21]

Po vytvoření geometrického modelu a přiřazení materiálových charakteristik a okrajových podmínek, proběhl výpočet. První zkoumaný výsledek bylo celková deformace a sednutí objektu. Podle tohoto výsledku bylo možné určit, zda model funguje správně a ukazuje věrohodné výsledky.

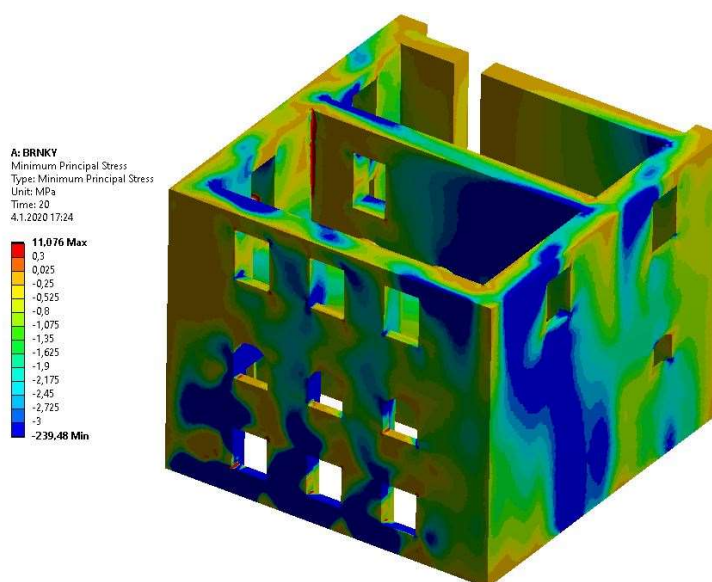


Obrázek 39 - sednutí konstrukce [autor]

Vymodelovaná část objektu si sedla v průměru o 25 mm. Nejvyšší vypočtená hodnota se nachází v jiho-západním rohu a činí přes 30 mm. Tento výsledek odpovídá také analýze příčin, která odhadovala zvětšené sednutí, právě v těchto místech. Po zanalyzování výsledku sednutí mohu prohlásit, že se model chová podobně jako skutečná konstrukce a mohu přejít k dalším výpočtům.



Obrázek 40 - maximum principal stress, Brnky [autor]



Obrázek 41 - minimal principal stress, Brnky [autor]

Po zobrazení napětí na modelu zjišťují, že na popraskané jižní fasádě, se skutečně nacházejí tahová napětí, způsobená nerovnoměrným sedáním, která jsou zcela určitě příčinou fasádních poruch. Model není schopen vykreslit, přesnou lokalitu trhlin, neboť stále záleží na skladbě zdiva v konkrétním místě a model kontinua není schopen toto obsáhnout.

Model vykreslil i tahové napětí v místech trhliny T7 v severním rohu kaple (viz obr. Minimal principal stress). Ze všech těchto výsledků je zřejmé, že model věrohodně napodobuje chování konstrukce a je proto možné ho použít pro další analýzy.

Jak už bylo několikrát zmíněno, mým hlavním zájmem v zámečku je kapelní klenba se vzácnou štukovou výzdobou. Na již představeném modelu jsem umístil sondy v místech uložení klenby do zdí objektu a zjistil jsem deformace v daných místech. Jednalo se o dvanáct měřících bodů, výsledné posuny jsou uvedeny v tabulce níže.

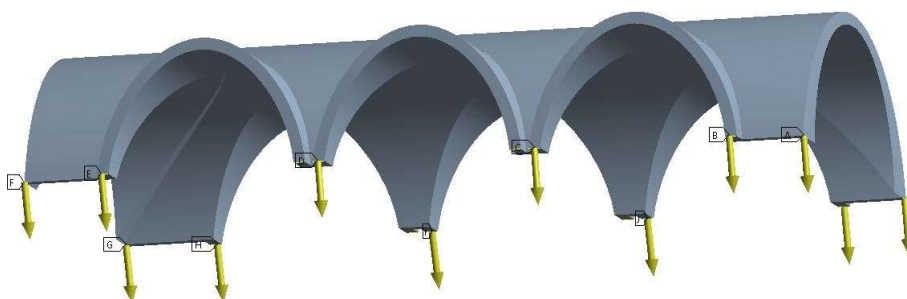
Po zjištění posunů daných bodů, vytvořil jsem nový model, tentokrát pouze klenby, který jsem zatížil pouze deformacemi z měřících sond. Materiálové charakteristiky jsou stejné jako u předchozích modelu. Vzhledem k velikosti modelu bylo možné změnit síť, používám prvky o velikosti 50 mm.

Tabulka 4 - posuny podpor klenby, Brnky [autor]

	X	Y	Z
1	-1,2747	1,5695	-26,609
2	-1,0022	1,5656	-26,247
3	-0,13196	1,6142	-25,423
4	8,77E-02	1,62	-24,319
5	-1,0036	1,685	-23,101
6	-1,4565	1,6525	-22,715
7	-2,2113	1,7616	-24,415
8	-2,9048	1,7436	-25,017
9	-4,9271	1,797	-26,345
10	-4,7375	1,474	-27,374
11	-2,5328	1,5816	-28,05
12	-1,976	1,5833	-28,186

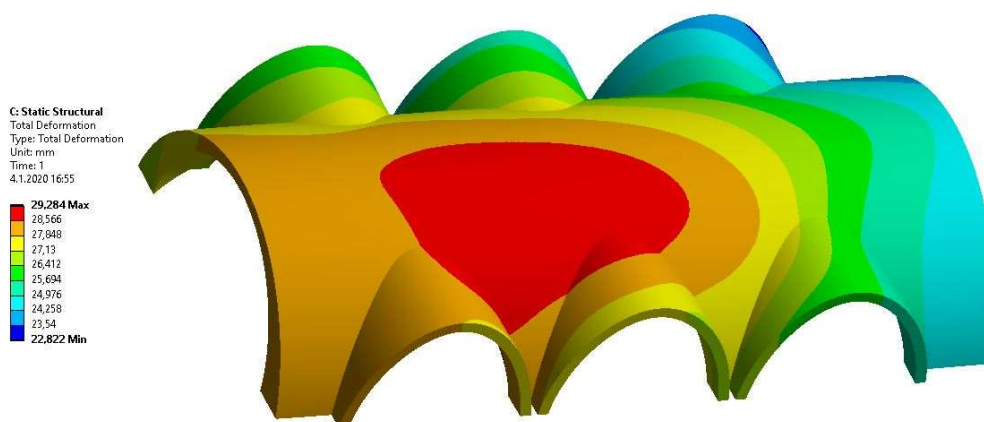


Obrázek 42 - 3D model klenby s vygenerovanou sítí [autor]



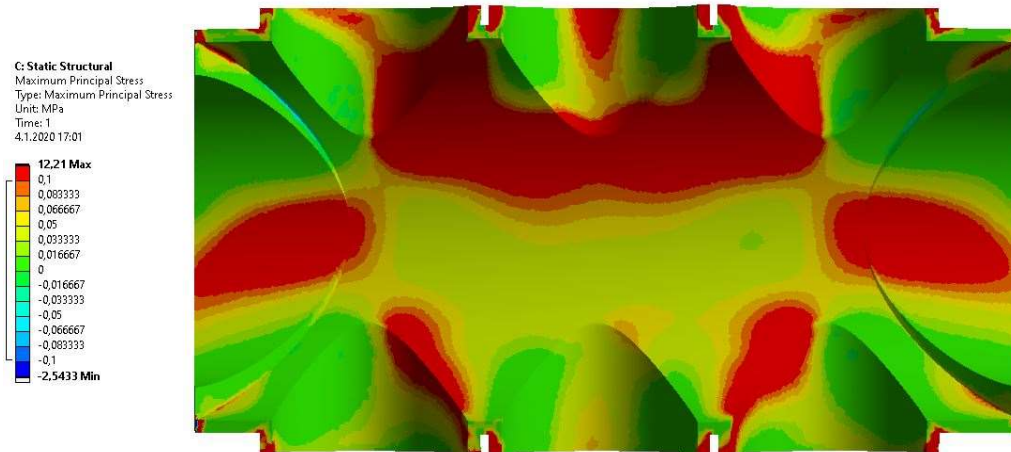
Obrázek 43 - zatížení klenby posuny [autor]

Stejný proces analýzy výsledků, jako u předchozího modelu byl aplikován i zde. Nejprve vykreslení celkových deformací na zjištění, zda nedošlo k nějaké chybě během výpočtu, nebo při zadávání vstupních dat.



