

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

K132 – Katedra mechaniky



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Posouzení stavu Juditiny věže Judith's tower condition assessment

Studijní program: stavební inženýrství

studijní obor: konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: doc. Ing. Petr Fajman, CSc.

Václav Urban

Praha 2023



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Urban** Jméno: **Václav** Osobní číslo: **487764**
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**
Zadávající katedra/ústav: **Katedra mechaniky**
Studijní program: **Stavební inženýrství**
Studijní obor: **Konstrukce pozemních staveb**

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce:

Posouzení stavu Juditiny věže

Název bakalářské práce anglicky:

Judith's Tower Condition Assessment

Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) bakalářské práce:

doc. Ing. Petr Fajman, CSc. katedra mechaniky FSV

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

Datum zadání bakalářské práce: **02.03.2023**

Termín odevzdání bakalářské práce: **22.05.2023**

Platnost zadání bakalářské práce: _____

doc. Ing. Petr Fajman, CSc.
podpis vedoucí(ho) práce

prof. Ing. Jiří Máca, CSc.
podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

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

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání

Podpis studenta

Prohlašuji, že jsem předloženou bakalářskou práci na téma „Posouzení stavu Juditiny věže“ vypracoval samostatně, za odborného vedení doc. Ing. Petra Fajmana, CSc. a veškeré použité zdroje, ze kterých jsem čerpal informace, jsem uvedl v seznamu použité literatury a citovány v textu podle normy ČSN ISO 690.

V Praze dne

.....
Václav Urban

Poděkování

Rád bych poděkoval vedoucímu práce doc. Ing. Petru Fajmanovi, CSc. za odborné vedení, trpělivost a spoustu cenných zkušeností, které jsem během zpracování využíval. Dále bych rád poděkoval doc. Ing. Tomášovi Čejkovi, Ph.D. a Mgr. Kateřině Kovářové, za odborné konzultace. Rád bych poděkoval také rodině za podporu při psaní této práce a Klubu za starou Prahu za ochotu a zpřístupnění Juditiny věže.

Anotace

Práce se zabývá zjištěním stavu historické konstrukce s pořízením fotografické dokumentace a se zakreslením trhlin. Následně byl vytvořen statický počítačový model. V modelu byly zavedeny pružné okrajové podmínky, které se upravovaly tak, aby výsledná napětí odpovídala pozorovaným trhlinám. Musel být upraven i model stropní konstrukce v závislosti na rozdílu skutečných a modelových rozměrech. Materiálové charakteristiky a zatížení byly vypočteny podle norem. Maximální užitné zatížení bylo určeno podle maximální únosnosti stropů. Na závěr byl porovnán výskyt a směr hlavního tahového napětí v modelu s polohou trhlin in situ.

Klíčová slova

Věž, metoda konečných prvků, napětí, klenba, opuka, trhliny,

Abstract

The work deals with the determination of the condition of the historical structure with photographic documentation and drawing of cracks. Subsequently, a static computer model was created. Elastic boundary conditions were introduced in the model and adjusted so that the resulting stresses matched the observed cracks. The model of the floor structure also had to be adjusted depending on the difference between the actual and model dimensions. Material characteristics and loads were calculated according to the standards. The maximum imposed loads was determined according to the maximum load capacity of the ceilings. Finally, the occurrence and direction of the main tensile stress in the model was compared with the position of the cracks in situ.

Keywords

tower, finite element method, Stress, vault, opuka (marlstone), cracks

OBSAH

1	Úvod.....	1
2	Historie stavby.....	2
3	Popis konstrukce.....	5
4	Stávající poruchy.....	6
4.1	Sklep.....	6
4.2	Přízemí.....	7
4.3	První patro.....	7
4.4	Druhé patro.....	8
4.5	Třetí patro.....	8
5	Vybrané materiály.....	10
5.1	Výběr materiálu.....	10
5.1.1	Opuka.....	10
5.1.2	Cihly pálené.....	10
5.1.3	Malta.....	11
5.1.4	Dřevo.....	11
5.2	Mechanické vlastnosti zdiva.....	11
5.2.1	Opukové zdivo podle ČSN EN 1996-1-1.....	11
5.2.2	Pálené cihly plné podle ČSN EN 1996-1-1.....	14
5.3	Opukové kvádkové a lomové zdivo podle ČSN 73 1101.....	16
6	Výpočtový model.....	18
6.1	Předpoklady modelu.....	18
6.2	Geometrie modelu.....	20
6.2.1	Geometrie a její idealizace.....	20
6.2.2	Finální model.....	23
6.2.3	Okrajové podmínky.....	23
6.2.4	Stropní trámová konstrukce.....	24
6.3	Zatížení.....	24
6.3.1	Stálé zatížení.....	24
6.3.2	Užitné zatížení.....	27
6.3.3	Proměnné zatížení.....	30
6.4	Výsledky.....	33
7	Závěr.....	38

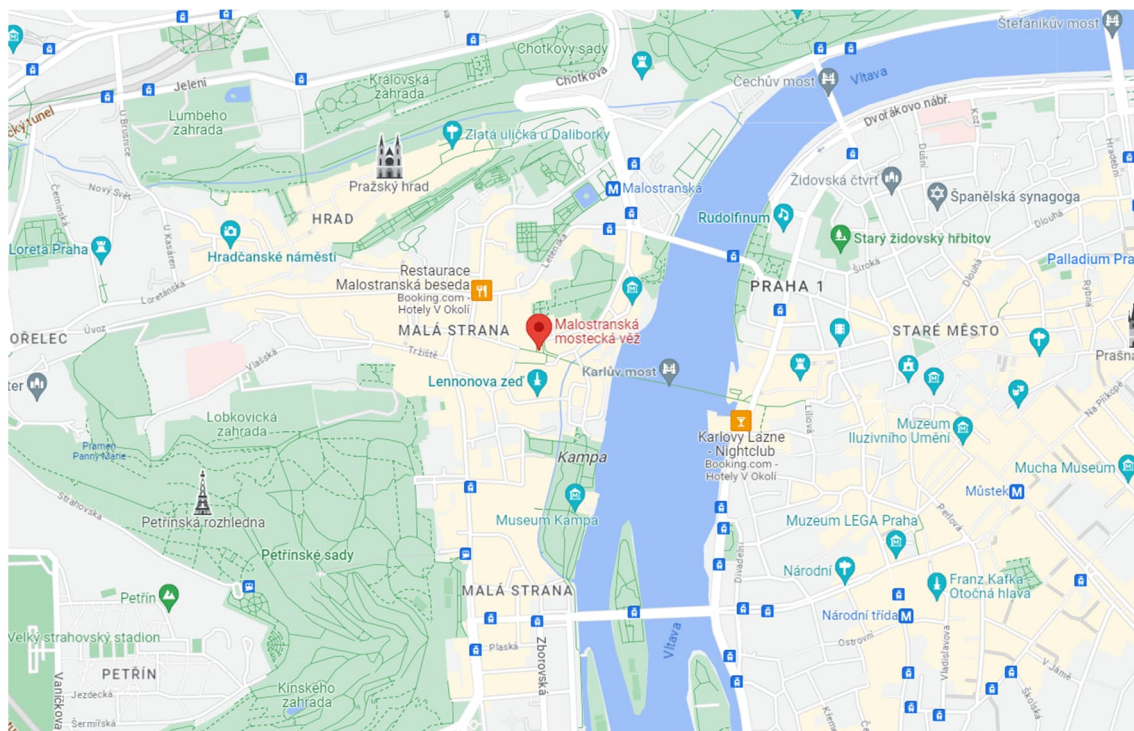
1 ÚVOD

Hlavním cílem bakalářské práce je posouzení stavu JUDITINY VĚŽE, pomocí modelu řešeného metodou konečných prvků. Osvojit si dovednost vytváření modelu podle skutečné stavby s ohledem na jeho nutná zjednodušení a interpretaci jeho výsledků.

Práce je zaměřena na statické zhodnocení poruch na významné kulturní památce – JUDITINA VĚŽ. Jedná se o jednu z nejstarších budov v dnešní Praze a o významné kulturní dědictví. Její historie provází samotnou historii Prahy už od počátku 13. století. Nachází se na malostranské straně Karlova mostu v Malostranské ulici. Jedná se o nižší ze dvou mosteckých věží.

Během historie si věž prošla mnoha přeměnami a sloužila ke spoustě účelům. V dnešní době věž obývá Klub za starou Prahu. Z předchozích průzkumů a posudků víme, že dnešní stav vyhovuje způsobu užívání. Pro další celkovou obnovu anebo změnu využití je nutno posoudit stavbu na prostorovém statickém modelu.

V první části práce je provedena kompilaci historie JUDITINY VĚŽE, popis konstrukce a průzkum trhlín a v druhé předpoklad materiálů, modelu a v závěrečné části porovnané výsledky modelu a trhlíny zjištěné na konstrukci.



Obrázek 1 - Poloha Juditiny věže [1]

2 HISTORIE STAVBY

Věž byla postavena na konci Juditina mostu na Malé straně. Měla sloužit jako prvek opevnění v malostranské části Prahy a také jako věznice. Původně věž vypadala výrazně jinak. Původní vchod do věže byl v prvním patře severovýchodního rohu věže. Přístup k vchodu zajišťovalo dřevěné schodiště z vnějšku věže, z úrovně tehdy ještě Juditina mostu, který byl podstatně níže než dnešní Karlův most. Původní zastřešení také nevypadalo jako dnes. Podle jedné z folií Würzburgského alba, které je nejstarší vyobrazení věže a vzniklo roku 1536, víme, jak věž vypadala. Zastřešení podle folie je ploché s předsazeným ochozem a cimbuřím. I vnitřní část věže měla oproti dnešku jinou dispozici. Dnešní přízemí bylo rozděleno na dvě patra pomocí dřevěných stropů, které následně byly odstraněny a nahrazeny klenbou s neznámým tvarem. Malá okna odpovídala funkci opevnění.

Juditin most byl dokončen roku 1172, dobové záznamy hovoří pouze o mostu, ale ne o věži. Můžeme proto uvažovat, že tehdy Juditina věž ještě nestála. První zmínky o Juditiny věži jsou až v polovině třináctého století, a to v druhém pokračování Kosmovy kroniky popisem bojů roku 1249. Tehdy se ve věži nacházela věznice a přístup do ní byl z boční strany schody do prvního patra. Pokračování kroniky také uvádí několik zmínek bojů o věž na konci mostu a její následné opevnění, zpráva pochází kolem roku 1250. O věži se zmiňuje i záznam z roku 1281 o vichřici, která narušila střechu věže, nejsou zmínky o její opravě.

Další záznam popisuje kronika Zbraslavská, jednalo se o přípravy a boj o „onu věž konec mosta blíže Blahoslavené Panny“ [2]. Popisuje přípravy během roku 1310 na obléhání Juditiny věže Jindřichem z Lipé. Dobývání Korutanci bylo neúspěšné, ono dobývání vylíčil jako „rozličné“, ze střechy a z oken domu Korutanci házejí kamení a střely, a obránci „mužně kladou odpor a nezanedbávají dolů vrhati kamení těžké váhy a posly silných šípů“. Autor viděl, jak útočníci kolem věže založili oheň, to nemělo ale na obránce účinek a věž se jim podařilo ubránit.

Dne 3. února 1342 během velké povodně způsobené náhlým táním ledů a deštěm byl Juditin most přes Vltavu zničen. Na zbylých pilířích byl postaven provizorní dřevěný most. A roku 1347 ještě jako král český Karel IV. zadal stavbu nového vyššího Karlova mostu staviteli Petr Parlér. Stavbu dokončili o čtyřicet pět let později roku 1402. V této době pravděpodobně probouraly vchod ve východní zdi v úrovni mostu, který sloužil jako vstup do přízemní místnosti. Také

se změnil účel věže na celní stanici společně se sousední věží. Přízemní místnost fungovala jako celní sklad.

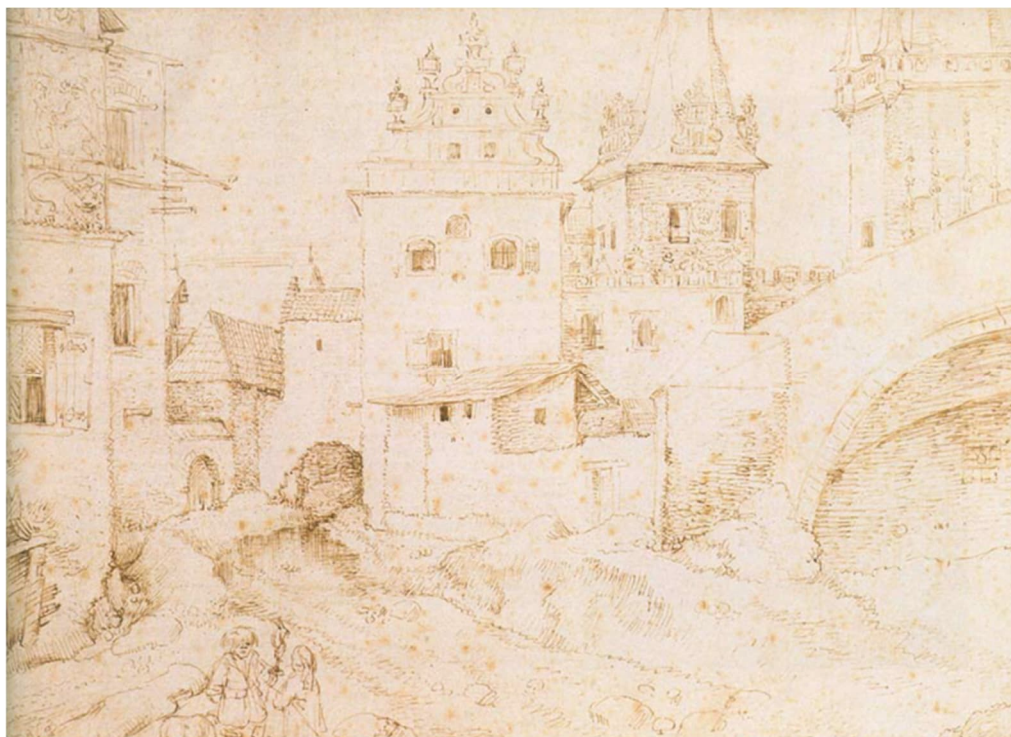
V roce 1408-09 zpráva vévody Rudolfa ukazuje spor o mostecké věže mezi staroměstskou a malostranskou obcí. Protože Rudolf směnil Saský dům, který sdílí jednu stěnu s Juditinou věží a toto vyvolalo spor o vlastnictví věže. Rudolf ve správě praví, že vlastnili obydlí (Saský dům) s malou věží na mostecké bráně a velkou věž. Toto nám ukazuje že na počátku 15. století zaručeně stály obě věže na malostranské straně mostu. Zmínky z roku 1413 je o věži psána jako o obecní, to poukazuje na změnu vlastnictví. Za husitských válek bojovali o Juditinu věž posádka pražského hradu, věrná Zikmundovi a Pražané, a došlo k poškození mostecké brány. Nová vedlejší mostecká věž byla vystavěna v roce 1464 na místě ševcovského domu vedle Saského domu, která byl také opraven.