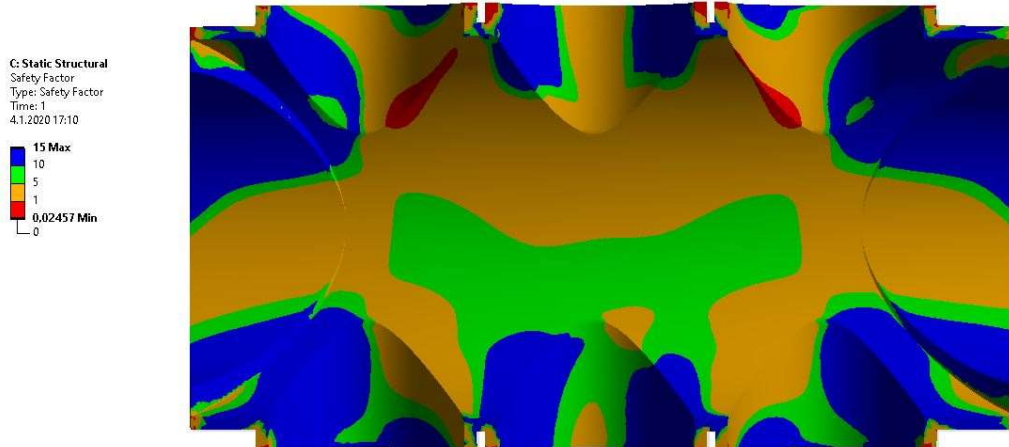
Obrázek 44 - deformace na klenbě [autor]

Výpočet proběhl v pořádku a vykreslení odpovídá představě. Model tedy funguje a můžeme ho dále analyzovat. Z předchozí kapitoly vyplývá, že se na klenbě objevuje několik trhlin o jejichž závažnosti byly pochyby.



Obrázek 45 - maximum principal stress, líc klenby, jih na horní straně [autor]

Vykreslení napětí na líci klenby nás červenou barvou upozorňuje na oblasti s vyšším tahovým namáháním (nad 0,1 MPa). Na obrázku výše je jižní fasáda na horní straně, takže je jasně vidět, že riziková oblast s tahem rozhodně pokrývá trhliny T3 a T4 a vrcholová trhlina T1 je na rozmezí mezi oblastmi. Na druhou stranu tahové namáhání se objevuje i v oblastech, kde žádné trhliny pozorovány nebyly. To je způsobeno tím, že zvolená hodnota (0,1 MPa) není mezní hodnotou pevnosti v tahu, ta byla zvolena jako 0,3 MPa. Pokud zvýšíme limit na 0,3 MPa a přes nástroj safety factor (ukáže nám prvky, které jsou za hranicí únosnosti) znova analyzujeme model, získáme (viz obr. Safety factor, Brnky) věrohodně vykreslené trhliny T3 a T4.



Obrázek 46 - safety factor, Brnky [autor]

Nejdříve jsem vykresloval napětí s menší limitní hodnotou, protože do vytvoření trhlin velkou měrou může zasáhnou i lokální skladba prvků. A proto i nižší, než limitní tahově napětí může vytvořit prasklinu.

Z modelu vychází, že hypotéza o nerovnoměrném sednutí, jakožto příčině vytvoření trhlin byla správná. Trhliny T1 a T2 jsou tedy pouze estetického charakteru a nijak nezasahují do statiky klenby. Poruchy T3 a T4 naopak sednutím způsobeny jsou a bylo to prokázáno. Je možné, že zbylé poruchy vznikly kvůli jiným příčinám ať už jde o lokálně oslabené zdivo (např. vlhkostí) anebo špatné provedení skladby.

Oba modely se prokázaly jako funkční a použitelné na zjištění příčin statických poruch zděných konstrukcí.

4.2. Synagoga Zderaz

Jako druhý objekt mého zájmu jsem si vybral klasicistní synagogu v obci Zderaz u Rakovníka. Jedná se o významnou památku židovského osídlení, které v tomto regionu existovalo. Synagoga byla vybudována v 60-70. letech 19. století.

Synagoga je situována v Severo-východní části obce na menším, dnes neudržovaném prostranství zarostlá divokou vegetací. Je možné, že zde původně byla malá zahrada se dvorem. [19]



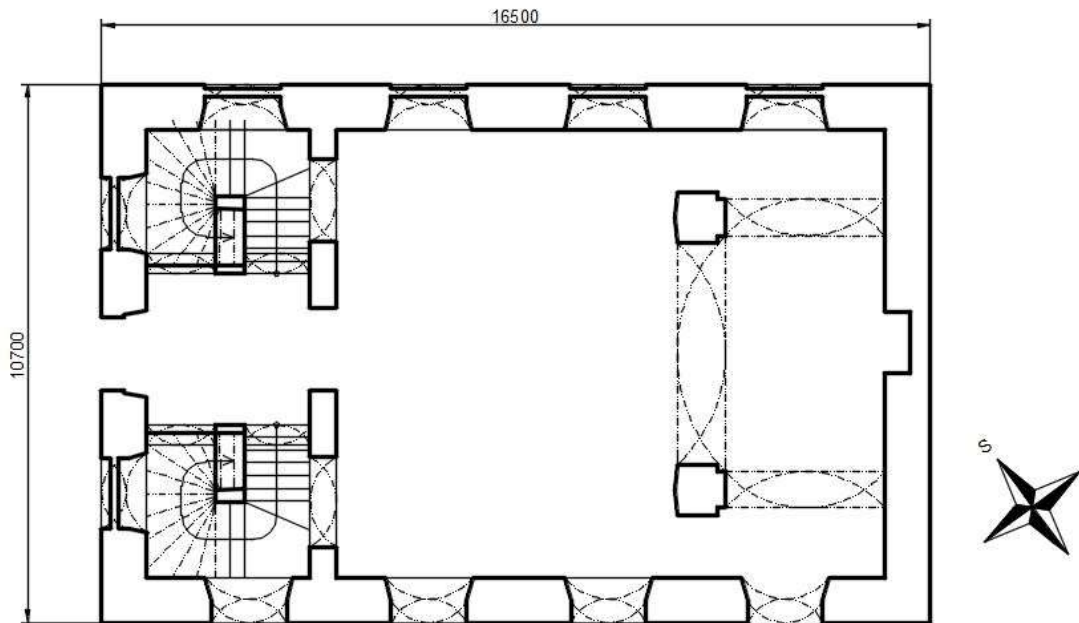
Obrázek 47 - synagoga Zderaz [autor]

4.2.1 Stavebně technický průzkum objektu

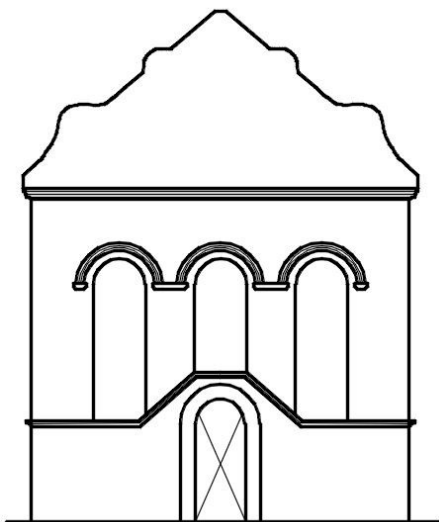
Stavebně se jedná o obdélník délky 16,5 m a šířky 10,7 m. Dispozičně je synagoga rozdělena na předsálí/vstupní chodbu, ze které vede dvojice postranních točitých schodišť na ženskou část synagogy. Ve velkém sálu ze tří stran obíhá dvoupatrová ženská galerie. V čelní stěně hlavního sálu je možné pozorovat otisk po zničeném svatostánku a také je zde obdélný výklenek pro uložení tóry. [19]

Zastřešení objektu je řešeno sedlovou střechou s bobrovkami. Exteriér je zdoben neoklasicistními prvky. Na fasádě je průběžná profilovaná parapetní římsa. Okna na západní fasádě jsou prolomena dovnitř, zatímco na východní straně jsou pouze plasticky naznačeny. V ose štítu je štukem vytažený symbol desek desatera v ve

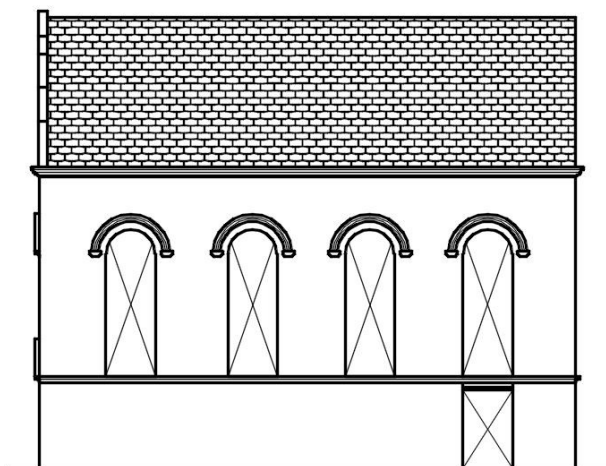
vrcholu je fragment šesticípé hvězdy. Sokl synagogy je vyzděn pečlivě opracovanými pískovcovými bloky, které nejsou omítnuty. [19]



Obrázek 48 - půdorys synagogy ve Zderazi [autor]

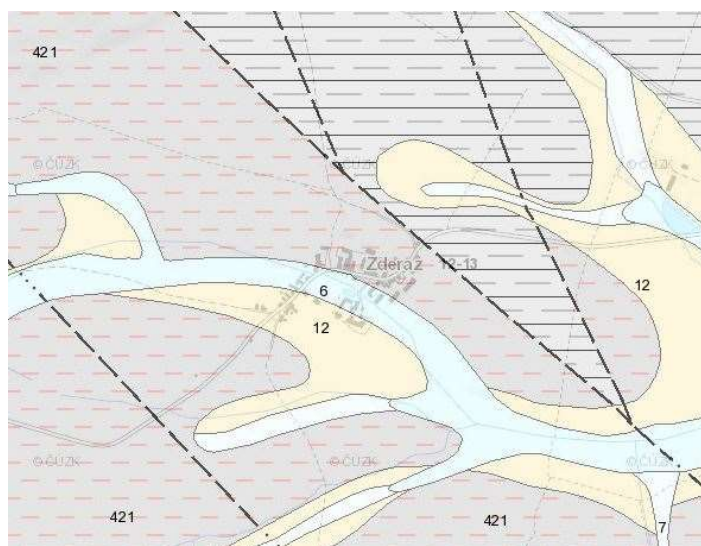


Obrázek 50 - pohled na severní stranu [autor]



Obrázek 49 - pohled na západní stranu [autor]

Synagoga se nalézá v obci Zderaz u Kolečovic v Rakovnickém okrese ve středočeském kraji. Geologicky se jedná o region českého masivu, nejčastějšími horninami zde jsou jílovce, aleuropelity a pískovce (až úrovně arkózy).



Obrázek 51 - geologické podloží obce Zderaz [geology.cz]

Na obr. 21 většinou převládá oblast s číslem 421 (pískovce, aleuropelity a pískovce). Na jih od obce se nachází Kolešovický potok, jehož koryto je vyplněno nivními sedimenty (číslo 6) a jeho okolí může nalézt pánve písčito-hlinitého, až hlinito-písčitého sedimentu (na mapě označeno číslem 12).

Použil jsem stejný postup k zjištění základových poměrů, jako v kapitole 4 (Zámeček Brnky) a celý postup je popsán v kapitole 3. Geologické souvrství jsem získal z vrtu číslo 214800, který byl proveden v roce 1965. Popis vlastností a mocnosti jednotlivých vrstev jsou posány v tab. 3.

Tabulka 5 – geologické podloží synagogy ve Zderazi [geofond.cz]

Třída horniny	ϕ_u	C_u [kPa]	E_o [kPa]	h [m]
Písek jemně až středně zrnitý	38°	0	20000	1,4
Jíl písčitý tuhý	33°	9,8	20000	1,2
Jílovec pevný	31°	31,38	25000	1,3
Pískovec pevný	30°	37,26	30000	0,2
Jílovec tvrdý	20°	36328	30000	0,9

A přes již zmíněný postup se dopravuji k požadovaným hodnotám, hlavně k tuhosti pružin, pomocí kterých mohu simulovat založení objektu.

Tabulka 6 – vlastnosti základové půdy Zderaz [autor]

PARAMETR	HODNOTA
E_{HOM} [MPa]	23,86
C1 [MN/M3]	6,19
C2 [MN/M]	22,08
H [M] (VYPOČÍTANÉ)	5,54
H [M] (ODHADNUTÉ)	5,5
K [MN/M2]	17,94

Opět po porovnání odhadnuté a vypočtené hloubky deformační zóny, zjišťují, že výpočet proběhl dobře a není potřeba ho iterovat.

Výsledná tuhost pružiny u synagogy jest **$K = 17,94 \text{ MN/m}^2$** .

Základy konstrukce jsou ve formě základových pasů, které jsou stejně široké jako nosné stěny nad nimi, případně mohou být o 200 mm širší. Hloubka založení se pohybuje mezi 0,9 a 1 m.

Nosné svislé konstrukce jsou zděné o šířce 0,3 – 0,9 m. Jedná se o smíšené, v úrovni soklu a do 1. NP, a cihelné zdivo. Jednotlivé zdící prvky jsou buď plné cihly nebo opracované kusy pískovce. Pojivem je zde vápenná a vápenocementová malta. Zděné pilíře ve velkém sálu, které podpírají galerie a valené klenebné pásy, jsou pouze z cihelného zdiva a mají rozměr 1000 x 950 mm. Nadpraží otvorů je řešeno klenbami. Ženská část synagogy (galerie) je podpírána dřevěnými sloupy o průměru 200 mm.



Obrázek 52 - hlavní vchod, typy zdiva [autor]



Obrázek 53 - nosná konstrukce galerií [autor]

V 1.NP a na galeriích 2. NP je stropní konstrukce tvořena dřevěným trámovým stropem s podbitím a záklopem. V 3. NP se nachází nepravá klenba (dřevěné bednění s omítkou zavěšené na vazných trámech hambálkového krovu), jejíž tloušťka je přibližně 60 mm včetně omítky. Mocnost ostatních stropních konstrukcí je v rozsahu 300–350 mm i se skladbou podlahových konstrukcí.