Výraznou událostí formující vzhled věže je rozhodně požár Malostranského náměstí roku 1503. Při požáru z popisů Starých letopisů českých se dozvídáme že shořely ploché střechy věže i celý interiér. Během požáru došlo ke kolapsu dřevěných stropů na klenbu, což způsobilo kolaps gotické klenby. O opravách nejsou dochované záznamy a dobové vyobrazení ukazuje vedlejší věž už s dnešním zastřešením, zatímco Juditina věž je zobrazena s ochozem a cimbuřím. V této době vzniklo několik zobrazení, první na folii z Würzburgského alba roku 1536, následně ve Vratislavském dřevorytu Prahy od Jana Kozla a Michaela Peterleho z roku 1562 a také dva v knize Civitates orbis terrarum z roku 1572.



Obrázek 2 - Vyřez vyobrazení Juditiny věže z knihy Civitates orbis terrarum [3]

Podle nápisu z roku 1592, který je vytesán na vchodu vedlejšího celního domu, se dozvídáme že obec Starého města nechala opravit starou celnici hrozící spadnutím spolu i s věží. Při této opravě věž nabyla nynější vzhled. Byl odstraněn ochoz cimbuří a z původního plochého zastřešení předělána na dlátovou valbovou střechu. V této podobě je Juditina věž zachycena na několika dílech, například na panoramatu Prahy od Lucase van Valckenborcha roku 1591. Nejdetailnější je perokresba Roelanta Saveryho roku 1610 kde je vyobrazená celnice společně s východní stranou Juditiny věže. Současně se přestavoval i Saský dům. Původně Saský dům nebyl napojen přímo na stěnu věže, což můžeme vidět i na vyobrazení dřevorytu Jana Kozla a Michaela Peterleho. Saský dům byl rozšířen až k stěně Juditiny věže.



Obrázek 3 - Perokresba Roelanta Saveryho pohledu na Juditinu věž [4]

V této podobě zůstala nepozměněna až do roku 1784, kdy byly most a mostní věže opraveny po povodni. Tyto opravy zasáhly převážně vedlejší věž. Juditina věž byla následující rok prodána do soukromého vlastnictví manželům Albertovým. Další změny proběhly roku 1826 kde započala přestavba sousedního Saského domu o další patro a nový krov, jenž zasahuje do úrovně západního vikýře, který byl kvůli tomu zadržán.

V roce 1888 bylo schváleno umístění toalety v prvním patře v chodbě vedle současného vchodu vedle reliéfu[5]. Reliéf tehdy byl zakryt zadržkou pravděpodobně už od 16. století. V důsledku instalace kanalizace vznikl porušení kamenného portálu v přízemí, následná oprava proběhla až v 30. letech 20.

století. V této době proběhla i přestavba prvního patra na dvě obytné místnosti. V archivních zmínkách je popsáno, že se v Juditině věži nachází 5 bytových jednotek. Všechny z nich používají právě jeden záchod a také, že dlážděná půda není požárně oddělena od zbytku věže.

Další zmínky jsou až roku 1924, město Praha na schůzi městské rady povolila opravu zdiva, štítů a ostění oken. Rok na to, byl zhotoven průzkum o závadách Juditiny věže, převážně způsobené provozem řeznictví situovaném v přízemí a sklepu věže. Na západní stěně přízemí vyhloubil nájemce výklenek s hloubkou 700 mm. Do východní stěny zakotvil kameninové ventilační potrubí. Ve sklepní klenbě prorazil ventilační šachtu a užívání sklepu jako lednici bylo shledáno jako škodlivé pro opukové zdivo. Ve stejném průzkumu se hovoří i o stavu obytných místností. Mluví se o nich jako o zastaralých a nevyhovujícím předpisům. Záchod stále neměl splachování a zapáchal do ostatních místností. Následně byly prostory odebrány nájemníkům, kvůli nedostatečným podmínkám pro ubytování. V této době se znovu zmiňuje reliéf v prvním patře. Potom město Praha prodalo věž Klubu za starou prahu. Roku 1938 se zrušit záchod v prvním patře a odhalil a zakonzervoval se reliéf. V roce 1969 proběhla oprava fasády věže, omítky v přízemní místnosti, při tom se vyměnila střešní krytina. Následně na začátku 70. let Státní bezpečnost si z přízemí udělali stanoviště pozorovací buňky. Ta byla následně zrušena kolem roku 1984 a z přízemních prostorů se stalo knihkupectví.

3 POPIS KONSTRUKCE

Juditina věž má lehce zkosený čtvercový půdorys se strany 10 x 11 m a je vysoká 30 metrů ze strany mostu nebo 32,8 metru z vnitrobloku. Výška zdi ze strany mostu je 15,3 metru. Věž je zakončená dlátkovou variantou valbové střechy a v každé ze čtyř stran je vikýř, každý z nich je jinak vysoký. Interiér je rozdělen do pěti podlaží.

Sklep je přístupný ze sousedních sklepů, jedná se o jednu místnost. Strop je z jednoduché valené klenby a světlou výškou +-2,8 m. Vzhledem k tomu, že do sklepa nebyl přístup ani nebyly známé informace o jeho stavu, nebyl modelován ve statickém výpočtu.

Přízemí je přístupné z vedlejšího knihkupectví, původní celnici. Je částečně zapuštěno pod úroveň Mostecké ulice, a to asi o 1,5 m. Strop přízemí tvoří valená klenba, se čtyřmi lunety. Výška místnosti ve vrcholnici klenby je přibližně 4,85m, pata klenby přibližně 2,9m a vrcholy lunet přibližně 4,6m nad podlahou. Ze sond je známá tloušťka klenby 150 mm[7]. Klenba je z pálených

plných cihel. Obvodové stěny jsou z pravidelného románského kvádřikového zdiva. Není známo, jestli toto zdivo je po celé tloušťce, nebo je uprostřed vyplněno vyzdívkou (lomové zdivo).

V prvním patře na klenbě jsou založené dvě zděné příčky z cihel plných. Jedna s tloušťkou přibližně 500 mm je kolmá na osu klenby a leží poblíž vrcholnice lunety, druhá tl. 190 mm je uprostřed klenby a leží na její vrcholnici. Na jižní stěně jsou dvě okna přibližně 1500 x 800 mm. Na východní straně dvou okno přibližně 1500 x 2000 mm a vchod do vrchních pater je z pavlače 2500 x 1000 mm. Na straně severní je jedno okno 1300 x 700 mm. Světlá výška místností je přibližně 2,4 m. Stropní konstrukce je dřevěný trámový strop s trámy uloženými na obvodových stěnách a příčce o tl. 190mm

V druhém patře je hrázděná příčka o tl. 310 mm[7] uložená na příčce z prvního patra tl. 500 mm[7]. Na jižní straně se nachází jedno okno 1500 x 800 mm a na východní straně dvě okna 1500 x 800 mm. Dřevěný trámový strop je pnut podobně jako nad 1NP, ale je uprostřed podepřen dřevěným průvlakem 250 x 200 mm (místo příčky v 1NP). Průvlak je uložen na jižní straně na sloupu a na severní straně na hrázděné příčce.

Ve třetím patře pokračuje hrázděná příčka. Na jižní straně se nacházejí dvě okna 1400 x 900 mm a na východní straně dvě okna 1400 x 900 mm. Na severní straně je východ na ochoz spojující vedlejší věž.

Střecha je valbová dlátová a je tvořena krovem s ležatou stolicí, která je ve spodní třetině. Dlátové zvednutí je pouze tvořeno krokviemi a podélným prstencem se vzpěrami ve druhé třetině krovu. Podélně je krov zavětrován ondřejskými kříži.

4 STÁVAJÍCÍ PORUCHY

Stavba nevykazuje velké mechanické poruchy. Dílčí poruchy v nosné svislé konstrukci jsou jen v otvorech přidaných barokní přestavbou. Podle stavebně historického průzkumu Ing.arch. Jana Veselého a kolektivu jsou tyto poruchy stabilizované[6] a probíhá aktivní sběr dat o aktivitě na několika místech poruch Ing. Janem Vinařem.

4.1 SKLEP

Ke sklepním prostorům jsme neměli přístup, ale ze stavebně historického průzkumu vyplývá, že vlasové trhliny prochází vrcholnicí vstupní klenby v obvodové stěně[6].

4.2 PŘÍZEMÍ

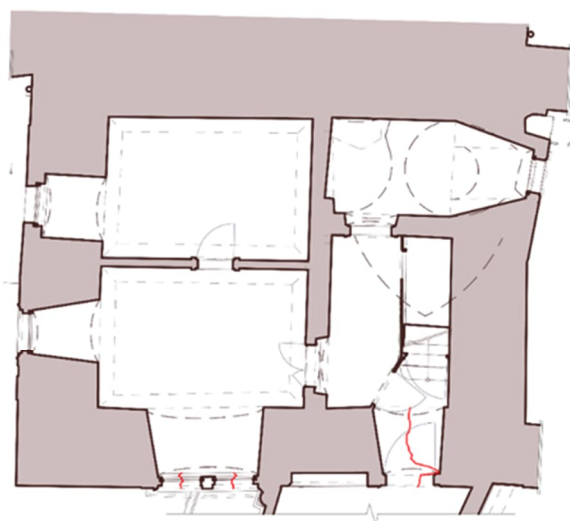
V interiéru se nenachází žádné mechanické poruchy a konstrukce je v dobrém stavu. Z exteriéru můžeme vidět trhliny které se nachází na východní stěně. Z pohledu na východní stěnu v levém dolním rohu trhliny prochází horizontálně na nárožím stěn a u výklenku od toalety. Trhliny na nárožní stěně by mohly být způsobeny zakotvením zábradlí vedlejší budovy a napomáhá tomu sendvičové zdivo. Trhliny u výklenku toalety by mohly být způsobeny separací kvádřikového zdiva a lomové výplně. Další trhlina se nachází v pravém horním rohu výklenku od toalety a prochází až do rohu okenního otvoru



Obrázek 4 - Trhliny východní stěny v přízemí [8]

4.3 PRVNÍ PATRO

V interiéru vznikají trhliny jen v nadpraží otvorů východní obvodové stěně. V exteriéru trhlina v rámu okna pokračuje přes první patro do druhého patra. V příčkách, podhledech stropu a ani v ostatních nadpraží oken nejsou poruchy.

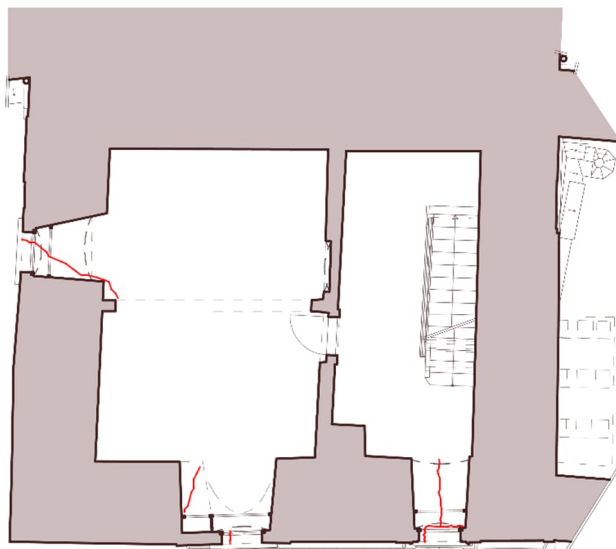


Obrázek 5 - Trhliny prvního patra [8]



4.4 DRUHÉ PATRO

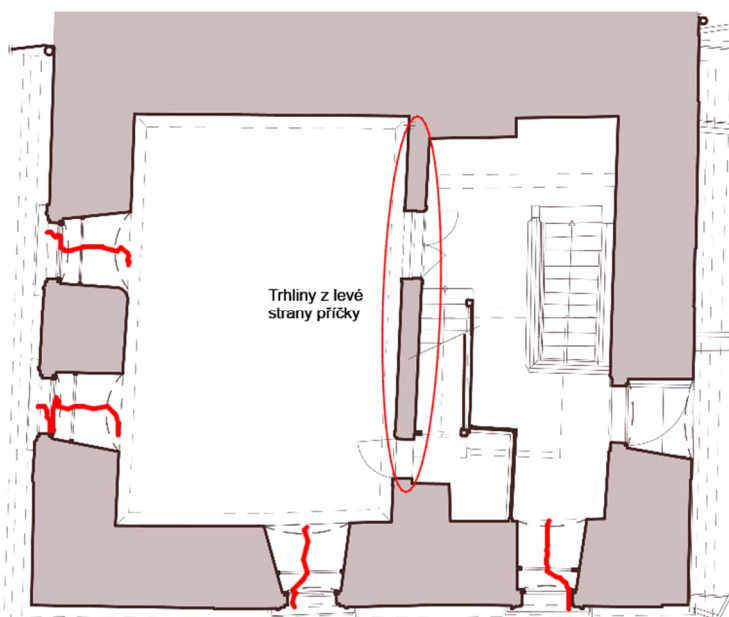
V druhém patře se znovu objevují ve vrcholu nadpraží trhliny, a to jak ve východní stěně, tak i v jižní stěně. V podhledech kvůli velké deformaci stropů vznikají v klubové místnosti trhliny po obvodě stěn. Příčka mezi místnostmi má jen trhliny v omítce. V místnosti u schodiště jsou v podhledu trhliny jen na výhodní straně.