Obrázek 55 - lokálně porušená nepravá klenba [autor]



Obrázek 54 - provedení stropní kce na galerii [autor]

V objektu se nachází dvojice jednoramenných křivočarých schodišť s dřevěnými stupni. Nosná konstrukce schodišť z 1. NP je vytvořena valenými klenbami, do vyšších pater jsou schodiště vřetenová.



Obrázek 57 - vřetenové schodiště v 2.NP [autor]



Obrázek 56 - nosná konstrukce tvořená valenými klenbami [autor]

Podlahy jsou řešeny v 1. NP kamennou nebo keramickou dlažbou. Ve vyšších podlaží jsou dřevěné podlahy. Povrchy stěn, stejně jako stropů a pilířů, jsou omítnuty vápennou či vápenocementovou omítkou se štukem a jsou opatřeny nátěry. Dřevěné sloupky jsou pouze potaženy tapetou (dnes již neexistující). Obvodové zdivo je pouze opatřeno vápenocementovou nebo vápennou omítkou.

Objekt je zastřešen sedlovou střechou s keramickými bobrovkami. Nosnou konstrukcí zde je hambálkový krov doplněný mezilehlou vaznicí. Krov je ztužen ondřejovskými kříži v rovině střechy a pásy.



Obrázek 58 - hambálkový krov [autor]



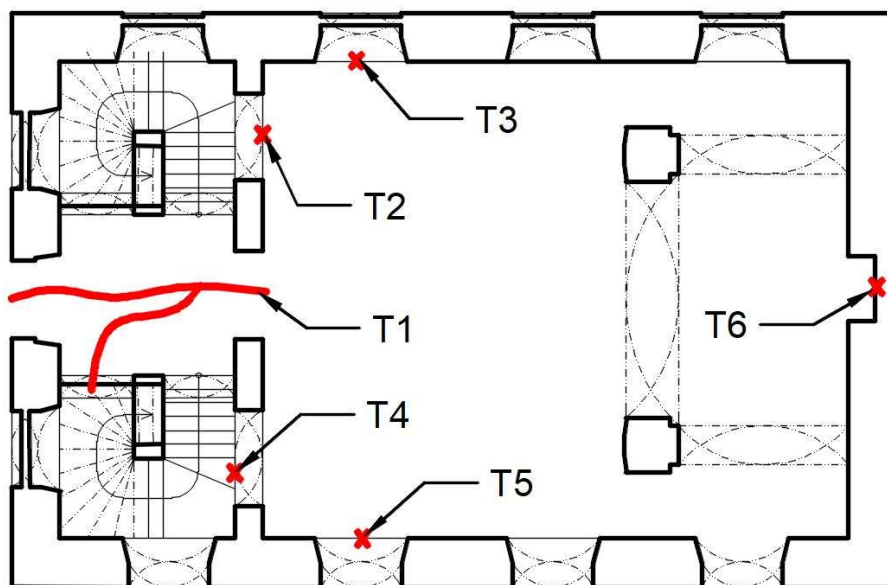
Obrázek 59 - zavěšení nepravé klenby na vazné trámy [autor]

4.2.2 Analýza poruch

Stejně jako u letního zámečku Brnky i zde provedu zběžnou analýzu statických poruch na zděných konstrukcích. Na rozdíl od Brnek si u synagogy nevyberu pouze část objektu, ale budu zkoumat objekt celý, bez zvláštního zaměření. Výsek konstrukce u Brnek byl způsoben unikátní kaplí v jižním traktu. Synagoga ve Zderazi žádnou takto speciální část nemá.

Opět se zaměřuji pouze na zděné konstrukce, proto nebudu uvádět např. částečně propadlou nepravou klenbu, nebo popraskané stropní podhledy na galeriích.

Nejdříve popíši poruchy uvnitř v synagoze a poté na fasádních pohledech ukážu poruchy obvodových konstrukcí.



Obrázek 61 - půdorys synagogy se zakreslením poruch [autor]



Obrázek 60 - fotodokumentace stropní trhliny T1 [autor]

Na stropní konstrukci ve vstupní hale se nachází větvená trhlina T1. Její hlavní větve vede od vstupních dveří až k dveřím vedoucím do velkého sálu. Její odnož zasahuje do valeného výklenku, který tvoří nosnou konstrukci schodiště do 2.NP. Trhlina má tahový charakter a pravděpodobně je důsledkem nerovnoměrného sedání obvodových stěn. Druhá možnost je že obvodové stěny si sedají rovnoměrně, ale středová stěna (dělicí předsálí a velký sál) si nesesadá vůbec.

Trhliny T3 a T5 jsou zrcadlově uložené, a i jejich rozsah je shodný. Jedná se o tahové trhliny, které vedou od parapetů příslušných okenních otvorů až k podlaze. Je možné, že vedou až do základů, tuto myšlenku však nebylo možné ověřit. Zdá se, že severní část budovy (předsálí a schodišťový prostor) jsou těžší, a proto si sedají více,

což může vyvolat tahové napětí právě v místech trhlin T5 a T3. Podobný trend budeme později pozorovat i u analýze trhlin na vnějších stranách. Kromě sedání může hrát roli i lokálně oslabené zdivo, ať už vlhkostí či solemi.



Obrázek 63 - trhlina T5 [autor]



Obrázek 62 - trhlina T3 [autor]

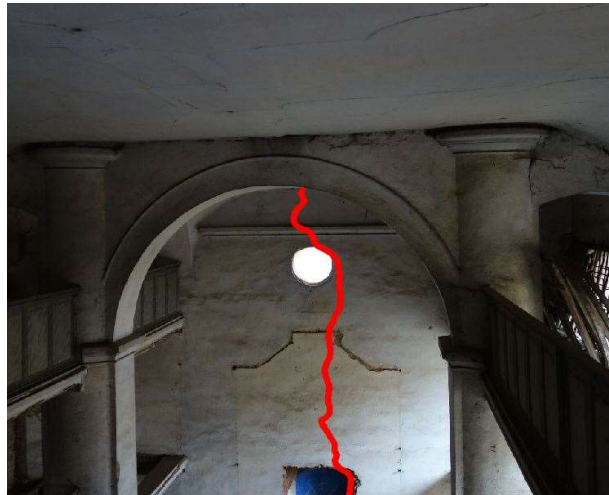
Trhlina T4 a T2 jsou nadokenní trhliny na vnitřní stěně. Pravděpodobně jsou způsobeny uložení dřevěných trámů, které nesou ženskou galerii, přímo nad okno. Tyto trhliny jsou prokresleny na obě strany, ale zásadně nezasahují do statiky konstrukce.



Obrázek 64 - trhlina T2 [autor]

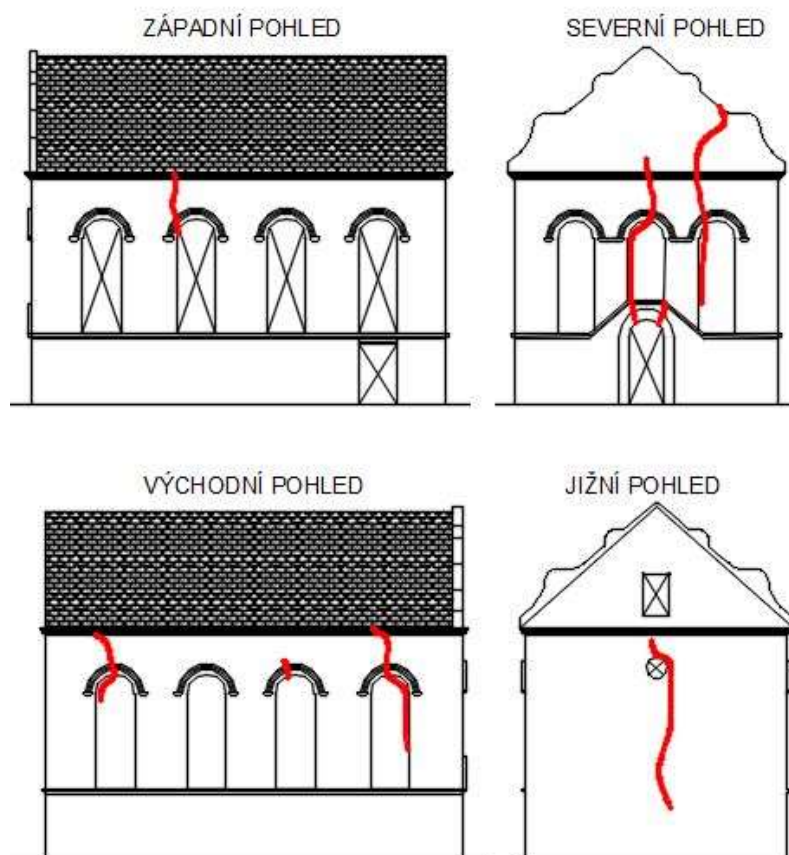
Poslední trhlina zevnitř konstrukce se nachází na jižní stěně, což je čelní zeď velkého sálu s výklenkem pro uložení Tóry a otiskem, dnes již neexistujícího, svatostánku. Trhlina T6 se táhne po celé výšce stěny. Na vnější straně se také objevuje trhlina po celé výšce, ale nejde o tutěž prasklinu. Trhlina není široká, v dolní části má jen několik milimetrů, ale je viditelná. Vzhledem k její necentrální poloze se žád jako

by se pravá strana objektu snažila oddělit. To opět může být způsobeno větším sedáním na této straně.



Obrázek 65 - trhlina na čelní stěně T6 [autor]

Po přehledu vnitřních poruch je potřeba se podívat na vnější fasády a popsat poruchy zde.



Obrázek 66 - vykreslení poruch na vnějších stranách synagogy [autor]

Při pohledu na severní stranu s hlavním vstupem je jasné, že objekt mám problémy se založením. Dvě masivní trhliny (jedna uprostřed a druhá napravo od ní) vypovídají o klesání podloží v Severo-západním rohu. O tom také svědčí nadokenní trhlina u druhého okna na západní straně.

Na zadní (jižní) fasádě se objevuje trhlina podobného typu, jako jsme viděli v interiéru. Domnívám se proto, že i zde jeden z rohů objektu poklesl více než druhý. Toho se bude týkat i trhlina nad čtvrtým oknem na východní straně. Ta začíná na korunní římsce a přes ozdobnou klenbu běží až do okenní výplně, kde je menší tloušťka zdi (pouze 100 mm)

Na východní fasádě nalézám, ještě dvě další trhliny. Jedna malá nad druhým oknem a jedna delší, která opět začíná na korunní římsce a přes oslabenou výplň otvorů se táhne až do poloviny výšky objektu. To, že se trhliny šíří ve výplních zadržovaných otvorů není překvapující vzhledem k jejich mnoho menší tloušťce, a tedy i tuhosti. Zdi jsou tloušťky až 900 mm, zatímco výplně dosahují mocnosti jen 100 mm.

4.2.3 Numerický model

Zjištění materiálových vlastností již bylo popsáno v kapitole 2 a konkrétněji i u popisu numerického modelu zámečku Brnky. Postup zde u synagogy je totožný, a proto ho nebudu znova rozepisovat.

Synagoga je postavená ze smíšeného zdiva (keramické zdící prvky a pečlivě opracované pískovcové bloky). Vzhledem k pečlivější skladbě a tvarů prvků bude mít zdivo lepší vlastnosti než u prvního objektu. Zde se opět odkazují na dříve zmiňovanou italskou normu (obr. 12).

Zprůměrovaná tlaková pevnost zdících prvků: $f_c = 10,3 \text{ MPa}$

Po dosazení do rovnice (2.2) získávám pevnost zdiva v tlaku 3,44 MPa, zaokrouhluji na 3,5 dle tabulky (obr. 12), tahová pevnost jest $1/10 f_c$.

Tabulka 7 - mechanické vlastnosti kontinua v modelu synagogy [autor]

f_c [MPa]	G [MPa]	f_t [MPa]	ν	E [MPa]
3,5	600	0,35	0,2	1800



Obrázek 67 - ukázka skladby zdiva u synagogy [autor]

Synagoga ve Zderazi byla vymodelována, na rozdíl od zámečku Brnky, v celém rozsahu. Kontinuální model se skládá ze tří makroprvků, které jsou pevně spojeny. Tj. z důvodu snazší manipulace během vytváření modelu. Prvky jsou: obvodové stěny se stropní konstrukcí nad vstupním sálem, dělicí zeď s konstrukcí schodiště a pilíře nesoucí valené klenby v zadní části sálu. Model byl vytvořen s co nejmenším zjednodušením a bez okrasných prvků (např. římsy na fasádě), neboť nijak neovlivňují statiku objektu.

Opět jsem modeloval pouze zděné části konstrukce, takže v modelu není vytvořen krov a ani ženské galerie. Oba tyto prvky jsou dodělány formou zatížení. Interakce objektu s podložím je modelována pružinovými podporami, jejichž tuhost byla vypočtena v kapitole 4.2.1.

Na modelu byla vygenerována síť o velikosti prvku 100 mm. Vzhledem k velikosti modelu šlo opět o vhodný kompromis mezi náročností výpočtu a přesností výsledků. Rád bych oba modely porovnal a dává tak větší smysl, aby oba objekty měly stejně velkou síť prvků.

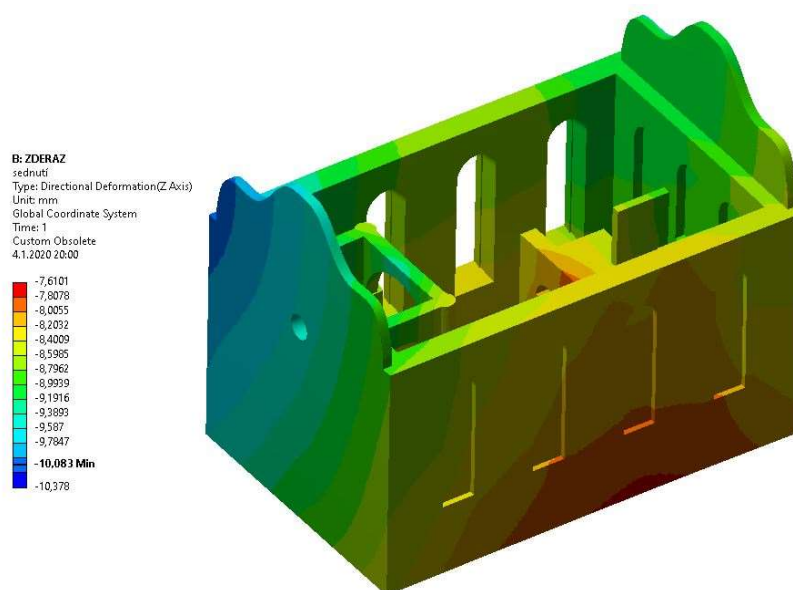


Obrázek 68 - 3D model synagogy s vygenerovanou sítí [autor]

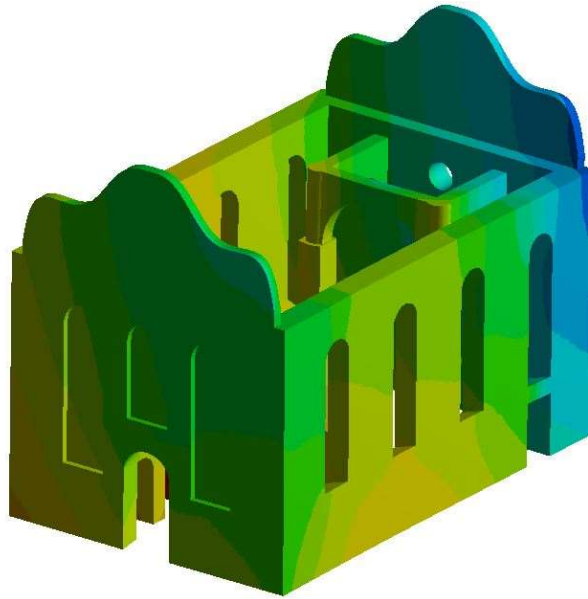
Zatížení konstrukce bylo modelováno tak aby co nejvíce se blížilo původní konstrukci. Zatížení tedy bylo aplikováno ve formě: vlastní tíhy (20 kN/m^3), užitného zatížení na stropní konstrukce ($1,5 \text{ kN/m}^2$), trémové ženské galerie (2 kN/m^2).