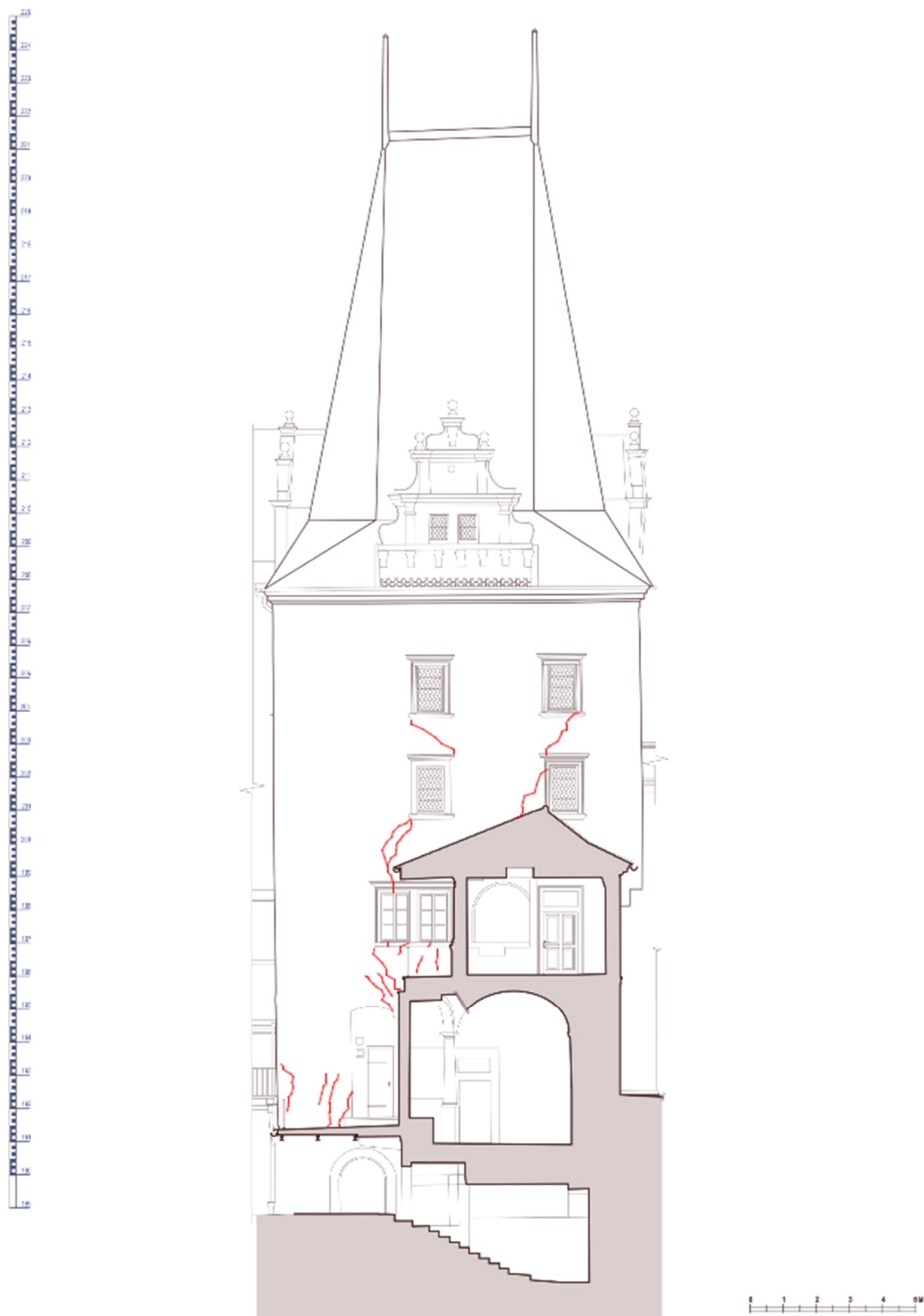
Obrázek 6 - Trhliny druhého patra [8]

4.5 TŘETÍ PATRO

I ve třetím patře se objevují trhliny v nadpraží trhlín. V podhledu jsou trhliny také po obvodě místnosti. V příčce pravděpodobně vzniká klenbový efekt od poklesu příčky v druhém patře, které je přitížena stropním průvlakem.



Obrázek 7 - Trhliny třetího patra [8]



Obrázek 8 - Trhliny v pohledu východní stěny [8]

5 VYBRANÉ MATERIÁLY

5.1 VÝBĚR MATERIÁLU

5.1.1 OPUKA

Z dostupných zdrojů se nepodařilo zjistit mechanické vlastnosti opukového zdiva, použitého při stavbě Juditiny věže. Známe ale mechanické vlastnosti opuky z lomu u Přední Kopaniny. Lom se nachází na stejném stratotypu bělohorského souvrství a používá se pro těžbu opuky používá už od druhé poloviny 12. století. Proto materiálové vlastnosti, nedegradovaného materiálu, můžeme považovat za stejné. Opukové zdivo v průběhu historie bylo vystaveno požárům a degradaci [6]. Abychom zůstali na straně bezpečnosti, zahrneme degradaci tak, že zvýšíme objemovou hmotnost a snížíme pevnost v tlaku.

Tabulka 1 - Materiálové vlastnosti opuky

Opuka	Objemová hmotnost	Pevnost		Modul pružnosti	Teplotní součinitel délkové roztažnosti	Pórovitost	Nasákavost	Obrusnost podle Böhma	Součinitel mrazovzdornosti
		V tlaku	V tahu						
	[kg/m ³]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[1/C°]	[%]	[%]	[mm]	[-]
Uvažovaná Opuka [9, 12]	2100	50	6	20	8*10 ⁻⁶	17	8	5,6	0,65
Opuka z Přední Kopaniny [10]	2030	69,6	14,2	20	7,1*10 ⁻⁶	18,7	9,22	-	-

Rozměry kvádříku jsou přibližně 30 x 20 x 17 cm. Uvažujeme, že v nosné obvodové konstrukci zasahuje kvádřikové zdivo do hloubky 34 cm z obou stran. Výplň je z lomového kamene.

5.1.2 CIHLY PÁLENÉ

Ze znalosti tloušťky klenby a rozměrů příček lze uvažovat rozměry 28 x 14 x 6,5 cm. Přestavba, kde byly použity pálené cihly, proběhla v polovině 16. století. Sondy neobjevily žádné poruchy klenby nebo zděné příčky v prvním podlaží, můžeme tedy uvažovat pevnost 10 MPa zdícího prvku [9].

5.1.3 MALTA

Vzhledem ke stáří stavby, je pro výpočet uvažována hydratovaná vápenná malta. Malta je uvažována na spodní hranici pevnostních značek pevnosti 2,5 MPa^[11]. Pro všechno zdivo stejné. Vlasti uvažujeme podle normy ČSN EN 998-2.

5.1.4 DŘEVO

Z dostupných zdrojů lze odvodit, že pevnost stávajícího dřeva lze uvažovat na úrovni normového v pevnostní třídě C24 (ČSN EN 338).

Tabulka 2 - Pevnost dřeva podle normy ČSN EN 338

Dřevo	Objemová hmotnost	Pevnost			Modul pružnosti	Teplotní součinitel délkové roztažnosti
		V ohybu	V tahu	V tlaku		
	[kg/m ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[1/c°]
Dřevo c24 ^[12]	420	24	14	21	11	5*10 ⁻⁶

Rozměry průřezu ve stropě jsou 25 x 17 cm pro trámy a 25 x 20 cm pro průvlak.

5.2 MECHANICKÉ VLASTNOSTI ZDIVA

Pro definici materiálu do výpočtového modelu jsou potřeba moduly pružnosti a poissonovi součinitelé. Tyto výpočty vycházejí z ČSN EN 1996-1-1 a následně z ČSN 73 110.

5.2.1 OPUKOVÉ ZDIVO PODLE ČSN EN 1996-1-1

Norma ČSN EN 1996-1-1 uvádí výpočet pevnosti pouze pro pravidelné zdící prvky z přírodního kamene. Nelze tedy vypočítat rozdíl mezi lomovým a kvádřikovým zdivem na úrovni nerovných spár. Rozdíl vzniká až u návrhové pevnosti zdiva v dílčím součiniteli zohledňující tvar zdícího prvku.

Z průměrné hodnoty pevnosti zdících prvků f_u musíme pro potřeby navrhování přepočítat na hodnoty normalizované f_b podle rovnice (1).

$$f_b = \delta * \eta * f_u \text{ [MPa]} \quad (1)$$

Tabulka 3 - hodnoty součinitele tvaru δ

Součinitel tvaru δ vyjadřující vliv šířky a výšky zdícího prvku					
h_p [mm]	b_p [mm]				
	50	100	150	200	250
50	0,85	0,75	0,70	0,70	0,65
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Součinitel tvaru δ vyčteme za pomoci lineární interpolace z tabulky pro hodnoty [170 x 200]

$$\delta = 1,01 \quad \text{můžeme uvažovat hodnotu 1}$$

Součinitel vlhkosti η , který závisí na hodnotách vlhkosti a stavu přirozené vlhkosti

$$\eta = 1$$

Výsledná hodnota normalizované pevnosti zdícího prvku

$$f_b = 50,5 \text{ MPa}$$

Následně můžeme vypočítat charakteristickou pevnost v tlaku f_u pro nevyztužené zdivo pomocí vztahu (2).

$$f_k = K * f_b^{0,7} * f_m^{0,3} \text{ [MPa]} \quad (2)$$

Konstantu K [-] určíme podle typu zdiva, z pravidelného zdícího prvku z přírodního kamene uvažujeme K za 0,45

$$K = 0,45$$

Hodnotu pevnost malty v tlaku odhadneme jako hydratovanou vápennou maltu s hodnotou

$$f_m = 2,5 \text{ MPa}$$

Normalizovanou pevnost zdícího prvku uvažujeme z předchozího výsledku

$$f_b = 50,5 \text{ MPa}$$

Výsledná hodnota charakteristické pevnosti zdiva.

$$f_k = 9,2 \text{ MPa}$$

Podle zkoušek z normy EN 1052-1 neznáme krátkodobý modul pružnosti, proto můžeme použít sečnový modul pružnosti podle vzorce (3).

$$E = K_e * f_k [MPa] \quad (3)$$

Koeficient K_e se doporučuje podle národního dodatku NA.2.7 normy ČSN EN 1996-1-1+A1 pro zdící prvky z přírodního kamene hodnota 1000

$$K_e = 1000$$

Charakteristická pevnost zdiva z předchozího výpočtu

$$f_k = 9,2 \text{ MPa}$$

Výsledná hodnota krátkodobého sečného modulu pružnosti zdiva

$$E = 9224 \text{ MPa}$$

Dlouhodobý sečný modul pružnosti s vlivem dotvarování vypočteme podle následujícího vztahu (4)

$$E_{long} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty}} [MPa] \quad (4)$$

Konečné dotvarování je zpravidla velmi malé kolem 0,3 - 1,5 ‰

$$\phi_{\infty,1,5} = 1,5 \text{ ‰}$$

$$E_{long,1,5} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty,1,5}} = 9210 [MPa] \quad (5)$$

$$\phi_{\infty,0,3} = 0,3 \text{ ‰}$$

$$E_{long,0,3} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty,0,3}} = 9221 [MPa] \quad (6)$$

Rozdíly pro takto malé hodnoty můžeme zanedbat. Proto můžeme uvažovat ϕ za 0

$$\phi_{\infty} = 0,0 \text{ ‰}$$
$$E_{long} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty}} = 9224 [MPa] \quad (7)$$

5.2.2 PÁLENÉ CIHLY PLNÉ PODLE ČSN EN 1996-1-1

Pro stanovení pevnosti použijeme stejný výpočet jako pro zdivo z opuky. Vypočítáme normalizovanou pevnost f_b (8).

$$f_b = \delta * \eta * f_u \text{ [MPa]} \quad (8)$$

Součinitel tvaru δ vyčteme za pomoci lineární interpolace z tabulky ... pro hodnoty [65 x 140]

$$\delta = 0,77$$

Součinitel vlhkosti η , který závisí na hodnotách vlhkosti a stavu přirozené vlhkosti

$$\eta = 1$$

Výsledná hodnota normalizované pevnosti zdícího prvku

$$f_b = 7,7 \text{ MPa}$$

Následně můžeme vypočítat charakteristickou pevnost v tlaku f_u pro nevyztužené zdivo pomocí vztahu (9).

$$f_k = K * f_b^{0,7} * f_m^{0,3} \text{ [MPa]} \quad (9)$$

Konstantu K [-] určíme podle typu zdiva, z pálených cihel uvažujeme K za 0,55

$$K = 0,55$$

Hodnotu pevnost malty v tlaku odhadneme jako hydratovanou vápennou maltu s hodnotou

$$f_m = 2,5 \text{ MPa}$$

Normalizovanou pevnost zdícího prvku uvažujeme z předchozího výsledku

$$f_b = 7,7 \text{ MPa}$$

Výsledná hodnota charakteristické pevnosti zdiva.

$$f_k = 3,0 \text{ MPa}$$

Podle zkoušek z normy EN 1052-1 neznáme krátkodobý modul pružnosti, proto můžeme použít sečnový modul pružnosti podle vzorce (10).

$$E = K_e * f_k \text{ [MPa]} \quad (10)$$

Koeficient K_e se doporučuje podle národního dodatku NA.2.7 normy ČSN EN 1996-1-1+A1 pro zdící prvky z přírodního kamene hodnota 1000

$$K_e = 1000$$

Charakteristická pevnost zdiva z předchozího výpočtu

$$f_k = 3,0 \text{ MPa}$$

Výsledná hodnota krátkodobého sečného modulu pružnosti zdiva

$$E = 3022 \text{ MPa}$$

Dlouhodobý sečný modul (10).

$$E_{long} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty}} \text{ [MPa]} \quad (10)$$

Konečné dotvarování cihel plných 0,5 - 1,5 %

$$\phi_{\infty,15} = 1,5 \%$$
$$E_{long,15} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty,15}} = 3022 \text{ [MPa]} \quad (11)$$

Výslednou návrhovou pevnost může ovlivnit několik faktorů. Tyto faktory zahrnují pravidelnost vazby a výplně spár, vliv vlhkosti a vliv oslabení od svislých a šikmých trhlin.

Návrhovou pevnost zdiva můžeme určit pomocí ČSN EN 1996-1-1 jako podíl charakteristické hodnoty a dílčího součinitele γ_m .