Tíhu krovu bylo komplikovanější zjistit, aplikoval jsem tedy stejný postup jako u zámku Brnky a převzal jsem hodnotu liniového zatížení na vrchní straně stěn 25 kN/m . [21]

Ze všeho nejdříve jsem si vykreslil celkové sednutí konstrukce, abych viděl, jestli výpočet proběhl dobře a nestala se nějaká chyba při vkládání vstupních parametrů.



Obrázek 69 - sednutí modelu, pohled na východní stranu, Zderaz [autor]

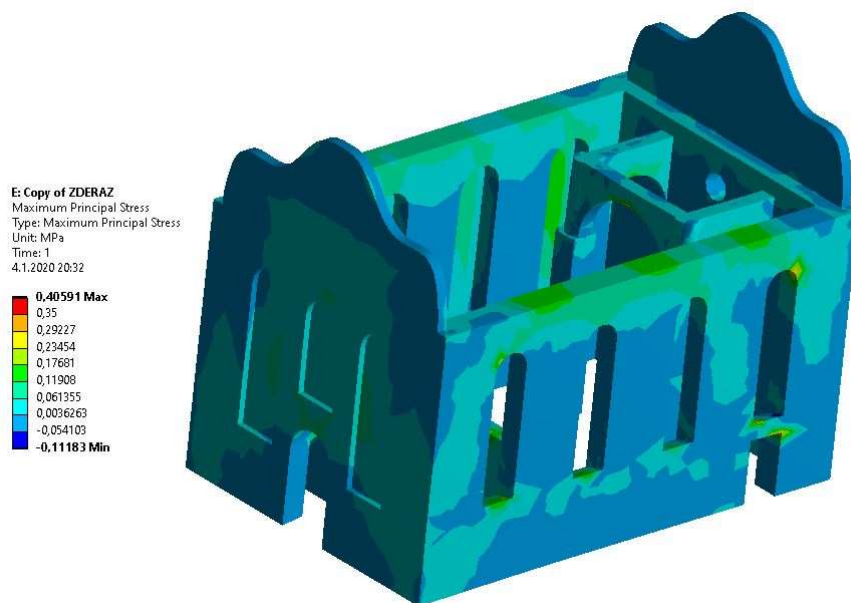


Obrázek 70 - sednutí modelu, pohled na západní stranu, Zderaz [autor]

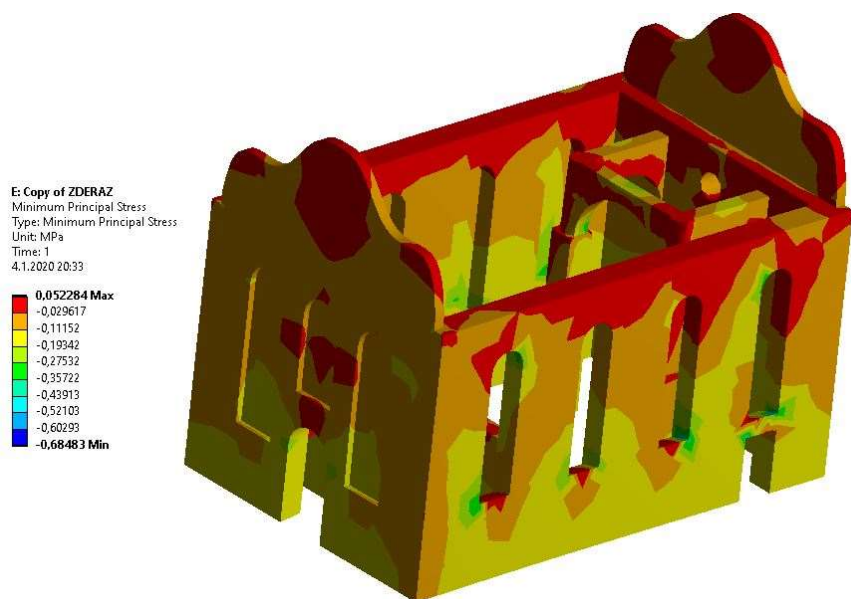
Výsledné sednutí dává smysl. Když se porovná s trhlinami na fasádách tak na východní straně, kde je nejmenší sednutí uprostřed, trhliny nejsou, ale jak jdeme víc k okraji, trhliny se objevují. Stejně tak jako trhlina na jižní stěně, nejspíše vznikla od většího sednutí pravého rohu. Podobné vysvětlení platí i pro trhlinu T6 na vnitřní straně téže stěny. I trhlina nad druhým oknem na západní fasádě se dá vysvětlit větším sednutím pravého předního rohu. Zde ovšem pozor, neboť rozdíl v sedání je pouze několik milimetrů a je otázka, jestli tak malý rozdíl by mohl stačit na vytvoření trhliny.

Vzhledem k lepším základovým poměrům jsou výsledné horizontální deformace až třikrát menší než u prvního zkoumaného objektu. Maximální hodnota sednutí je tedy přes 10 mm nejmenší je kolem 7 mm. Rozdíly nejsou nijak velké a o nerovnoměrné sedání se dá polemizovat.

Dalším krokem je vykreslení a analyzování tahových a tlakových napětí a zjištění, zda existuje korelace mezi nimi a pozorovanými poruchami.

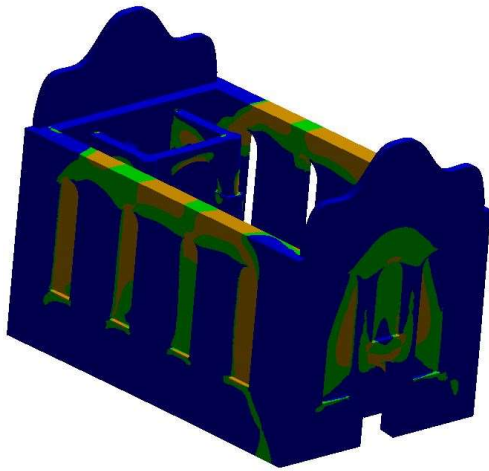


Obrázek 72 - maximum principal stress, Zderaz [autor]

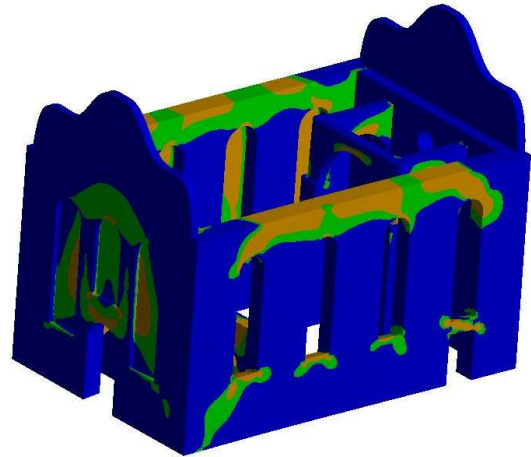


Obrázek 71 - minimal principal stress, Zderaz [autor]