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \text{ [MPa]} \quad (12)$$

$$\gamma_m = \gamma_{m,1} * \gamma_{m,3} * \gamma_{m,3} * \gamma_{m,4} \quad (13)$$

Kde $\gamma_{m,1} = 2$

Pro $\gamma_{m,2}$ platí rozmezí od $0,85 \leq \gamma_{m,2} \leq 1,2$

$$\gamma_{m,2, \text{lomové}} = 1,1 \quad \text{pro lomové zdivo}$$

$\gamma_{m,2, \text{kvádřikové}} = 0,85$ pro kvádřikové zdivo
 $\gamma_{m,2, \text{cihla}} = 0,85$ pro zdivo z pálené cihly

$\gamma_{m,3} = 1$

$\gamma_{m,4} = 1$ pro neporušené zdivo ($1 \leq \gamma_{m,4} \leq 1,4$)

Výsledné hodnoty

Tabulka 4 - Výsledné výpočtové hodnoty zdiva podle ČSN EN 1996-1-1

Zdivo	γ_m	f_d [MPa]	E [MPa]
Z lomového zdiva	2,2	4,2	9224
Z kvádřikového zdiva	1,7	5,4	9224
Z pálení cihly	1,7	1,8	3022

5.3 OPUKOVÉ KVÁDŘÍKOVÉ A LOMOVÉ ZDIVO PODLE ČSN 73 1101

Norma ČSN EN 1996-1-1 nerozlišuje ve výpočtu kvádřikové a lomové zdivo. Proto můžeme vypočítat přesnější hodnoty podle dnes už zrušené normy ČSN 73 1101 změny b.

Výpočtová pevnost zdiva se určí odečtením z tabulky a následnou lineární interpolací. Pevnostní značka opukového zdiva je 50 MPa. Maltu uvažujeme M2,5. Typ zdiva uvažujeme „řádkové čisté $h_1 > 150$ “ pro kvádřikové zdivo a „lomové a kyklopské $h_1 > 150$ “ pro lomové zdivo.

Tabulka 5 - Výpočtové pevnosti R_d kamenného zdiva podle normy ČSN 73 1101

Kamenné zdivo podle ČSN 73 2310	Výška jedné ložné vrstvy h_1	Pevnostní značka	Výpočtové pevnosti zdiva na maltu označenou podle ČSN 72 2430						
			15	10	5	2,5	1	0,4	0
	[mm]	[-]	Mpa						
jemné kvádry, ložné plochy perlované, výška hrboleků do 3mm	1000 > h_1 $h_1 > 600$	110	13,8		13,3	12,3	10,9	9,4	
		80	11,4		10,9	9,9	8,6	7,3	
		40	6,5		6,2	5,7	5,1	4,4	
		20	3,6		3,4	3,1	2,8	2,3	
		10	2,1		2,0	1,8	1,6	1,3	
hrubé a čisté kvádry, ložné plochy čistě špicované, hloubka prohlubní nejvýše 15 mm		110	11,0		10,6	9,8	8,7	7,5	
		80	9,1		8,7	7,9	6,9	5,8	
		40	5,2		5,0	4,6	4,1	3,5	
		20	2,9		2,7	2,5	2,2	1,8	
		10	1,7		1,6	1,4	1,3	1,0	
hrubé a čisté kvádry, ložné plochy hrubě špicované, hloubka prohlubní nejvýše 20 mm	110	9,7		9,3	8,6	7,6	6,6		
	80	8,0		7,6	6,9	6,0	5,1		
	40	4,6		4,3	4,0	3,6	3,1		
	20	2,5		2,4	2,2	2,0	1,6		
	10	1,5		1,4	1,3	1,1	0,9		
řádkové čisté	$h_1 > 150$	110	6,3	6,0	5,4	5,1	4,8	4,2	3,2
		80	5,1	4,8	4,5	4,2	3,6	3,3	3,0
		40	3,2	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0	1,7
		20	2,2	1,9	1,8	1,6	1,5	1,3	0,9
		10	-n-	1,5	1,4	1,2	1,1	1,0	0,6
řádkové hrubé		110	4,7	4,5	4,0	3,8	3,6	3,2	2,9
		80	3,8	3,6	3,4	3,2	2,7	2,5	2,2
		40	2,3	2,1	1,9	1,8	1,7	1,5	1,3
		20	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9
		10	-n-	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,5
lomové a kyklopské	110	-n-	2,2	1,6	1,0	0,7	0,5	0,3	
	80	-n-	2,0	1,4	0,9	0,6	0,4	0,2	
	40	-n-	1,3	1,0	0,7	0,5	0,3	0,1	
	20	-n-	0,8	0,7	0,56	0,43	0,23	0,1	
	10	-n-	-n-	0,6	0,5	0,4	0,2	0,1	

Součinitel přetvárnosti pro oba typy zdiva je $\alpha = 1400$

Tabulka 6 - Součinitel přetvárnosti podle typu zdiva

Zdivo	Objemová hmotnost kamene	Pro zdivo na maltu označenou podle ČSN 72 2430						
		15	10	5	2,5	1	0,4	0
	[kg*m-3]	Mpa						
z kvádrů	$\rho \geq 1800$	1700	1700	1700	1500	1000	750	500
	$\rho < 1800$	900	900	900	700	600	500	350
řádkové	$\rho \geq 1800$	1500	1500	1500	1400	900	700	400
	$\rho < 1800$	700	700	700	600	500	400	300
řádkové svislé provazované	$\rho \geq 1800$	1600	1600	1600	1400	900	700	400
	$\rho < 1800$	800	80	800	600	500	400	300
lomové a kyklopské	libovolné	1500	1500	1500	1400	900	700	400

Výpočet sečného modulu pružnosti se mění v závislosti na působícím zatížení. Pro potřeby definování zdiva použijeme konstantní hodnotu $E_{def} * 0,8$

$$E_{def,1} = 0,8 * k_m * R_d [MPa] \quad (14)$$

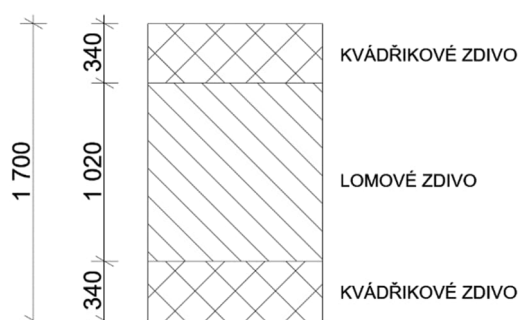
kde $k_m = 2,1$ je součinitel pevnosti zdiva stanovený pro zdivo kamenné a z plných cihel pálených

Výsledné hodnoty

Tabulka 7 - Výsledné výpočtové hodnoty zdiva podle normy ČSN 73 1101

Zdivo	R_n [MPa]	$E_{def,1}$ [MPa]
Z lomového zdiva	0,8	1882
Z kvádríkového zdiva	2,9	6703

Pro sendvičové zdivo normy nemají způsoby výpočtu, můžeme proto vypočítat modul pružnosti jako vážený průměr modulů pružnosti závislých na ploše.



Obrázek 9 - schéma možného rozložení zdiva ve stěně

$$E_z = \frac{2 * 0,34 * 6703 + 1,02 * 1882}{2 * 0,34 + 1,01} [MPa] \quad (15)$$

$$E_z = 3810 [MP]$$

Pro statický výpočet jsou vzaty materiálové hodnoty $E = 3810$ (MPa), $\mu=0,15$.

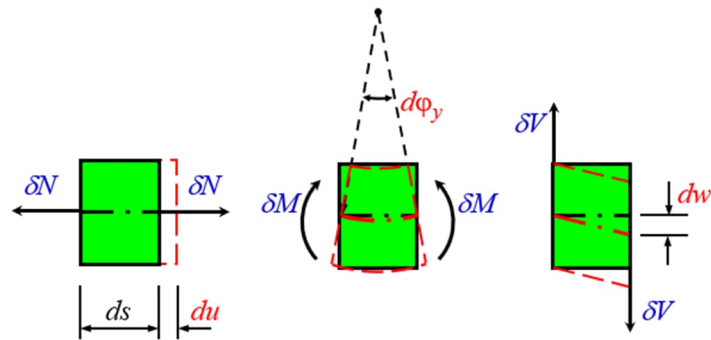
6 VÝPOČTOVÝ MODEL

6.1 PŘEDPOKLADY MODELU

Model Juditiny věže je sestaven z 1D prutů a 2D ploch.

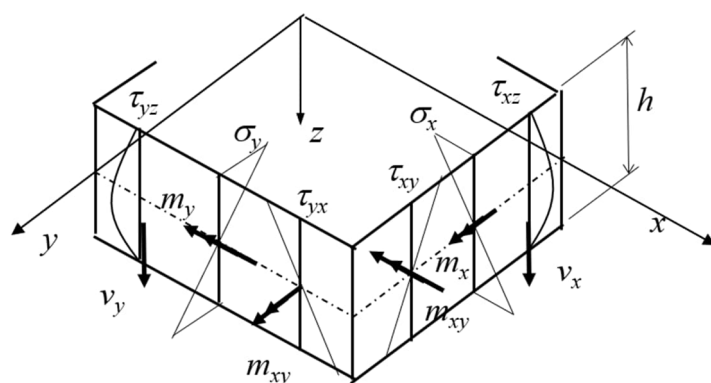
1D – Prut je definován mezi dvěma uzly, linií, průřezem a materiálem (E , μ). Podmínka pro zjednodušení prvku (beam) na 1D je, že rozměry konstrukce v

jedné z os musí být výrazně větší než ostatních dva. Každý uzel má 6 stupňů volnosti. V programu RFEM 6 je uvažován model prutu s vlivem smyku (Mindlin). Po deformaci nezůstává pravý uhel mezi osou prutu a průřezovou plochou. V modelu jsou použity i pruty typu „příhradový prut“ (truss), který v uzlu má jen tři posuny bez rotací.

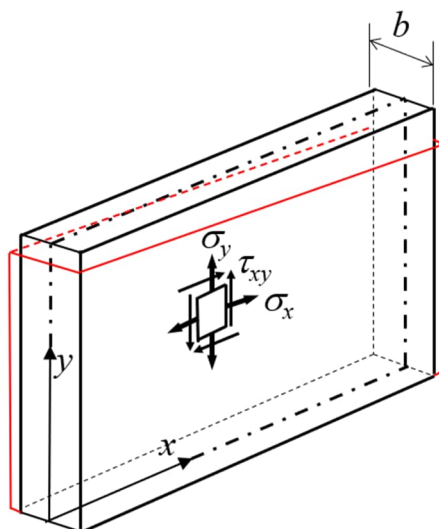


Obrázek 10 - vnitřní síly vznikající na 1D – prutu

2D – 2D prvek je definován střednicovou rovinou se třemi nebo čtyřmi uzly, tloušťkou a materiálem (E, μ) podmínkou pro takové zjednodušení je, že dva rozměry prvku jsou výrazně větší než ten třetí. Můžou být čtyřúhelníkové anebo trojúhelníkové. Stěnodeskový 2D prvek je složen ze dvou typů stěna a deska. Stěna má v každém uzlu dva posuny u_x, u_y a rotaci r_z . Vznikají ve stěně normálové napětí (σ_x, σ_y) a smykové τ_{xy} . Zatížení je v rovině stěny. Deska má v každém uzlu posun u_z a dvě rotace r_x a r_y . Na desce vznikají vnitřní síly, ohybové momenty m_x, m_y a kroučící moment m_{xy} , a posouvající síly v_x a v_y . Zatížení je kolmo na střednicovou plochu. Je zde opět použit Mindlinův prvek (po deformaci nezůstává pravý uhel mezi rovinou prvku a průřezovou plochou).



Obrázek 11 - vnitřní síly vznikající na 2D – desce

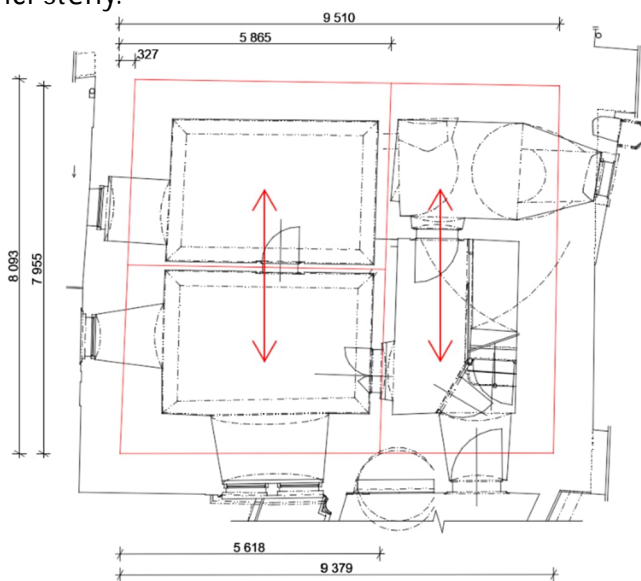


Obrázek 12 - vnitřní síly vznikající na 2D – stěně

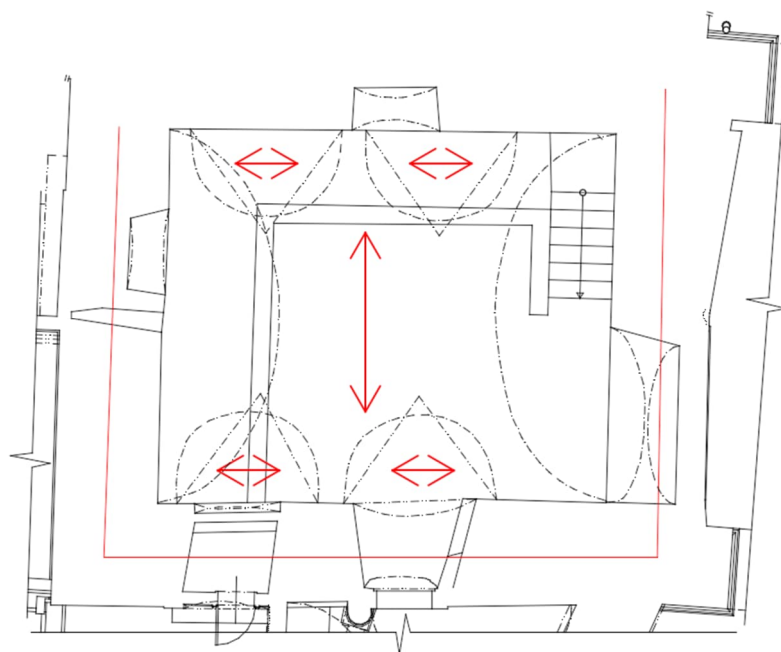
6.2 GEOMETRIE MODELU

6.2.1 GEOMETRIE A JEJÍ IDEALIZACE

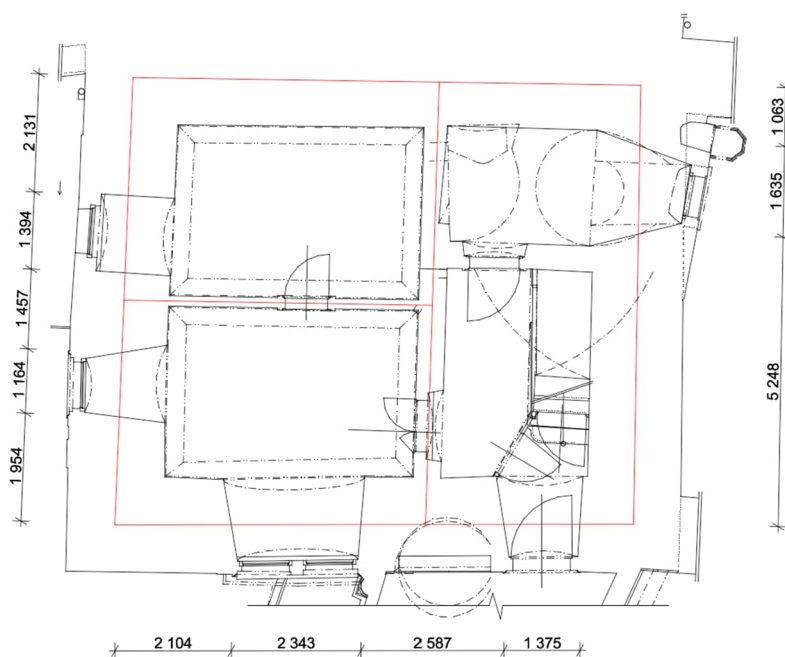
Při tvorbě modelu je nutné idealizovat tvar. U obvodových stěn uvažujeme konstantní tloušťku (1,4 m pro vrchní patro a 1,7 m pro zbylé obvodové stěny). Střednice modelu stěny (prvek MKP) je osazena doprostřed půdorysu stěny. Tím se světlé rozměry věže výrazně zvětší, proto pro zhodnocení trámových stropních konstrukcí je vytvořen samostatný model stropní konstrukce. Šířky otvorů jsou uvažovány také ve střednici stěny. Dále je zjednodušen krov a jeho tvar, pro potřeby zanesení zatížení vlastní tíhou krovu a tlaku větru. Půdorys je čtyřúhelník. Přízemí, první a druhé patro jsou stejné, se stejnou tloušťkou stěn, třetí patro má tenčí stěny.