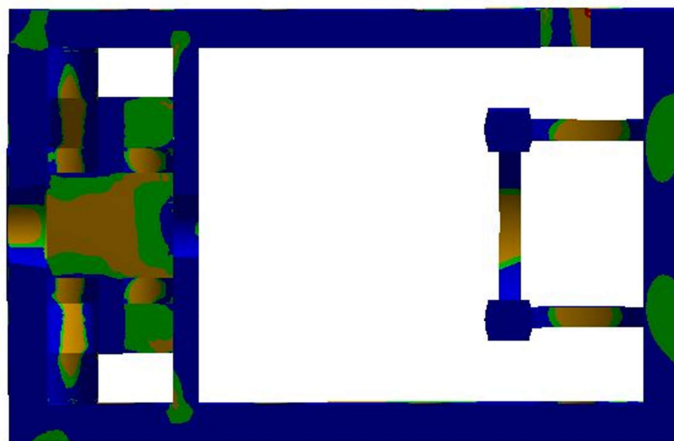
Po analýze napětí zjišťuji, že nikde na konstrukci nevznikají tak velká tahová napětí, která by mohla za vytvoření statických poruch, která jsem popsal v předešlé kapitole. Na model jsem tedy znova použil funkci safety factor, která dokáže zobrazit prvky, u kterých je přesažena jejich únosnost.



Obrázek 74 - safety factor, východ, Zderaz
[autor]



Obrázek 75 - safety factor, západ, Zderaz
[autor]



Obrázek 73 - safety factor, pohled zespoda, Zderaz [autor]

Po vykreslení vidíme, že jsou existující určité oblasti (žlutá barva), kde je vyšší riziko vzniku trhlin, ale ani v jedné z nich se trhlina neprojevila, i když podle stavebně technického průzkumu se tam trhliny nacházejí. To může být způsobeno mnoha faktory, možná má objekt mnohem horší vlastnosti zdiva než, které jsou použil já. Nebo byl do konstrukce proveden stavební úkon, který změnil statické chování objektu a já ho nevzal v potaz. Také je možné, že základové poměry jsou jiné (horší), přeci jen neodebíral jsem vzorky přímo na místě.

Ať už je důvod jakýkoliv, je nabíledni aby se provedla další měření a podle nich se model zpřesnil tak, aby lépe popisoval skutečný stav.

ZÁVĚR

Numerické analýzy, které byly provedeny jak na zámečku Brnky, tak na synagoze ve Zderazi přinesly rozdílné výsledky. Zatímco u zámečku se analýza povedla a téměř přesně poukázala na problematická místa konstrukce i s popisem příčin, u synagogy byla situace jiná. Což vypovídá o tom, že samotný přístup k analýze není špatný a dal by se uplatnit v praxi. Co ovšem se nepovedlo u synagogy bylo sestavení modelu, respektive za neúspěšné výsledky může nějaký jiný faktor, který nebyl však nebyl zkoumán v rámci této práce.

V prvním bloku práce byly popsána problematika zjišťování mechanických vlastností zdiva, lehce byla představena metoda konečných prvků a různé typy výpočetních modelů, které lze použít. Za velmi důležitý a přínosný považuji popis zjednodušené metody na homogenizaci podložních vrstev a následné dopočítání tuhosti pružin, které simulují základové poměry.

Oba zkoumané objekty jsem několikrát navštívil abych si je nafotil a zaměřil. Provedl jsem testy Schmidtovým kladivem a od českého geofondu jsem získal informace o geologickém podloží. Následně jsem u obou objektů zanalyzoval statické poruchy a vytvořil 3D modely v programu Ansys, na kterých jsem zkoumal příčiny oněch poruch.

U prvního objektu se analýza vydařila a pomocí 3D modelu jsem našel příčinu lokalizovaných poruch. U synagogy se tak nestalo. Je proto dobré si uvědomit, že nelze najít jeden univerzální přístup, který bude platit vždy a všude a statick provádějící podobné analýzy musí doporučené postupy vždy upravit tak, aby seděly na zkoumaný objekt.

Velmi si cením poznatků a zkušeností, které jsem získal v průběhu psaní této práce, neboť jsem musel začít uvažovat v nových souvislostech. Naučil jsem se mnoho, hlavně spoustu věcí, které jsem ani netušil, že by mě mohly bavit (např. vytváření a následné vyhodnocování 3D modelů). Jsem si jist, že sesbírané zkušenosti využiji buď v zaměstnání nebo na doktorském studiu.

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

Odborná literatura

- [1] COOK, Robert Davis a Robert Davis COOK. Concepts and applications of finite element analysis. 4th ed. New York, NY: Wiley, c2001. ISBN 0471356050.
- [2] BROŽOVSKÝ, Jiří. Numerické modely konstrukcí z kompozitních stavebních materiálů. Ostrava: Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, 2018. ISBN 978-80-248-4243-1.
- [3] FUSEK, Martin a Radim Halama. Metoda konečných prvků a metoda hraničních prvků. [Http://mi21.vsb.cz/modul/metoda-konecnych-prvku-metoda-hranicnich-prvku](http://mi21.vsb.cz/modul/metoda-konecnych-prvku-metoda-hranicnich-prvku) [online]. [cit. 2019-12-23].
- [4] D'ALTRI, A.M., V. SARHOSIS, G. MILANI, et al. A review of numerical models for masonry structures. *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures* [online]. Elsevier, 2019, 2019, s. 3-53 [cit. 2019-12-23]. DOI: 10.1016/B978-0-08-102439-3.00001-4. ISBN 9780081024393.
- [5] ČEJKA, Tomáš. *Stanovení zůstatkové zatížitelnosti historických staveb: Determination of residual carrying capacity of historic buildings*. V Praze: České vysoké učení technické, c2011. ISBN 978-80-01-04934-1.
- [6] GHIASSI, B., A.T. VERMELFOORT a P.B. LOURENÇO. Masonry mechanical properties. *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures* [online]. Elsevier, 2019, 2019, s. 239-261 [cit. 2019-12-25]. DOI: 10.1016/B978-0-08-102439-3.00007-5. ISBN 9780081024393
- [7] HOBST, Leonard. *Diagnostika stavebních konstrukcí: přednášky*. Brno: Vysoké učení technické, Fakulta stavební, 2005.
- [8] ANTON, Ondřej. *Zkušebnictví a technologie – cvičebnice*. 2., aktualiz. vyd. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2013. ISBN 978-80-7204-846-5.
- [9] KŘIVÁNKOVÁ, Jarmila, Naděžda MENŠÍKOVÁ, Lenka DOČEKALOVÁ, Petr DÝR, Jiljí ŠINDLAR, Juraj DULENČÍN a Petr CIKRL. *Studijní opory 2011*. Brno: Fakulta stavební, 2011.
- [10] MICHOLINOVÁ, Dagmar. Zdíci malty – průzkum, návrh realizace. In: *Obnova Památek 2018 - Opravy režného a neomítnutého zdiva*. s. 26-34.
- [11] HANZLOVÁ, Hana a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové a zděné konstrukce 1: základy navrhování betonových konstrukcí*. V Praze: České vysoké učení technické, 2013. ISBN 978-80-01-05323-2.

- [12] Circolare 617/2009. Istruzioni per l'applicazione nuove norme tecniche costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. Italian Standard
- [13] C. Aron and E. Jonas, "Structural Element Approaches for Soil-Structure Interaction," 2012
- [14] KUKLÍK, Pavel. *Komentář k programu na výpočet základových parametrů*. ČVUT, FSV, Praha, 2018.
- [15] KUKLÍK, Pavel. *Komentář k programu na homogenizace*. ČVUT, FSV, Praha, 2018.
- [16] LAMBOJ, Ladislav a Zdeněk ŠTĚPÁNEK. *Mechanika zemin a zakládání staveb*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03094-6.
- [17] *Památkový katalog - zámek Brnky* [online]. Praha: Národní památkový ústav, 2010 [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: <https://www.pamatkovykatalog.cz/zamek-2313109>
- [18] BALÍK, Michael. *Metody zesilování zděných konstrukcí a jejich aplikace na vybraný objekt*. Praha, 2018. Bakalářská práce. ČVUT, FSV. Vedoucí práce Ing. Aneta Maroušková.
- [19] *Památkový katalog - synagoga Zderaz* [online]. Praha: Národní památkový ústav, 2013 [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: <https://pamatkovykatalog.cz/synagoga-2336039>
- [20] ČEJKA, Tomáš. *Souhrnná zpráva: Zakreslení stávajícího stavu synagogy*. Praha, 2010.
- [21] G. Facelli, "Structural survey of St. Jacob's Church and comparison with St. Ann's Church (Broumov group of Churches)," 2014.

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1 - Newton-Raphsonova metoda [2]	14
Obrázek 2 - příklady blokových modelů s uvedením jejich autorů, převzato ze zdroje [4]	16
Obrázek 3 – ukázka makroprvkových modelů od různých autorů [4]	17
Obrázek 5 - GBM, kinematický teorém, od Chiozzi a kolektivu [4]	18
Obrázek 4 - GBM, statický teorém, různí autoři [4]	18
Obrázek 6 - CM, příklady použití CM na různých historických budovách od pěti statiků [4]	19
Obrázek 7 - různé typy zdících prvků [6]	21
Obrázek 9 - odhad mechanických vlastnosti různých zděných konstrukcí [12]	25
Obrázek 10 - vizualizace winklerova modelu [13]	27
Obrázek 11 - porovnání průběhu sedání [13]	27
Obrázek 12 - Winkler-Pasternakův model [13]	28
Obrázek 13 - matice poddajnosti Winkler-Pasternakovi metody [14]	28
Obrázek 14 - vrstevnaté podloží [16]	30
Obrázek 15 - základní princip výpočtu hloubky deformační zóny [14]	31
Obrázek 16 - zámeček Brnky [autor]	33
Obrázek 17 - půdorys zámecké budovy [autor]	34
Obrázek 18 - pohled na jižní stranu [autor]	34
Obrázek 19 - pohled na západní stranu [autor]	34
Obrázek 20 - geologická mapa okolí zámečku [geology.cz]	35
Obrázek 21 - železná spona ve zdivu [autor]	36
Obrázek 22 - provizorní ocelové táhlo v kapli [autor]	36
Obrázek 23 - valená klenba ve vstupní hale [autor]	37
Obrázek 24 - propadlý strop se štukovým zrcadlem [autor]	37
Obrázek 25 - výtvarně zdobený stropní trám [autor]	37
Obrázek 26 - trámový strop v 1.NP v přístavbě [autor]	37
Obrázek 27 - štuková výzdoba 2.NP [autor]	38
Obrázek 28 - uložení trámových stropů [autor]	38
Obrázek 29 - pohled na vnitřek kaple [autor]	38

Obrázek 30 - štuková výzdoba stropu kaple [autor].....	38
Obrázek 31 - schodišťový prostor [autor].....	39
Obrázek 32 - nová provizorní střecha z roku 2007 [autor].....	39
Obrázek 33 - půdorys jižní části zámku se zakreslením poruch [autor]	40
Obrázek 34 - pohled na jižní fasádu, zakreslení trhlin [autor].....	40
Obrázek 35 - fotodokumentace trhlin v kapli [autor].....	41
Obrázek 36 - fotodokumentace trhlin v kapli 2 [autor].....	42
Obrázek 37 - fotodokumentace svislých trhlin [autor].....	43
Obrázek 38 - ukázka skladby zdiva, Brnky [autor]	44
Obrázek 39 - 3D model zámečku s vygenerovanou sítí [autor].....	45
Obrázek 40 - sednutí konstrukce [autor].....	46
Obrázek 41 - maximum principal stress, Brnky [autor]	47
Obrázek 42 - minimal principal stress, Brnky [autor]	47
Obrázek 43 - 3D model klenby s vygenerovanou sítí [autor]	49
Obrázek 44 - zatížení klenby posuny [autor]	49
Obrázek 45 - deformace na klenbě [autor].....	49
Obrázek 46 - maximum principal stress, líc klenby, jih na horní straně [autor].....	50
Obrázek 47 - safety factor, Brnky [autor]	51
Obrázek 48 - synagoga Zderaz [autor].....	52
Obrázek 49 - půdorys synagogy ve Zderazi [autor]	53
Obrázek 50 - pohled na západní stranu [autor].....	53
Obrázek 51 - pohled na severní stranu [autor].....	53
Obrázek 52 - geologické podloží obce Zderaz [geology.cz]	54
Obrázek 53 - hlavní vchod, typy zdiva [autor]	55
Obrázek 54 - nosná konstrukce galerií [autor]	55
Obrázek 55 - provedení stropní kce na galerii [autor].....	56
Obrázek 56 - lokálně porušená nepravá klenba [autor]	56
Obrázek 57 - nosná konstrukce tvořená valenými klenbami [autor]	56
Obrázek 58 - vřetenové schodiště v 2.NP [autor].....	56
Obrázek 59 - hambálkový krov [autor]	57
Obrázek 60 - zavěšení nepravé klenby na vazné trámy [autor]	57
Obrázek 61 - fotodokumentace stropní trhliny T1 [autor].....	58

Obrázek 62 - půdorys synagogy se zakreslením poruch [autor].....	58
Obrázek 63 - trhlina T3 [autor]	59
Obrázek 64 - trhlina T5 [autor]	59
Obrázek 65 - trhlina T2 [autor]	59
Obrázek 66 - trhlina na čelní stěně T6 [autor]	60
Obrázek 67 - vykreslení poruch na vnějších stranách synagogy [autor]	60
Obrázek 68 - ukázka skladby zdiva u synagogy [autor]	62
Obrázek 69 - 3D model synagogy s vygenerovanou sítí [autor]	63
Obrázek 70 - sednutí modelu, pohled na východní stranu, Zderaz [autor].....	63
Obrázek 71 - sednutí modelu, pohled na západní stranu, Zderaz [autor].....	64
Obrázek 72 - minimal principal stress, Zderaz [autor].....	65
Obrázek 73 - maximum principal stress, Zderaz [autor].....	65
Obrázek 74 - safety factor, pohled zespoda, Zderaz [autor]	66
Obrázek 75 - safety factor, východ, Zderaz [autor]	66
Obrázek 76 - safety factor, západ, Zderaz [autor]	66

SEZNAM TABULEK

Tabulka 1 - geologické podloží zámečku Brnky [geofond.cz]	35
Tabulka 2 - vlastnosti základové půdy Brnky [autor].....	36
Tabulka 3 - mechanické vlastnosti kontinua při modelování zámečku Brnky [autor].	44
Tabulka 4 - posuny podpor klenby, Brnky [autor]	48
Tabulka 5 – geologické podloží synagogy ve Zderazi [geofond.cz].....	54
Tabulka 6 – vlastnosti základové půdy Zderaz [autor]	55
Tabulka 7 - mechanické vlastnosti kontinua v modelu synagogy [autor]	62