Obrázek 13 - geometrická idealizace 1P se směrem pnutí stropů

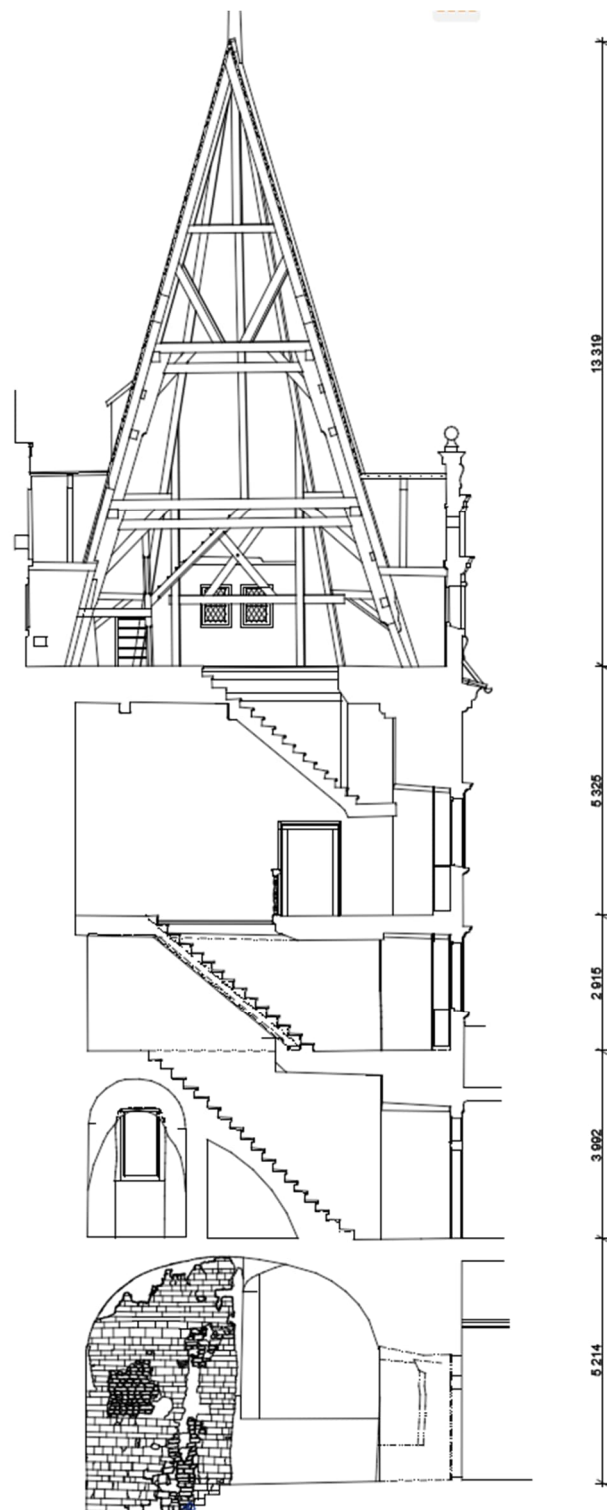


Obrázek 14 - geometrická idealizace – pnutí kleneb pp



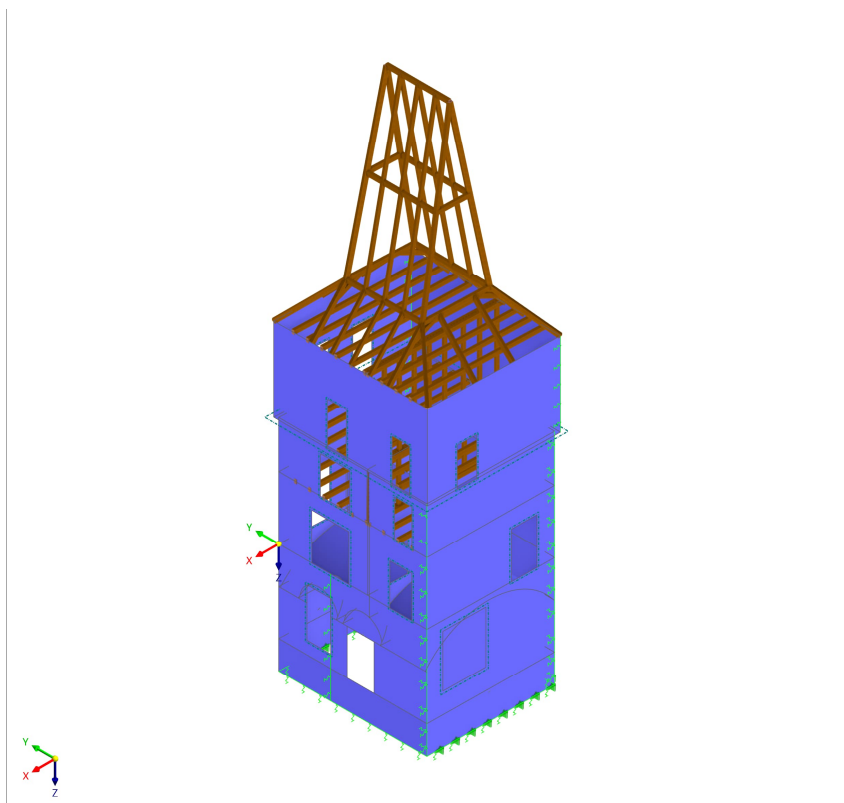
Obrázek 15 - geometrická idealizace – umístění otvorů 1p

Stěnové otvory byly vzaty jako šířka otvoru ve střednici stěny.
Pro výpočet jsou rozměry zaokrouhleny na celé centimetry.



Obrázek 156 - geometrická idealizace – výška pater

6.2.2 FINÁLNÍ MODEL



Obrázek 16 - model metody konečných prvků

6.2.3 OKRAJOVÉ PODMÍNKY

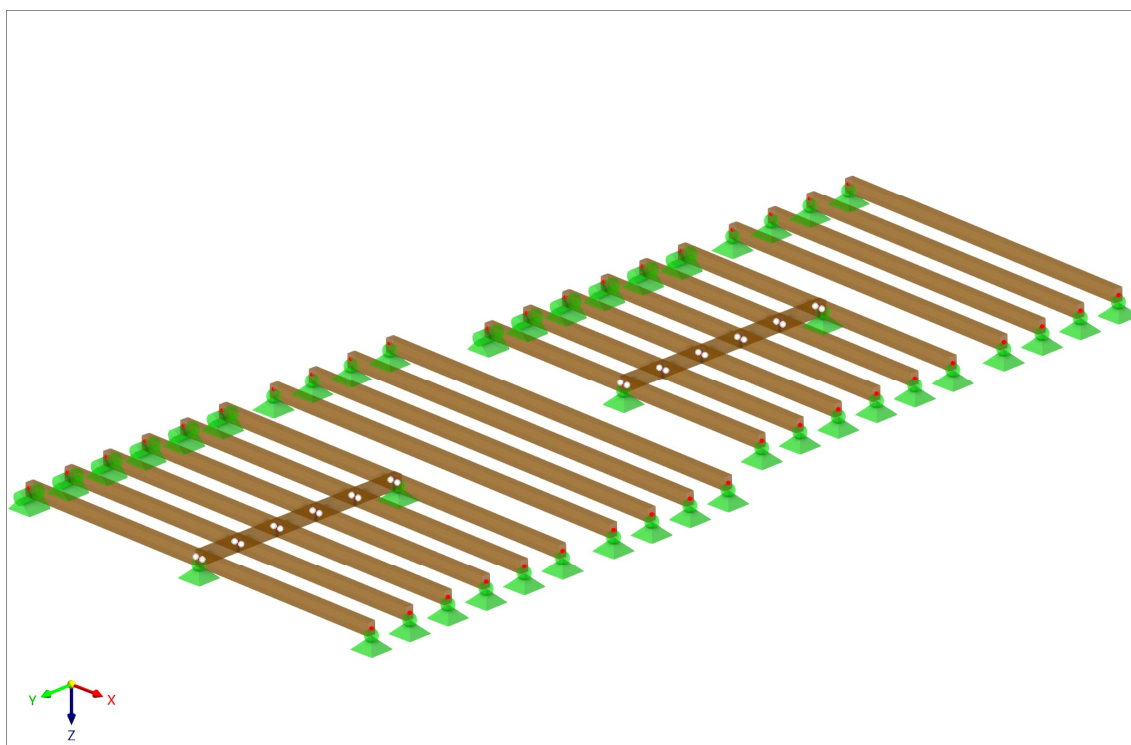
Při vytváření podpor konstrukce je zohledněno rozdílné přitížení základu a možná poloha sklepa. Ze severní strany je průběžně založen Karlův most, ze strany západní zase přístavba Saského domu, z jižní strany terasa sousedního domu a z východní strany stěny knihkupectví. V základové konstrukci můžeme odhadnout, že nedochází k přitížení ze základů Karlova mostu, který bude pravděpodobně mít základy uložené hlouběji než Juditina

Nejprve bylo zkoušeno různé rozložení tuhosti základů v jednotlivých částech věže. Nakonec je zvolen systém, kde jižní a východní stěna věže bude mít o řád nižší tuhost než ostatní. Výsledky se nejvíce blíží rozmístění trhlin na konstrukci. Rozmístění tuhosti lze dále upřesňovat, jedná se ovšem o problematiku přesahující ráme této bakalářské práce

Vliv sousedních budov (možné opření) je nahrazen svislými pružnými podporami v kontaktu vertikálních stěn.

6.2.4 STROPNÍ TRÁMOVÁ KONSTRUKCE

Po idealizaci stěn na 2D prvky se prodlouží světlná délka trámů dřevěné konstrukce z 6,5 m na 8,4 m, což vede ke zvětšení momentů a napětí v průřezu. Proto je nutné v samostatném modelu vyzkoušet, jestli stropní trámy vyhoví na navrhované užité zatížení. Model stropu slouží k výpočtu užitého zatížení v další kapitole.



Obrázek 17 - Stropní konstrukce idealizovaného modelu (vlevo), stropní konstrukce se skutečnými délkami (vpravo)

6.3 ZATÍŽENÍ

6.3.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ

Přesná skladba ve všech místnostech není známá, ale předpokládá se, že věž má dva různé typy podlah, v chodbách je položena dlažba na maltové lože, zatímco v obytných a užitných místnostech se nachází dřevěná prkna uložená na polštářích.

Ze sondy v druhém nadzemním patře chodby je patrné, že dlažba má přibližnou tloušťku 20 mm a je uložena do maltového lože s tloušťkou 40 mm. Pod maltovinou můžeme vidět vrstvu násypu na záklopu. Ten je uložen na stropních trámech. Pod stropními trámy je na rákosnících podbití a omítka na rákos.



Obrázek 18 - sonda podlahy v patě přičky 2p

Tabulka 8 - skladby podlahy z dlažby na trémovém stropu

Skladba podlahy z dlažby	Objemová tíha	Tloušťka	Plošné zatížení
	[kN/m ³]	[m]	[kN/m ²]
Hliněné pálené dlaždice	19,0	0,020	0,38
Maltové lože	15,5	0,040	0,62
Násyp	15,0	0,100	1,50
Záklop	4,5	0,024	0,11
Podbití	4,5	0,015	0,07
Omítka s rákosem	23,0	0,010	0,23
+ vlastní tíha trámů			2,91

Po přepočtu na liniové zatížení na 0,9 m zatěžovací šířky trámů výsledná hodnota 2,61 kN/m²

U prkenné podlahy bude stejné složení skladby, jen s rozdílem, že místo dlaždic a maltového lože je nášlapná vrstva z prken na polštářích.

Tabulka 9 - skladby podlahy z prken na trémovém stropu

Skladba podlahy z prken	Objemová tíha	Tloušťka	Plošné zatížení
	[kN/m ³]	[m]	[kN/m ²]
Prkna	4,5	0,024	0,11
Násyp	15	0,12	1,80
Záklop	4,5	0,024	0,11
Podbití	4,5	0,015	0,07
Omítka s rákosem	23	0,01	0,23
+ vlastní tíha trámů			2,31

Po přepočtu na liniové zatížení na 0,9 m zatěžovací šířky trámů výsledná hodnota 2,08 kN/m²

Skladba na klenbě je stejná jako v ostatních patrech, liší se pouze tloušťkou násypu, které hodnoty nabývají od 0,1 m po 1,6 m.

Tabulka 10 - skladba podlahy z dlažby na vrcholu klenby (horní) a v patě klenby (spodní)

Skladba podlahy z dlažby na klenbě	Objemová tíha	Tloušťka	Plošné zatížení
	[kN/m ³]	[m]	[kN/m ²]
Dlažba	19	0,02	0,38
Maltové lože	15,5	0,04	0,62
Násyp	15	0,1	1,50
			2,50

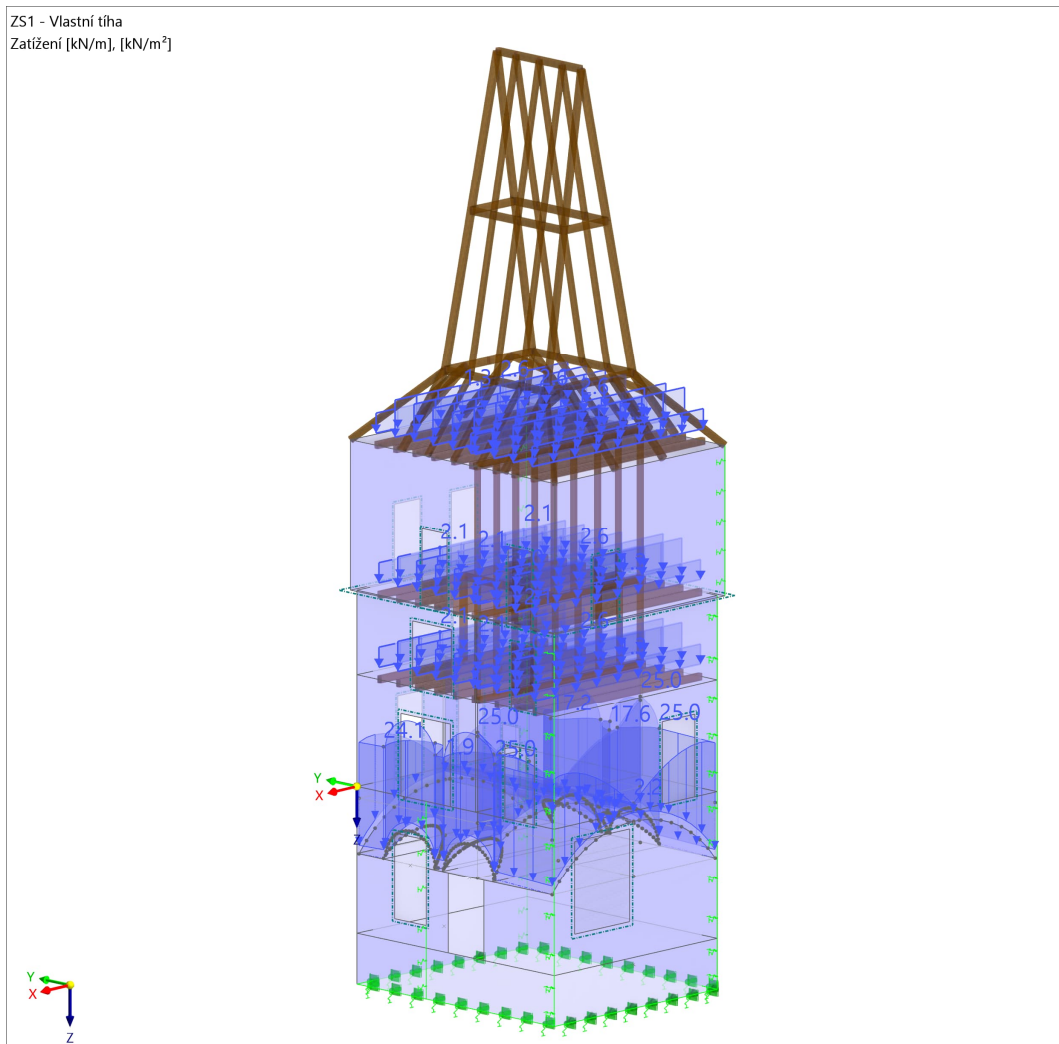
Skladba podlahy z dlažby na klenbě	Objemová tíha	Tloušťka	Plošné zatížení
	[kN/m ³]	[m]	[kN/m ²]
Dlažba	19	0,02	0,38
Maltové lože	15,5	0,04	0,62
Násyp	15	1,6	24,00
			25,00

Tabulka 11 - skladba podlahy z prken na vrcholu klenby (horní) a v patě klenby (spodní)

Skladba podlahy z dlažby na klenbě	Objemová tíha	Tloušťka	Plošné zatížení
	[kN/m ³]	[m]	[kN/m ²]
Prkno	4,5	0,024	0,11
Násyp	15	0,12	1,80
			1,91

Skladba podlahy z dlažby na klenbě	Objemová tíha	Tloušťka	Plošné zatížení
	[kN/m ³]	[m]	[kN/m ²]
Prkno	4,5	0,024	0,11
Násyp	15	1,6	24,00
			24,11

ZS1 - Vlastní tíha
Zatížení [kN/m], [kN/m²]



Obrázek 19 - vykreslení stálého zatížení na konstrukci

6.3.2 UŽITNÉ ZATÍŽENÍ

Užitné zatížení uvažujeme podle ČSN EN 1991-1-1, kde z tabulek můžeme vyčíst hodnoty závislé na typu využití plochy. V prvním patře se nachází byty, v druhém a třetím patře uvažujeme využití jako zasedacích prostorů. Na půdní prostory uvažujeme spodní hranici pro využití jako bytové jednotky.

Tabulka 12 - Hodnoty užitného zatížení podle ČSN EN 1991-1-1

Kategorie využití	Plošné zatížení	Roznášecí šířka	Plošné zatížení
	[kN/m ³]	[m]	[kN/m ²]
C2. zasedací místnost	3	0,9	2,7
A. byt	2	0,9	1,8
A. byt – spodní hranice	1,5	0,9	1,35

Tyto hodnoty ale vyvozují v průřezu větší než maximální napětí v průřezu. Je tedy nutno dopočítat maximální možné užité zatížení. Maximální pevnost dřeva.

$$f_{n,d} = k_{mod} * \frac{f_{k,d}}{\gamma_m} [MPa] \quad (16)$$

Modifikační součinitel dle třídy trvání zatížení $k_{mod} = 0,7$

Dílčím materiálový součinitelem $\gamma_m = 1,3$

Pevnost dřeva v tahu $f_{k,d} = 24 \text{ MPa}$

Výsledné maximální napětí, které může na trámu nastat. $f_{n,d} = 12,9 \text{ MPa}$

Následně můžeme pro prostý nosník dopočítat maximální možný moment.

$$M_d = \frac{f_{n,d} * I_y}{z_{max} * k_m} [MPa] \quad (17)$$

Součinitel redistribuce napětí pro obdélníkové průřezy $k_m = 0,7$

Souřadnice maximálního napětí, polovina výšky průřezu. $z_{max} = 0,125 \text{ m}$

Moment setrvačnosti průřezu, $250 \times 170 \text{ mm}$ $I_y = 2,21 * 10^4 = \text{mm}^4$

Výsledné maximální moment, který může na trámu nastat.

$$M_d = 32,7 \text{ kNm}$$

Dále spočítáme maximální návrhové zatížení

$$f_a = \frac{(M_d - \left(\frac{1}{8} * g_{k,0,9} \frac{kN}{m} * 1,35 * l^2\right) * 8}{l^2} [kN/m] \quad (18)$$

Plošné stálé zatížení od skladby podlahy na roznášecí šířku $0,9 \text{ m}$ $g_{k,0,9} = 2,6 \frac{kN}{m}$

Délka rozpětí zkoumaného prutu. $l = 6,4 \text{ m}$

Výsledné maximální návrhové užité zatížení na roznášecí šířku $0,9 \text{ m}$.

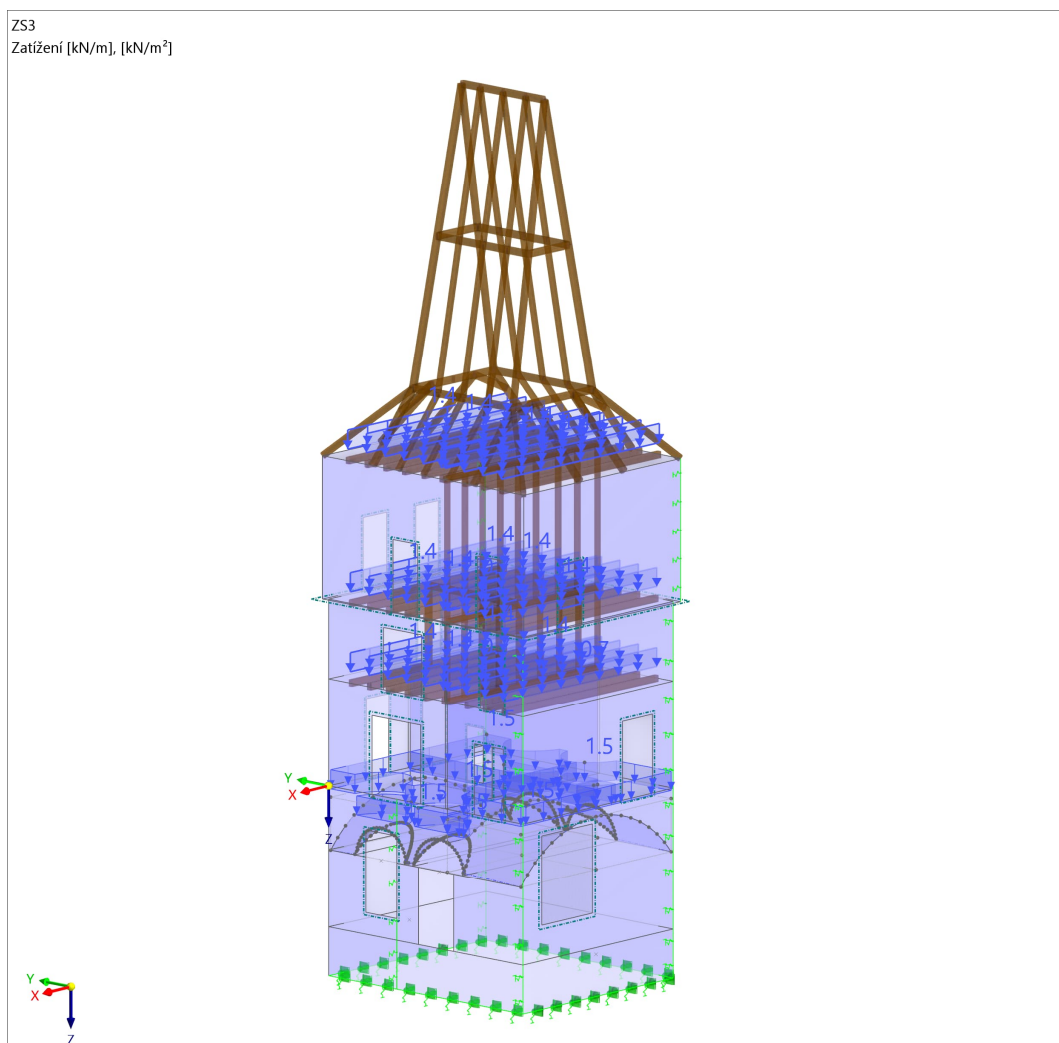
$$f_a = 2,88 \frac{kN}{m}$$

Následně přepočítáme na plošné charakteristické zatížení

$$q_k = \frac{f_a}{0,9 * 1,5} [kN/m^2] \quad (19)$$

$$q_k = 2,13 [kN/m^2]$$

Maximální užité zatížení může být 2,13 kN/m², ale abychom byli na straně bezpečnosti můžeme doporučit maximální užité zatížení 1,5 kN/m².



Obrázek 20 - vykreslení užitého zatížení na konstrukci

6.3.3 PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ

Zatížení sněhem.

Toto zatížení můžeme zanedbat. Uhel střechy je větší než 60° s uhem 75°. Ve výpočtu za pomoci normy ČSN EN 1991-1-3 nám díky tvarovému součiniteli μ_s vychází nulové zatížení. To znamená, že se žádný sníh na dlátové sedlové střeše nezachytí.

$$\text{I. oblast} \quad s_0 = 0,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 75^\circ \quad \Rightarrow \quad \mu_s = 0,0$$

$$C_t = 1,0 \quad C_e = 1,0$$

$$S = \mu_s * C_e * C_t * S_0 \quad (20)$$

$$S = 0 * 0,7 * 1,0 * 1,0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení větrem

Norma ČSN EN 1991-1-4 Juditina věž se nachází v druhé kategorické větrné oblasti, se základní rychlostí větru 25 m/s. Kategorie terénu odpovídá kategorii IV, kde je více než 15% terénu pokryto pozemními stavbami s průměrnou výškou vyšší než 15 m.

$$v_b = v_{b,0} * c_{dir} * c_{season} = 25 \text{ m/s} \quad (21)$$

$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ výchozí základní rychlost odečtená z mapy pro kategorii II

$c_{dir} = 1,0$ součinitel směru větru uvažujeme 1,0

$c_{season} = 1,0$ součinitel ročního období uvažujeme 1,0

Výslednou hodnotu v_b použijeme v pro výpočet základní tlaku větru.

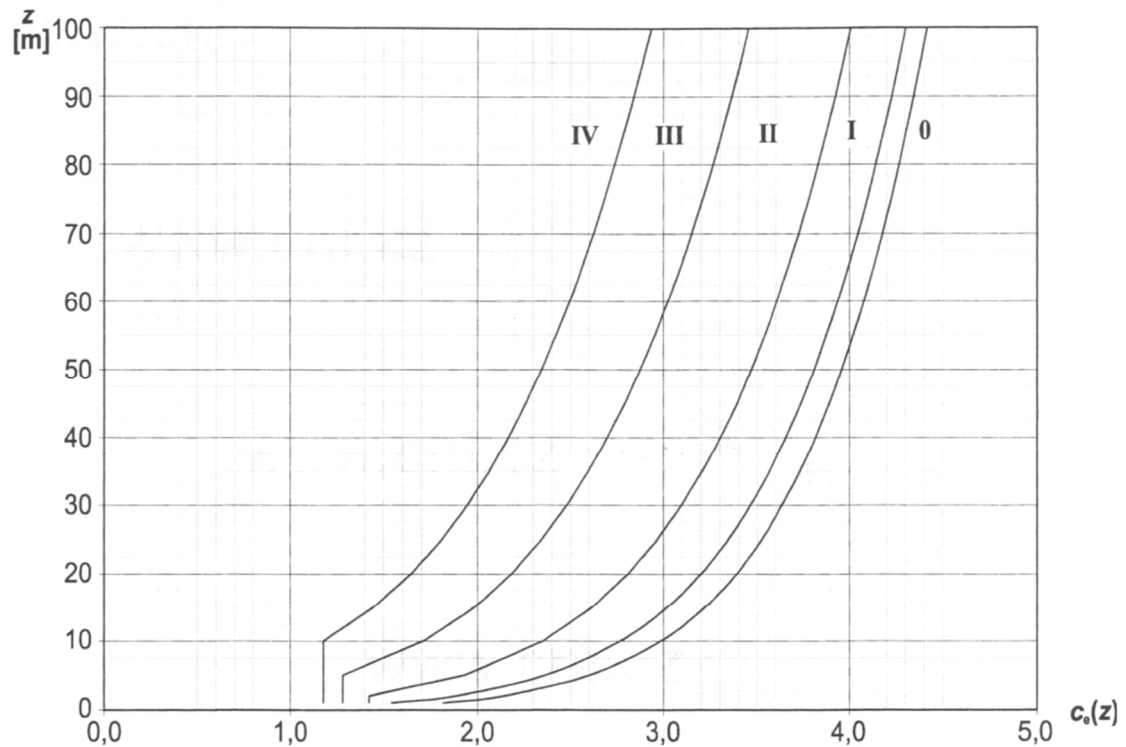
$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2 \quad (22)$$

$v_b = 25 \text{ m/s}$ základní rychlost větru z předchozího vzorce.

$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ měrná hmotnost vzduchu

Pro získání maximálního dynamického tlaku, je nutné vynásobit základní tlak větru součinitelem expozice, který získáme odečtením z tabulky za pomoc kategorie terénu a výšky nad terénem. Kategorie terénu odpovídá kategorii IV, a výška nad terénem je přibližně 30 m.

Tabulka 13 - Graf pro přibližné určení součinitele expozice $c_e(z)$ podle normy ČSN EN 1991-1-4



Po odečtení z tabulky získáváme hodnotu součinitele expozice $c_e(30) = 1,9$

Vzorec maximálního dynamického tlaku.

$$q_p(z) = c_e(30) * q_b = 0,74 \text{ kN/m}^2 \quad (23)$$

$c_e(30) = 1,9$ součinitel expozice v kategorii IV a výšce 30 m

$q_b = 0,39 \text{ kN/m}^2$ základní tlak větru

Finální hodnotu zatížení větrem vypočítáme na jednotlivé oblasti zatížení. Stěny rozdělíme na oblasti A až E, a střechu na F až J. Každá oblast má součinitel vnějšího tlaku závislé na sklonu střechy. Součinitel vynásobíme maximálním dynamickým tlakem.

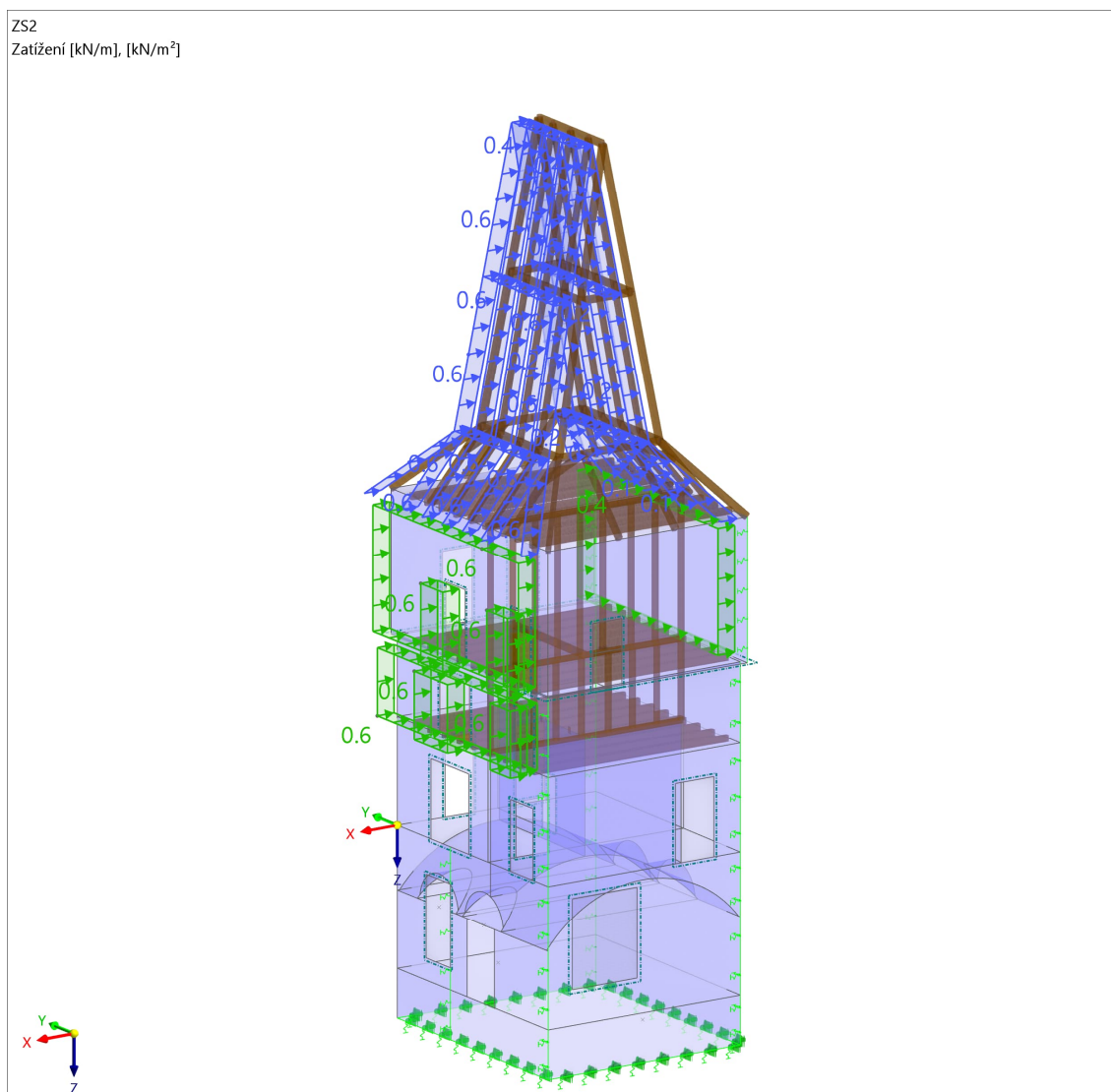
$$w_e = q_p(30) * c_{pe} [\text{kN/m}^2] \quad (24)$$

Tabulka 14 - Výsledné zatížení větrem na stěny podle oblasti

75°	a	b	c	d	e
C_{pe10} [-]	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
w_e [kN/m ²]	-0,89	-0,59	-0,37	0,59	-0,37

Tabulka 15 - Výsledné zatížení na sedlové střeše podle oblasti

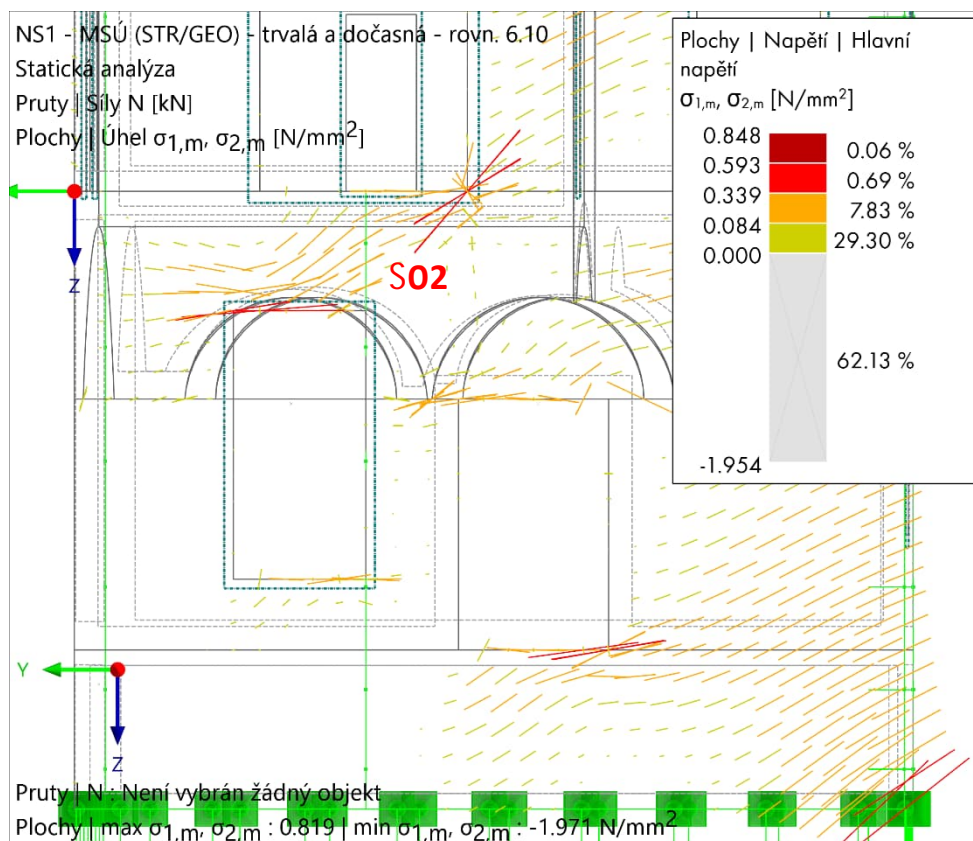
75°	f	g	h	i	j
C_{pe10} [-]	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3
w_e [kN/m ²]	0,59	0,59	0,59	-0,15	-0,22



Obrázek 21 - vykreslení zatížení větrem na konstrukci

6.4 VÝSLEDKY

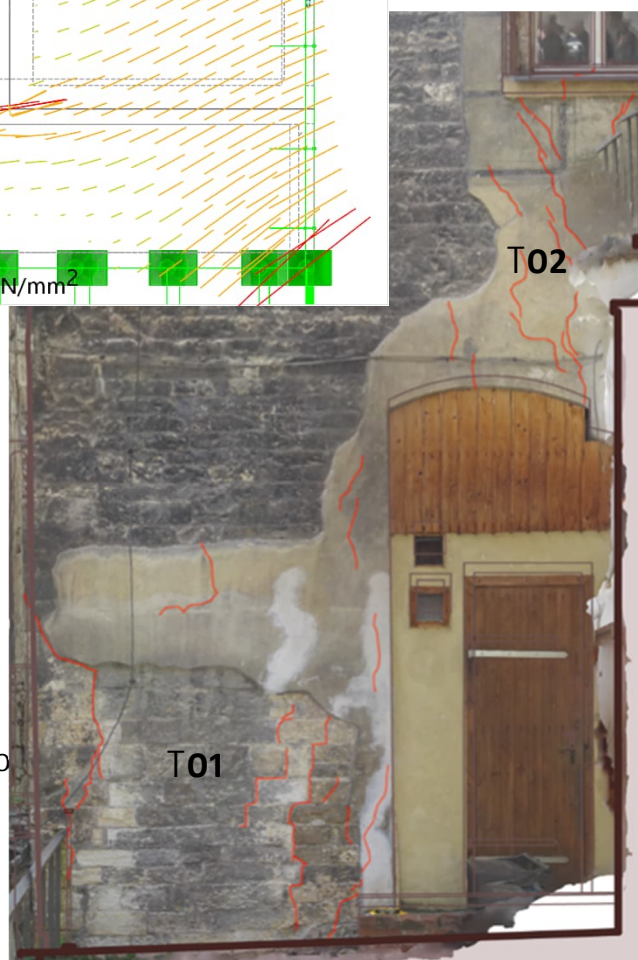
Z obrázku hlavních napětí lze zjistit, že v oblastech trhlin vzniká hlavní tahové napětí. Jeho směr je přibližně kolmý k nalezeným trhlinám. Velikosti tahových napětí nejsou sice výrazné, ale dlouhodobým působením v kombinaci s technickou seizmicitou je vznik trhlin nevyhnutný. Většina trhlin vzniká v důsledku náhlé změny tuhosti nebo tvaru. To velice vhodně vystihuje i model MKP, kde podobné změny vyvolávají nárůst napětí.

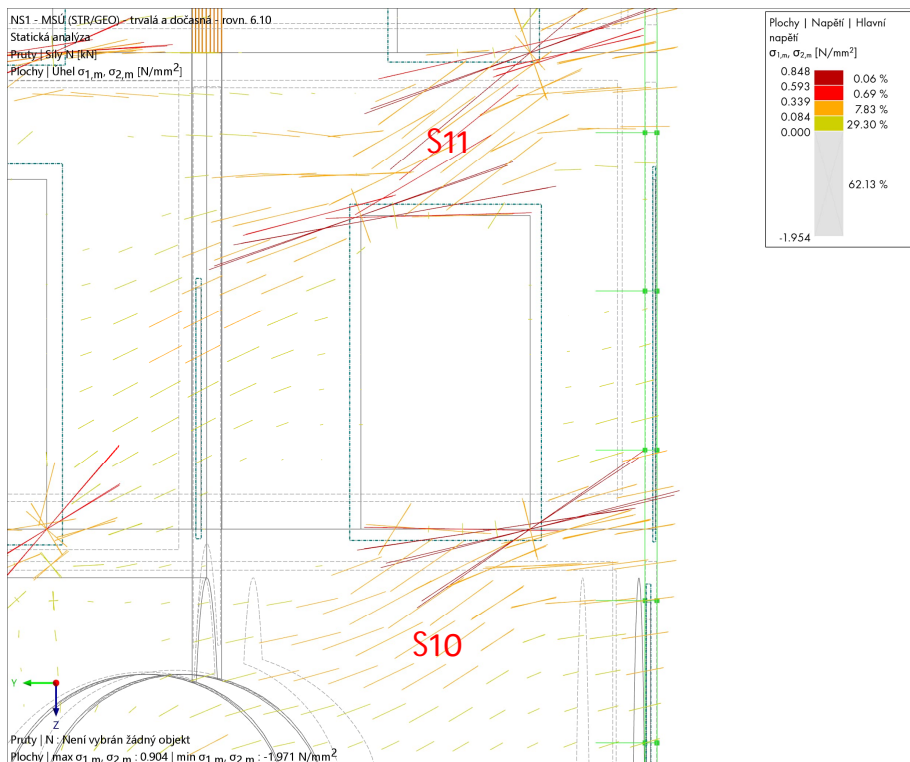


Obrázek 22 - vykreslení hlavního napětí a trhlin, východní stěna PP

Trhliny (T01) v levé spodní části obrázku neodpovídají výsledkům ze statického modelu. Z toho můžeme usuzovat, že se bude pravděpodobně jednat o poruchu způsobenou lokálním zásahem (vyhotovením záchodového výklenku a zábradlí ze sousední terasy)

Část trhlin (T11) nad nadpraží výklenku odpovídá možnému vzniku vlivem tahového napětí (S02).

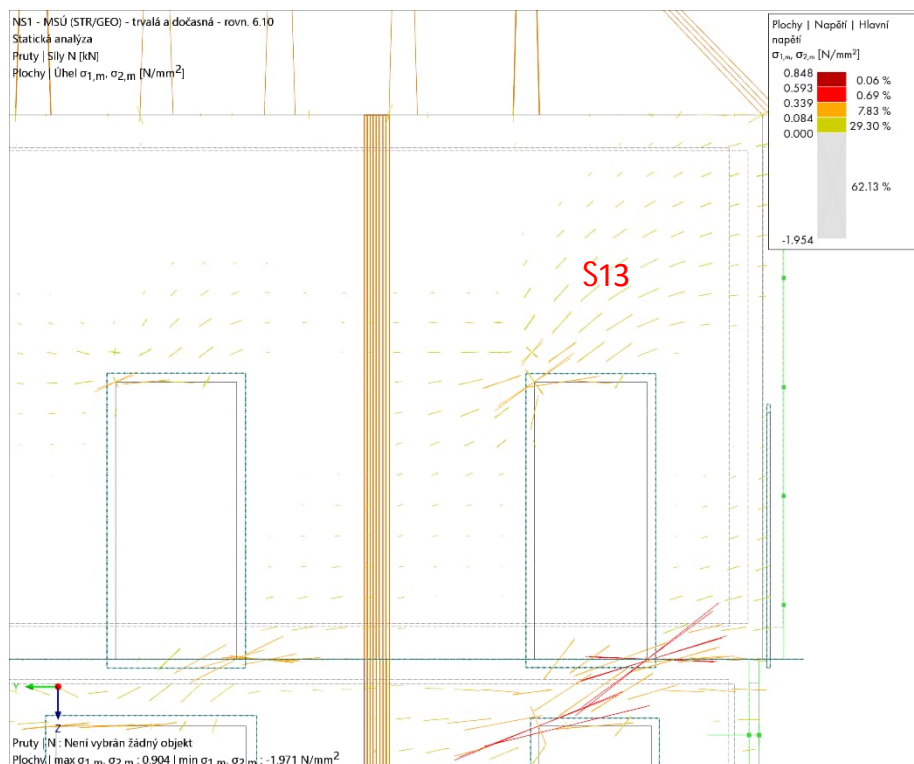




Obrázek 23 - vykreslení hlavního napětí a trhlin, 1P

Napětí (S11) v nadpraží vstupních dveří prvního patra odpovídá trhlinám v nadpraží. Tahové napětí (S10) mezi nadpražím dveří přízemí a prahem vstupních dveří nevytváří trhliny v konstrukci.



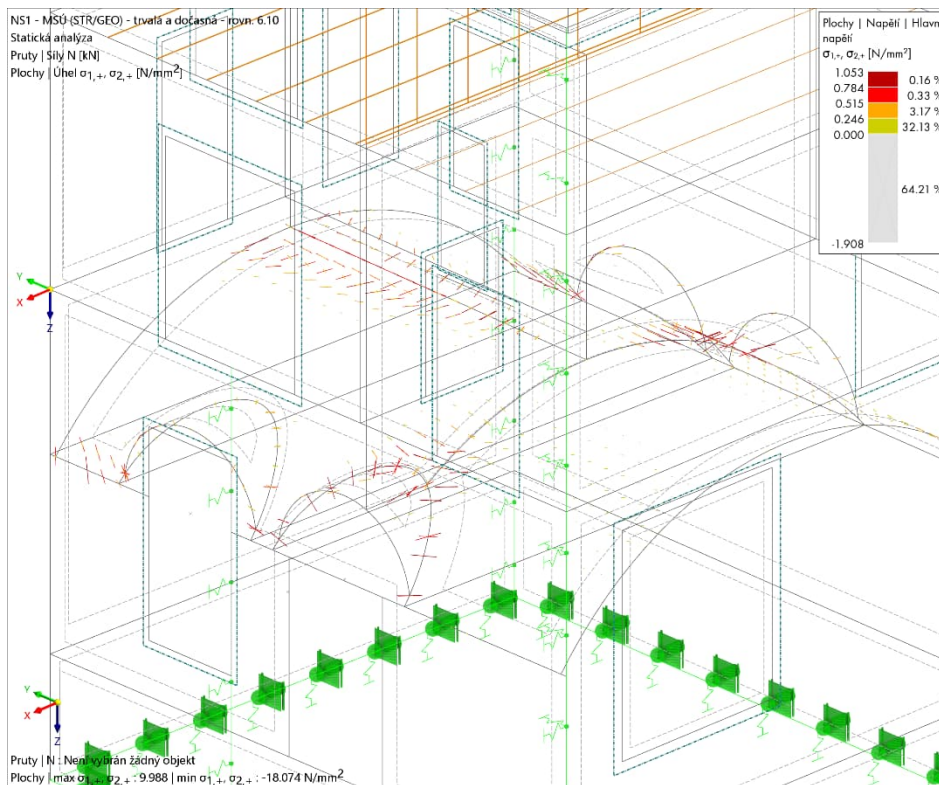


Obrázek 24 - vykreslení hlavního napětí, východní stěna 3P

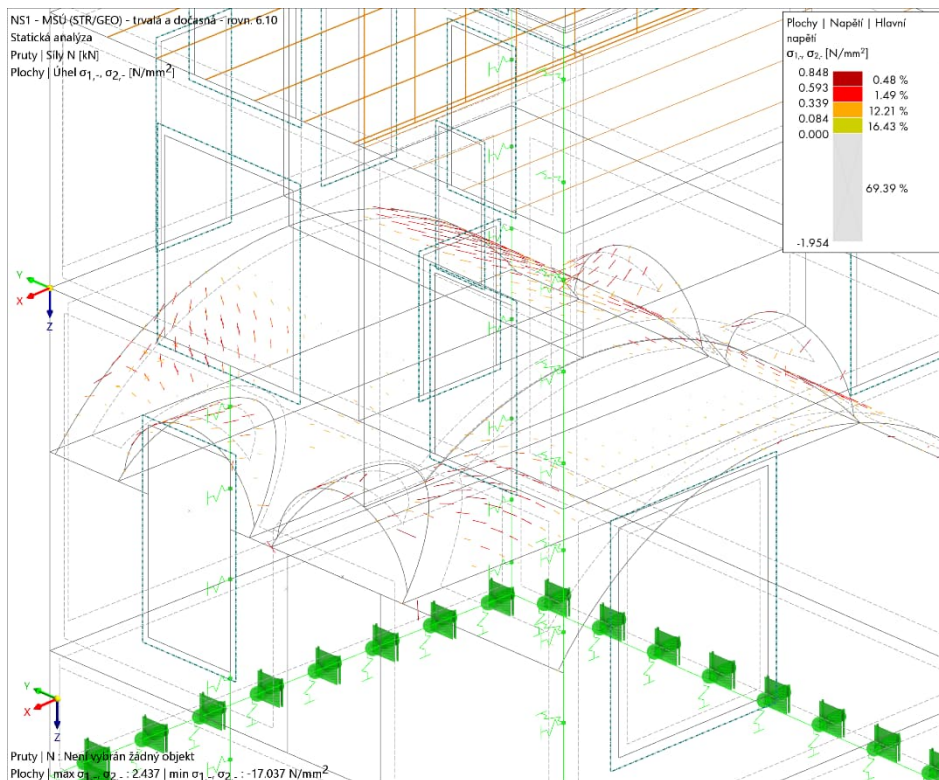
Ve třetím patře v nadpraží vznikají trhliny, zatímco v modelu nevzniká významné tahové napětí (S13), ale dlouhodobým působením mohou vzniknout.



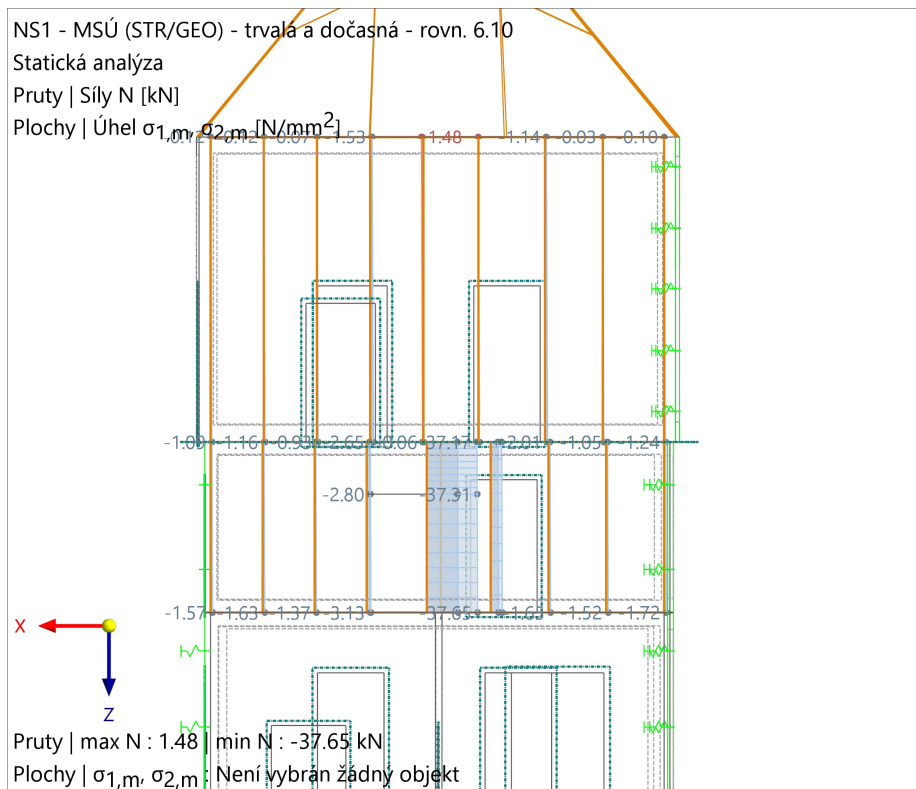
Obrázek 25 - Vyobrazení trhlin v nadpraží okna, východní stěna 3P



Obrázek 26 - vykreslení hlavního napětí na rubu (horní) a líci (dolní)



Na rubu ve vrcholnici a v napojení lunet, na líci v jedné čtvrtině vznikají značné tahová napětí. Z průzkumu nebyly zaznamenané žádné trhliny v klenbě.



Obrázek 27 - vykreslení normálové síly v sloupcích (horní) a trhliny (spodní) v hrázděné příčce



Šikmé trhliny v hrázděné příčce ve třetím patře jsou pravděpodobně jen v opláštění, protože samotná příčka není nijak staticky přitížena.

7 ZÁVĚR

Cíle bakalářské práce byly splněny. Byl vytvořen prostorový model z prvků metody konečných prvků. Byl nahrazen vliv okolních budov i podloží pomocí pružných podpor. Na závěr bylo porovnáno chování modelu s nalezenými trhlinami. Výpočet prokázal, že nosná konstrukce je ve stabilním stavu. Pouze stropní trámová konstrukce umožňuje jen malé užité zatížení do 1,5 kN/m², které odpovídá využití jako bytovému nebo lehké kancelářskému využití.

Poměrně dobrá shoda výsledků s realitou znamená, že i takovéto konstrukce lze zjednodušit a řešit pomocí MKP. Přesto je zřejmé, že model je pouze přibližný a ukáže nám pouze možná problematická místa. Přesné hodnoty napětí nelze z podobných modelů zjistit, a to nejen proto, že je v modelech uvažováno lineární (geometrické i fyzikální) chování konstrukce, ale i vzhledem k tomu, že není možné podrobně určit ani lineární materiálové vlastnosti zdiva.

Ukázalo se, že předpoklad okolního působení budov a podloží pomocí lineárně pružných podpor odpovídá více skutečnosti a zmenšuje singulární chování v místech skokových změn tuhostí oproti použití tuhých podpor.

Citace

- [1] Google.com/maps [online] [cit. 2023-05-20] Dostupné z <https://www.google.com/maps/@50.0785115,14.4403585,14z>
- [2] Petr Žitavský a Ota Žitavský. Kronika Zbraslavská =: Chronicon aulae regiae. Praha: Melantrich, 1952, s. [1a]. Dostupné také z: <https://ndk.cz/uuid/uuid:51e24342e1aeeddceaf893070c31948>
- [3] FREYTAG, Hartmut. Georg Braun / Franz Hogenberg, Civitates orbis terrarum. Städte der Welt. 363 Kupferstiche revolutionieren das Weltbild. Gesamtausgabe der kolorierten Tafeln. 1572–1617. Hg. von Stephan Füssel. 2008. Arbitrium. 2010, roč. 28, č. 2, s. 169.
- [4] Roelant Savery, Okolí Karlova mostu na Malé Straně, [kresba perem] 1610, Ing.arch Jan Veselý, Praha
- [5] PhDr. Pavel Zahradník, Karlův most: stavebně historický průzkum: dějiny objektu II., 2005 Praha
- [6] Ing.arch. Jan Veselý a kolektiv., Menší malostranská mostecká věž Karlova mostu v Praze, při čp. 56/1 zvaná „Juditina věž“ - Stavebněhistorický průzkum, 2011, Praha
- [7] Ing. Jan Vinař, Posouzení statického stavu Juditiny věže, 2017, Praha
- [8] Safa'a Burhan Mohammad, Static assessment of Judit tower in Prague, 2023, Praha
- [9] Ing. Jiří Kott, Dvojúrovňová analýza opěrných systémů katedrál, 2012, Praha
- [10] kamenolomy.fzp.ujep.cz [online] [cit. 2023-05-20] Dostupné z <http://kamenolomy.fzp.ujep.cz/index.php?page=record&id=379&tab=fyz>
- [11] ČSN EN 998-2 Specifikace malt pro zdivo – část 2: Malta pro zdění
- [12] ČSN EN 338 Konstrukční dřevo – Třídy pevnosti
- [12] ČSN 73 3251 Navrhování konstrukcí z kamene

Použité normy

ČSN EN 998-2 Specifikace malt pro zdivo – část 2: Malta pro zdění

ČSN EN 338 Konstrukční dřevo – Třídy pevnosti

ČSN EN 1996-1-1 Eurokod 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1 obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce

ČSN 73 1101 navrhování zděných konstrukcí

ČSN 73 1101 navrhování zděných konstrukcí – Změna b-3/1987

ČSN EN 1991-1-1 Eurokod 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1991-1-3 Eurokod 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem

ČSN EN 1991-1-4 Eurokod 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem