

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

Fakulta stavební

Katedra pozemních staveb



**STAVEBNĚ TECHNICKÝ PRŮZKUM A NÁVRH  
SANACÍ NOSNÝCH KONSTRUKCÍ USEDLOSTI  
CIBULKA**

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství (SI)

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb (C)

Autor práce: **Bc. Tomáš Olžbut**

Vedoucí práce: Ing. Aneta Libecajtová, Ph.D.

Praha 2024

## I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Oližbut** Jméno: **Tomáš** Osobní číslo: **485996**  
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**  
Zadávající katedra/ústav: **Katedra konstrukcí pozemních staveb**  
Studijní program: **Stavební inženýrství**  
Studijní obor: **Konstrukce pozemních staveb**

## II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:

**Stavebně technický průzkum a návrh sanací nosných konstrukcí Usedlosti Cibulka**

Název diplomové práce anglicky:

**Technical Survey and Design of Remediation Methods of Cibulka Estate**

Pokyny pro vypracování:

zpracování stavebně technického průzkumu a popis stávajícího stavu  
pořízení fotodokumentace objektu  
analýza možných příčin zjištěných poruch  
statické posouzení vybraných konstrukcí  
návrh sanací vybraných poruch

Seznam doporučené literatury:

Witzany, J. a kol. Poruchy, degradace, rekonstrukce – vysokoškolské skriptum. Nakladatelství ČVUT.  
Pume, D.; Čermák, F. Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí. 1993. ARCH.  
Vinař, J.; Kufner, V. Historické krovy. Konstrukce a statika. 2004. Grada.  
Solař, J. Poruchy a rekonstrukce zděných staveb. 2008. Grada.

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

**Ing. Aneta Libecajtová, Ph.D. katedra konstrukcí pozemních staveb FSv**

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

\_\_\_\_\_

Datum zadání diplomové práce: **21.09.2023** Termín odevzdání diplomové práce: **08.01.2024**

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

Ing. Aneta Libecajtová, Ph.D.  
podpis vedoucí(ho) práce

prof. Ing. Petr Hájek, CSc.  
podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

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

## III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

\_\_\_\_\_  
Datum převzetí zadání

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

## Čestné prohlášení

Prohlašuji, že diplomovou práci na téma **Stavebně technický průzkum a návrh sanací nosných konstrukcí Usedlosti Cibulka** jsem vypracoval samostatně s použitím uvedené literatury a na základě konzultací s vedoucí mé diplomové práce. Současně čestně prohlašuji, že tištěná verze práce se shoduje s elektronickou verzí, která byla vložena do IS KOS.

Dále prohlašuji, že nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu § 60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze dne 5. ledna 2024

.....

Tomáš Olžbut

## **Poděkování**

Rád bych poděkoval vedoucí mé diplomové práce Ing. Anetě Libecajtové, Ph.D. za odborné vedení, cenné rady, připomínky a trpělivost při zpracování mé diplomové práce. Dále bych rád poděkoval své rodině, která je mi po celou dobu mého studia oporou.

## **Abstrakt**

Obsahem této diplomové práce je stavebně technický průzkum se statickým posouzením usedlosti Cibulka. Úvod práce se zabývá historií a konstrukčním řešením objektu. První část práce se věnuje především stavebně technickému průzkumu s analýzou možných příčin poruch. Druhá část práce se věnuje statickému posouzení nosných konstrukcí objektu dle platných norem. Konstrukce jsou posuzovány primárně za pomoci statického programu SCIA Engineer 22.1. Jsou navrženy tři nové varianty stropů a jsou posouzeny stávající konstrukce krovu, svislých nosných konstrukcí a základových konstrukcí. V závěru práce jsou navržena sanační opatření. Stávající i navrhovaný stav jsou zřesleny do výkresové dokumentace.

## **Klíčová slova**

Stavebně technický průzkum, degradace, poruchy, sanační opatření, statické posouzení, krov, klenba

## **Abstract**

The content of this thesis is a structural and technical survey with a static assessment of the Cibulka homestead. The introduction of the thesis deals with the history and structural design of the building. The first part of the thesis is mainly dedicated to the structural and technical survey with the analysis of possible causes of damages and failures. The second part of the work is dedicated to the structural assessment of the building's load-bearing structures according to the applicable standards. The structures are primarily assessed using the structural program SCIA Engineer 22.1. At the end of the work, remediation measures are proposed. The current state of the building and all designs of remediations are drawn in drawing documentation.

## **Keywords**

Structural and technical survey, failures, damages, remediation measures, static assessment, truss, arch

# Obsah

<b>1</b>	<b>Úvod .....</b>	<b>9</b>
<b>2</b>	<b>Základní informace o objektu .....</b>	<b>10</b>
2.1	Historie obce .....	10
2.2	Historie objektu.....	10
2.3	Stručný popis objektu.....	14
2.4	Konstrukční řešení objektu .....	18
2.4.1	Základové konstrukce .....	19
2.4.2	Svislé nosné konstrukce.....	20
2.4.3	Vodorovné nosné konstrukce.....	21
2.4.4	Střešní konstrukce.....	24
<b>3</b>	<b>Stavebně technický průzkum objektů s analýzou možných poruch .....</b>	<b>26</b>
3.1	Základové konstrukce .....	26
3.2	Svislé nosné konstrukce .....	27
3.3	Vodorovné nosné konstrukce .....	31
3.4	Střešní konstrukce .....	33
<b>4</b>	<b>Statická část.....</b>	<b>38</b>
4.1	Stropní konstrukce .....	38
4.1.1	Zatížení a kombinace .....	38
4.1.2	Analýza stávajících stropních konstrukcí .....	40
4.1.3	Návrh sanace stávajících konstrukcí.....	47
4.1.4	Dřevěný trámový strop .....	50
4.1.5	Železobetonová monolitická deska.....	61
4.1.6	Ocelobetonový strop .....	71
4.2	Střešní konstrukce .....	81
4.2.1	Model .....	81
4.2.2	Zatížení .....	81
4.2.3	Kombinace .....	84
4.2.4	Posouzení .....	85
4.3	Svislé nosné konstrukce .....	86
4.3.1	Zatížení .....	86
4.3.2	Kombinace .....	89
4.3.3	Výsledky .....	90

4.3.4	Posouzení .....	91
4.4	Základové konstrukce .....	93
4.4.1	Zatížení .....	93
4.4.2	Posouzení .....	94
<b>5</b>	<b>Popis navržených stavebních úprav .....</b>	<b>95</b>
5.1	Základové konstrukce .....	95
5.2	Svislé nosné konstrukce .....	95
5.3	Vodorovné nosné konstrukce .....	96
5.4	Střešní konstrukce .....	98
<b>6</b>	<b>Závěr .....</b>	<b>100</b>
<b>7</b>	<b>Bibliografie .....</b>	<b>101</b>
<b>8</b>	<b>Seznam obrázků .....</b>	<b>103</b>
<b>9</b>	<b>Seznam tabulek .....</b>	<b>106</b>
<b>10</b>	<b>Seznam příloh.....</b>	<b>107</b>



# 1 Úvod

Pro bakalářskou práci jsem si v minulosti vybral a zpracoval teoretické téma v oblasti železobetonových konstrukcí. Pro diplomovou práci, jsem si chtěl vybrat něco trochu jiného. O tématu diplomové práce jsem začal přemýšlet již hodně dopředu. Cílem bylo nalézt téma, které by mě mohlo co nejvíce připravit do praxe stavebního inženýra. Vybral jsem si stavební úpravy stávajících objektů. Oblast rekonstrukcí se mi zdá jako jedna z nejnáročnějších disciplín, u které je vždy spousta neznámých a velká spousta možných řešení, ze kterých je vždy třeba vybrat nejvhodnější. To nelze dělat obecně, ale je potřeba ke každému objektu přistupovat individuálně. Problematika zahrnuje široké spektrum otázek, tudíž je velmi komplexní a zajímavá a zároveň často poskytuje příležitost starým opuštěným objektům znovu ožít. V dnešní době, kdy ceny stavebních pozemků jsou velmi vysoké je často ekonomičtější přistoupit k rekonstrukci již postavených starších domů.

Pro diplomovou práci jsem si vybral budovu usedlosti Cibulka. Je to komplex budov vybudovaných na počátku 19. století, který byl později zapsán do seznamu kulturního dědictví. Údržba a péče usedlosti byla po dlouhou dobu zanedbána. V dubnu 2021 koupila usedlost rodina Vlčkových a mají záměr usedlosti vybudovat centrum dětské komplexní péče s paliativním přístupem.

Cílem této diplomové práce je zpracování podrobného stavebně technického průzkumu a provedení analýzy zjištěných poruch. Dalším cílem je podrobné statické posouzení nosných konstrukcí budovy a návrhem sanací jednotlivých nosných konstrukcí.

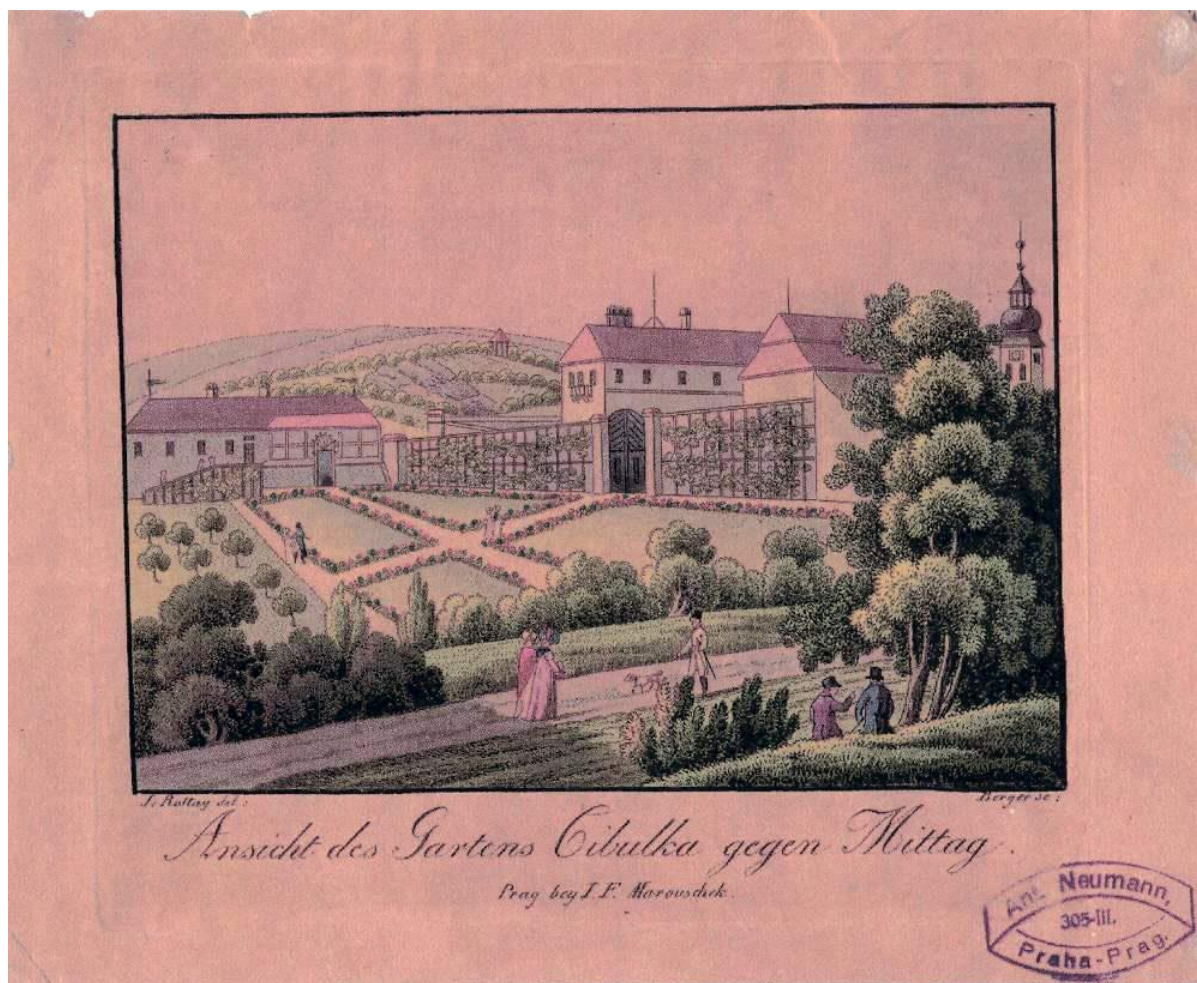
## **2 Základní informace o objektu**

### **2.1 Historie obce**

Městská část Praha 5 patří svou rozlohou a počtem žijících obyvatel k největším v Praze. Nachází se na levém břehu Vltavy v těsném sousedství historického jádra Prahy. Osídlení tohoto území se datuje již od pravěku, což dokládá řada nálezů. Část Prahy 5 Košíře jsou poprvé zaznamenány k roku 1185. Za císaře Karla IV. Tu byly zakládány vinice, které patřily pražským měšťanům. Ani Košíře se nevyhnuly válečnému pustošení, při kterém byly v 18. století zničeny téměř všechny vinice. V devatenáctém století začal narůstat počet obyvatel a také zde vzniklo několik továren. Ve dvacátém století pokračuje rozvoj obce a narůstá počet obyvatel, kteří nacházejí obživu převážně v sousedním Smíchově. [1]

### **2.2 Historie objektu**

První historická zmínka o usedlosti Cibulka pochází již ze 14. století. Dříve zde stával dědičný dvůr košířské vrchnosti, který patřil písaři královské kuchyně Karla IV. Jindřichu Názovi. Tento „Henricus Naso“ byl nejen vysoce postaveným úředníkem, ale také staroměstským měšťanem. Své dnešní jméno získala usedlost až v 15. století, kdy patřila rodu Cibulkovským z Veleslavína. Dvůr pak střídal jako správní středisko okolních polností poměrně často majitele, a to jak z kruhů šlechtických, tak měšťanských. V 18. století prošla usedlost barokní úpravou. Právě tuto barokní usedlost dal totiž přestavět náš bývalý pasovský biskup Leopold Linhart hrabě Thun na klasicistní zámek. Období vlastnictví tohoto hraběte se zapsalo do historie objektu jako vůbec nejdůležitější. [2]



Obrázek 1 – Dobová malba Cibulky [3]

Teprve rok 1817, kdy získává Cibulku od Maria Arnošta Obsta Leopold Linhart Thun-Hohenstein za 112 000 zlatých, znamená počátek nejvýznamnějšího období pro její stavební vývoj a význam [4].

Po biskupově smrti je usedlost odevzdána do rukou univerzálnímu dědici hraběti Josefu Matyášovi Thun-Hohensteinovi. Jak on, tak ani další Thun-Hohensteinové neměli o objekt a areál parku přílišný zájem. Avšak ani další majitelé, mimo jiné i z důvodů skutečně nákladné údržby parku, nejevili patřičný zájem o udržení areálu v původním stavu. V důsledku toho dochází k rychlému chátrání objektu i parku [2].

Již během 30. let 19. století si tohoto nedůstojného osudu usedlosti začíná všimnat i širší veřejnost. Ve třicátých letech 20. století došlo k menším úpravám architektonických prvků. Teprve po druhé světové válce dochází k větším památkářským akcím pro záchranu celého areálu. Budovy se opravují a některé sochy se restaurují. V této době zde byly byty, sklady a dílny Uměleckých řemesel [2].



*Obrázek 2 – Budovy v areálu usedlosti Cibulka na kresbě Františka Gustava Chalupy z roku 1883 [4]*

Park patří hlavnímu městu Praze dosud. Počátkem konce usedlosti byla její privatizace. Hlavní město Praha bylo vlastníkem nemovitosti až do roku 1987. Potom byla krátce majetkem České spořitelny. V únoru 1989 ji získala společnost Autotourist a. s. Praha a po ní následovali další vlastníci. Od července 2006 je vlastnické právo omezeno ve prospěch Živnostenské banky částkou 120 milionů korun. Současným majitelem usedlosti je společnost Cibulka a. s. [4].

## Nádvoří usedlosti v proměnách času [4]



Rok 1905



Kolem roku 1920



Rok 2007

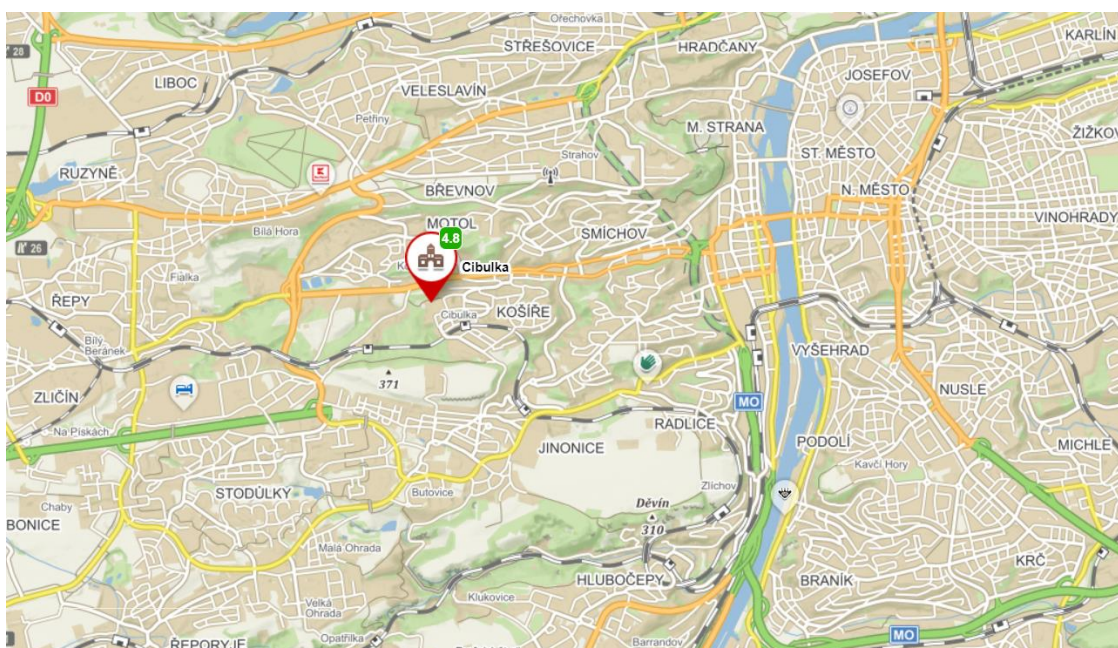


Rok 2014

Usedlost se stala roku 1946 kulturní památkou, jelikož byla připsána seznamu kulturního dědictví. Nyní je ve vlastnictví Nadace rodiny Vlčkových, kteří zamýšlejí přeměnit ruiny na Středisko dětské paliativní péče s lůžkovým hospicem do konce roku 2026.

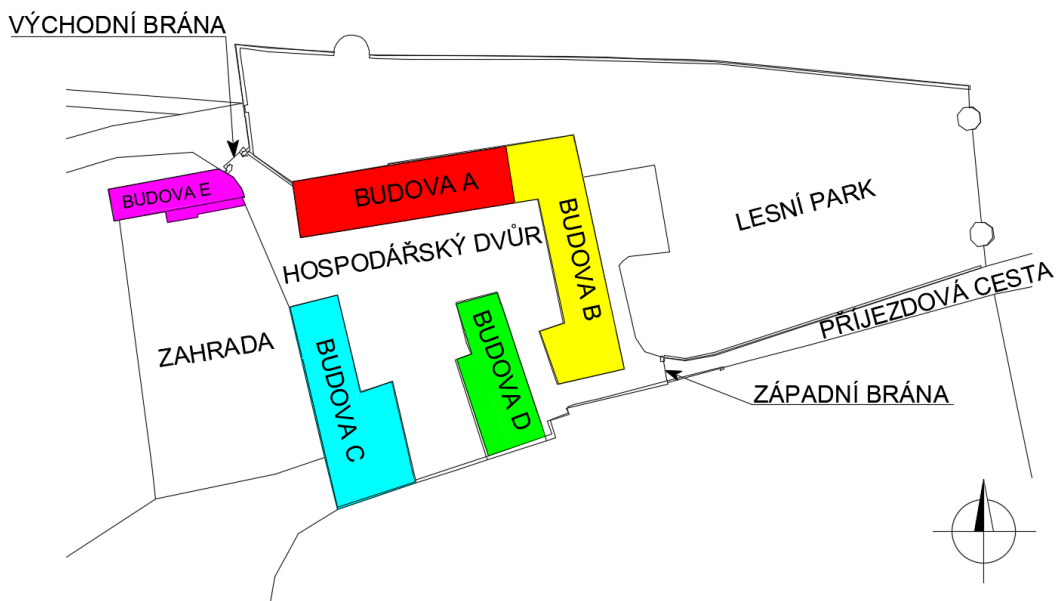
## 2.3 Stručný popis objektu

Usedlost Cibulka se nachází v západní části Prahy, v městské části Prahy 5, Košíře. Celý pozemek je o rozloze cca 11 500 m<sup>2</sup>. Usedlost je z východní, jižní a severní strany obklopena přírodním parkem Košíře-Motol. Ze západní strany se napojuje na usedlost příjezdová cesta. Od okolí dělí usedlost mohutná ohradní zeď, která byla postavena z lomového kamene spojeného vápennou maltou.



Obrázek 3 – Umístění usedlosti Cibulka [5]

Usedlost Cibulka tvoří hospodářský dvůr s obytným stavením ze tří stran obklopeným zahradou. Na západě je připojen rozlehlý lesní park. Celý objekt je zasazen do velmi členitého terénu. Hospodářský dvůr podél osy východ-západ uzavírá na východě přízemní stavení s věží nad průjezdem. K němu kolmo přiléhá z části patrové obytné severní křídlo. Jižní strana dvora je vybudována na svahu. V nižší úrovni tu stojí východní a západní hospodářská budova. Ke každému z nich je přistavěna stodola. Obě hospodářská stavení stojí k ose dvora zhruba kolmo. Západně od obytného křídla, poněkud posunut dál k severu, stojí domek zahradníka. Mezi ním a obytným křídlem je zřízena dolní brána objektu. Zahrada i park jsou doplněny řadou drobných okrasných architektur a plastik.



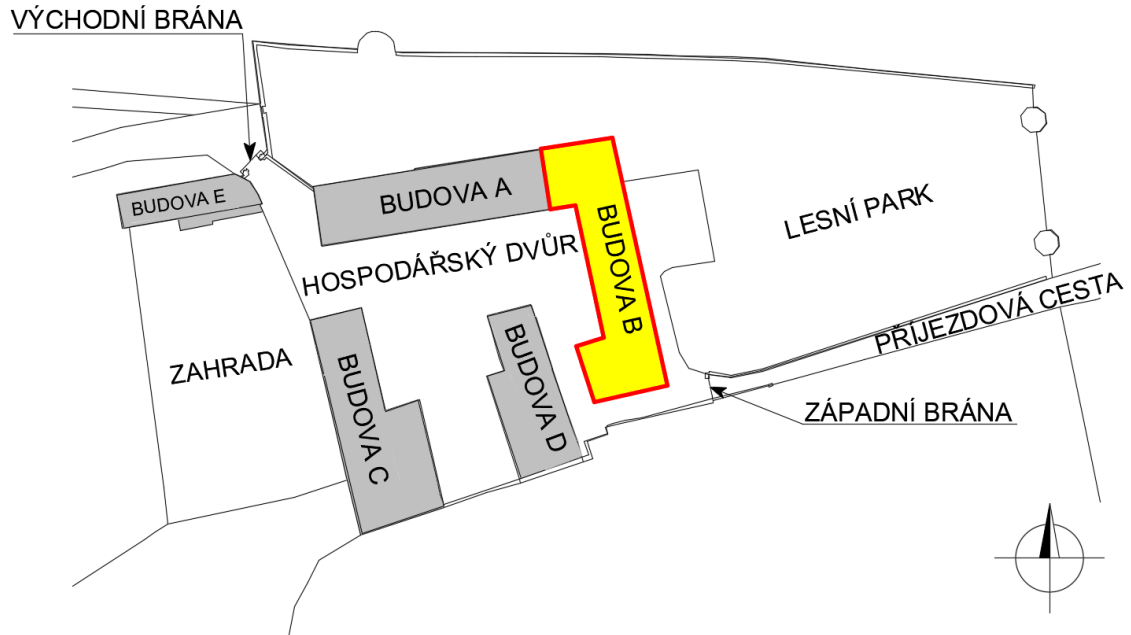
Obrázek 4 – Situace objektů

**Označení budov:**

Obytné stavení	–	Objekt A
Stáje s průjezdem a věžičkou	–	Objekt B
Východní hospodářská budova	–	Objekt C
Západní hospodářská budova	–	Objekt D
Dům zahradníka	–	Objekt E

V mojí práci se budu zabývat pouze budovou B (stáje s průjezdem a věžičkou). Tuto budovu jsem si vybral z několika důvodů. Budova A (obytné stavení) je již po výměně krovu i krytiny z důvodů obav z možného zřícení. Také jsou již odstraněny stropy, a to by značně komplikovalo práci. V budově E (domek zahradníka) právě probíhají stavební práce. Je to také jediná stavba, na kterou je v současné chvíli vytvořen projekt a má stavební povolení. Z těchto důvodů také nebyla vhodná pro tuto práci. Budova D (západní hospodářská budova) není z historického ani stavebního hlediska zajímavá, jedná se o zděnou budovu s železobetonovými stropy a dřevěným krovem. Není podsklepena. Obdobně je na tom i budova C (Východní hospodářská budova). Pravděpodobně se v minulosti jednalo o stodolu. Obě tyto budovy jsou povoleny památkovou péčí ke zbourání. Budova B (stáje s průjezdem a věžičkou) je nejzajímavější budova z celé usedlosti. Patří do doby barokní, na rozdíl od obytné stavby, která je ve slohu klasicistním. Tyto budovy jsou propojeny. Budova B má

klenuté stropy a krov, který je v poměrně dobrém technickém stavu. Je částečně podsklepena a svislé nosné konstrukce jsou ze smíšeného zdiva – z lomového kamene a plných pálených cihel spojených vápennou maltou.

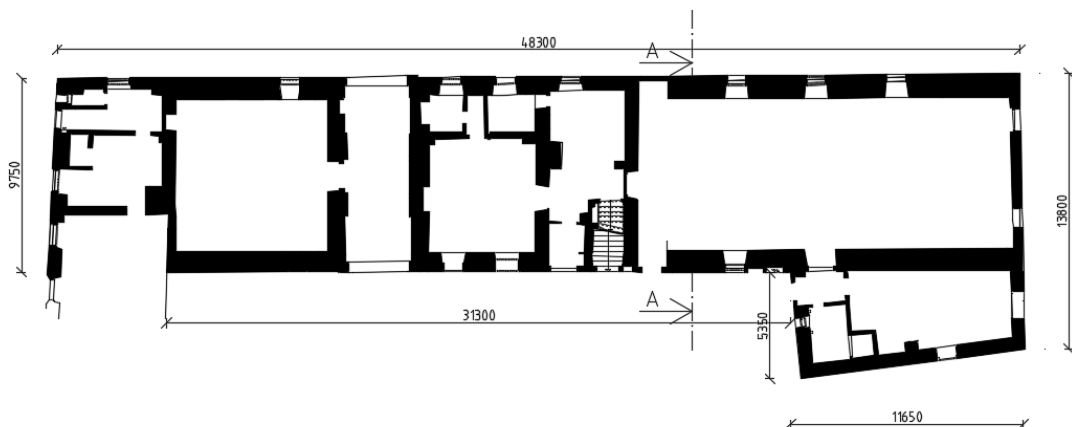


Obrázek 5 – Označení budovy B a C

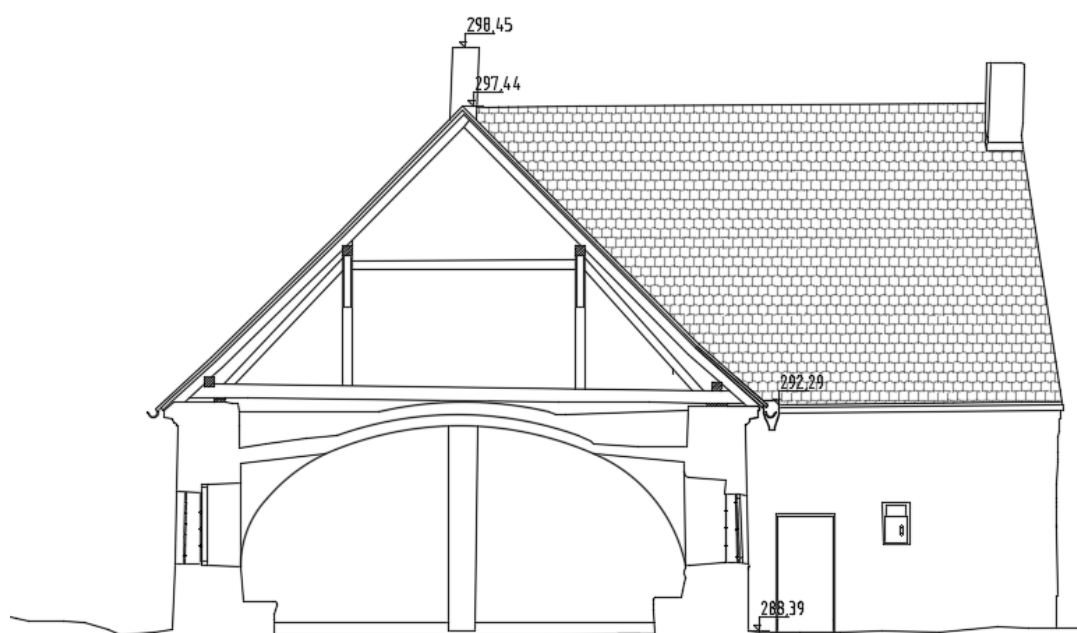


Obrázek 6 – Stáje s průjezdem a věžičkou





*Obrázek 7 – Půdorysné schéma INP*



*Obrázek 8 – Schématický řez budovou*

## 2.4 Konstrukční řešení objektu

Půdorys objektu má tvar obdélníku o délce 48,3 m a šířce 13,8 m. Budova je částečně podsklepená, má jedno nadzemní podlaží a podkroví. Celková výška budovy je 10,2 m a výška věžičky je 13,45 m. Objekt byl využíván jako stáje a pro další zemědělské potřeby.



*Obrázek 9(a+b) – Pohled na budovu B (východní strana)*



*Obrázek 10 – Pohled na budovu B (jižní strana)*



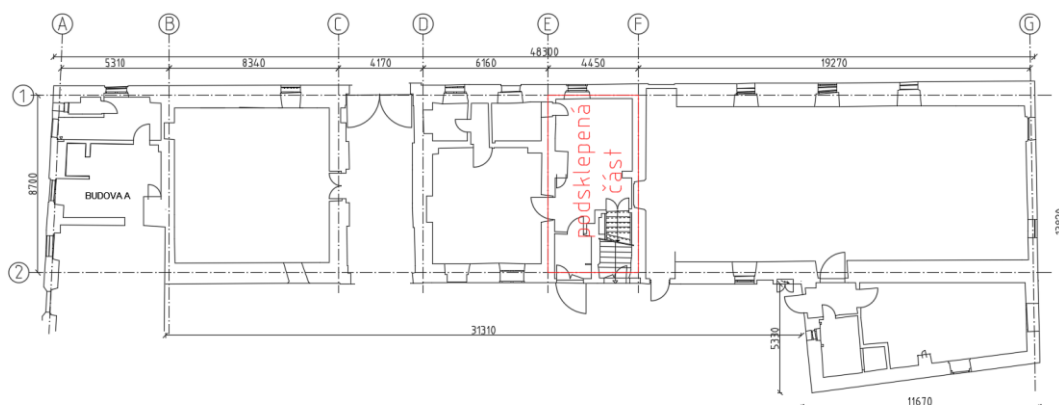
*Obrázek 11 - Pohled na budovu B (západní strana)*

### **2.4.1 Základové konstrukce**

Založení objektu bylo provedeno na původním břidlicovém podkladu. Objekt je založen na základových pasech cca v šíři stěny (tedy 1 m) a základovou spárou v předpokládané hloubce okolo 0,8 m. Sonda pro přesné zjištění základů nebyla provedena. Je předpokládán základový pas z lomového kamene. Objekt je pouze z malé části podsklepený, vyznačení podsklepené části lze vidět na obrázku níže. Celá podsklepená část je vyzděna z plných pálených cihel a s velkou pravděpodobností bez hydroizolace.



*Obrázek 12 – Podsklepená část objektu*



Obrázek 13 – Vyznačení podsklepené části v půdoryse INP

## 2.4.2 Svislé nosné konstrukce

Svislé nosné konstrukce jsou provedeny z lomového kamene (převážně z opuky) a zděné z plných pálených cihel na vápennou maltu. Obvodové zdivo dosahuje tloušťky až jeden metr. Příčky jsou převážně zděné z plných pálených cihel, také na vápennou maltu. Obvodové zdivo v podsklepené části budovy je pouze z plných pálených cihel. Výška zdiva dosahuje 4 m.



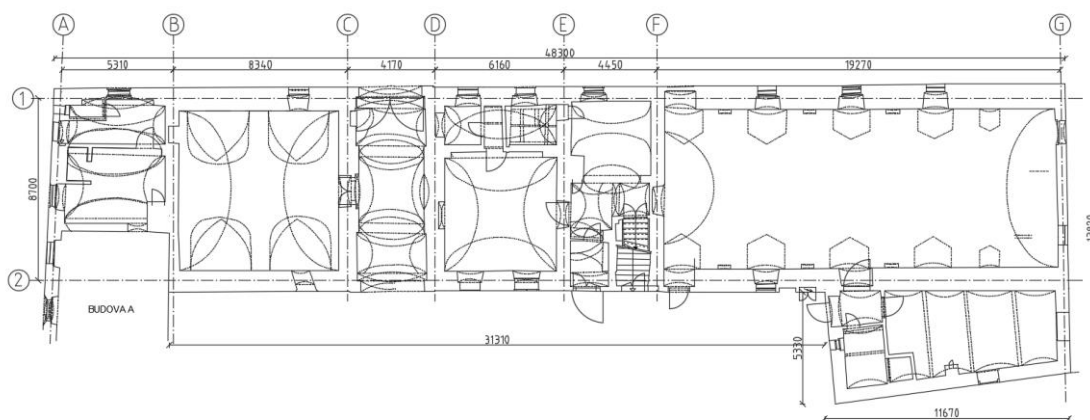
Obrázek 14 – Obvodové zdivo



Obrázek 15 – Detail na zdící prvky obvodového zdiva

### 2.4.3 Vodorovné nosné konstrukce

Stropní konstrukce jsou tvořeny z cihel klenutých do českých placek nebo valených kleneb o tloušťce 150 mm. Obousměrně jsou pnuty české placky, valené klenby jsou pnuté jednosměrně.



Obrázek 16 – Schéma půdorysu INP s vyznačenými klenbami

Klenba typu české placky je nosná konstrukce pro většinu stropů na objektu. Její vzezření je až 2 m.



*Obrázek 17 – Pohled na českou placku*

Jsou zde 2 typy valených kleneb. Jedna je s velkým rozponem a velkou délkou, která se rozpíná nad bývalým prostorem pro chov prasat. Rozpon této klenby je 7,5 m a délka 19,5 m. Vzepětí této klenby je 2,4 m. Klenba je na rubové straně vyztužena 600 mm vysokými žebry a v osové vzdálenosti cca 4 m (stejně jako plné vazby krovu).

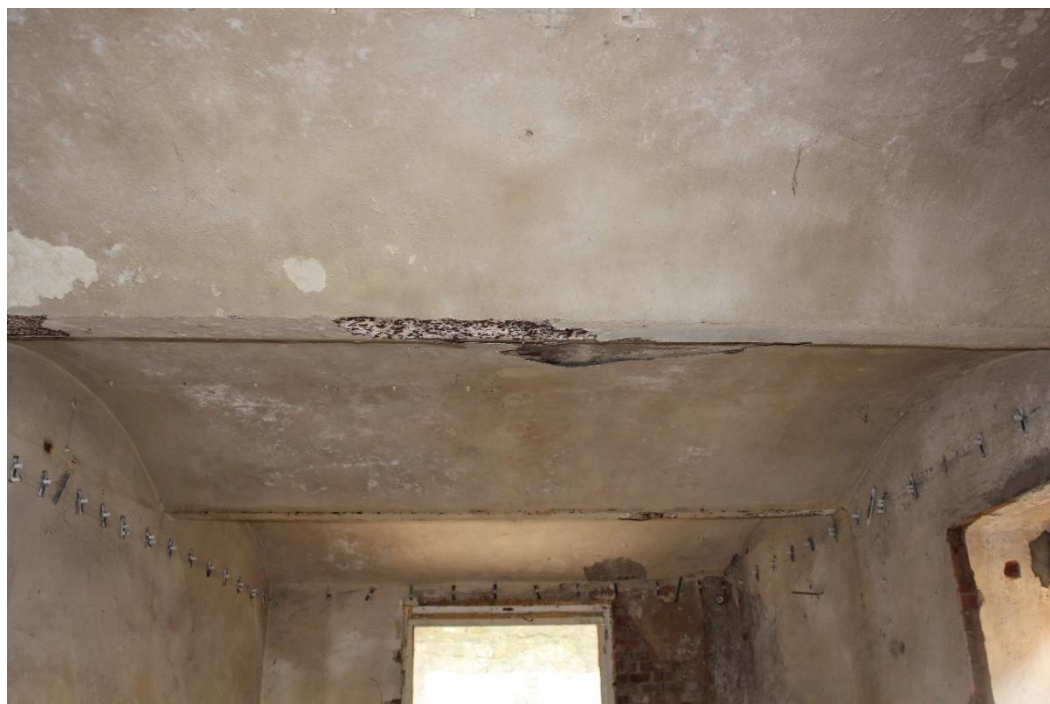


*Obrázek 18 -Valená klenba opřená do zdiva*



*Obrázek 19 – Valená klenba z horní strany*

Druhý typ valené klenby je uloženy do I profilů o tloušťce 150 mm. Jejich rozpon je okolo 2 m a délce 4 m. Spodní pásnice nosníku jsem naměřil šířku okolo 90 mm, tudíž odhaduji profil na I 200.

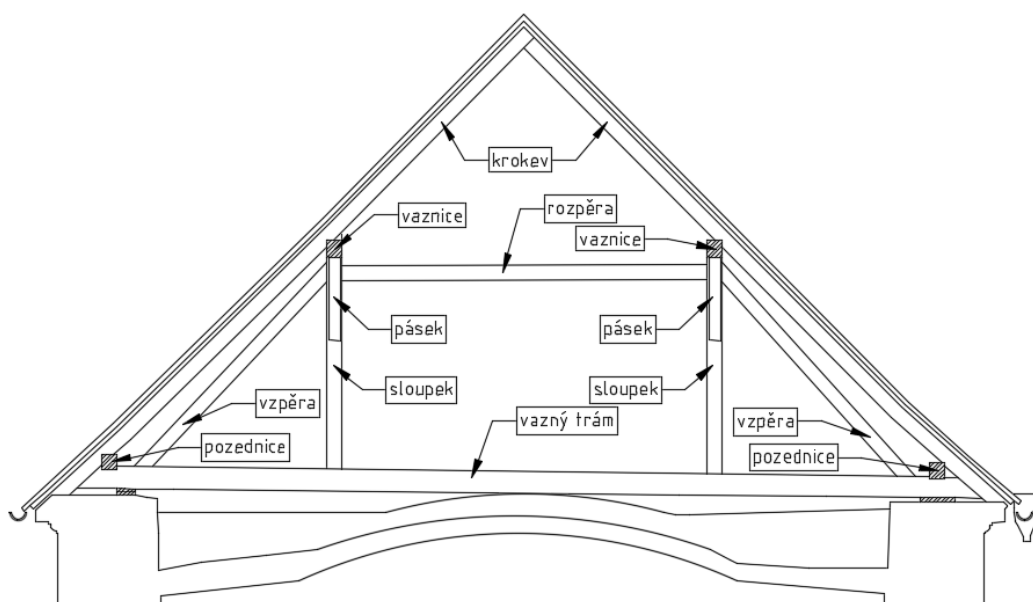


*Obrázek 20 – Klenby uložené do ocelových vazníků*

## 2.4.4 Střešní konstrukce

Jako konstrukční řešení krovu zde byl použit nejběžnější krov starých českých staveb – vaznicová soustava se stojatou stolicí. Vzdálenost plných vazeb je 4 m a mezi krokve je jeden metr. V plných vazbách jsou dva svislé sloupky, které jsou osazeny na vazný trám a podpírají středové vaznice. Středové vaznice jsou umístěny na sloupcích a podepřeny šikmými pásky, vycházejícími ze sloupků. Krokve jsou osedlány na středové vaznice a pozednice. Ve vrcholu jsou spojeny na plát. Pozednice je lehce zapuštěna do vazných trámů. Mezi vazným trámem a sloupkem jsou na čepy umístěné vzpěry. Zavětrování je zajištěno v příčném směru vzpěrami mezi vazným trámem a sloupky a v podélném směru šikmými pásky vycházejících se sloupů do vaznic. Zároveň je krov ztužen latěmi ve skladbě střechy.

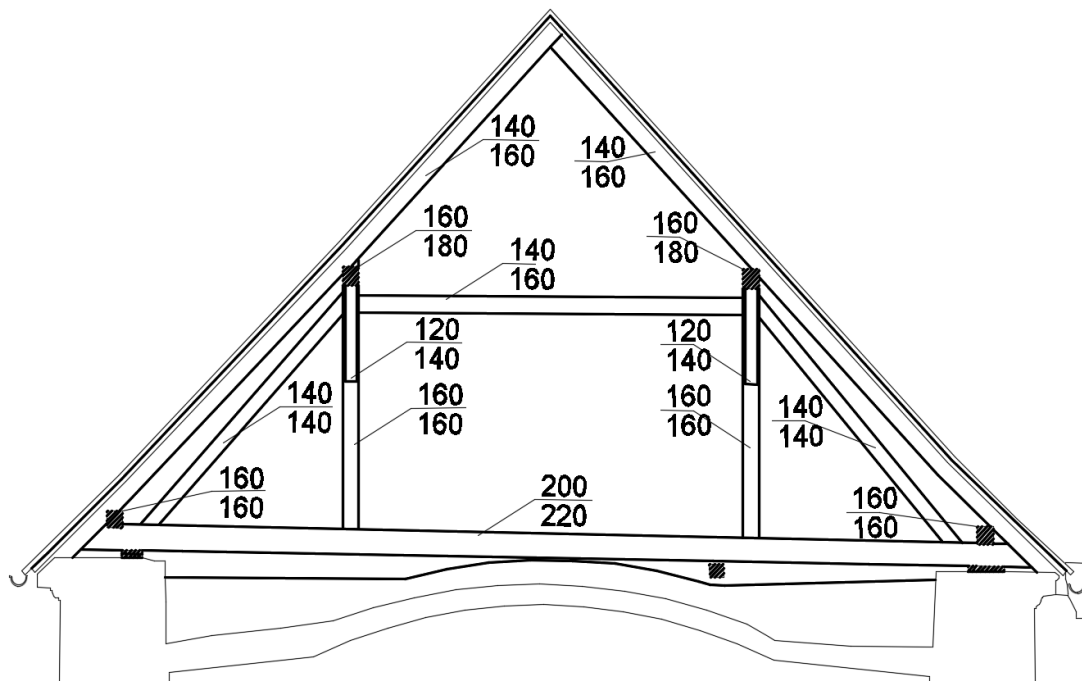
Konstrukce věžičky je zděná do 11 metrů a následné zakončení je pomocí dřevěné, poněkud složité konstrukce věžového krovu. Jsou zde středově symetricky rozmístěny ramenáty a krokve, které nesou střešní plášť a opírají se o středový sloup.



Obrázek 21 – Schéma krovu



Níže (viz Obrázek 22) můžeme vidět dimenze jednotlivých prvků krovu. Tyto dimenze byly změřeny na stavbě.



*Obrázek 22 – Jednotlivé dimenze konstrukčních prvků krovu*

Skladba střechy je zde velice jednoduchá. Na krokve jsou přibity latě, na které jsou osazené keramické střešní tašky typu bobrovka.

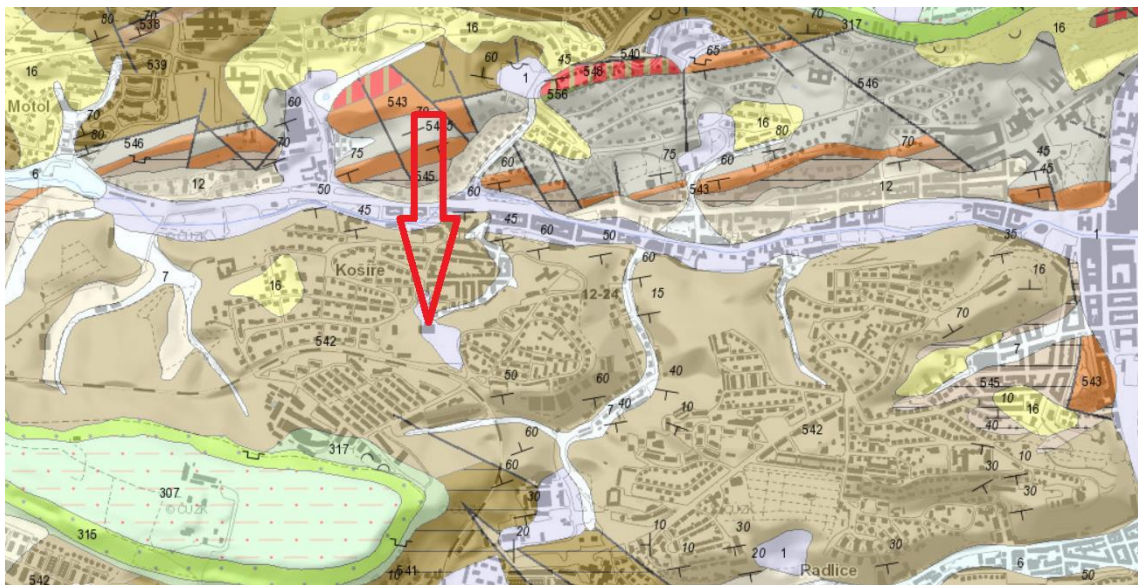


*Obrázek 23 – Skladba střechy*

# 3 Stavebně technický průzkum objektů s analýzou možných poruch

## 3.1 Základové konstrukce

Pro zjištění dosavadního stavu základových konstrukcí by bylo nutné provést kopané sondy. V rámci stavebně-technického průzkumu nebyly tyto sondy provedeny. Také vizuálním průzkumem nebyly nalezeny žádné poruchy, které by nasvědčovaly možnému vzniku poškození základových konstrukcí. Z literatury a z podkladních geologických map, které jsou volně dostupné online vyplývá, že objekt byl pravděpodobně založen na břidlicovém podloží.



Obrázek 24 – Geovědní mapa [6]

Metráž	Makroskopický popis	ČSN EN 1997-1
0,00 – 0,10	Travní porost s drnem	0
0,10 – 0,90	Hlína prachovitá (střední plasticity, pevné konzistence)	YF3
0,40 – 0,90	Navážka charakteru hlíny prachovité (střední plasticity, pevné konzistence)	YF5
0,90 – 1,10	Hlína prachovitá	F5
1,10 – 2,30	Hlína jílovitá (střední plasticity, pevné konzistence)	F5/F6
2,30 – 2,50	Břidlice šedočerná	R5/R6

*Tabulka 1 – Zemní souvrství podle nedalekého vrtu z roku 2022 [7]*

### 3.2 Svislé nosné konstrukce

Obvodové zdivo je značně poškozeno povětrnostními vlivy. Objekt nebyl opatřen hydroizolací nebo drenáží okolo stavby, tudíž v důsledku vztlínající vlhkosti je zde nadměrná vlhkost zdiva. Soli, které jsou zde přítomné v okolních půdách vztlínají společně s vodou do zdiva, což má za následek degradace omítek a jejich následné opadávání.



*Obrázek 25 – Opadaná omítka na zdivu západní strany*

Omítka opadala u spodních částí svislých nosných konstrukcí na obou stranách objektu, jak na exteriérové straně, tak na straně interiérové. Na straně exteriéru, v místech, kde omítka již opadla, opatřila stavební firma minulý rok bílý nástřik chránící zdivo (viz Obrázek 26). Zdivo má často vydrolené spáry a místy zdící prvky

zcela chybí. Na obrázku je patrné, že nejvíce porušená je spodní část zdiva, což odpovídá vzlínání. Provedená ochrana má za cíl ochránit zdivo před povětrnostními vlivy a hnanými dešťovými srážkami a zabránit tak vymílání malty ze spár a další degradaci zdiva.



*Obrázek 26 – Opadaná omítka na zdivu východní strany*



*Obrázek 27 – Opadaná omítka na interiérové straně objektu*



*Obrázek 28 – Opadaná omítka v místě průjezdu budovou*



*Obrázek 29 – Zdivo napadené solemi*

Ve zdivu se mohou vyskytovat různé druhy solí, z nichž nejčastějšími jsou soli chloridů, síranů a uhličitanů. Tyto soli mohou způsobovat problémy, jako je vlhkost, vnitřní destrukce zdiva a rozpínání způsobené změnou objemu krystalů. Krystalizačním tlakem v pórech rozrušují omítky, malty nebo i stavivo. Následně pak vlivem působení solí materiály ztrácí soudržnost a rozpadají se. Solné projevy ve zdivu jsou často

způsobeny vnějšími faktory, jako je vlhkost, srážení deště a půdní vlhkost. Tyto soli se mohou dostat do zdiva několika způsoby.

Prvním způsobem je absorpce vlhkosti ze země, což zahrnuje kapilární přenos vlhkosti ze země do zdiva. Dalším způsobem, jak se soli dostávají do zdiva, je vnější vliv, například dešťové vody, která může splachovat soli ze země či znečištěného ovzduší na povrch zdiva. Důležité je také, že zdroje solí mohou být přítomny již při stavbě – například v cementové směsi, která obsahuje soli jako příměsi, nebo v naturálním kamenu nebo cihlách, které mohou obsahovat přirozeně se vyskytující soli. Jelikož usedlost Na Cibulce byla dříve hospodářským statkem, tak v našem případě možným zdrojem je přítomnost živočišných odpadů, jako je moč nebo trus, který obsahuje dusíkaté sloučeniny, které se také mohou rozkládat na amoniak. Způsoby, jak se soli dostávají do konstrukce, se mohou lišit v závislosti na místních podmínkách, klimatu a materiálu zdiva.

V každém případě je důležité správně řešit problémy s vlhkostí ve zdivu a zabránit pronikání solí do konstrukce pomocí vhodných ochranných opatření, jako je izolace, drenáž nebo použití vhodných materiálů. [8]



*Obrázek 30 – Zdivo napadené řasami v podsklepené části budovy*

Řasy se objevily pouze v podsklepené části budovy. Zapříčiňuje to mnoho faktorů, zejména však, že se jedná o vlhký, tmavý a nevětraný prostor se zvýšenou vlhkostí. Tudíž se jedná o typické místo, kde se řasy nejčastěji objevují. Voda zde

vzlíná z podzákladí a tvoří zde ideální místo pro růst mechů, řas a lišejníků. Řasy jsou agresivní vůči stavebnímu kameni především svými metabolity, zvláště organickými kyselinami, barvivy a látkami působícími uvolňování kationtů ze stavebního kamene chelatací. Mohou vzrůstat do malých štěrbin a při navlhání a rozšiřování objemu působí narušení materiálu. Řasy dobře rostou na povrchu i v pórech. Nejsou náročné na světlo a mohou vegetovat i při extrémně nízkém osvětlení ve spojení s nízkou teplotou. Což zde podsklepená část dokonale zajišťuje. Převládá zelená barva, která je pro řasy typická. [9]

### 3.3 Vodorovné nosné konstrukce

Ve valené klenbě, která se rozpíná nad bývalým prostorem pro chov prasat byla nalezena trhlinka mezi čelem klenby a svislou nosnou konstrukcí. Jedná se o styk ztužující stěny a valené klenby. V tomto detailu není zdivo provázané, jelikož klenba je klenuta ve druhém směru. Objekt byl dlouhodobě neudržovaný a špatně ztužený, mělo za následek mírného odklonu a následné odtržení. Trhlinka nenarušuje stabilitu budovy a bude řešena výměnou stropů.

S největší pravděpodobností vznikla díky tomu, že není provázána vodorovná stropní konstrukce se svislou nosnou konstrukcí. Trhlinka však nenarušuje její statickou funkci.



*Obrázek 31 – Trhlinka na čele valené klenby*

V případě klenby české placky se přímo uprostřed objevila trhлина, která prochází celou tloušťkou zdiva, jelikož je viditelná jak ze spodní strany (viz Obrázek 32), tak ze strany horní (viz Obrázek 33). Tato trhлина se zde objevila přesně v místě vzájemné vazby zdících prvků. Velmi pravděpodobně to tedy není porušením meze únosnosti klenby.



*Obrázek 32 – Trhлина ze spodní strany*



*Obrázek 33 – Trhлина z horní strany*



V důsledku toho, že objekt není dlouhou dobu využíván a vytápěný, a tudíž jsou uvnitř nízké teploty a zároveň zvýšená vlhkost mají ocelové profily v určitých částech opadanou omítku a mají známky pokročilé koroze. Bylo by tedy nutné zkorodované části nosníků mechanicky očistit, poté změřit zbytkový profil a pokud by statický posudek vyhovoval ošetřit nosníky, alespoň základním nátěrem ocelových konstrukcí (primer a vrchní nátěr). Samotné zděné klenby se zdají být po vizuálním průzkumu nenarušené.



*Obrázek 34 – Valené klenby*

### **3.4 Střešní konstrukce**

Krov se zdá být celkem v dobrém technickém stavu až na pár lokálních defektů, které by se daly snadno vyřešit vhodnou volbou sanačních opatření. Na jižním přístavku krov zcela chybí, pravděpodobně došlo v minulosti ke kolapsu. Zakončení krovu v této části je vyřešeno provizorně plachtou, aby při šikmém dešti nebo sněžení nenarušovala voda stávající konstrukce (viz Obrázek 35). Krytina je zde v relativně dobrém stavu. Na několika místech chybí střešní tašky, nebo jsou porušené.



*Obrázek 35 – Provizorní zakrytí krovu*



*Obrázek 36 – Stávající krov*

Krov má poruch hned několik. Díky zřícení části krovu na jižním přístavku a jeho nedokonalém provizorním zakrytí plachtou krov v této části je značně namáhán od zatékání a je tudíž biologicky znehodnocen. Vlhkost je zde zvýšená, a to napomáhá růstu dřevokazných hub a dalších biologických škůdců.



Obrázek 37 – Pozednice poškozená vodou

Pro růst hub musejí být splněny základní čtyři podmínky současně: zdroj živin, kyslík, voda a vhodná teplota. Jelikož je objekt nevytápěný a z části přikrytý pouze plachtou jsou v podkroví ideální podmínky pro růst hub. [10]



Obrázek 38 – Prvek napadený červotočem

Dále na několika místech byly nalezeny výletové otvory dřevokazného hmyzu, který byl v laboratoři identifikován jako červotoč. Červotoč byl identifikován díky výletovým otvorům, které byly typicky kruhového charakteru, o průměru cca 2 mm.

Červotoči jsou druh hmyzu, který se živí dřevem. Jsou to malí brouci, kteří se často vyskytují ve starých, nedostatečně ošetřených dřevěných konstrukcích, jako jsou například trámy, podlahy nebo nábytek. Červotoči se živí dřevem. Vrtají se do něj a vytváří díry, které postupně oslabují a ničí strukturu materiálu. Pokud máte podezření, že máte červotoče v domě, je dobré obrátit se na odborníka, který vám může poskytnout doporučení ohledně prevence a odstranění tohoto škůdce. Červotoče můžeme poznat podle podlouhlého drobného těla s červeným či hnědým zbarvením. Měří většinou jen několik milimetrů a mají charakteristickou tvarovou strukturu. Otvory mohou být viditelné pouhým okem nebo pomocí lupy.



*Obrázek 39 – Červotoč proužkováný [11]*

Výsušné trhliny ve dřevě jsou trhliny, které se vytvářejí v dřevě při vysychání. Při vysychání dochází ke ztrátě vlhkosti a následně k smrštění dřeva. To vede ke vzniku trhlín, které mohou mít různé velikosti a délky. Tyto trhliny neovlivňují strukturální integritu dřeva, ale mohou mít estetický vliv na jeho vzhled. Výsušné trhliny mohou výrazně omezit únosnost daného prvku. Při statickém posudku je proto nutné zhodnotit rozsah a hloubku trhlín a zjistit, zda mají vliv na celkovou stabilitu. To se provádí pomocí podrobného technického rozboru a využitím speciálních technik.



*Obrázek 40 – Pohled na výsušnou trhlinu a napadení dřevokaznými škůdci*

## 4 Statická část

### 4.1 Stropní konstrukce

#### 4.1.1 Zatížení a kombinace

Návrh a stanovení zatížení vychází z normy ČSN EN 1990 (730002). Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, a následně z norem na ni navazujících. Kombinace jednotlivých zatěžovacích stavů jsou sestaveny dle ČSN EN 1990 + 1995 - MSÚ (STR/GEO) – trvalá/dočasná – rovn. 6.10. [12]

#### Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce vychází z modelu v programu SCIA Engineer 22.1., kde byla automaticky vygenerována, při uvažování tíhového zrychlení  $g = 9,81 \frac{m}{s^2}$ . V této práci bude analyzováno více typů stropů, proto se pro každou konstrukci bude vlastní tíha rovnat jiné hodnotě. Vlastní tíha bude následně započtena do stálého zatížení.

#### Stálé

Výpočet stálého zatížení dle normy: ČSN EN 1991-1-1 (730035). Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. [13]

Pro ocelobetonový a železobetonový strop budeme uvažovat následující skladbu podlahy:

Materiál	Ploušťka	Hmotnost	Char.	Součinitel	Návrh.
	[d]	vrstvy	zatížení	zatížení	zatížení
	mm	kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	kN/m <sup>2</sup>
Dubová dřevěná podlaha	25	20	0,2	1,35	0,27
Samonivelační cementová stěrka CEMFLOW	50	100	1	1,35	1,35
Kročejová izolace – Isover T-N	40	2	0,02	1,35	0,03
Nosná stropní konstrukce	-	-	-	1,35	-
Sádrokartonový podhled	12,5	9	0,09	1,35	0,12
<b>Celkem</b>			<b>1,31</b>	<b>1,35</b>	<b>1,77</b>

Tabulka 2 – Těžká skladba podlahy

V případě dřevěného trámového stropu použijeme skladbu se záklopem:

Materiál	Tloušťka	Hmotnost	Char.	Součinitel	Návrh.
	[d]	vrstvy	zatížení	zatížení	zatížení
	mm	kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	γ <sub>f</sub>	kN/m <sup>2</sup>
Dubová dřevěná podlaha	25	20	0,2	1,35	0,27
2x deska CETRIS	48	65	0,65	1,35	0,88
Kročejová izolace – Isover T-N	40	2	0,02	1,35	0,03
Deska CETRIS	24	33	0,33	1,35	0,45
Dřevěný stropní trám	-	-	-	1,35	-
Sádrokartonový podhled	12,5	9	0,09	1,35	0,12
<b>Celkem</b>			<b>1,29</b>	<b>1,35</b>	<b>1,74</b>

Tabulka 3 – Lehká skladba podlahy

Pro relevantní výsledky použijeme stejné zatížení zaokrouhlené na 0,1 kN. A tedy zatížení skladbou podlahy v charakteristické hodnotě 1,3 kN/m<sup>2</sup>. Toto zatížení použijeme i pro případ posouzení stávajících konstrukcí.

### Užitné zatížení

Zatížení bylo stanoveno dle normy: ČSN EN 1991-1-1 (730035). Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. [13]

Nadace rodiny Vlčkových zamýšlí v tomto prostoru ubytování pro rodiny, tudíž se jedná o obytné plochy.

Jedná se o strop kategorie A – plochy pro domácí a obytné činnosti. Uvažují hodnotu  $q_{k,obyt} = 1,5 \frac{kN}{m^2}$  a  $q_{k,schod} = 3,0 \frac{kN}{m^2}$  pro schodiště a chodby.

### Kombinace zatěžovacích stavů

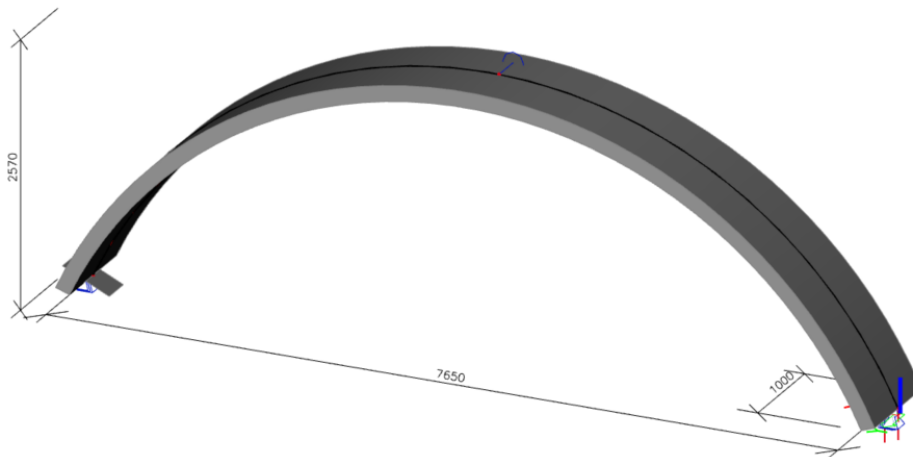
Výsledky jsou vypočítány pro nejhorší možný způsob zatížení, který lze ze zatěžovacích stavů sestavit. Následně se vytvoří obálka. Kombinace je vygenerována programem a je tvořena pomocí vztahů (6.10), (6.10a) a (6.10b). Podrobnější informace nalezneme v normě ČSN EN 1990 (Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí). Všechny výsledky jsou interpretovány pro tuto kombinaci. [12]

## 4.1.2 Analýza stávajících stropních konstrukcí

Nejprve je třeba udělat analýzu stávajících kleneb, zda vyhovují na nová uvažovaná zatížení.

Cílem posouzení klenbové konstrukce je ověřit, zda klenba vyhovuje třem výminkám rovnováhy:

- Vzhledem k pootočení – Tlaková čára klenbového oblouku nevystupuje z jádra průřezu.
- Vzhledem k posunutí – Úhel sevřený výslednicí B v každém bodě klenby a kolmicí ke spáře musí být menší nežli úhel tření zdiva.
- Výminka bezpečné pevnosti – Tlaková síla nesmí překročit v libovolném průřezu výpočtovou únosnost při mimostředném tlaku.



Obrázek 41 – Statické schéma klenby

$$\text{Poměr vzepětí a délky klenby} \dots \frac{v}{l} = \frac{2420}{7650} = 0,316$$

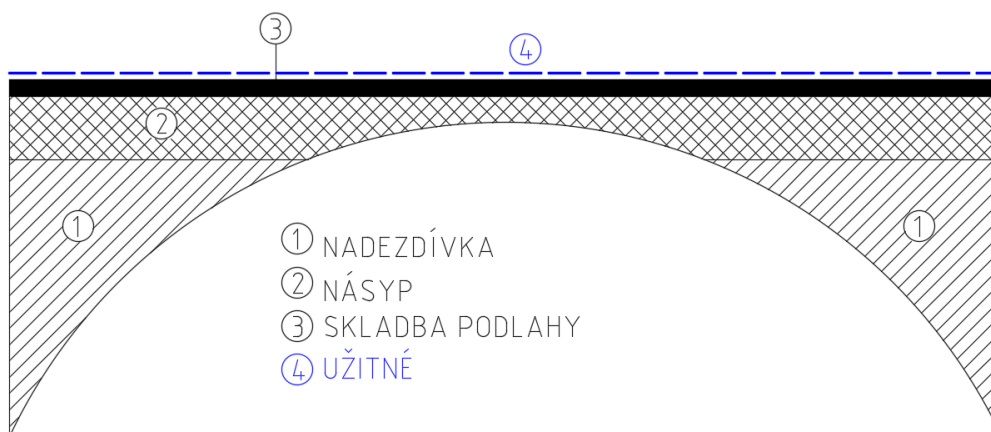
Klenby jsou na poměrně velké rozpětí 7,5 m. Ve výpočtu nezahrnuji rubové ztužující pásy, které jsou cca po 4 metrech.

### 4.1.2.1 Zatížení

#### Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce vychází z modelu v programu SCIA Engineer 22.1., kde byla automaticky vygenerována, při uvažování tíhového zrychlení  $g = 9,81 \frac{m}{s^2}$ .

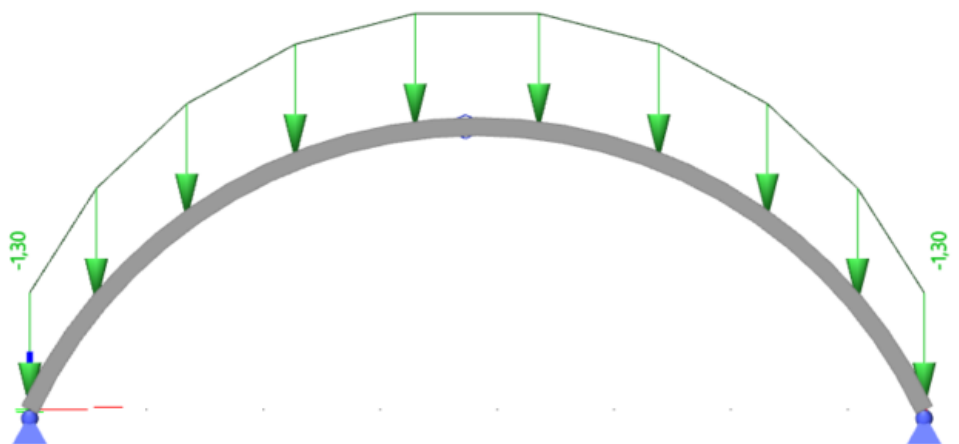




Obrázek 42 – Schéma zatížení na klenbě

### Skladba

Skladbu předpokládáme hodnotu  $f_k=1,3 \text{ kN/m}^2$

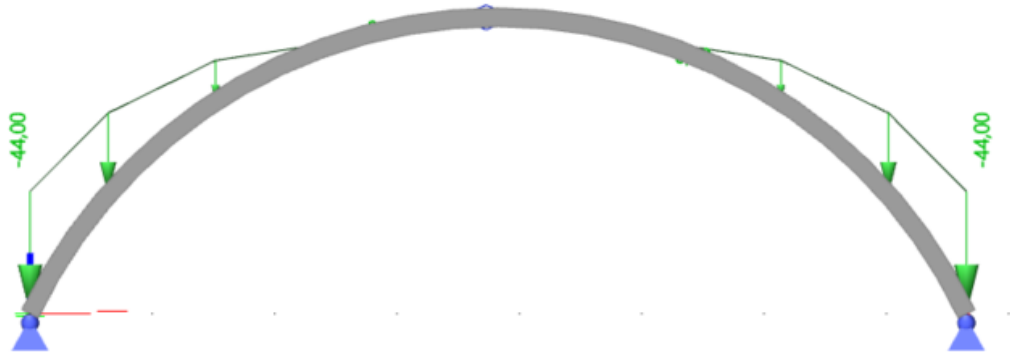


Obrázek 43 – Stávající klenba – zatížení skladbou

**Nadezdívka:**

$$A = 1,86 \text{ m}^2$$

$$\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$$

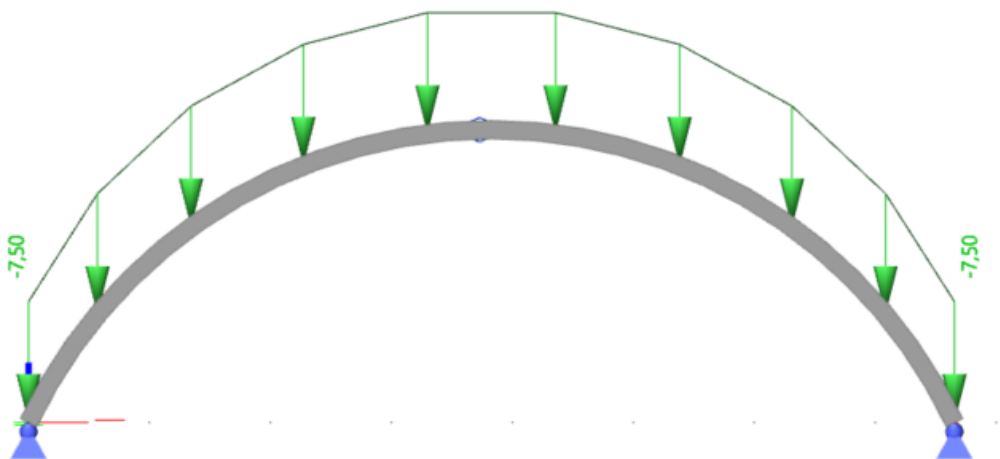


*Obrázek 44 – Stávající klenba – zatížení od nadezdívky*

**Násyp:**

$$A = 3,15 \text{ m}^2$$

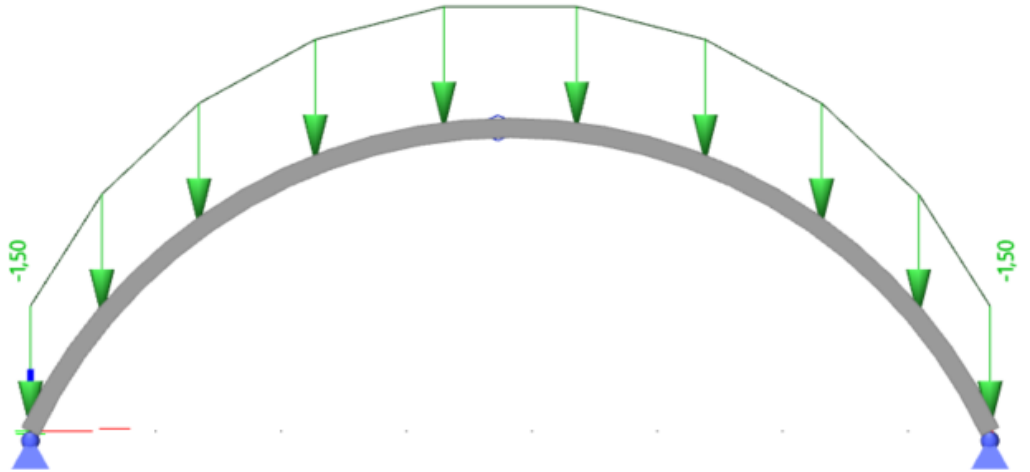
$$\rho = 1500 \text{ kg/m}^3$$



*Obrázek 45 – Stávající klenba – zatížení od násypu*

## Užitné

Jedná se o strop kategorie A – plochy pro domácí a obytné činnosti. Uvažují hodnotu  $q_k = 1,5 \frac{kN}{m^2}$ .



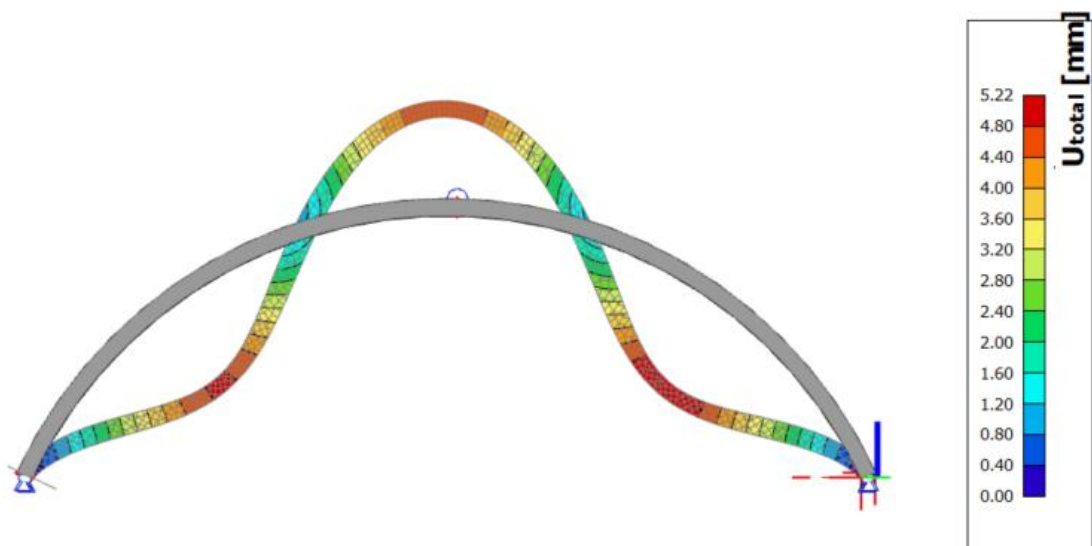
Obrázek 46 – Stávající klenba – užité zatížení

### 4.1.2.2 Kombinace

Tvorba kombinací byla již popsána v kapitole 4.1.1 – Zatížení a kombinace. Kombinace je vygenerována programem a je tvořena pomocí vztahů (6.10), (6.10a) a (6.10b).

### 4.1.2.3 Výsledky

#### 3D deformace



Obrázek 47 – 3D deformace

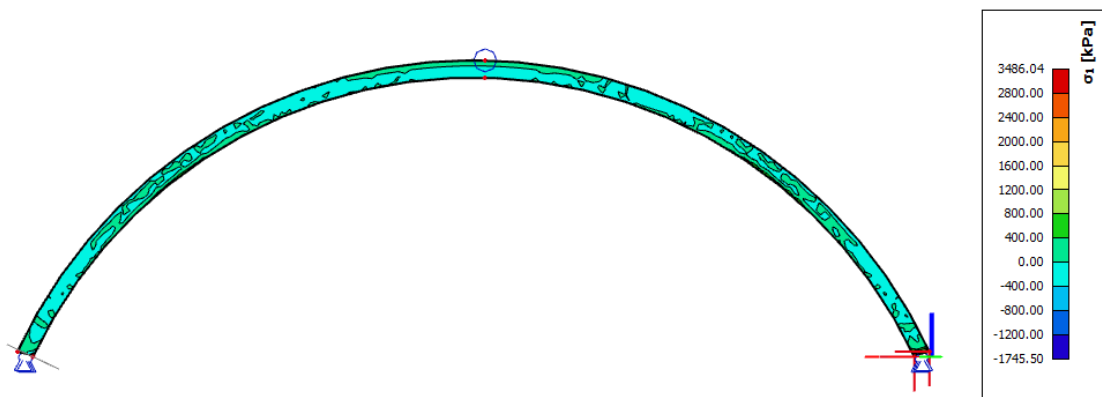
Deformace je symetrická. Největší deformace naznačují místa potenciálního vzniku plastických kloubů, což by mělo za následek změnu statického schéma. Deformace je ve tvaru, jaký bychom pro předepsané zatížení předpokládali.

### Hlavní napětí

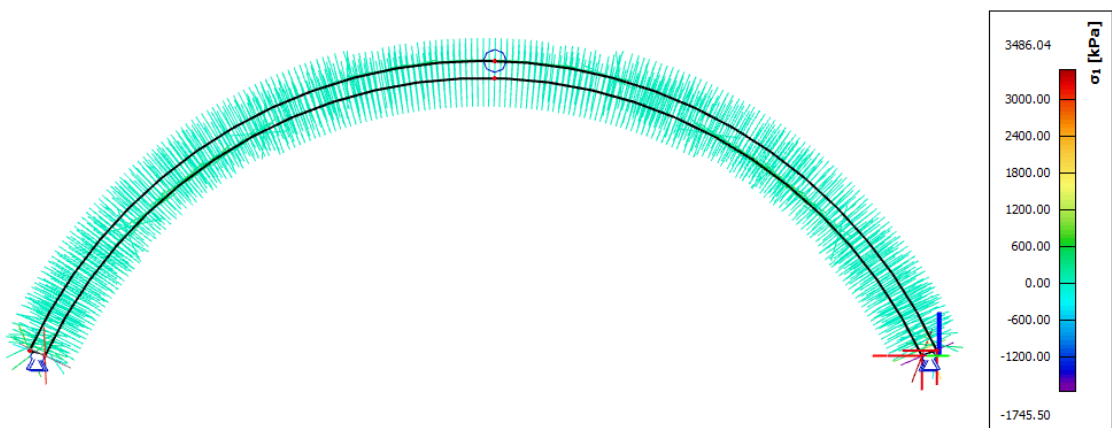
Pro posouzení klenby je třeba si nechat z programu vykreslit hlavní napětí. Hlavní napětí jsou vypočtena ze základních napětí  $\sigma_x$  a  $\sigma_y$ , a včetně vlivu smykového napětí  $\tau$ .

Hlavní napětí lze vypočítat podle vzorce:

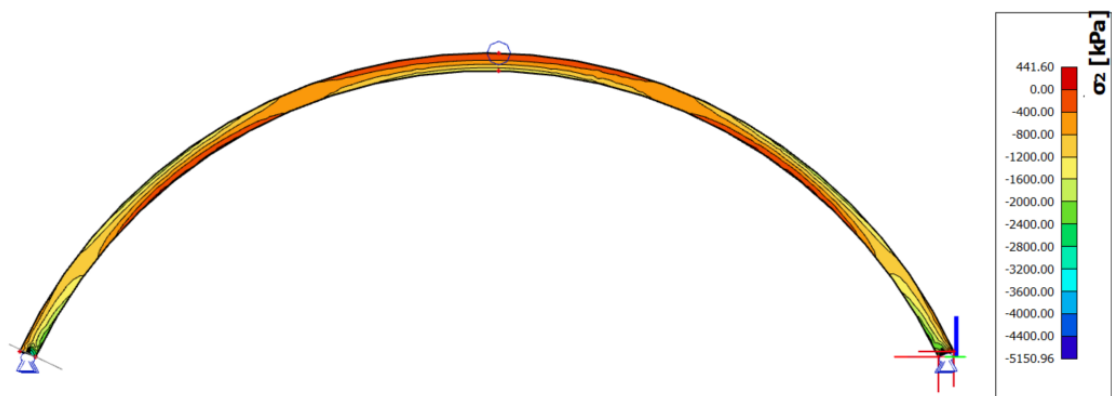
$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_z^2}$$



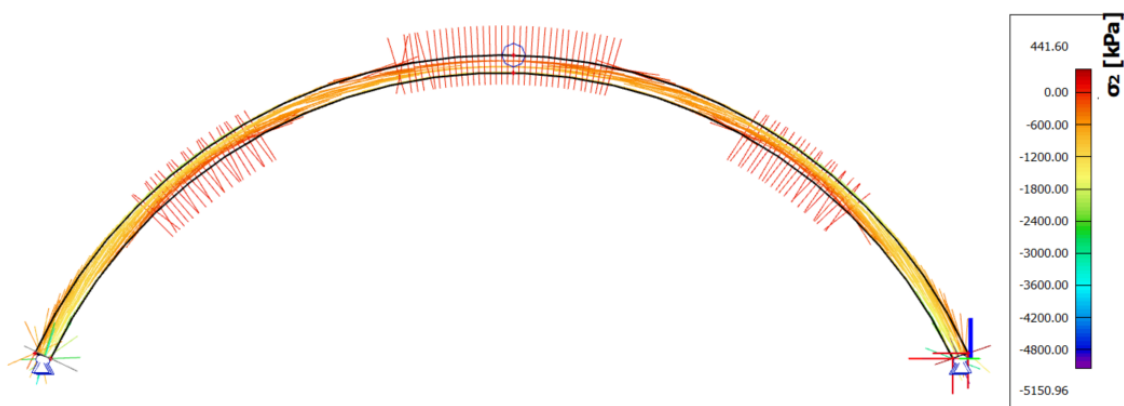
Obrázek 48 – Hlavní napětí  $\sigma_1$



Obrázek 49 – Hlavní napětí  $\sigma_1$  – trajektorie



Obrázek 50 – Hlavní napětí  $\sigma_2$



Obrázek 51 – Hlavní napětí  $\sigma_2$  – trajektorie

Z obrázků trajektorií je vidět, že hlavní napětí  $\sigma_1$  je kolmé na tvar klenby. Naopak napětí  $\sigma_2$  je rovnoběžné s tvarem klenby. Až na místa, kde vznikají poměrně velké tahy (místa vytvoření potenciálních kloubů). V těchto místech jdou trajektorie kolmo na tvar klenby. Je to pouze způsobem vykreslení trajektorií numerickým programem, který neumožňuje napětí transformovat napětí přesně po průřezu klenby. Z vykreslení hlavního napětí  $\sigma_2$  lze odečíst maximální tahové a tlakové namáhání klenby. Maximální tahové napětí: 441,60 kPa a maximální tlakové napětí v patě klenby: 5150,96 kPa.

## Výpočet pevnosti zdiva v tlaku

materiálové charakteristiky CP (290 x 140 x 65 mm):

$$f_u = 10 \text{ MPa}$$

$$f_m = 0,2 \text{ MPa}$$

dílčí součinitel zdiva:

$$\gamma_M = \gamma_{M1} \cdot \gamma_{M2} \cdot \gamma_{M3} \cdot \gamma_{M4}$$

$\gamma_{M1}$  ... základní hodnota dílčího součinitele spolehlivosti

$\gamma_{M2}$  ... součinitel zahrnující vliv pravidelnosti vazby zdiva a vyplnění spár maltou

$\gamma_{M3}$  ... součinitel zahrnující vliv zvýšené vlhkosti

$\gamma_{M4}$  ... součinitel zahrnující vliv svislých a šikmých trhlin ve zdivu [14]; [15]

$$\gamma_{M1} = 2,0$$

$$\gamma_{M2} = 1,15$$

$$\gamma_{M3} = 1,1$$

$$\gamma_{M4} = 1,1$$

$$\gamma_M = 2,0 \cdot 1,15 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 2,8$$

vliv šířky a výšky zdícího prvku:

$$\delta = 0,77 \text{ (odečteno z tabulky)}$$

vliv vlhkosti:

$$\eta = 1$$

konstanta pro zdivo:

$$K = 0,8 \cdot 0,55 = 0,44$$

normalizovaná pevnost zdícího prvku:

$$f_b = \delta \cdot \eta \cdot f_u = 0,77 \cdot 1,0 \cdot 10 = 7,7 \text{ MPa}$$

pevnost v tlaku malty:

$$f_m = 0,2 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}$$

$$f_m < 2 \cdot f_b = 2 \cdot 0,77 = 15,4 \text{ MPa}$$

charakteristická pevnost v tlaku zdiva:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} = 0,44 \cdot 7,7^{0,7} \cdot 0,2^{0,3} = 1,13 \text{ MPa}$$

návrhová pevnost zdiva v tlaku:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{1,13}{2,8} = \mathbf{403,6 \text{ kPa}}$$

Pevnost zdiva v tlaku byla vypočtena na 403,6 kPa. Je tedy zřejmé, že vypočtené napětí v klenbě přesahuje pevnost zdiva v tlaku. Drcení betonu v patě klenby nebylo zjištěno, ovšem za předpokladu zvýšení zatížení o skladbu podlahy a užité zatížení by hrozilo drcení zdiva v patě klenby.

Zároveň pokud bychom inženýrským odhadem určili pevnost zdiva v tahu jako 10 % z návrhové pevnosti zdiva v tlaku:

$$f_{t,d} = 0,1 \cdot f_{c,d} = 0,1 \cdot 403 = 40,3 \text{ kPa}$$

Poté ani zdivo na tahové namáhání nevyhovuje a hrozí otevírání ložné spáry. Trhlina na konstrukci objevena nebyla. Pokud by se však zatížení zvýšilo o uvažovanou skladbu podlahy a užité zatížení, dalo by se v tomto případě předpokládat, že trhlina vznikne.

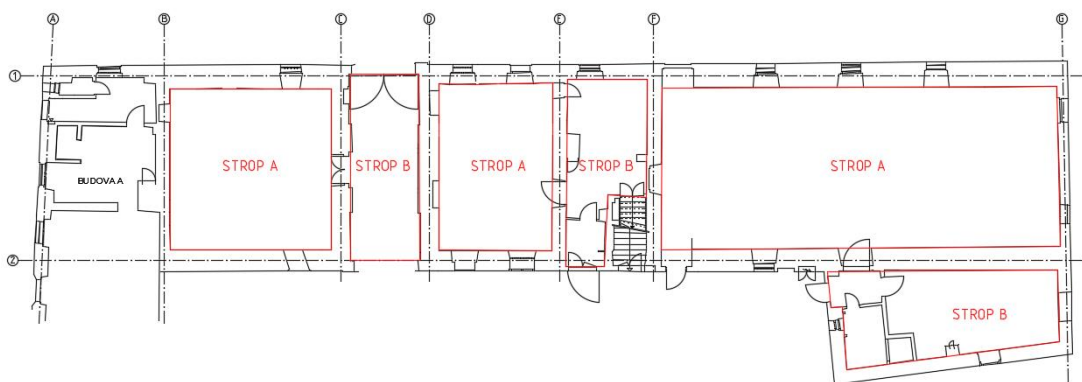
### 4.1.3 Návrh sanace stávajících konstrukcí

Jelikož klenba nevyhovuje na nové zatížení, je třeba navrhnout zesílení stávající klenby, anebo nové stropní konstrukce.

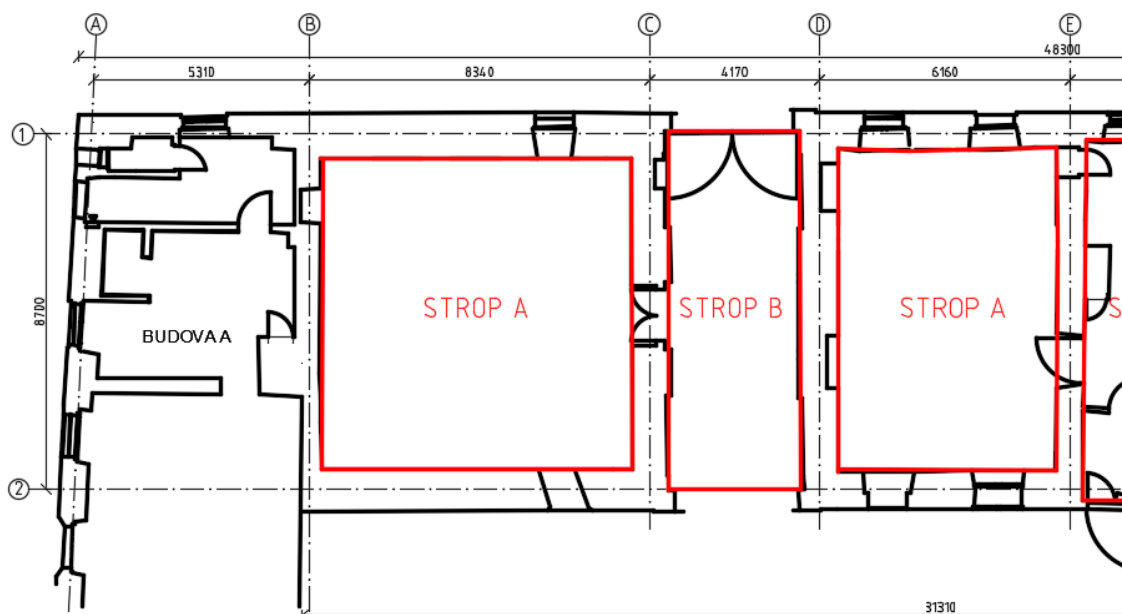
V této práci budou porovnány 3 typy nových stropů: železobetonový, dřevěný a ocelobetonový. Pro správný přístup k porovnání stropů je nutné na všechny stropy aplikovat stejné hodnoty zatížení. Návrh poté bude proveden pro 2 rozpory místností. Pro největší místnost s rozponem 7,6 m a dimenze pro všechny ostatní místnosti, které se již svými rozměry neliší, se vybere strop s největším rozponem a to 4,6 m.

Již z počátku je patrné, že návrh dřevěného trémového stropu vzhledem k rozponu 7,6 m bude pravděpodobně neefektivní. Nicméně i za cenu vyšší skladby stropního souvrství, která vyjde oproti jiným variantám bude strop navržen pro možné porovnání všech třech základních stavebních konstrukčních materiálů (dřevo, ocel, beton). Předpokládá se, že návrh ocelobetonového stropu bude nejlepším řešením vzhledem k rozponu a jednoduchosti montáže bez nutnosti provizorního bednění jako v případě železobetonového stropu.

#### 4.1.3.1 Schéma konstrukce

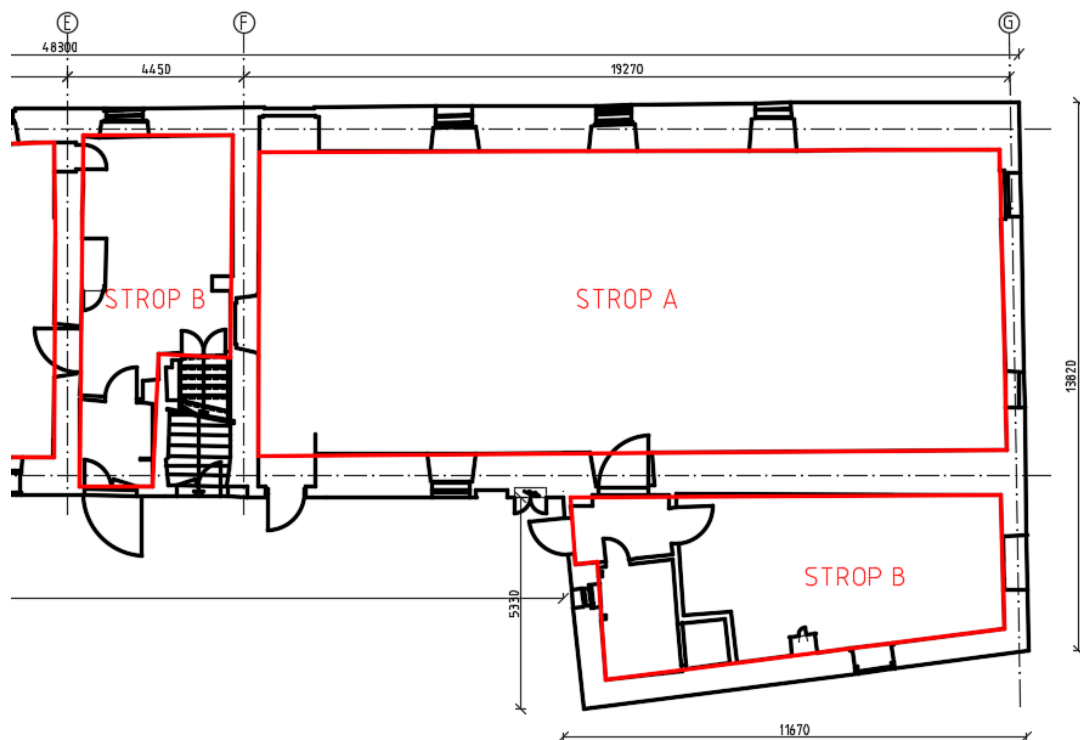


Obrázek 52 – Schéma konstrukce stropů



Obrázek 53 – Schéma rozvržení stropů osy A-E





Obrázek 54 – Schéma rozvržení stropů osy E-G

Celé podlaží bylo rozděleno do 2 rozponů stropů. Z nich se vybere největší rozpon a na ten se bude navrhovat stropní konstrukce.

### **Strop A**

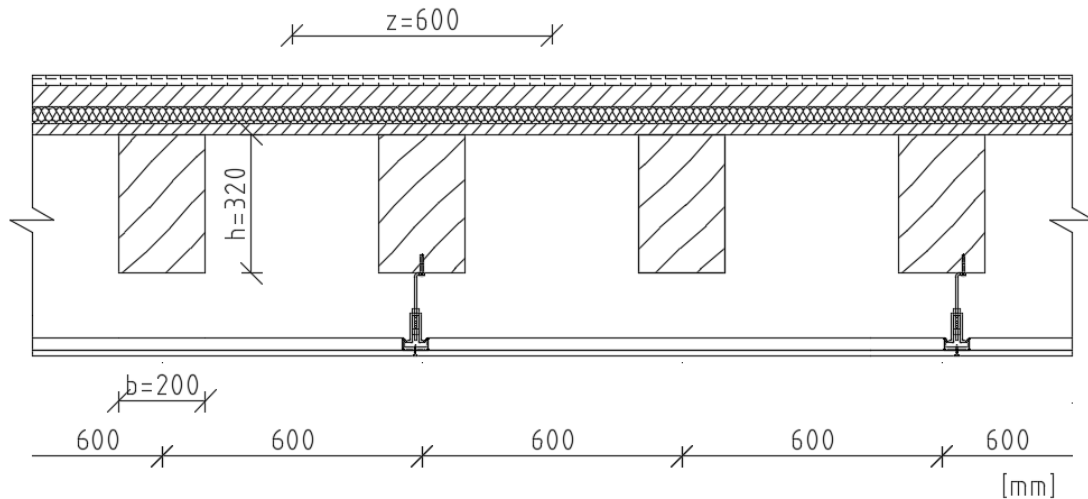
Rozměr stropu	7,6 m x 18,8 m
Obvodové zdivo tl.	0,4 m / 0,6 m
Vnitřní zdivo tl.	0,6 m / 1,0 m

### **Strop B**

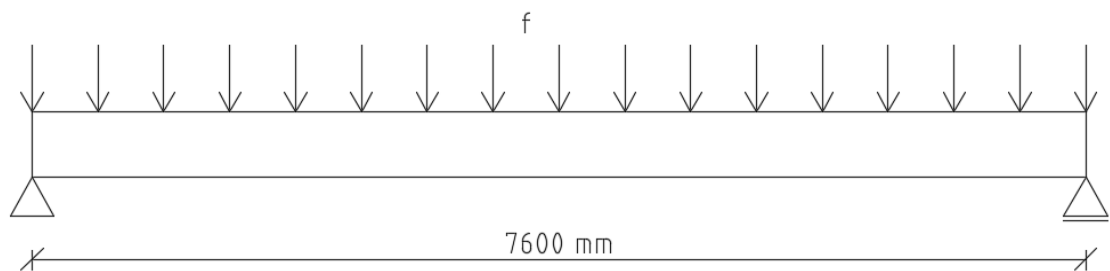
Rozměr stropu	4,6 m x 10,2 m
Obvodové zdivo tl.	0,4 m / 0,6 m
Vnitřní zdivo tl.	0,6 m / 1,0 m

#### 4.1.4 Dřevěný trémový strop

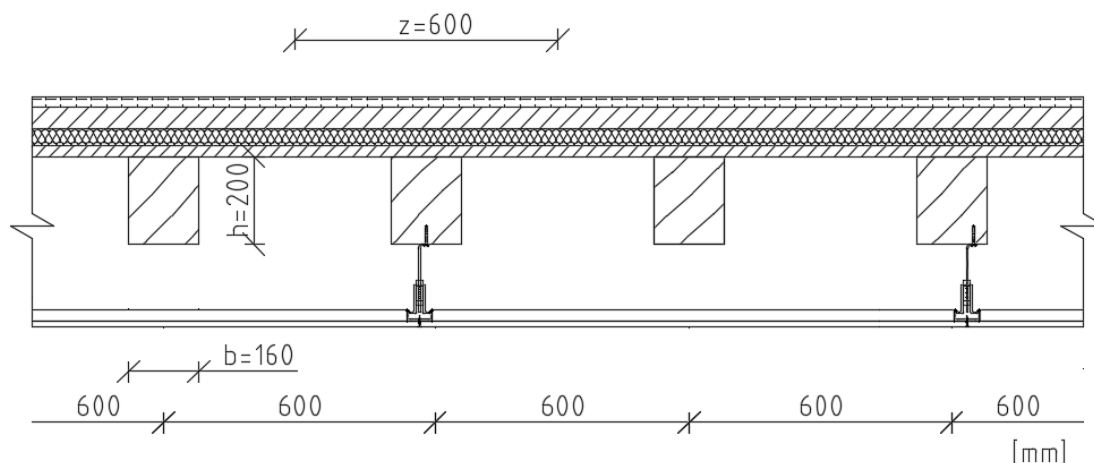
Jako podklad pro výpočet a posouzení dřevěných stropních trámů sloužila Příručka 2 – Navrhování dřevěných konstrukcí a Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru. [10]; [16]; [17]



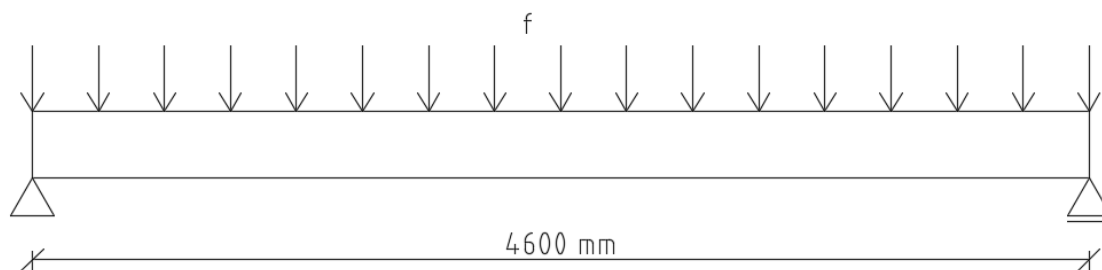
Obrázek 55 – Řez navrhovanou stropní konstrukcí (strop A)



Obrázek 56 – Statické schéma stropního trámu (strop A)



Obrázek 57 – Řez navrhovanou stropní konstrukcí (strop B)



Obrázek 58 – Statické schéma stropního trámu (strop B)

#### 4.1.4.1 Zatížení a kombinace

##### Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce vychází z modelu v programu SCIA Engineer 22.1., kde byla automaticky vygenerována, při uvažování tíhového zrychlení  $g = 9,81 \frac{m}{s^2}$ . V případě posouzení CETRIS desek je vlastní tíha již zahrnuta do zatěžovacích tabulek.

Pro ruční výpočet bude uvažována hodnota objemové hmotnosti dřeva  $\rho = 380 \text{ kg/m}^3$  pro zatížení vlastní tíhou trámem.

##### Skladba podlahy

Zatížení skladbou podlahy předpokládáme hodnotu  $f_k = 1,3 \text{ kN/m}^2$

$$g_{k,skladba} = 1,3 \cdot 0,6 = 0,78 \text{ kN/m}$$

$$g_{d,skladba} = 1,35 \cdot 0,78 = 1,05 \text{ kN/m}$$

## Užitné

Jedná se o strop kategorie A – plochy pro domácí a obytné činnosti. Uvažuje se hodnota  $q_k = 1,5 \frac{kN}{m^2}$ .

$$q_{k,užitné} = 1,5 \cdot 0,6 = 0,9 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,užitné} = 1,5 \cdot 0,9 = 1,35 \text{ kN/m}$$

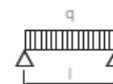
## Kombinace

Tvorba kombinací byla již popsána v kapitole 4.1.1 – Zatížení a kombinace. Kombinace je vygenerována programem a je tvořena pomocí vztahů (6.10), (6.10a) a (6.10b).

### 4.1.4.2 Posouzení CETRIS desky

Pro posouzení CETRIS desky byla použita zátěžová tabulka „Základní vlastnosti cementotřískových desek CETRIS“, která je dostupná ke stažení přímo u výrobce. Při rozponu stropních trámů 600 mm vyčteme, že CETRIS deska tloušťky 24 mm má povolené maximální zatížení  $q_{max} = 5,808 \text{ kN/m}^2$ .

Zátěžové tabulky CETRIS® – zatížení spojité – nosník o 1 poli  
(platí např. pro určování tloušťky desky použité v systému ztraceného bednění)



Rozpětí nosníků l (mm)	Maximální zatížení q (kN/m <sup>2</sup> )											
	tl.10	tl.12	tl.14	tl.16	tl.18	tl.20	tl.22	tl.24	tl.26	tl.28	tl.30	tl.32
200	11,860	17,112	23,324	30,496	38,628							
250	6,004	10,449	14,857	19,437	24,631	30,440						
300	3,416	5,976	9,560	13,429	17,028	21,053	25,505	30,384				
350	2,099	3,701	5,948	8,947	12,444	15,393	18,657	22,234	26,124	30,328		
400	1,360	2,424	3,920	5,920	8,496	11,720	14,212	16,944	19,916	23,128	26,580	30,272
450	0,913	1,652	2,695	4,091	5,892	8,148	10,910	13,317	15,660	18,192	20,913	23,825
500	0,628	1,159	1,911	2,922	4,227	5,864	7,870	10,281	12,615	14,661	16,860	19,213
550	0,437	0,829	1,387	2,139	3,113	4,336	5,836	7,641	9,778	12,048	13,861	15,801
600	0,304	0,600	1,024	1,596	2,340	3,276	4,424	5,808	7,448	9,364	11,580	13,205
650	0,210	0,436	0,763	1,208	1,787	2,517	3,414	4,496	5,780	7,282	9,018	11,007
700	0,140	0,316	0,572	0,922	1,380	1,959	2,672	3,533	4,555	5,752	7,137	8,723
750	0,088	0,225	0,428	0,708	1,075	1,540	2,115	2,810	3,636	4,603	5,724	7,009

Obrázek 59 – Zátěžovací tabulky CETRIS

*Spojité zatížení desky:*

$$q_d = 1,5 \cdot 1,5 + 1,35 \cdot 1,3 = 4,005 \text{ kN/m}^2$$

*Posouzení:*

$$q_d \leq q_{max}$$

Cementotřísková deska CETRIS o tloušťce 24 mm vyhovuje. A její maximální pružný průhyb od provozního zatížení včetně vlastní tíhy nepřesáhne 1/300 rozpětí, tedy pro rozpon 600 mm jsou to 2 mm.

#### **4.1.4.3 Ruční posouzení stropního trámu (strop A)**

Pro výpočet je použito lepené lamelové dřevo GL28h třídy provozu 1 (kde průměrná vlhkost daného prvku z jehličnatého dřeva nepřesahuje při odpovídající teplotě 20 °C a relativní vlhkosti okolního vzduchu 65 % pouze po několik týdnů v roce hodnotu 12 %), jehož třídu pevnosti a charakteristické hodnoty pro konstrukční návrhy byly vyčteny z tabulky uvedené v normě EN 338. [10]

*Materiálové charakteristiky lepeného lamelového dřeva GL28h*

$$f_{m,g,k} = 28 \text{ MPa}$$

$$f_{v,g,k} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$E_{0,g,05} = 10,2 \text{ GPa}$$

$$\gamma_M = 1,25$$

$$k_{mod} = 0,8$$

*Navrhovaný rozměr stropního trámu:*

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$h = 320 \text{ mm}$$

$$l = 7600 \text{ mm}$$

*Zatížení*

$$\text{Skladba} \quad \dots \quad g_{d,skladba} = 1,05 \text{ kN/m}$$

$$\text{Užitné} \quad \dots \quad q_{d,užitné} = 1,35 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vlastní tíha} \quad \dots \quad g_{d,vlastní\ tíha} = 380 \cdot 1 \cdot 0,32 \cdot 0,2 / 100 = 0,25 \text{ kN/m}$$

Navrhovaná pevnost v ohybu a smyku

$$f_{m,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{28}{1,25} = 17,92 \text{ MPa}$$

$$f_{v,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{3,2}{1,25} = 2,05 \text{ MPa}$$

Normálové napětí za ohybu

$$W = \frac{1}{6} \cdot b^2 \cdot h$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{1}{8} \cdot \frac{f_d \cdot l^2}{W} = \frac{1}{8} \cdot \frac{2,65 \cdot 7600^2 \cdot 6}{200^2 \cdot 320} = 8,969 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

$$8,969 \text{ MPa} \leq 17,92 \text{ MPa}$$

Navrhovaný nosník na ohyb vyhovuje.

Kritické napětí za ohybu

$$\begin{aligned} \sigma_{m,crit} &= \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0,05} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot (0,9 \cdot l + 2 \cdot h)} \cdot E_{0,05} = \frac{0,78 \cdot 200^2 \cdot 10200}{320 \cdot (0,9 \cdot 7600 + 2 \cdot 320)} \\ &= 132,95 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Poměrná štíhlost

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{132,95}} = 0,425$$

$$\lambda_{rel,m} = 0,42 \leq 0,75$$

Nedochází ke klopení prvku.

### Smykové napětí

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,g,d}$$

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$$

$$k_{cr} = 0,67 \dots \text{pro lepené lamelové dřevo}$$

$$\tau_{v,d} = \frac{3 \cdot V_d}{2 \cdot A} = \frac{3 \cdot 1 \cdot 2,65 \cdot 7600}{2 \cdot 0,67 \cdot 200 \cdot 320} = 0,705 \text{ MPa}$$

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,g,d} \Rightarrow 0,705 \text{ MPa} \leq 2,05 \text{ MPa}$$

Navrhovaný nosník na smyk vyhovuje.

### Návrh a posouzení na průhyb

Okamžitý průhyb od stálého zatížení

$$w_{1,inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,3 \cdot 7600^4 \cdot 12}{12600 \cdot 200 \cdot 320^3} = 8,207 \text{ mm}$$

Okamžitý průhyb od proměnného zatížení

$$w_{2,inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,35 \cdot 7600^4 \cdot 12}{12600 \cdot 200 \cdot 320^3} = 8,522 \text{ mm}$$

Okamžitý průhyb od stálého a proměnného zatížení

$$w_{inst} = w_{1,inst} + w_{2,inst} = 8,207 + 8,522 = 16,729 \text{ mm}$$

$$w_{inst} \leq \frac{l}{300} = \frac{7600}{300} \Rightarrow 16,73 \text{ mm} \leq 25,33 \text{ mm}$$

### Konečný průhyb od stálého a proměnného zatížení

$$w_{net,fin} = w_{1,inst} \cdot (1 + k_{1,def}) + w_{2,inst} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{2,def})$$

$$w_{net,fin} = 8,207 \cdot (1 + 0,6) + 8,522 \cdot (1 + 0,0 \cdot 0,06) = 21,65 \text{ mm}$$

$$w_{net,fin} \leq \frac{l}{250} = \frac{7600}{250} = 30,4 \text{ mm}$$

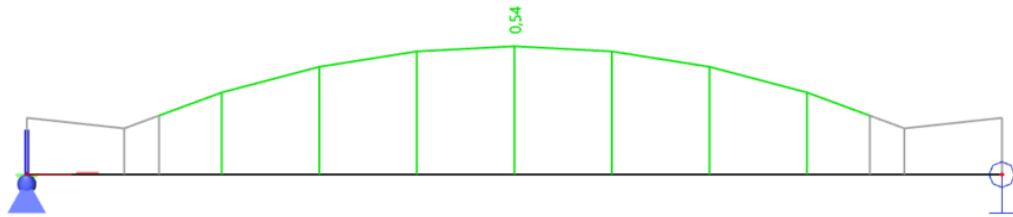
$$21,65 \text{ mm} \leq 30,4 \text{ mm}$$

Navrhovaný nosník na průhyb vyhovuje.

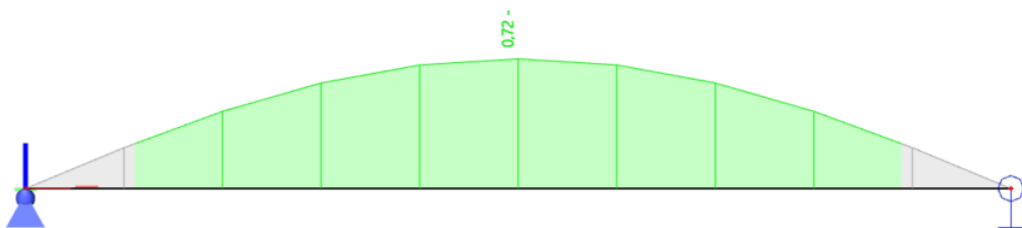
Závěr:

Navrhovaný nosník o rozměrech 200x320 mm vyhovuje na mezní stav únosnosti i na mezní stav použitelnosti.

**4.1.4.4 Posouzení MS stropního trámu v programu SCIA (strop A)**



*Obrázek 60 – Posudek stropního trámu podle MSÚ (A)*



*Obrázek 61 – Posudek stropního trámu podle MSP (A)*

Z vykreslení je patrné, že průřez 200x320 mm vyhovuje na oba mezní stavy. Pro značnou výšku prvku byl zde klíčový průhyb. Mezní stav únosnosti vyšel s využitím v nejvíce namáhaném průřezu 46 %. Mezní stav použitelnosti v nejvíce namáhaném průřezu vyšel až 91 %.



#### 4.1.4.5 Ruční posouzení stropního trámu (strop B)

Navrhovaný rozměr stropního trámu:

$$b = 160 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$l = 4600 \text{ mm}$$

Zatížení

$$\text{Skladba} \quad \dots \quad g_{d,\text{skladba}} = 1,05 \text{ kN/m}$$

$$\text{Užitné} \quad \dots \quad q_{d,\text{užitné}} = 1,35 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vlastní tíha} \quad \dots \quad g_{d,\text{vlastní tíha}} = 380 \cdot 1 \cdot 0,32 \cdot 0,2 / 100 = 0,25 \text{ kN/m}$$

Navrhovaná pevnost v ohybu a smyku

$$f_{m,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{28}{1,25} = 17,92 \text{ MPa}$$

$$f_{v,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{3,2}{1,25} = 2,05 \text{ MPa}$$

Normálové napětí za ohybu

$$W = \frac{1}{6} \cdot b^2 \cdot h$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{1}{8} \cdot \frac{f_d \cdot l^2}{W} = \frac{1}{8} \cdot \frac{2,65 \cdot 4600^2 \cdot 6}{160^2 \cdot 200} = 8,214 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

$$8,214 \text{ MPa} \leq 17,92 \text{ MPa}$$

Navrhovaný nosník na ohyb vyhovuje.

Kritické napětí za ohybu

$$\begin{aligned} \sigma_{m,crit} &= \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0,05} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot (0,9 \cdot l + 2 \cdot h)} \cdot E_{0,05} = \frac{0,78 \cdot 160^2 \cdot 10200}{200 \cdot (0,9 \cdot 4600 + 2 \cdot 200)} \\ &= 224,31 \text{ MPa} \end{aligned}$$

### Poměrná štíhlost

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{224,31}} = 0,327$$

$$\lambda_{rel,m} = 0,33 \leq 0,75$$

Nedochází ke klopení prvku.

### Smykové napětí

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,g,d}$$

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$$

$$k_{cr} = 0,67 \dots \text{pro lepené lamelové dřevo}$$

$$\tau_{v,d} = \frac{3 \cdot V_d}{2 \cdot A} = \frac{3 \cdot 1 \cdot 2,65 \cdot 4600}{2 \cdot 0,67 \cdot 160 \cdot 200} = 0,853 \text{ MPa}$$

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,g,d} \Rightarrow 0,853 \text{ MPa} \leq 2,05 \text{ MPa}$$

Navrhovaný nosník na smyk vyhovuje.

### Návrh a posouzení na průhyb

Okamžitý průhyb od stálého zatížení

$$w_{1,inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,3 \cdot 4600^4 \cdot 12}{12600 \cdot 160 \cdot 200^3} = 5,639 \text{ mm}$$

Okamžitý průhyb od proměnného zatížení

$$w_{2,inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,35 \cdot 4600^4 \cdot 12}{12600 \cdot 160 \cdot 200^3} = 5,856 \text{ mm}$$

Okamžitý průhyb od stálého a proměnného zatížení

$$w_{inst} = w_{1,inst} + w_{2,inst} = 5,639 + 5,856 = 11,495 \text{ mm}$$

$$w_{inst} \leq \frac{l}{300} = \frac{4600}{300} \Rightarrow 11,50 \text{ mm} \leq 15,33 \text{ mm}$$

### Konečný průhyb od stálého a proměnného zatížení

$$w_{net,fin} = w_{1,inst} \cdot (1 + k_{1,def}) + w_{2,inst} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{2,def})$$

$$w_{net,fin} = 5,639 \cdot (1 + 0,6) + 5,856 \cdot (1 + 0,0 \cdot 0,06) = 14,878 \text{ mm}$$

$$w_{net,fin} \leq \frac{l}{250} = \frac{4600}{250} = 18,4 \text{ mm}$$

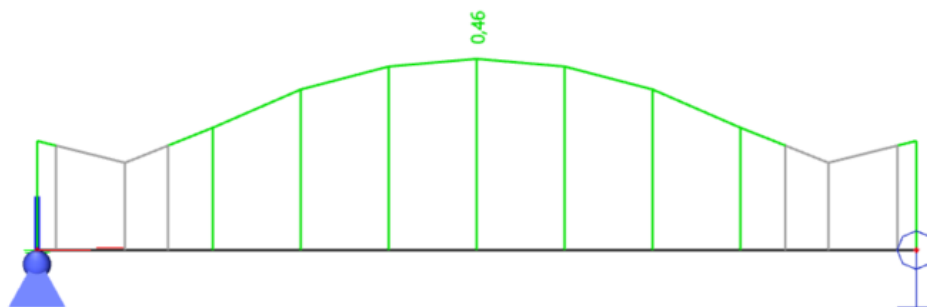
$$14,9 \text{ mm} \leq 18,4 \text{ mm}$$

Navrhovaný nosník na průhyb vyhovuje.

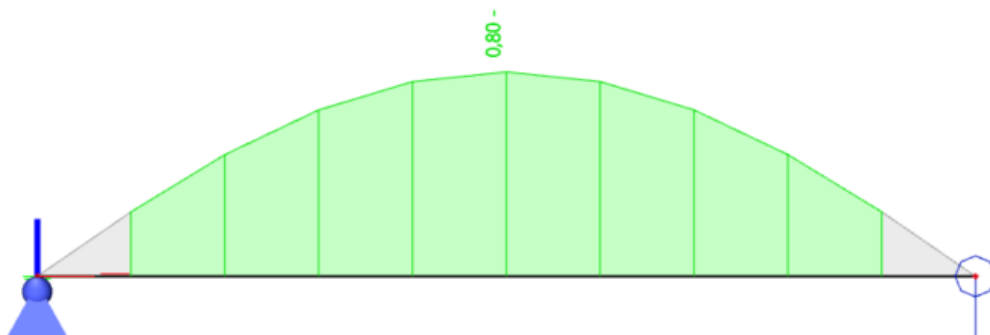
### Závěr:

Navrhovaný nosník o rozměrech 160x200 mm vyhovuje na mezní stav únosnosti i na mezní stav použitelnosti.

#### **4.1.4.6 Posouzení MS stropního trámu v programu SCIA (strop B)**



Obrázek 62 – Posudek stropního trámu podle MSÚ (B)



Obrázek 63 – Posudek stropního trámu podle MSP (B)

Z vykreslení je patrné, že průřez 160x200 mm vyhovuje na oba mezní stavy. Mezní stav únosnosti vyšel s využitím v nejvíce namáhaném průřezu 38 %. Mezní stav použitelnosti v nejvíce namáhaném průřezu vyšel až 86 %.

#### 4.1.5 Železobetonová monolitická deska

Jako podklad pro návrh stropní desky z železobetonu byla použita norma Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ČSN EN 1992-1-1 (73 1201) [18].

##### Empirický návrh tloušťky desky – strop A

Pro prvotní návrh výseku stropní desky je použit obecný empirický vztah na určení dimenze. Stropní deska je navržena podle místa s největším rozponem. V tomto případě tedy 7,6 m.

Vzorec pro návrh tloušťky desky:

$$h_d = \frac{1}{28} \cdot l$$

$$h_d = \frac{1}{28} \cdot 7600$$

$$h_d = 271 \text{ mm}$$

Empirický odhad tloušťky desky vychází tedy  $h_d = \mathbf{270 \text{ mm}}$ .

##### Empirický návrh tloušťky desky – strop B

Empirický návrh tloušťky desky pro rozpon 4,6 m:

$$h_d = \frac{1}{28} \cdot l$$

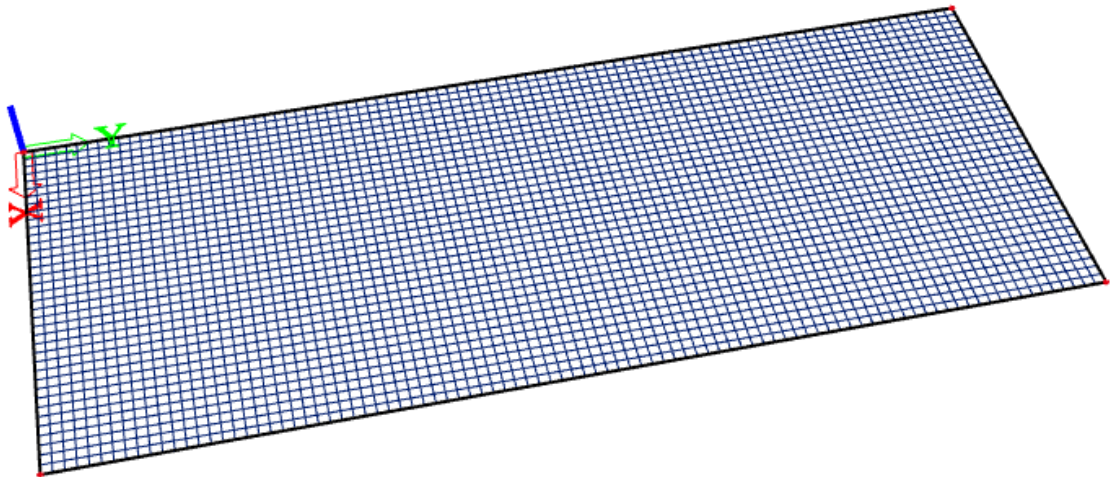
$$h_d = \frac{1}{28} \cdot 4600$$

$$h_d = 164 \text{ mm}$$

Empirický odhad tloušťky desky vychází tedy  $h_d = \mathbf{160 \text{ mm}}$ .

## Nastavení sítě

Pro správný výpočet je velice důležité nastavení velikosti hrany 2D konečných prvků. Na modelu výseku desky je nastavena síť MKP na 0,2 m. Hustota sítě podle empirického pravidla říká, že pro získání dostatečně přesných výsledků by měla stačit velikost plošného prvku odpovídající tloušťce desky, která je dostačující i s rezervou.



Obrázek 64 – Vygenerovaná síť MKP programem

### 4.1.5.1 Zatížení a kombinace

#### Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce vychází z modelu v programu SCIA Engineer 22.1., kde byla automaticky vygenerována, při uvažování tíhového zrychlení  $g = 9,81 \frac{m}{s^2}$ .

#### Skladba podlahy

Zatížení skladbou podlahy předpokládáme hodnotu  $f_k = 1,3 \text{ kN/m}^2$

#### Užitné

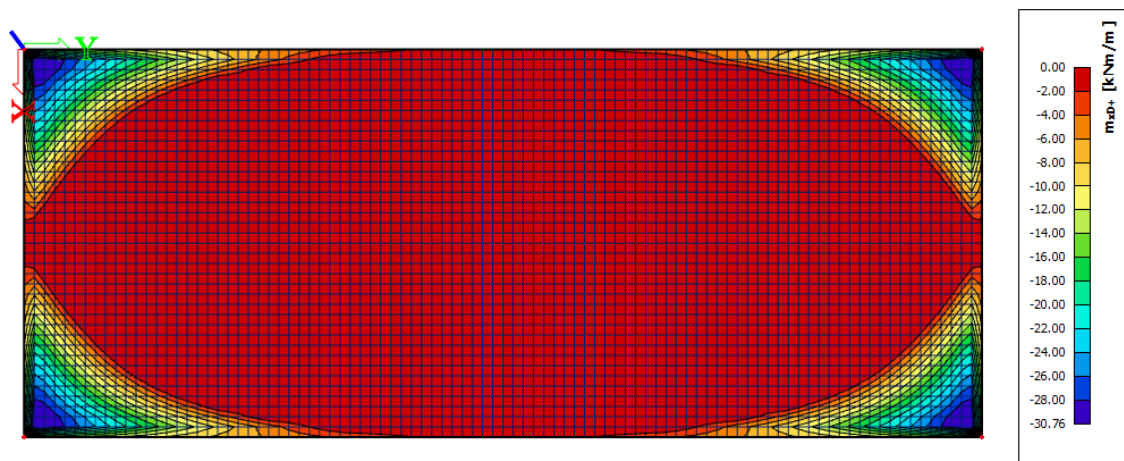
Jedná se o strop kategorie A – plochy pro domácí a obytné činnosti. Uvažuji hodnotu  $q_k = 1,5 \frac{kN}{m^2}$ .

## Kombinace

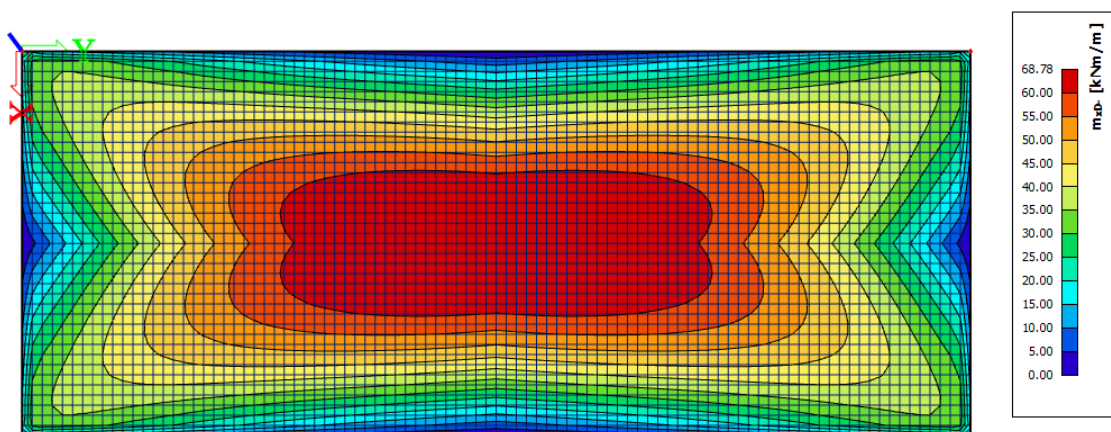
Tvorba kombinací byla již popsána v kapitole 4.1.1 – Zatížení a kombinace. Kombinace je vygenerována programem a je tvořena pomocí vztahů (6.10), (6.10a) a (6.10b).

### 4.1.5.2 Návrh stropní desky A

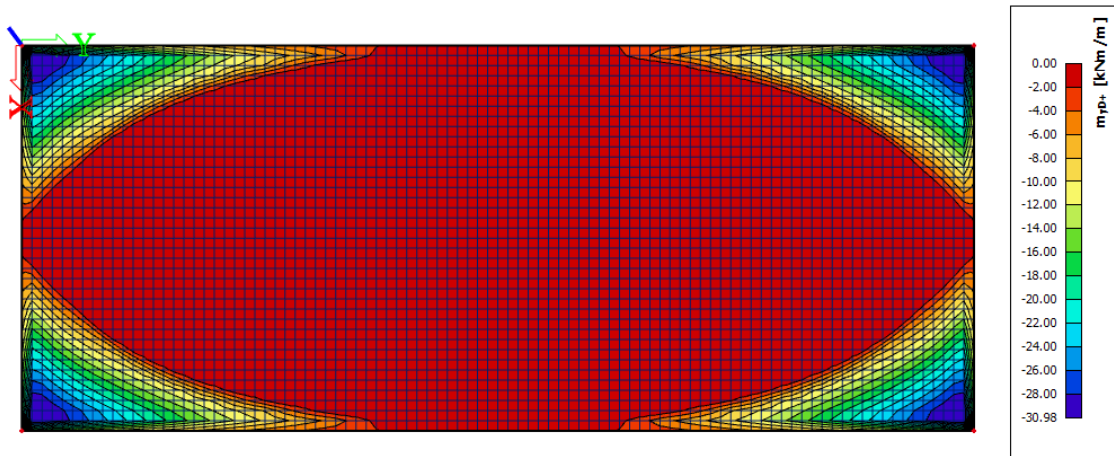
Pro všechny případy návrhu můžeme vycházet ze základních návrhových veličin. Základní návrhové veličiny jsou hodnoty ohybových momentů ve směrech  $x$  a  $y$ , které zahrnují i vliv krouticích momentů podle postupu uvedeného v EC2, který je založen na metodě Wood-Armer.



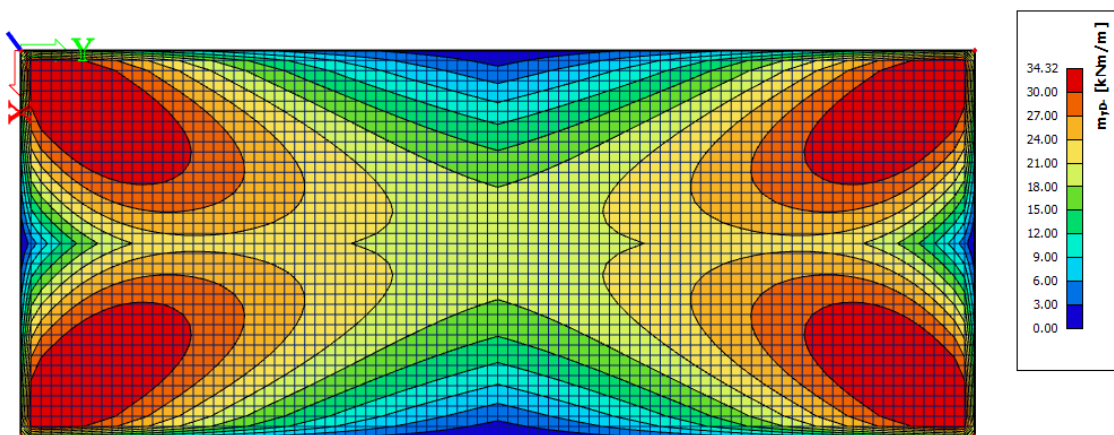
Obrázek 65 – Návrhový moment ve směru  $x$  na horním povrchu desky ( $m_{xD+}$ )



Obrázek 66 – návrhový moment ve směru  $x$  na spodním povrchu desky ( $m_{xD-}$ )



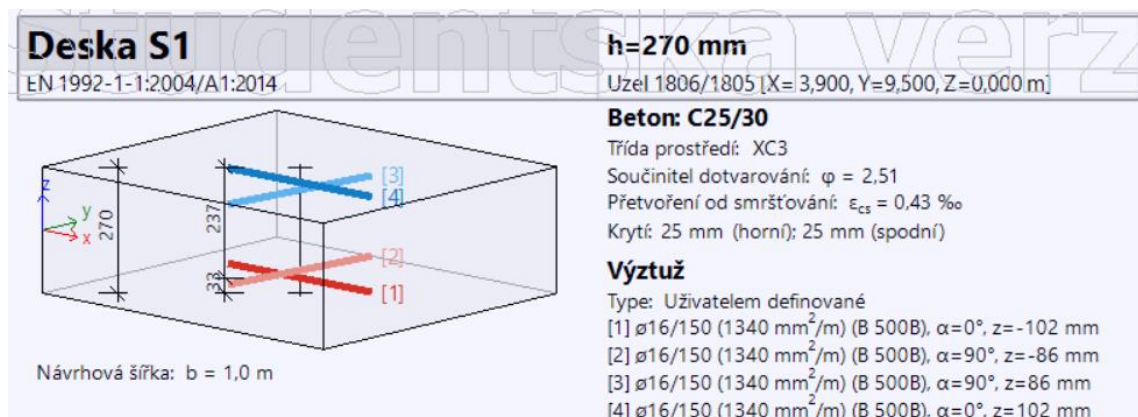
Obrázek 67 – návrhový moment ve směru y na horním povrchu desky ( $m_{yD+}$ )



Obrázek 68 – návrhový moment ve směru y na spodním povrchu desky ( $m_{yD-}$ )

### Vyztužení desky

Vyztužení desky je formou základní sítě, která je rozprostřena po celé ploše desky u horního i spodního povrchu o průměru 16 mm po 150 mm v obou směrech.

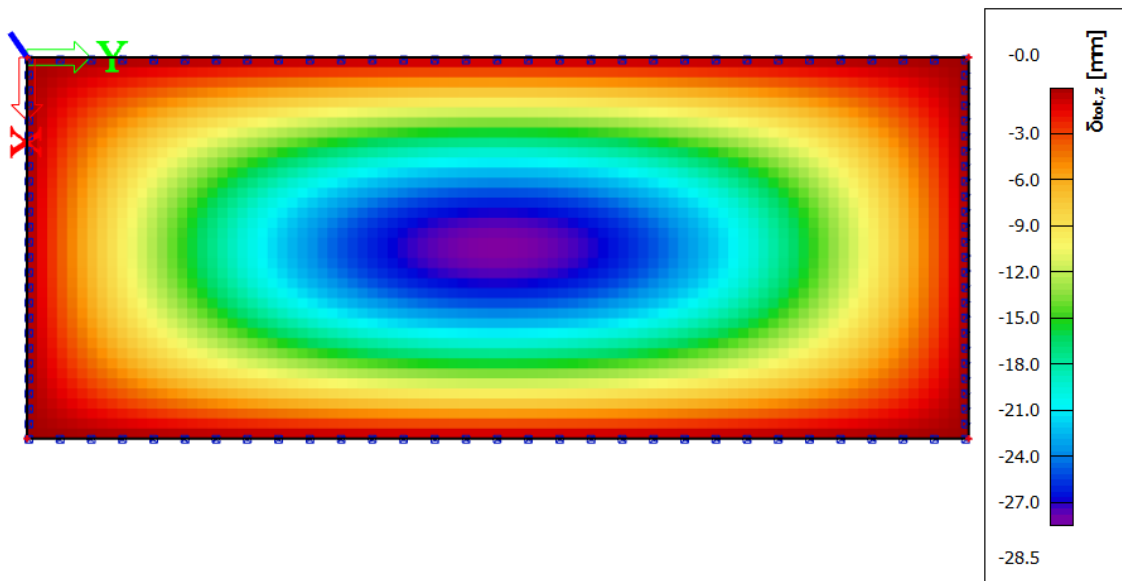


Obrázek 69 – Rozvržení výztuže (strop A)



## Průhyb desky

Pro hodnocení průhybu desky byla v použitém programu využita funkce „normově závislý průhyb“, která umožňuje stanovit průhyb desky se zohledněním vlivu trhlin v betonu a výztuže na tuhost průřezu a též s vlivem dlouhodobých účinků (dotvarování a smršťování). Výpočet probíhá podle postupu definovaného ve zvolené normě, odtud název funkce. V našem případě byla zvolena norma ČSN EN 1992-1-1 platná na území ČR.



Obrázek 70 – Vykreslení celkového průhybu (strop A)

Na obrázku je vidět, že největší svislá deformace v poli je 28,5 mm.

$$\delta_{max} > \delta_{tot}$$

$$L/250 > \delta_{tot}$$

$$\frac{7600}{250} > 28,5 [mm]$$

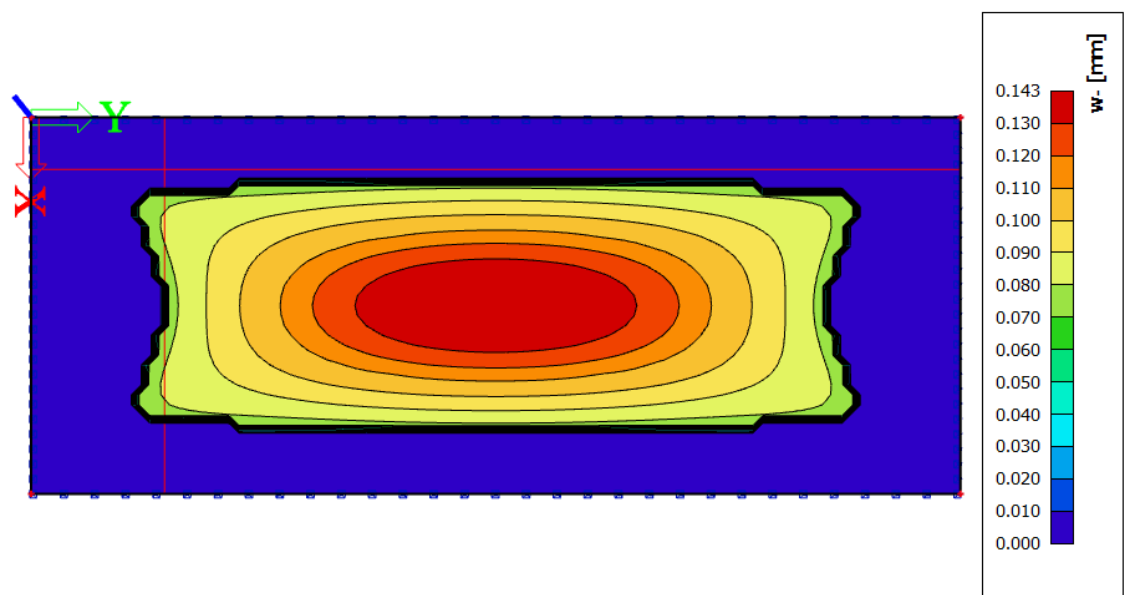
$$30,4 > 28,5 [mm]$$

Celkový průhyb vyhovuje doporučené nejvyšší hodnotě svislých průhybů.

## Šířka trhlin



Obrázek 71 – Šířka trhlin při horním povrchu (strop A)



Obrázek 72 – Šířka trhlin při spodním povrchu (strop A)

Z obrázků můžeme odečíst šířku trhlin. Deska nemá při horním povrchu desky žádné trhliny. Při spodním povrchu desky vzniknou trhliny uprostřed pole s maximální šířkou 0,14 mm. Maximální dovolenou šířku trhliny odečteme z tabulky z ČSN EN 1992-1-1, ve které najdeme hodnotu  $w_{max} = 0,4 \text{ mm}$ .

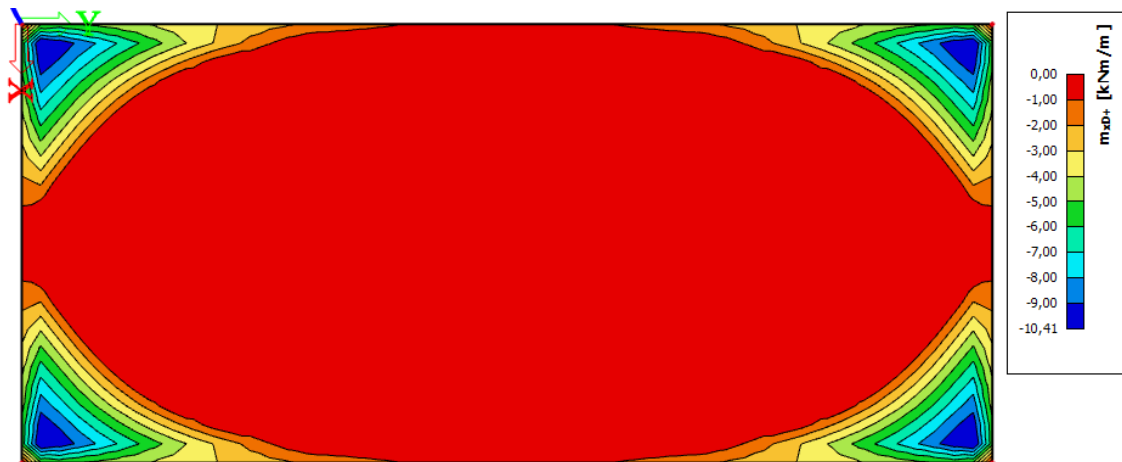
$$w_{max} > w$$
$$0,4 > 0,14 \text{ [mm]}$$

Šířka trhlin vyhovuje doporučené hodnotě maximální šířky trhlin 0,4 mm.

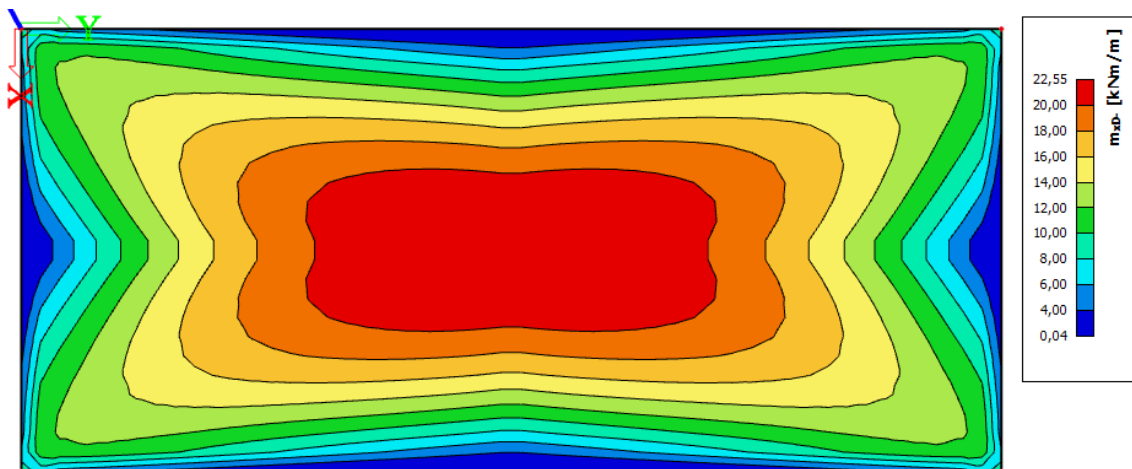
## Závěr

Deska s navrženou výztuží popsanou výše vyhovuje všem mezním stavům únosnosti i použitelnosti. Je zřejmé, že rozhodující pro návrh bylo vyhovení posudku na průhyb desky.

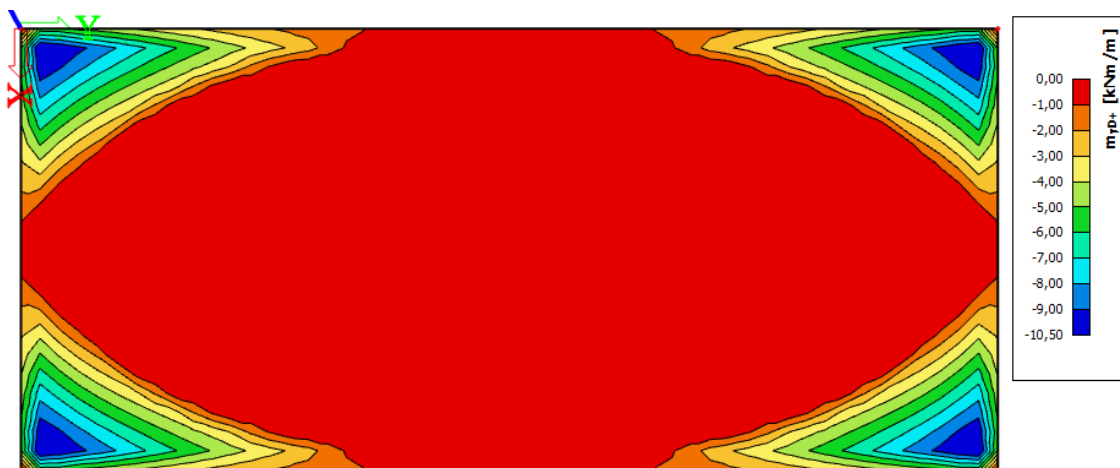
### 4.1.5.3 Návrh stropní desky B



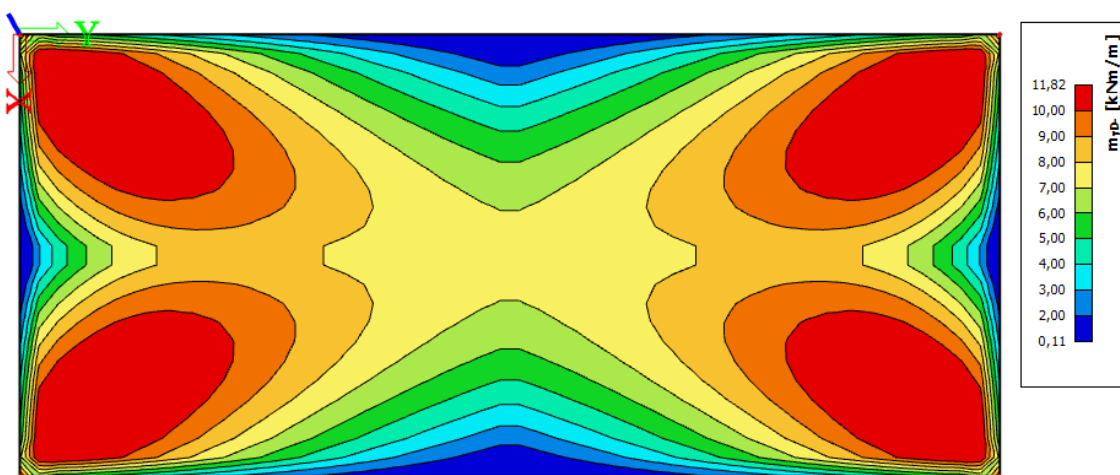
Obrázek 73 – Návrhový moment ve směru  $x$  na horním povrchu desky ( $m_{x+}$ )



Obrázek 74 – návrhový moment ve směru  $x$  na spodním povrchu desky ( $m_{x-}$ )



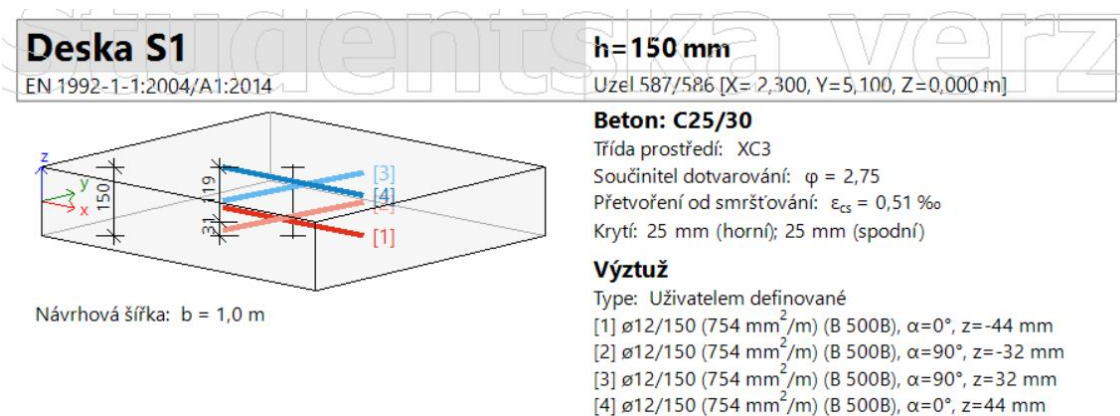
Obrázek 75 – návrhový moment ve směru y na horním povrchu desky ( $m_{yD+}$ )



Obrázek 76 – návrhový moment ve směru y na spodním povrchu desky ( $m_{yD-}$ )

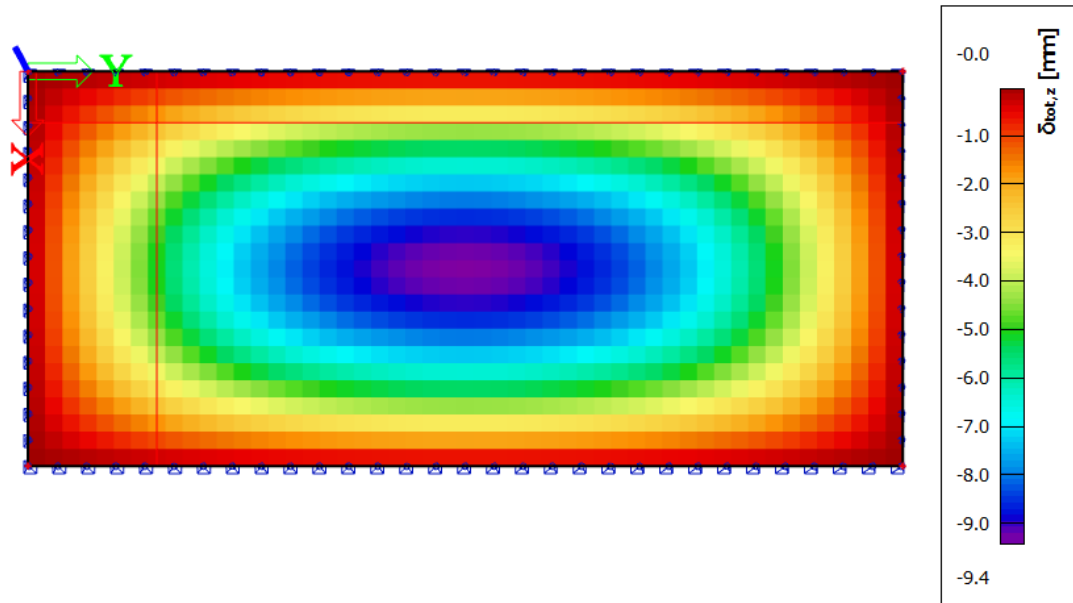
### Vyztužení desky

Vyztužení desky je formou základní sítě, která je rozprostřena po celé ploše desky u horního a spodního povrchu o průměru 12 mm po 150 mm.



Obrázek 77 – Rozvržení výztuže (strop B)

## Průhyb desky



Obrázek 78 – Vykreslení celkového průhybu (strop B)

Na obrázku je vidět, že největší svislá deformace v poli je 9,4 mm.

$$\delta_{max} > \delta_{tot}$$

$$L/250 > \delta_{tot}$$

$$\frac{4600}{250} > 9,4 [mm]$$

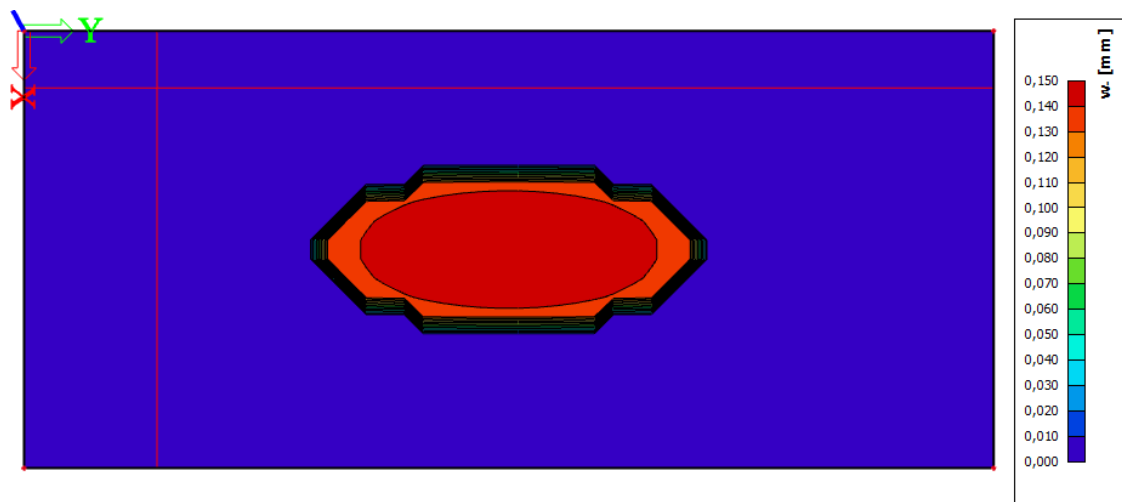
$$18,4 > 9,4 [mm]$$

Celkový průhyb vyhovuje doporučené nejvyšší hodnotě svislých průhybů.

## Šířka trhlin



Obrázek 79 – Šířka trhlin při horním povrchu (strop B)



Obrázek 80 – Šířka trhlin při spodním povrchu (strop B)

Z obrázků můžeme odečíst šířku trhlin. Deska nemá při horním povrchu desky žádné trhliny. Při spodním povrchu desky vzniknou trhliny uprostřed pole s maximální šířkou 0,15 mm.

$$w_{max} > w$$
$$0,4 > 0,15 [mm]$$

Šířka trhlin vyhovuje doporučené hodnotě maximální šířky trhlin 0,4 mm.

## Závěr

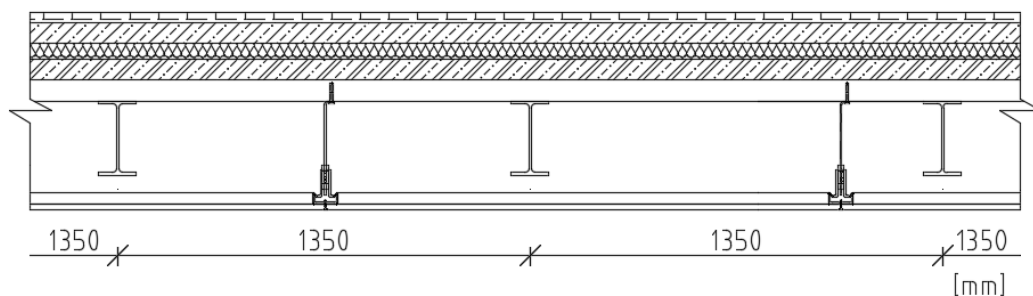
Deska s navrženou výztuží popsanou výše vyhovuje všem mezním stavům únosnosti i použitelnosti.

## 4.1.6 Ocelobetonový strop

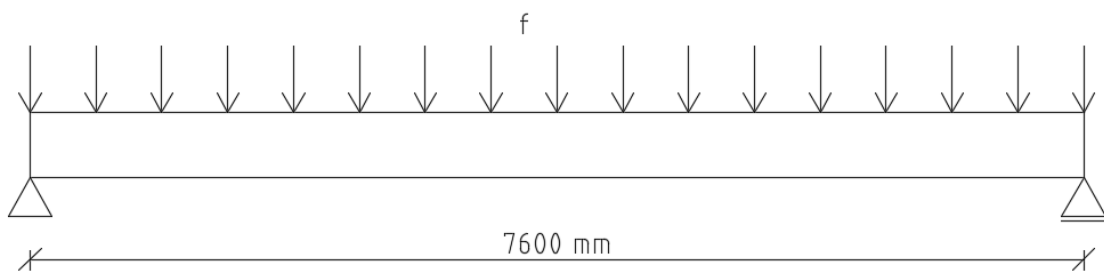
Jako podklad pro návrh ocelobetonového stropu byly použity primárně normy: Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru a Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. [16]; [19]

### 4.1.6.1 Konstrukční řešení

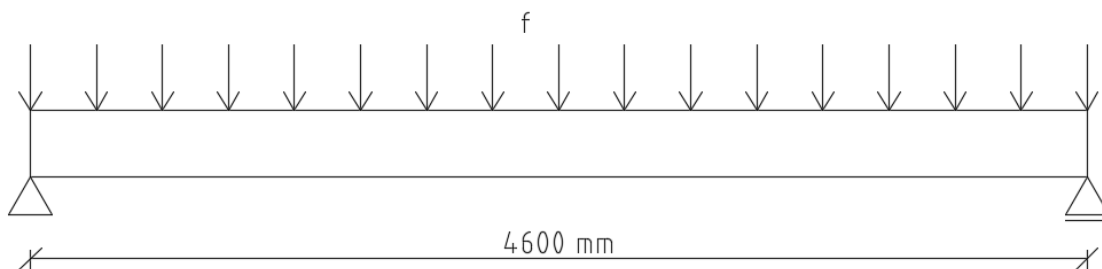
Ocelobetonový strop bude navržen jako kombinace ocelových válcovaných nosníků IPE a trapézového plechu s železobetonovou deskou. Na ocelové válcované nosníky uložené do kapes v nosných stěnách je uložena železobetonová deska betonovaná do trapézového plechu. Trapézový plech je kotvený v každé druhé vlně ke všem podporám a slouží jako ztracené bednění. Po zatvrdnutí desky není nosný. Ocelové nosníky budou v uložení na zdivo podbetonovány.



Obrázek 81 – Řez ocelobetonovým stropem



Obrázek 82 – Statické schéma ocelového nosníku (strop A)



Obrázek 83 – Statické schéma ocelového nosníku (strop B)

#### 4.1.6.2 Zatížení a kombinace

##### Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce vychází z modelu v programu SCIA Engineer 22.1., kde byla automaticky vygenerována, při uvažování tíhového zrychlení  $g = 9,81 \frac{m}{s^2}$ . V případě posouzení trapézového plechu je vlastní tíha již zahrnuta do zatěžovacích tabulek.

##### Składba podlahy

Zatížení skladbou předpokládáme hodnotu  $f_k = 1,3 \text{ kN/m}^2$

$$g_{k,skladba} = 1,3 \cdot 1,35 = 1,76 \text{ kN/m}$$

$$g_{d,skladba} = 1,35 \cdot 1,76 = 2,38 \text{ kN/m}$$

##### Užitné zatížení

Jedná se o strop kategorie A – plochy pro domácí a obytné činnosti. Uvažují hodnotu  $q_k = 1,5 \frac{kN}{m^2}$ .

$$q_{k,užitné} = 1,5 \cdot 1,35 = 2,03 \text{ kN/m}$$

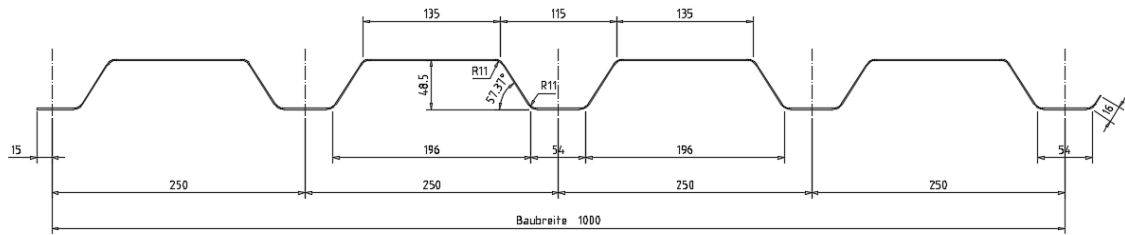
$$q_{d,užitné} = 1,5 \cdot 2,03 = 3,04 \text{ kN/m}$$

##### Trapézový plech + železobetonová deska

Objem betonu v trapézovém plechu:

Plocha betonu desky nad vlnami (v řezu) ...	50 000 mm <sup>2</sup>
Plocha betonu v jedné vlně (v řezu) ...	4391 mm <sup>2</sup> (odměřeno z CAD)
Plocha betonu celkem ...	$4 \cdot 4391 + 50000 = 67564 \text{ mm}^2$
Objemová hmotnost betonu ...	2500 kg/m <sup>3</sup>





Obrázek 84 – Rozměry trapézového plechu TR 50/250/0,75

#### Tíha ŽB desky na 1 metr

$$f_{k,ŽB,deska} = 67564 \cdot 1350 \cdot \frac{2500}{10^{11}} = 2,28 \text{ kN/m}$$

#### Tíha trapézového plechu na 1 metr

Z technického listu výrobce lze zjistit, že TR 50/250/0,75 váží 7,5 kg/m<sup>2</sup>.

$$f_{k,TR} = \frac{7,5}{100} \cdot 1,35 = 0,085 \text{ kN/m}$$

$$f_{k,TR+ŽB} = 2,28 + 0,085 = 2,37 \text{ kN/m}$$

$$f_{d,TR+ŽB} = 2,37 \cdot 1,35 = 3,19 \text{ kN/m}$$

### **Kombinace**

Tvorba kombinací byla již popsána v kapitole 4.1.1 – Zatížení a kombinace. Kombinace je vygenerována programem a je tvořena pomocí vztahů (6.10), (6.10a) a (6.10b).

#### **4.1.6.3 Posouzení trapézového plechu**

Trapézový plech bude posouzen jako spojitý nosník o třech polích, rozpětí pole odpovídá vzdálenosti jednotlivých stropnic od sebe. Šířka podpory odpovídá profilu válcovaného nosníku, tedy pro IPE 240 se šířka podpory rovná délce stojiny 120 mm.

#### **Zatížení**

$$q_d = g_{d,skladba} + q_{d,užitné} + f_{d,TR+ŽB} = 1,76 + 2,25 + 2,36 = 6,37 \text{ kN/m}^2$$

#### **Návrh: Trapézový plech TR 50/250/0,75 mm z oceli S320GD**

t <sub>N</sub> [mm]	g [kg/m <sup>2</sup> ]	Rozpětí [m]																pro spojitý nosník o třech polích lze únosnost zvýšit o 7%					
		1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	
0,63	6,30	q <sub>d1</sub>	10,24	7,34	5,54	4,34	3,49	2,88	2,41	2,05	1,76	1,54	1,35	1,19	1,06	0,96	0,86	0,77	0,69	0,63	0,57	0,53	0,48
		q <sub>d2</sub>	7,40	5,92	4,87	3,85	3,13	2,60	2,19	1,87	1,62	1,42	1,25	1,11	0,99	0,89	0,81	0,74	0,67	0,62	0,57	0,52	0,48
		q <sub>k</sub>	25,60	13,11	7,59	4,78	3,20	2,25	1,64	1,23	0,95	0,75	0,60	0,49	0,40	0,33	0,28	0,24	0,20	0,18	0,15	0,13	0,12
0,75	7,50	q <sub>d1</sub>	14,43	10,32	7,77	6,07	4,88	4,01	3,36	2,85	2,46	2,13	1,87	1,66	1,48	1,31	1,17	1,05	0,95	0,86	0,79	0,72	0,66
		q <sub>d2</sub>	10,90	8,72	6,84	5,40	4,38	3,63	3,06	2,62	2,26	1,98	1,74	1,55	1,38	1,24	1,12	1,02	0,93	0,85	0,79	0,72	0,66
		q <sub>k</sub>	32,57	16,68	9,65	6,08	4,07	2,86	2,08	1,57	1,21	0,95	0,76	0,62	0,51	0,42	0,36	0,30	0,26	0,23	0,20	0,17	0,15
0,88	8,80	q <sub>d1</sub>	19,32	13,72	10,28	8,00	6,41	5,25	4,39	3,72	3,19	2,77	2,43	2,13	1,87	1,66	1,48	1,33	1,20	1,09	0,99	0,91	0,83
		q <sub>d2</sub>	15,39	11,96	9,08	7,14	5,78	4,77	4,01	3,42	2,95	2,57	2,26	2,01	1,79	1,61	1,45	1,32	1,20	1,09	0,99	0,91	0,83
		q <sub>k</sub>	40,61	20,79	12,03	7,58	5,08	3,57	2,60	1,95	1,50	1,18	0,95	0,77	0,63	0,53	0,45	0,38	0,32	0,28	0,24	0,21	0,19
1,00	10,00	q <sub>d1</sub>	24,26	17,16	12,80	9,93	7,94	6,49	5,41	4,58	3,93	3,40	2,95	2,57	2,26	2,00	1,79	1,60	1,45	1,31	1,20	1,09	1,00
		q <sub>d2</sub>	20,17	14,99	11,34	8,89	7,17	5,91	4,96	4,22	3,64	3,17	2,78	2,46	2,20	1,97	1,78	1,60	1,45	1,31	1,20	1,09	1,00
		q <sub>k</sub>	48,61	24,89	14,40	9,07	6,08	4,27	3,11	2,34	1,80	1,42	1,13	0,92	0,76	0,63	0,53	0,45	0,39	0,34	0,29	0,26	0,23
1,13	11,30	q <sub>d1</sub>	30,06	21,16	15,74	12,17	9,70	7,92	6,59	5,57	4,77	4,08	3,52	3,06	2,69	2,39	2,13	1,91	1,73	1,57	1,43	1,31	1,20
		q <sub>d2</sub>	25,87	18,52	13,96	10,92	8,79	7,23	6,06	5,15	4,43	3,85	3,38	2,99	2,67	2,39	2,13	1,91	1,73	1,57	1,43	1,31	1,20
		q <sub>k</sub>	58,60	30,00	17,36	10,93	7,32	5,14	3,75	2,82	2,17	1,71	1,37	1,11	0,92	0,76	0,64	0,55	0,47	0,40	0,35	0,31	0,27
1,25	12,50	q <sub>d1</sub>	35,79	25,10	18,61	14,37	11,43	9,31	7,74	6,53	5,52	4,71	4,06	3,54	3,11	2,76	2,46	2,21	1,99	1,81	1,65	1,51	1,38
		q <sub>d2</sub>	30,83	22,01	16,54	12,91	10,37	8,51	7,13	6,05	5,20	4,52	3,96	3,50	3,11	2,76	2,46	2,21	1,99	1,81	1,65	1,51	1,38
		q <sub>k</sub>	68,29	34,96	20,23	12,74	8,54	5,99	4,37	3,28	2,53	1,99	1,59	1,29	1,07	0,89	0,75	0,64	0,55	0,47	0,41	0,36	0,32

Obrázek 85 – Zatěžovací tabulka výrobce Kovové profily spol. s r.o.

Z tabulky interpolací rozpětí 1,35 m a pro příslušnou tloušťku plechu 0,75 mm přípustné rovnoměrné zatížení má celkem 3 hodnoty:

$$q_{d1} = 10,01 \text{ kN/m}^2$$

+++++

$$q_{d2} = 8,23 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 15,12 \text{ kN/m}^2$$

q<sub>d1</sub> ... návrh. hodnota únosnosti pro: přesah TR plechu min. 73 mm za podporu

q<sub>d2</sub> ... návrh. hodnota únosnosti pro: šířku podpory min. 40 mm

q<sub>k</sub> ... charakteristická normová hodnota zatížení pro pružnou deformaci L/200

$$q_d \leq q_{d2}$$

$$6,37 \text{ kN/m} \leq 8,23 \text{ kN/m}^2$$

Trapézový plech 50/250/0,75 vyhovuje.

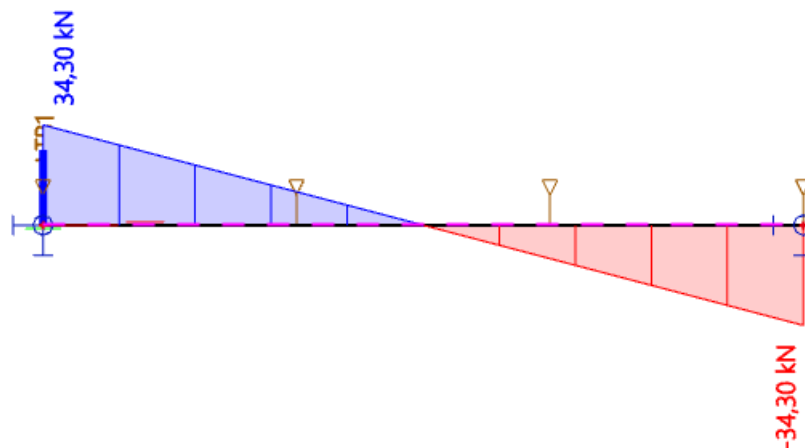
#### 4.1.6.4 Posouzení ocelového nosníku (strop A)

Válcovaný ocelový nosník se vybere z profilů IPE. Předběžně navržen profil IPE 240. Pro ocelové nosníky bude použita ocel S235 J0 (Nelegovaná jakostní konstrukční ocel) s vlastnostmi dle ČSN EN 10025-2: 2005.

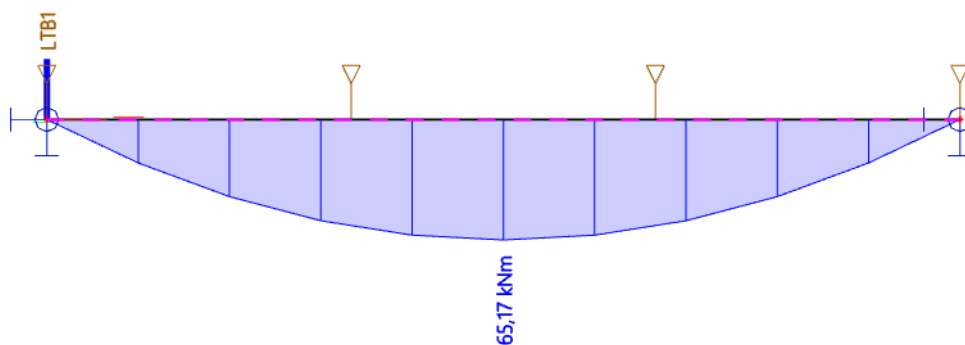
#### Klopení

Profilované plechy jsou spojeny k horním přírubám ocelových nosníků pomocí závitořezných šroubů v každé druhé vlně profilovaného plechu. Díky tomuto spojení jsou stropnice zajištěny proti klopení. V našem modelu bude klopení zajištěno pomocnými zajištěními do třetin délky nosníku.

#### Vnitřní síly



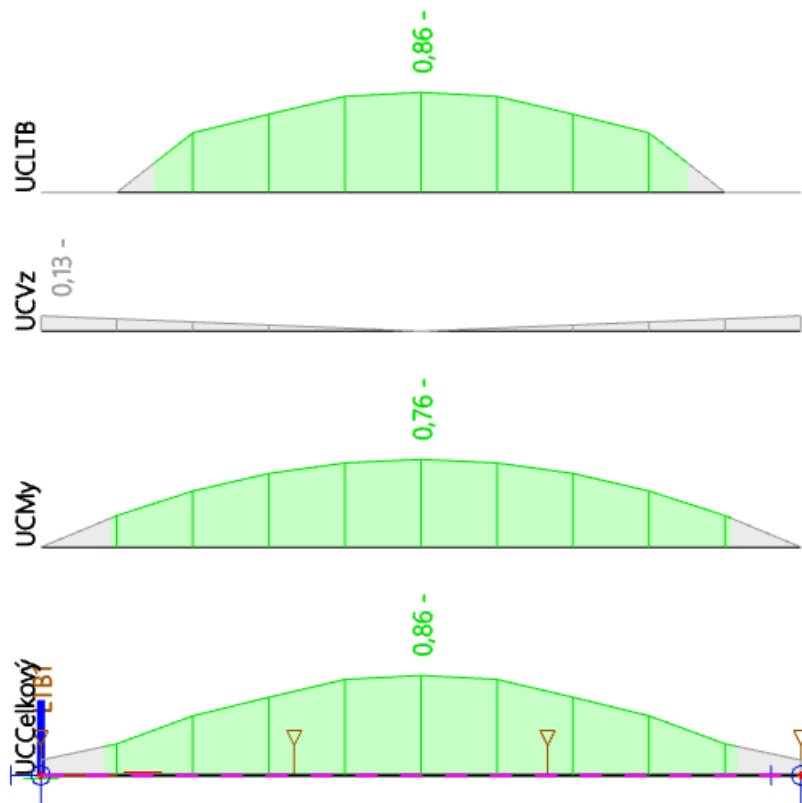
Obrázek 86 – Posouvající síla  $V_y$  (strop A)



Obrázek 87 – Ohybový moment  $M_y$  (strop A)

Z obrázku lze odečíst vnitřní síly, kde maximální posouvající síla je 34,3 kN a ohybový moment 65,2 kNm. Na nosníku nevznikají žádné normálové síly, jelikož se jedná o staticky určitý prostý nosník, svisle zatížený.

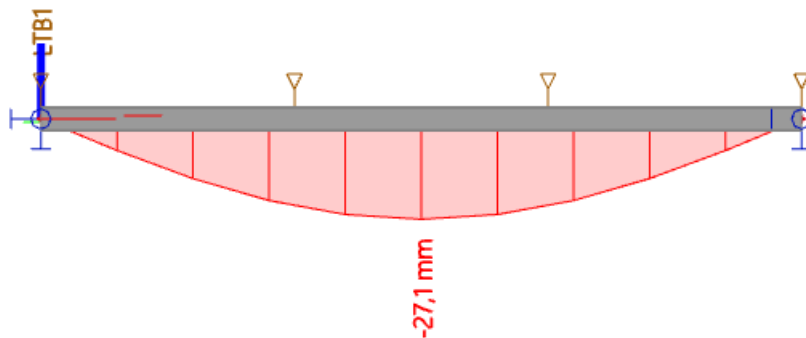
### Posouzení mezního stavu únosnosti



Obrázek 88 – Využití při posudku ocelového nosníku na MSÚ (strop A)

Z obrázku lze odečíst jednotlivé využití při posudku ocelového nosníku na mezní stav únosnosti podle EC-EN 1993. Posouzení ohybu se zajištěním klopení ve třetinách vyšlo s využitím 86 %, posouzení na smyk s využitím 13 % a posouzení ohybu bez uvažování klopení vyšlo s využitím 76 %. Celkové využití průřezu na MSÚ je tedy 86 %.

## Posouzení mezního stavu použitelnosti



Obrázek 89 – Průhyb ocelového nosníku (strop A)

$$\delta_{max} > \delta_{tot}$$

$$L/250 > \delta_{tot}$$

$$\frac{7600}{250} > 27,1 \text{ [mm]}$$

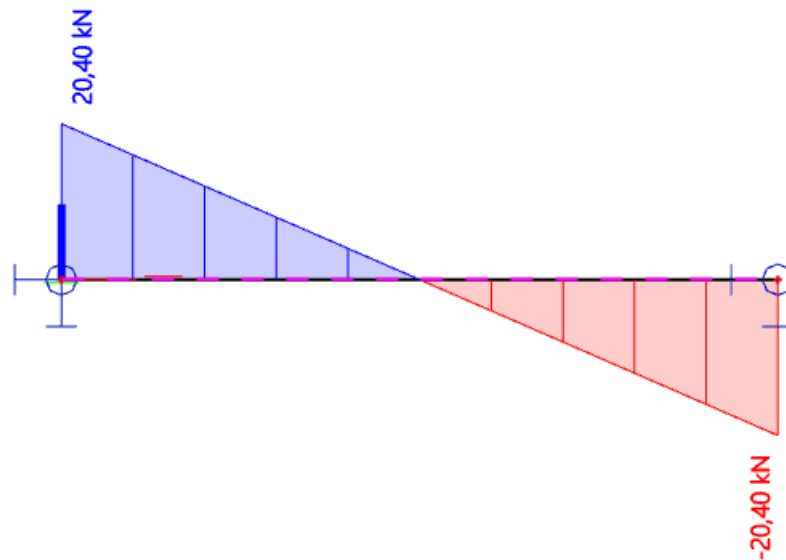
$$30,4 > 27,1 \text{ [mm]}$$

Z posouzení lze vidět, že celkový posudek na MSP podle EC-EN 1993 nosník IPE 240 vyhovuje. S maximálním využitím průřezu 89 %.

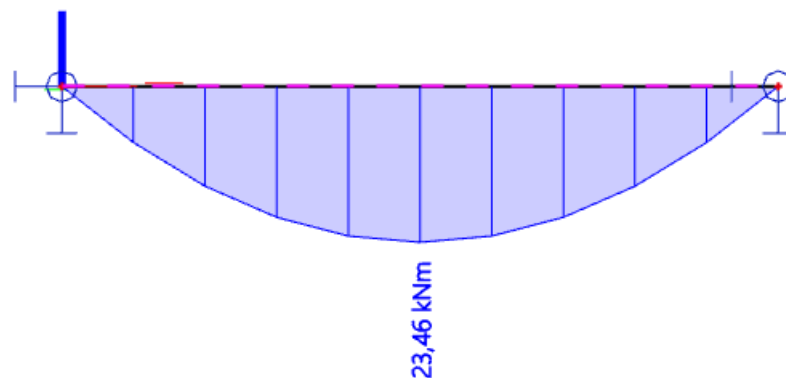
#### 4.1.6.5 Posouzení ocelového nosníku (strop B)

Předběžně navržen profil IPE 180. Pro ocelové nosníky bude použita ocel S235 J0 (Nelegovaná jakostní konstrukční ocel) s vlastnostmi dle ČSN EN 10025-2: 2005.

#### Vnitřní síly



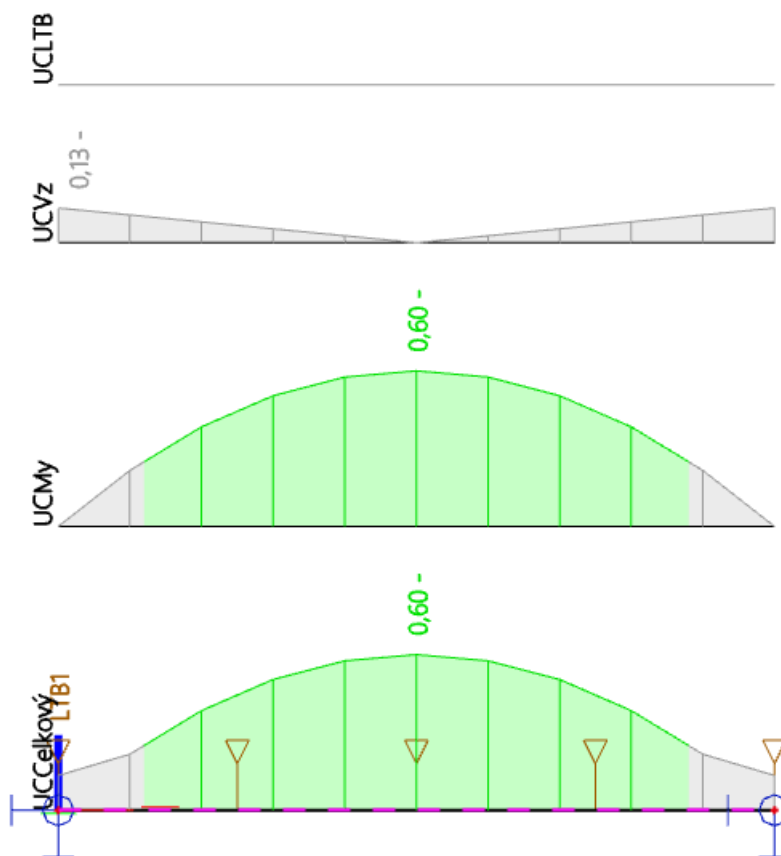
Obrázek 90 – Posouvající síla  $V_y$  (strop B)



Obrázek 91 – Ohybový moment  $M_y$  (strop B)

Z obrázku lze opět odečíst vnitřní síly, kde maximální posouvající síla je 20,4 kN a ohybový moment 23,5 kNm. Na nosníku nevznikají žádné normálové síly, jelikož se jedná o prostý svisle zatížený nosník.

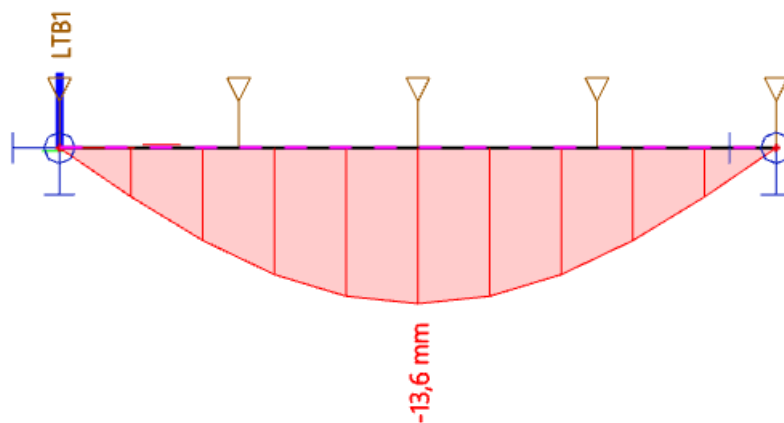
## Posouzení mezního stavu únosnosti



Obrázek 92 – Využití při posudku ocelového nosníku na MSÚ (strop B)

Nyní se dají porovnat jednotlivé využití při posudku ocelového nosníku na mezní stav únosnosti podle EC-EN 1993. Nosník je na kratší rozpětí a dostatečně zajištěn na klopení (tudíž neklopí), posouzení na smyk s využitím 13 % a posouzení ohybu s využitím 60 %. Celkové využití průřezu na MSÚ je tedy 60 %.

## Posouzení mezního stavu použitelnosti



Obrázek 93 – Průhyb ocelového nosníku (strop B)

Na obrázku je vidět, že největší svislá deformace v poli je 13,6 mm.

$$\delta_{max} > \delta_{tot}$$

$$L/250 > \delta_{tot}$$

$$\frac{4600}{250} > 13,6 [mm]$$

$$18,4 > 13,6 [mm]$$

Nosník IPE 180 vyhovuje na MSP podle EC-EN 1993 s maximálním využitím průřezu 74 %.

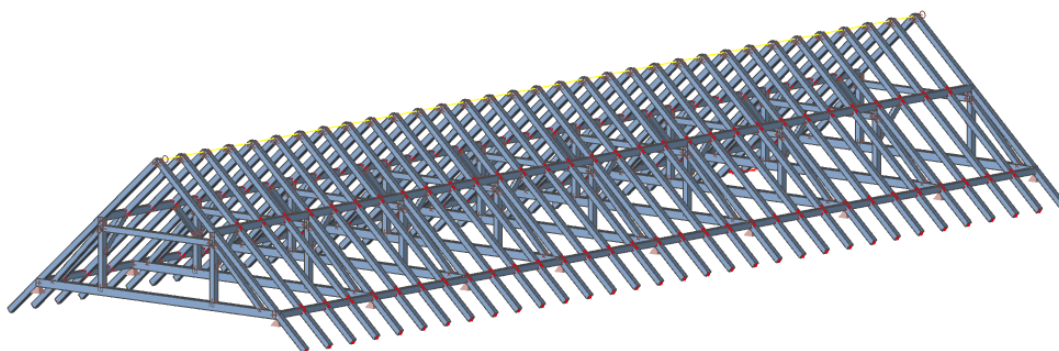


## 4.2 Střešní konstrukce

Jako podklad pro výpočet a posouzení dřevěných stropních trámů sloužila Příručka 2 – Navrhování dřevěných konstrukcí a Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru. [10]; [16]; [17]

### 4.2.1 Model

Prostorový model, který byl následně použit pro výpočet zatížení jednotlivých konstrukcí byl vytvořen v programu SCIA Engineer 22.1.



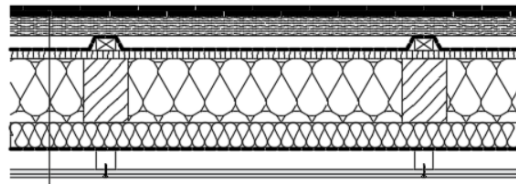
*Obrázek 94 – Model krovu*

### 4.2.2 Zatížení

#### Vlastní tíha

Zatížení vlastní tíhou je vypočteno programem s hodnotou tíhového zrychlení  $g = 9,810 \text{ m/s}^2$ .

## Skladba střechy



KERAMICKÉ TAŠKY BOBROVKY KORUNOVĚ Kladené  
 NOVÉ STŘEŠNÍ LATĚ 40 x 60 mm  
 DELTA ALPINA - PŘES KONTRALATĚ, VODOTĚSNÁ, S UTĚSNĚNÝMI PŘESAHY, SVAŘENÉ SPOJE  
 NOVÉ STŘEŠNÍ KONTRALATĚ 60 x 60 mm  
 CELOPLOŠNÉ BEDNĚNÍ MIN. TL. 24 mm (OSB)  
 KROKVE + MINERÁLNÍ TEPELNÁ IZOLACE VLOŽENÁ MEZI KROKVE ISOVER UNI 200 mm  
 ISOVER UNI 80 mm OSADIT V NÁSTAVCI XPS (4 cm XPS + 4 cm HRANOL NA ŠÍŘKU KROKVÍ)  
 DELTA REFLEX - KONTAKTNÍ PAROZÁBRANA S AL VRSTVOU PRO ODRAZ TEPLA  
 POŽÁRNÍ SDK PODHLED REI 45 (2 x 12,5 RIGIPS RF) + ZÁVĚSY, CELKEM cca 60 mm

Obrázek 95 – Skladba střechy

Materiál	Thloušťka	Objemová	Hmotnost	Char.	Součinitel	Návrh.
	[d]	hmotnost	vrstvy	zatížení	zatížení	zatížení
	mm	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	γf	kN/m <sup>2</sup>
Keramické tašky bobrovky	-	-	75	0,65	1,35	0,88
OSB 24	24	600	14,4	0,15	1,35	0,20
Minerální vata	280	40	11,2	0,11	1,35	0,15
Sádrokartonový podhled	25	720	18	0,18	1,35	0,24
<b>Celkem</b>				1,09	1,35	1,47

Tabulka 4 – Skladba střechy

## Zatížení sněhem

Sněhová oblast: I.  
 Typ krajiny: normální  
 Tvar střechy: sedlová

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$$\mu_i = 0,8$$

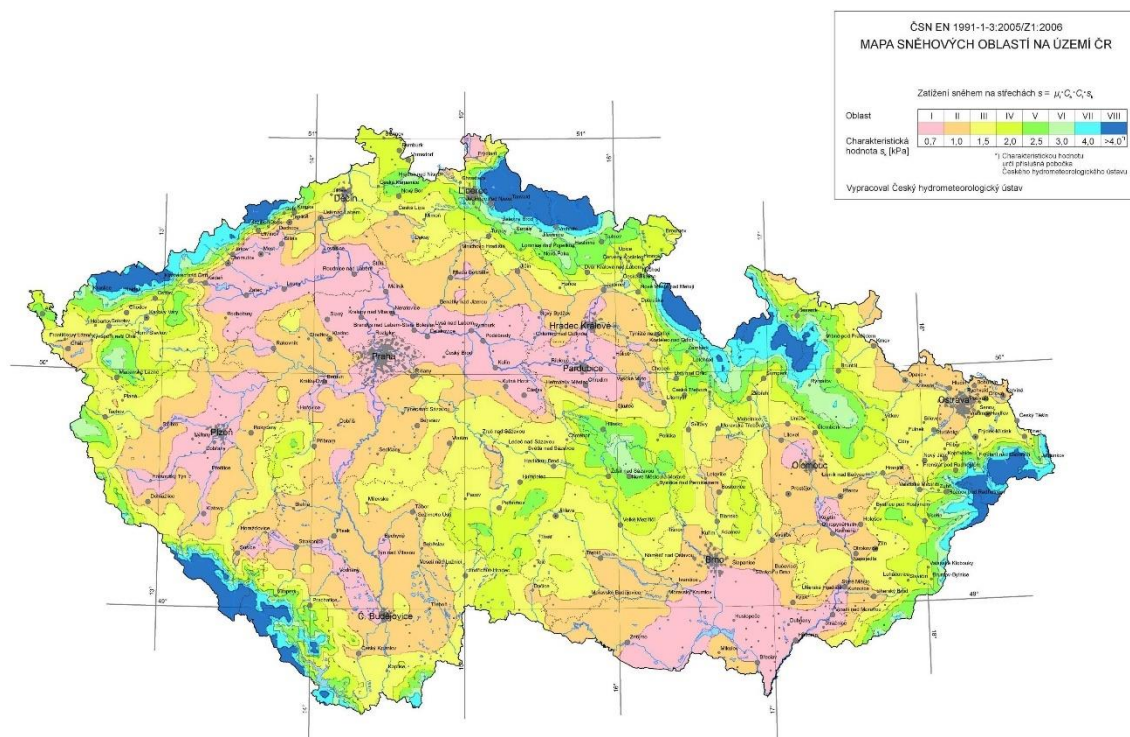
$$C_e = 1,0$$

$$C_t = 1,0$$

$$s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$$

- $\mu_i$  ... tvarový součinitel zatížení sněhem  
 $C_e$  ... součinitel expozice  
 $C_t$  ... tepelný součinitel  
 $s_k$  ... charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

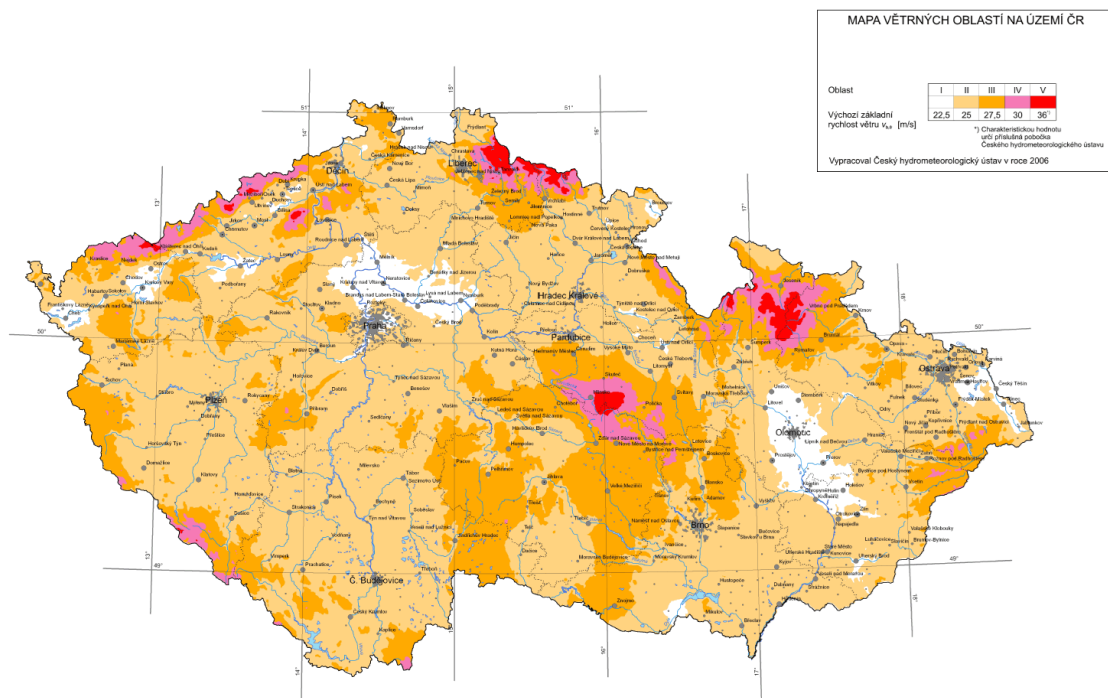


Obrázek 96 – Mapa sněhových oblastí na území ČR

Zatížení působí svisle a je vztaheno k půdorysné rovině střechy. Zatížení bylo vypočteno v souladu s ČSN EN 1991-1-3 (Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem). Zatížení sněhem je automaticky generováno v programu SCIA.

## Zatížení větrem

Zatížení větrem bylo vygenerováno pomocí programu SCIA Engineer funkcí „Klimatická zatížení – generování 3D zatížení větrem“.



Obrázek 97 – Mapa větrných oblastí na území ČR

Základní rychlost větru byla odečtena z mapy s výsledkem: Oblast I -  $v_{b,0} = 22,5 \text{ m/s}$ . Kategorie terénu je III – Oblasti s nízkou vegetací jako je tráva a s izolovanými překážkami (stromy, budovy), jejichž vzdálenosti jsou větší než 20násobek výšky překážek. Zatížení je v souladu s ČSN EN 1991-1-4 (Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem).

### 4.2.3 Kombinace

Výsledky jsou vypočítány pro nejhorší možný způsob zatížení, který lze matematicky ze zatěžovacích stavů sestavit. Následně se vytvoří obálka. Kombinace je vygenerována programem a je tvořena pomocí vztahů (6.10), (6.10a) a (6.10b). Podrobnější informace nalezneme v normě ČSN EN 1990 (Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí). Všechny výsledky jsou interpretovány pro tuto kombinaci.

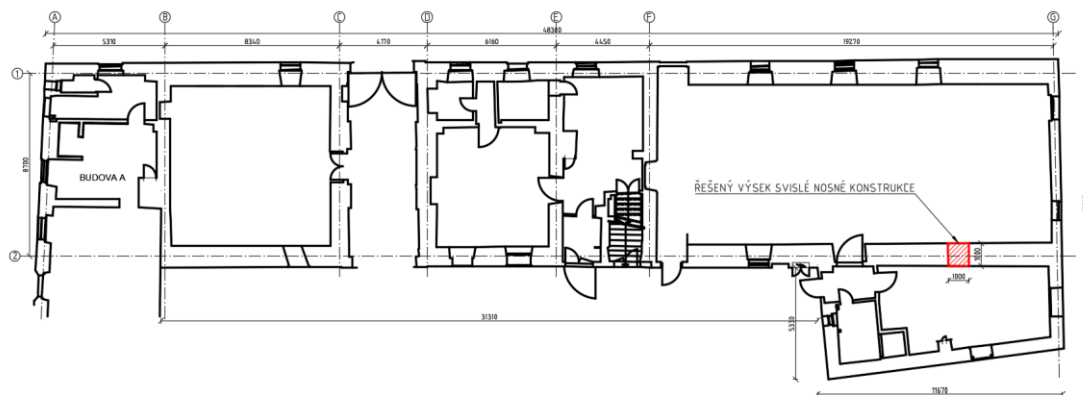
#### **4.2.4 Posouzení**

Posouzení je provedeno v programu SCIA Engineer. Výsledky posouzení lze nalézt v první příloze této práce.

Krov vyhovuje MSP i MSÚ a je třeba řešit pouze lokální defekty zjištěné ve střešní konstrukci. Jako například sloupek napadený dřevokazným hmyzem. Nejvhodnější sanace bude výměna tohoto sloupku.

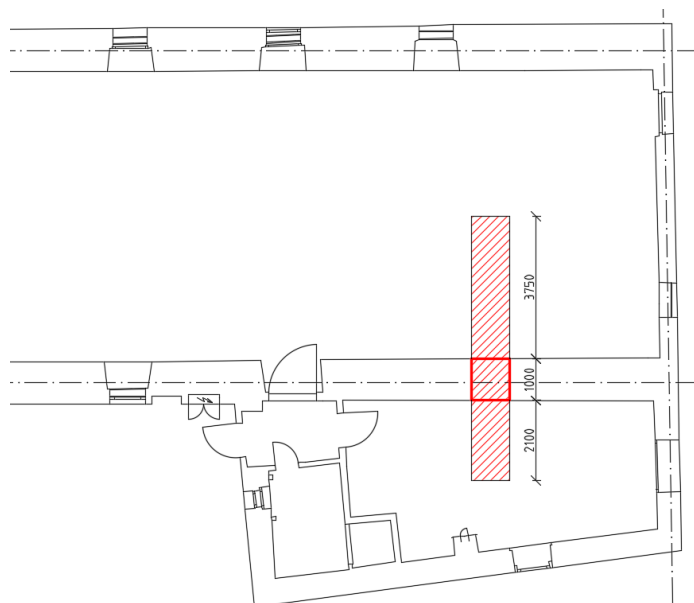
## 4.3 Svislé nosné konstrukce

Pro výpočet použijeme nejvíce zatížené místo. Vnitřní zeď zatíženou 2 stropy.



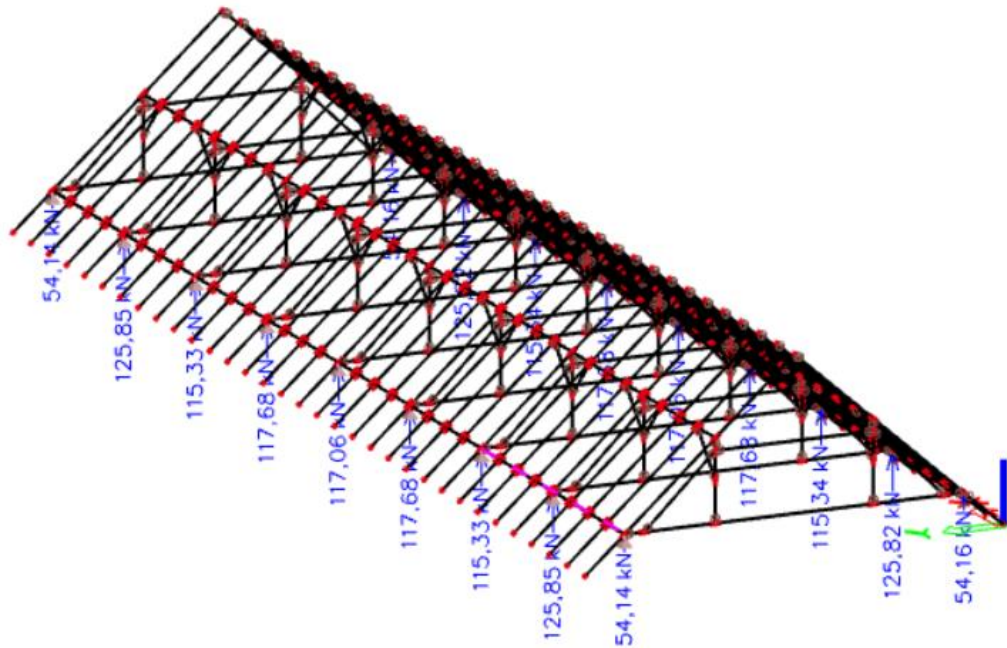
Obrázek 98 – Schéma vymezení řešené konstrukce

### 4.3.1 Zatížení



Obrázek 99 – Zatěžovací plocha

## Zatížení střešní konstrukcí a ostatními vnějšími vlivy působícími na konstrukci



Obrázek 100 – Reakce krovu generované programem

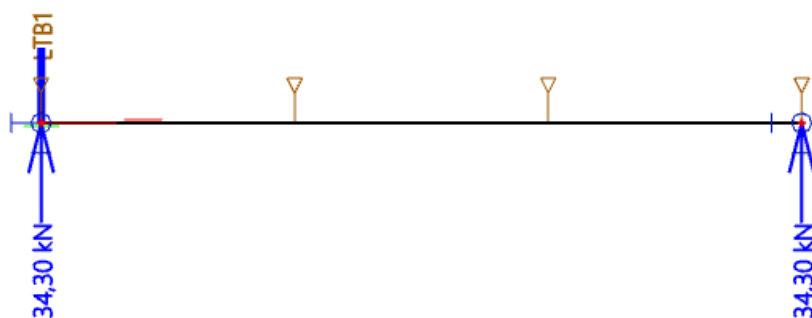
Z kapitoly „4.2. Střešní konstrukce“ použijeme vytvořený model a pro vykreslené reakce zjistíme hodnotu, která je součtem zatížením sněhem, větrem, skladbou střechy, užitným zatížením a tíhou nosné konstrukce.

$$f_{d, \text{střecha}} = 125,85 \text{ kN}$$

## Zatížení nosnou konstrukcí a ostatními vnějšími vlivy působícími na konstrukci

Na základovou konstrukci od zatížení stropu bude působit zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce, zatížení užitné a zatížení skladbou podlahy.

V případě použití ocelobetonového stropu, který se liší pro obě strany, budou muset být 2 excentrická zatížení. Na větším rozponu je deska se stropnicí IPE 240 a na menším rozponu je stropnice dimenze IPE 180. Jednotlivé zatížení získáme z reakcí ze stropnic.



Obrázek 101 – Reakce stropnice A



Obrázek 102 – Reakce stropnice B

$$f_{d,strop,kce,A} = 34,3 \text{ kN}$$

$$f_{d,strop,kce,B} = 20,4 \text{ kN}$$

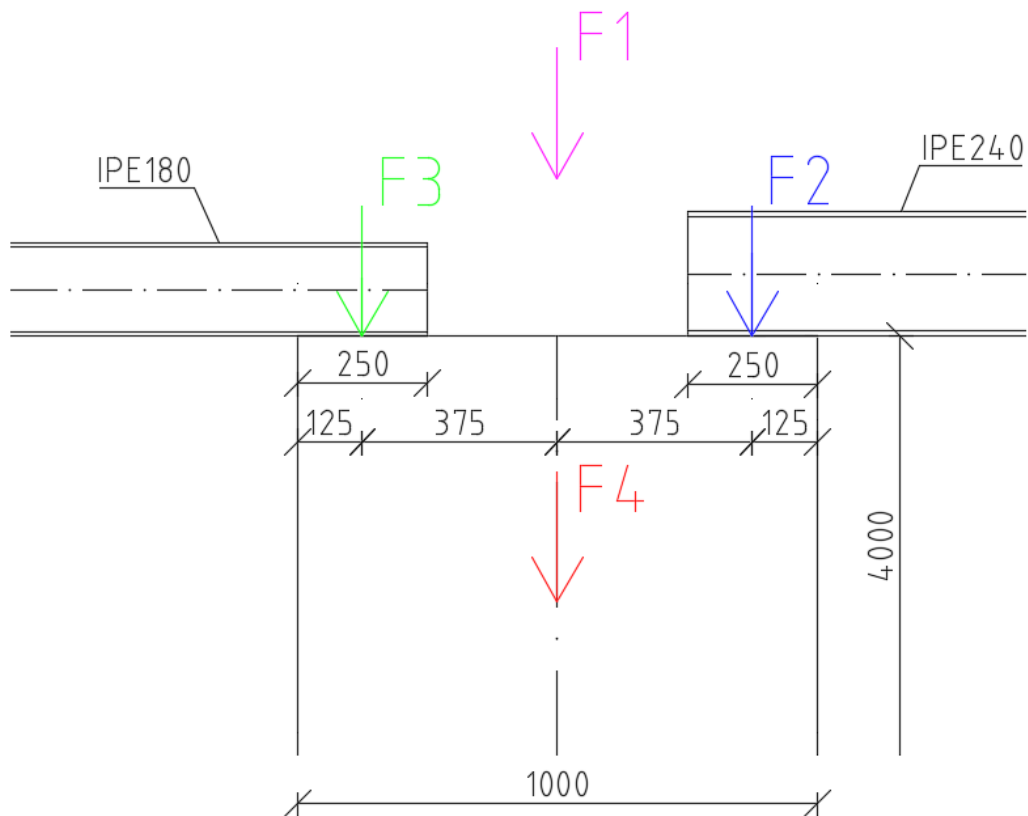
### Zatížení vlastní tíhou svíslé nosné konstrukce

Zděná nosná stěna, která je tvořena z lomového kamene a vápenné malty o tloušťce 1,0 m a výšce 4,0 m. Objemovou hmotnost této stěny odhaduji na přibližně  $2400 \text{ kg/m}^3$ .

$$f_{d,zed} = (2400 \cdot 1,0 \cdot 4,0) \cdot \frac{1,35}{100} = 129,6 \text{ kN}$$



## Rozmístění zatížení



Obrázek 103 – Rozmístění zatížení působících na zeď

$$F1 = f_{d, \text{střecha}} = 125,85 \text{ kN/m}$$

$$F2 = f_{d, \text{strop}, kce, B} = 20,4 \text{ kN}$$

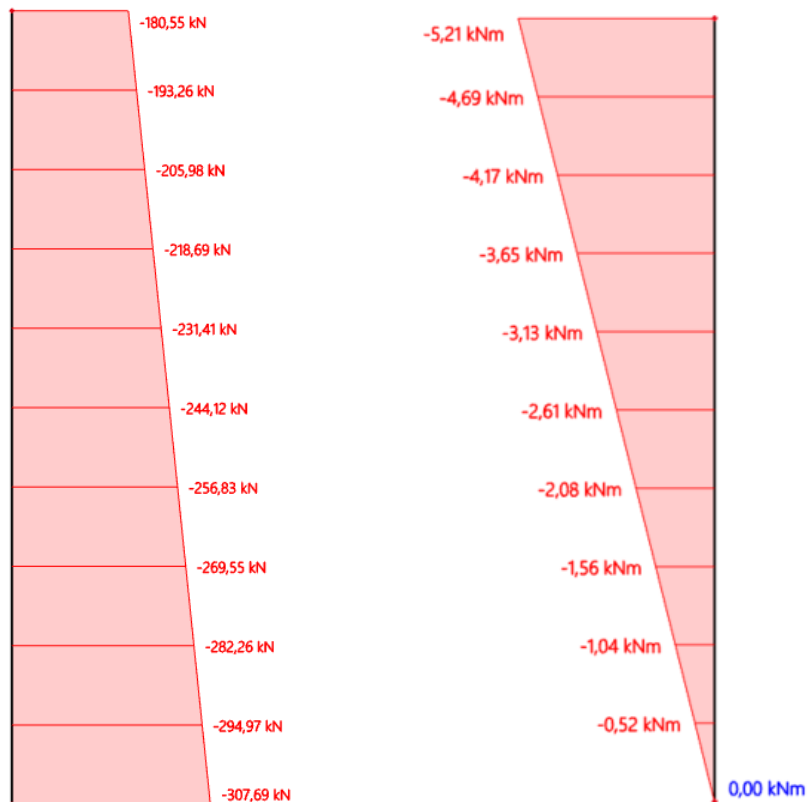
$$F3 = f_{d, \text{strop}, kce, A} = 34,3 \text{ kN}$$

$$F4 = f_{d, \text{zeď}} = 129,6 \text{ kN (počítáno programem vlastní tíhou)}$$

### 4.3.2 Kombinace

Vygenerovaná kombinace zde nebyla použita, jelikož na jednotlivá zatížení již byl aplikován součinitel pro stálá a proměnná zatížení. Byla tedy vytvořena vlastní kombinace pro MSÚ – únosnost. Pouze zatížení vlastní tíhou bylo vynásobené součinitelem pro stálá zatížení 1,35.

### 4.3.3 Výsledky



Obrázek 104 – Vykreslení normálové síly (vlevo) a ohybového momentu (vpravo)

$$F1 + F2 + F3 = 180,55 \text{ kN}$$

$$F1 + F2 + F3 + F4 = 310,15 \text{ kN}$$

Z jednoduchého výpočtu lze získat ověření, že vykreslení normálové síly (tlaku) je správné. Pouze v hodnotě v patě konstrukce se výpočty liší. To je způsobeno uvažováním jiné hodnoty tíhového zrychlení. Program SCIA Engineer uvažuje hodnotu  $g = 9,81 \frac{m}{s^2}$  zatímco v ručním výpočtu byla uvažována hodnota  $g = 10,00 \frac{m}{s^2}$ .

#### 4.3.4 Posouzení

Návrhová pevnost zdiva v tlaku:

Návrhovou pevnost zdiva v tlaku podle dostupných informací odhaduji na  $f_d = 0,6 \text{ MPa}$ .

Ověření štíhlosti:

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{4,0}{1,0} = 4 \leq 27 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Únosnost zdiva v tlaku:

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot t \cdot b \cdot f_d$$

$$\Phi_i = 1 - \frac{2 \cdot e_i}{t}$$

$$e_i = \max\left(\frac{M_d}{N_d} + e_{init}; 0,05 \cdot t\right)$$

$$e_{init} = \frac{h}{450} = \frac{4000}{450} = 0,008 \text{ m}$$

V hlavě:

$$M_{ed} = 5,21 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = 180,55 \text{ kN}$$

$$e_i = \max\left(\frac{M_d}{N_d} + e_{init}; 0,05 \cdot t\right) = \max\left(\frac{5,21}{180,55} + 0,008; 0,05 \cdot 1,0\right) \\ = \max(0,04; 0,05) = 0,05 \text{ m}$$

$$\Phi_i = 1 - \frac{2 \cdot e_i}{t} = 1 - \frac{2 \cdot 0,05}{1} = 0,90$$

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot t \cdot b \cdot f_d = 0,90 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,6 = 540 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} \geq N_{Ed}$$

$$540 \text{ kN} \geq 84,08 \text{ kN}$$

Vyhovuje.

Ve středu:

$$M_{ed} = 2,61 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = 244,12 \text{ kN}$$

$$e_i = \max\left(\frac{M_d}{N_d} + e_{init}; 0,05 \cdot t\right) = \max\left(\frac{2,61}{244,12} + 0,008; 0,05 \cdot 1,0\right)$$

$$= \max(0,02; 0,05) = 0,05 \text{ m}$$

$$\Phi_i = 1 - \frac{2 \cdot e_i}{t} = 1 - \frac{2 \cdot 0,05}{1} = 0,9$$

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot t \cdot b \cdot f_d = 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,6 = 540 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} \geq N_{Ed}$$

$$540 \text{ kN} \geq 244,12 \text{ kN}$$

Vyhovuje.

V patě:

$$M_{ed} = 0 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = 307,69 \text{ kN}$$

$$e_i = \max\left(\frac{M_d}{N_d} + e_{init}; 0,05 \cdot t\right) = \max(0,008; 0,05 \cdot 1,0) = \max(0,008; 0,05)$$

$$= 0,05 \text{ m}$$

$$\Phi_i = 1 - \frac{2 \cdot e_i}{t} = 1 - \frac{2 \cdot 0,05}{1} = 0,9$$

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot t \cdot b \cdot f_d = 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,6 = 540 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} \geq N_{Ed}$$

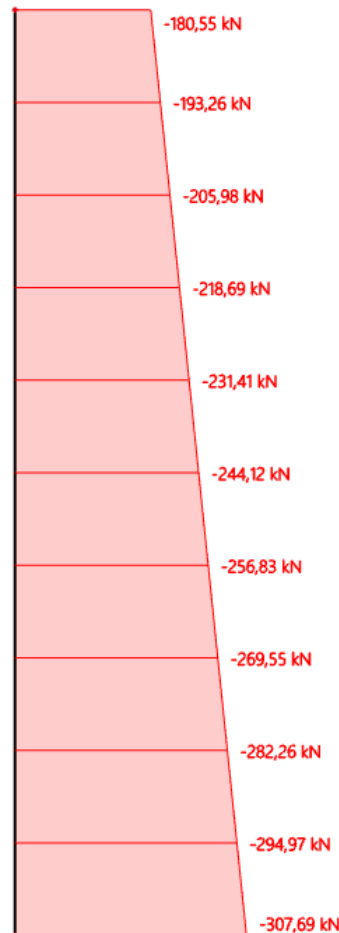
$$540 \text{ kN} \geq 307,69 \text{ kN}$$

Vyhovuje.

Zdivo vyhovuje ve všech posuzovaných průřezích, není tedy nutné navrhovat její sanace či jakékoliv zesilování.



Zatížení základové konstrukce můžeme převzít z předchozí kapitoly, jelikož se jedná o posudek ve stejném místě jako svislá nosná konstrukce. Vezmeme tedy hodnotu tlakového zatížení v patě zdiva pro výpočet základové konstrukce.



Obrázek 107 – Normálová síla svislé nosné konstrukce

#### 4.4.2 Posouzení

Posudek byl proveden za pomoci programu GEO 5 2024. Podrobný výpočet lze nalézt v příloze této diplomové práce. Z výsledků je patrné, že stávající předpokládaný základ vyhovuje.

## **5 Popis navržených stavebních úprav**

### **5.1 Základové konstrukce**

Statickým výpočtem bylo prokázáno, že stávající základy s rezervou vyhoví na přetížení od navrhovaných stavebních úprav. Při stavebně technickém průzkumu nebyly nalezeny žádné poruchy na základových konstrukcích. Na základě zjištěných informací se předpokládá, že nedošlo k poruchám základových konstrukcí, proto není zapotřebí navrhovat sanaci těchto konstrukcí. Uvedené předpoklady budou před realizací ověřeny kopanými sondami na vytipovaných místech.

### **5.2 Svislé nosné konstrukce**

Svislé nosné konstrukce byly statickým výpočtem ověřeny jako vyhovující a není třeba navrhovat zesílení svislých nosných konstrukcí na nová zatížení. Je nutné provést lokální zednické úpravy – doplnit chybějící zdicí prvky a místa, kde má zdivo vydrolené spáry znovu doplnit vhodným pojivem, případně provést lokální hloubkové přespárování. Všechny stávající omítky vzhledem k jejich vysoké degradaci působením solí a vody je nutné odstranit a nahradit novými omítkami.

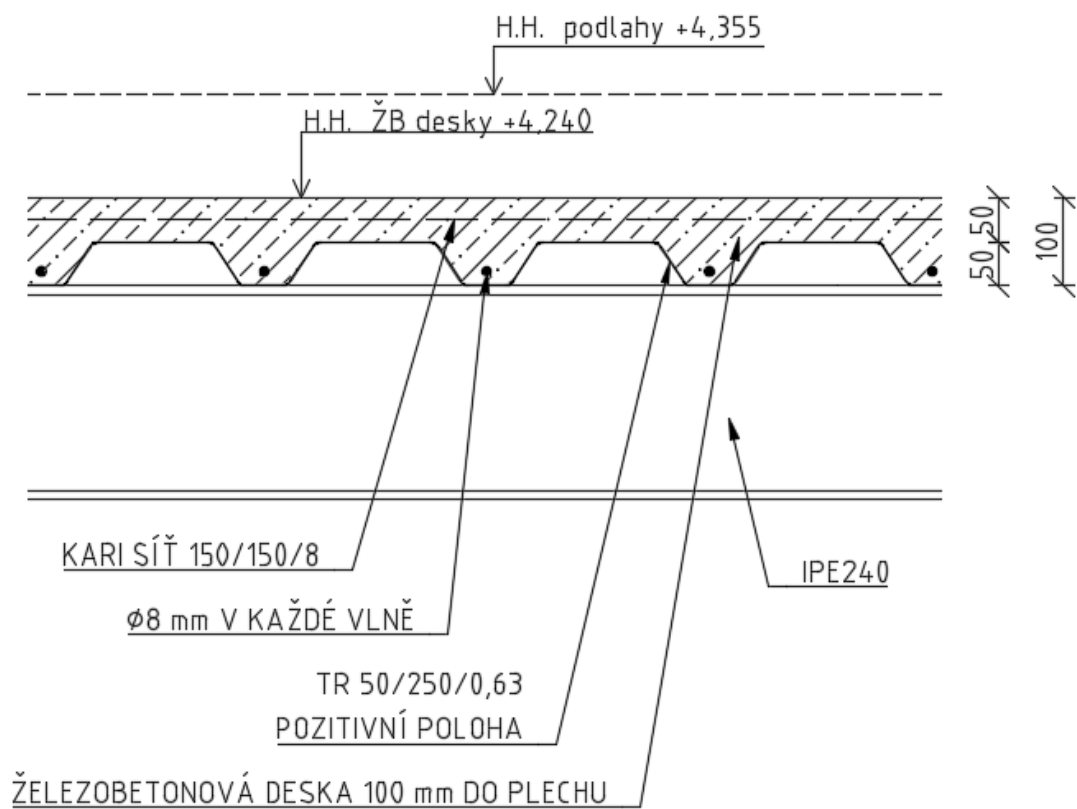
Obecně je ale nutné zdivo ochránit proti působení vody, a tím i chránit zdivo před degradací. Zdivo je smíšené z lomového kamene (převážně z opuky) a z plných pálených cihel zděných na vápennou maltu. Sanace vlhkosti bude provedena kombinací přímých a nepřímých metod. Vzhledem k plánovanému využití objektu je potřeba volit sanaci, která zajistí při správném provedení 100 % účinnost. Sanace zvýšené vlhkosti se předpokládá podříznutím diamantovým lanem a dodatečným vloženým asfaltovým hydroizolačním pásem. Hlavní výhodou této přímé metody sanace je její největší spolehlivost pro odstranění vlhkosti. Jako nepřímá metoda se předpokládá upravení okolních terénů, realizace okapového chodníčku po obvodu objektu a odvod srážkových vod pryč od objektu.

## 5.3 Vodorovné nosné konstrukce

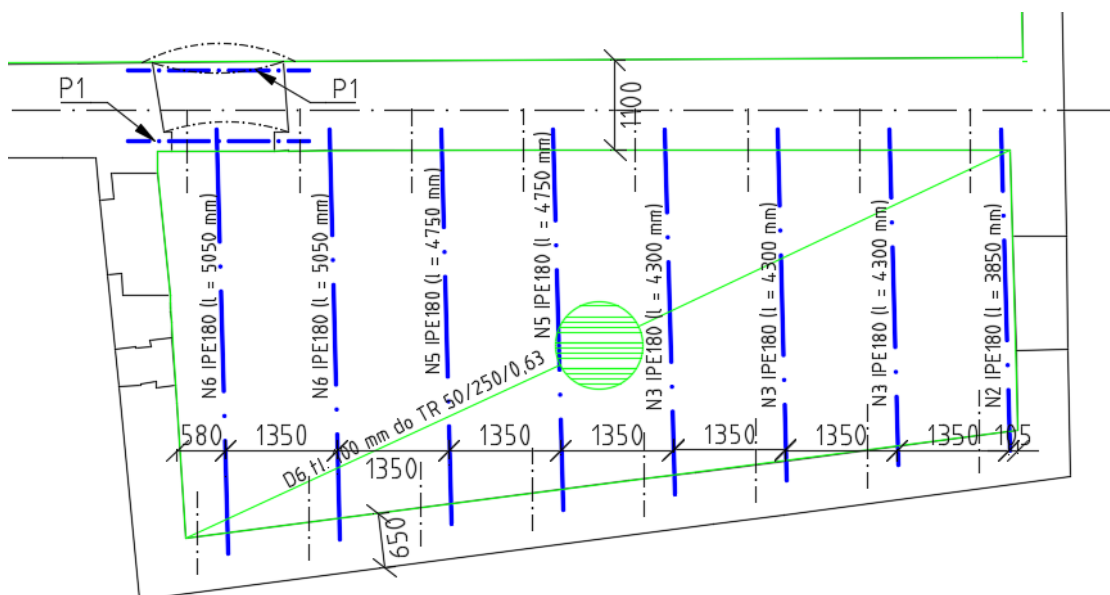
Stávající konstrukce kleneb nevyhovují na nová navrhovaná zatížení, proto bylo nutné přistoupit k návrhu nových stropních konstrukcích. V práci byly navrženy 3 varianty stropních konstrukcí ze 3 základních stavebních materiálů (dřevo, ocel, beton). Dřevěné trámové stropy vzhledem k rozponu 7,6 m mají příliš vysoké nosníky, a tudíž tím snižují světlou výšku místnosti. Vzhledem k malému rozponu mezi jednotlivými nosníky by bylo nutné vybourat mnoho kapes pro osazení. Z těchto důvodů není tato volba příliš vhodná. Ve druhé variantě byl posuzován strop s železobetonovou monolitickou deskou. Zde však pro rozpon 7,6 m vyšla tloušťka desky 270 mm. Taková tloušťka desky již není staticky příliš výhodná a zároveň by byla finančně velmi nákladná. Také provádění železobetonové monolitické desky by při této rekonstrukci bylo poměrně složité pro její uložení a podbednění stropu. Ve třetí variantě byl navržen strop ocelobetonový. Jedná se o kombinaci válcovaných nosníků a trapézového plechu, do kterého je uložena výztuž a následně realizována železobetonová deska tloušťky 100 mm. Nosníky budou zajištěny proti klopení přistřelením plechu v každé druhé vlně. Se sprážením nebylo uvažováno jako nosným. Při porovnání s předchozími variantami stropu se zdá být tato varianta nejvýhodnější pro svou poměrně jednoduchou montáž a nízkou skladbu stropu. Pro variantu ocelobetonového stropu je zpracován výkres, který je přílohou této práce. Při zesilování nadpraží nosníky UPE se předpokládá provedení kapsy tak, aby byla zachována nosnost min. 1/3 krajní tloušťky zdiva.

Postup prací by měl být následovný. Nejprve je třeba vybourat stávající stropní klenby. Následně je třeba vybourat kapsy pro uložení ocelových válcovaných nosníků. Před osazením nosníků je třeba do kapes provést betonovou roznášecí mazaninu o min. výšce 50 mm. Na zatuhlou podbetonávku budou následně umístovány nosníky dle výkresové dokumentace. Na ocelové válcované nosníky bude uložena železobetonová deska betonovaná do trapézového plechu. Trapézový plech kotvený v každé druhé vlně ke všem podporám slouží jako ztracené bednění, po zatvrdnutí desky není nosný. Do každé vlny bude vložena betonářská výztuž profilu 8 mm a při horní straně desky bude vložena kari síť. Pro stažení objektu se po obvodu desek provedou vrty, do kterých následně bude vlepena betonářská výztuž profilu 16 mm, která bude zakotvena do železobetonové desky. Princip osazování ocelových nosníků viz obrázek 109, podrobněji viz výkresová dokumentace.





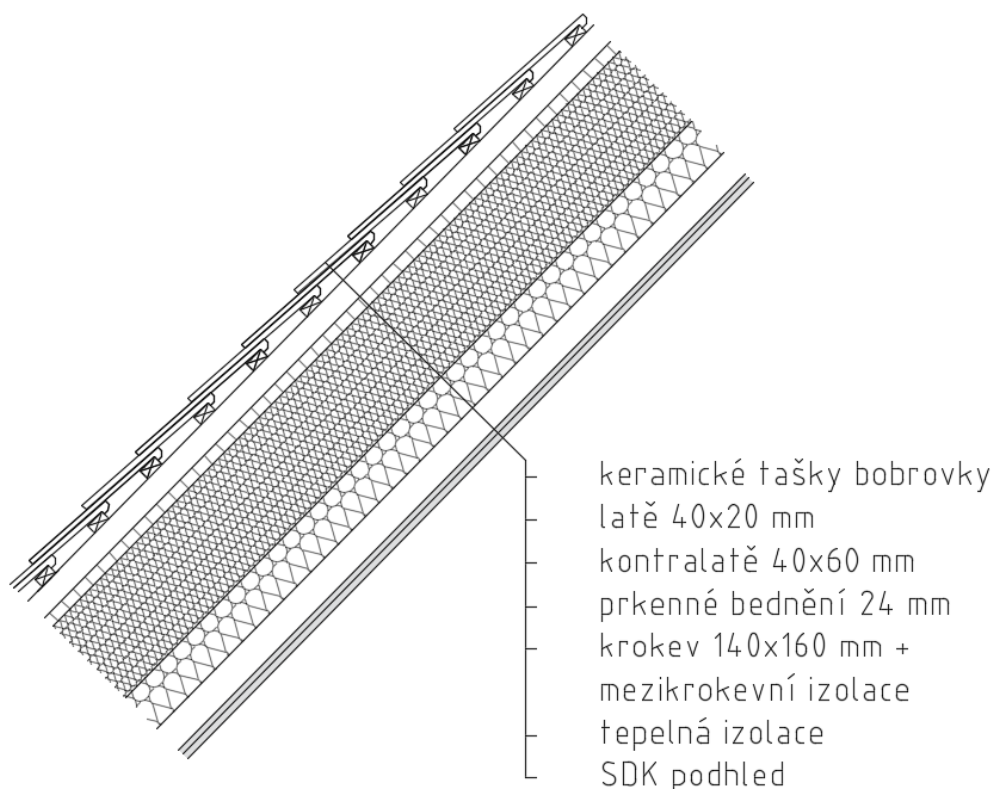
Obrázek 108 – Schématický řez ocelobetonového stropu



Obrázek 109 – Schématický půdorys (podrobněji viz výkresová dokumentace)

## 5.4 Střešní konstrukce

Konstrukce krovu po provedeném stavebně technickém průzkumu se zdá být v poměrně dobrém technickém stavu není tedy třeba přistoupit k výměně konstrukce. Zároveň statickým výpočtem na prostorovém modelu bylo ověřeno, že konstrukce vyhovuje všem novým zatížením.



Obrázek 110 – Schéma nové skladby krovu

Je však nutné vzhledem ke zjištěným poruchám přistoupit k podrobnému mykologickému průzkumu a na základě tohoto průzkumu lze navrhnout nejvhodnější opatření a řešení. Cílem je zajistit pevnost, bezpečnost a dlouhodobou životnost krovu. Při průzkumu je třeba dbát na zvýšenou kontrolu kritických míst jako jsou například spodní část krovu, hřeben, úžlabí, po obvodu komínu atd. Předpokládá se, že stávající dřevěné prvky krovu budou očištěny a následně chemicky ošetřeny. Pro chemické ošetření mohou být použity přípravky značek Bochemit anebo Lignofix. Výběr

vhodného prostředku však závisí na podrobném mykologickém průzkumu a doporučení mykologa. Sloupek napadený dřevokazným hmyzem bude nutné vyměnit za nový. Pro výměnu bude třeba vaznici montážně podepřít ocelovými stojinami. V případě nutnosti odstranění vazného trámu je to možné, pokud se vodorovné síly zachytí ocelovým táhlem vloženým do podlahy a prodloužením sloupků na konstrukci stropu. Prodloužení sloupků je možné provést například protézováním. Pro sanaci porušených prvků rovněž použít již zmíněné protézování, předpokládá se plátový spoj.

Kromě výše popsaných sanací nosných konstrukcí bude potřeba v souladu s budoucím využitím objektu vyměnit veškeré výplně stavebních otvorů (okna, dveře...), veškeré instalace TZB. Zároveň se předpokládá, že všechny stavební úpravy budou v souladu s požárně bezpečnostním řešením, které není součástí této práce.

## 6 Závěr

Cílem práce bylo provést stavebně technický průzkum usedlosti Cibulka a následně posouzení nosných konstrukcí a navržení sanačních opatření.

Usedlost Cibulka je už na první pohled ve špatném až havarijním technickém stavu. V první části práce byl proveden vizuální průzkum nosných konstrukcí, který prokázal značné poruchy objektu. Jedná se primárně o poruchy způsobené špatnou údržbou objektu a absence hydroizolace.

Ve druhé části práce bylo provedeno statické posouzení jednotlivých nosných konstrukcí. Výpočty byly prováděny převážně pomocí výpočetního programu a v některých případech ověřeny ruční metodou. Pro výpočet byly vytvořeny 2D i 3D modely.

Na konec byla zpracována schematická projektová dokumentace stávajícího stavu s vyznačením poruch a zároveň dokumentace nového stavu objektu.

## 7 Bibliografie

- [1] Historie MČ Praha 5. In: *Městská část Praha 5* [online]. 2023 [cit. 2023-10-09]. Dostupné z: <https://www.praha5.cz/historie/>
- [2] KOMEDOVÁ, Šárka. *Košířská usedlost Cibulka v době působení Leopolda Linharta hraběte Thuna*. Praha, 2009. Bakalářská práce. Univerzita Karlova v Praze, Katolická teologická fakulta.
- [3] Na Cibulce. In: *Pražská příroda* [online]. [cit. 2023-10-09]. Dostupné z: <http://www.praha-priroda.cz/lesy/na-cibulce/>
- [4] *Cibulka (Košíře)* [online]. In: . [cit. 2023-10-29]. Dostupné z: <https://nrv.org/cibulka/>
- [5] *Mapy.cz* [online]. In: . [cit. 2023-10-09]. Dostupné z: <https://en.mapy.cz/>
- [6] Geovědní mapy. In: *Česká geologická služba* [online]. [cit. 2023-10-09]. Dostupné z: <https://mapy.geology.cz/geocr500/>
- [7] ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT. *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*. 1. vydání. 2006.
- [8] VINAŘ, Jan. *Metodika oprav nosných konstrukcí památkově chráněných objektů*. Praha: Národní památkový ústav, 2022. ISBN 978-80-7480-175-4.
- [9] WITZANY, Jiří, Richard WASSERBAUER, Tomáš ČEJKA, Klára KROFTOVÁ a Radek ZIGLER. *Obnova a rekonstrukce staveb: poruchy, degradace, sanace*. 2. přepracované vydání. V Praze: České vysoké učení technické, 2018. ISBN 978-80-01-06360-6.
- [10] KUKLÍK, Petr. *Příručka 1, dřevěné konstrukce*. První vydání. Praha, 2008.
- [11] In: *Desinsekta - systémová ochrana před škůdci* [online]. [cit. 2023-11-02].
- [12] ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, ČSN EN 1990 (730002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. 2004.
- [13] ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. ČSN EN 1991-1-1 (73 0035)*. 2004.
- [14] ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT. *Zásady navrhování konstrukcí -*

- Hodnocení existujících konstrukcí, ČSN ISO 13822. 1. 2014.*
- [15] ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT. *Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - doplňující ustanovení, ČSN 73 0038. 1. 2019.*
- [16] ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT. *Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru. ČSN EN 1995-1-1 (731701). 2006.*
- [17] KUKLÍK, Petr. *Příručka 2 - Navrhování dřevěných konstrukcí podle Eurokódu 5. První vydání. Leonardo da Vinci Pilot Projects, 2008.*
- [18] ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ČSN EN 1992-1-1 (73 1201). 2006.*
- [19] ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT. *Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru. ČSN EN 1994-1-2 (73 1470). 2006.*

## 8 Seznam obrázků

Obrázek 1 – Dobová malba Cibulky [3] .....	11
Obrázek 2 – Budovy v areálu usedlosti Cibulka na kresbě Františka Gustava Chalupy z roku 1883 [4] .	12
Obrázek 3 – Umístění usedlosti Cibulka [5].....	14
Obrázek 4 – Situace objektů .....	15
Obrázek 5 – Označení budovy B a C.....	16
Obrázek 6 – Stáje s průjezdem a věžičkou .....	16
Obrázek 7 – Půdorysné schéma 1NP.....	17
Obrázek 8 – Schématický řez budovou .....	17
Obrázek 9(a+b) – Pohled na budovu B (východní strana).....	18
Obrázek 10 – Pohled na budovu B (jižní strana).....	18
Obrázek 11 - Pohled na budovu B (západní strana).....	19
Obrázek 12 – Podsklepená část objektu .....	19
Obrázek 13 – Vyznačení podsklepené části v půdoryse 1NP .....	20
Obrázek 14 – Obvodové zdivo .....	20
Obrázek 15 – Detail na zdící prvky obvodového zdiva .....	21
Obrázek 16 – Schéma půdorysu 1NP s vyznačenými klenbami .....	21
Obrázek 17 – Pohled na českou placku .....	22
Obrázek 18 -Valená klenba opřená do zdiva .....	22
Obrázek 19 – Valená klenba z horní strany .....	23
Obrázek 20 – Klenby uložené do ocelových vazníků .....	23
Obrázek 21 – Schéma krovu .....	24
Obrázek 22 – Jednotlivé dimenze konstrukčních prvků krovu.....	25
Obrázek 23 – Skladba střechy .....	25
Obrázek 24 – Geovědní mapa [6].....	26
Obrázek 25 – Opadaná omítka na zdivu západní strany.....	27
Obrázek 26 – Opadaná omítka na zdivu východní strany.....	28
Obrázek 27 – Opadaná omítka na interiérové straně objektu.....	28
Obrázek 28 – Opadaná omítka v místě průjezdu budovou.....	29
Obrázek 29 – Zdivo napadené solemi .....	29
Obrázek 30 – Zdivo napadené řasami v podsklepené části budovy.....	30
Obrázek 31 – Trhlina na čele valené klenby .....	31
Obrázek 32 – Trhlina ze spodní strany .....	32
Obrázek 33 – Trhlina z horní strany .....	32
Obrázek 34 – Valené klenby .....	33
Obrázek 35 – Provizorní zakrytí krovu .....	34
Obrázek 36 – Stávající krov.....	34

Obrázek 37 – Pozednice poškozená vodou .....	35
Obrázek 38 – Prvek napadený červotočem .....	35
Obrázek 39 – Červotoč proužkovaný [11] .....	36
Obrázek 40 – Pohled na výsušnou trhlinu a napadení dřevokaznými škůdci .....	37
Obrázek 41 – Statické schéma klenby .....	40
Obrázek 42 – Schéma zatížení na klenbě .....	41
Obrázek 43 – Stávající klenba – zatížení skladbou .....	41
Obrázek 44 – Stávající klenba – zatížení od nadezdívky .....	42
Obrázek 45 – Stávající klenba – zatížení od násypu .....	42
Obrázek 46 – Stávající klenba – užité zatížení .....	43
Obrázek 47 – 3D deformace .....	43
Obrázek 48 – Hlavní napětí $\sigma_1$ .....	44
Obrázek 49 – Hlavní napětí $\sigma_1$ – trajektorie .....	44
Obrázek 50 – Hlavní napětí $\sigma_2$ .....	45
Obrázek 51 – Hlavní napětí $\sigma_2$ – trajektorie .....	45
Obrázek 52 – Schéma konstrukce stropů .....	48
Obrázek 53 – Schéma rozvržení stropů osy A-E .....	48
Obrázek 54 – Schéma rozvržení stropů osy E-G .....	49
Obrázek 55 – Řez navrhovanou stropní konstrukcí (strop A) .....	50
Obrázek 56 – Statické schéma stropního trámu (strop A) .....	50
Obrázek 57 – Řez navrhovanou stropní konstrukcí (strop B) .....	51
Obrázek 58 – Statické schéma stropního trámu (strop B) .....	51
Obrázek 59 – Zatěžovací tabulky CETRIS .....	52
Obrázek 60 – Posudek stropního trámu podle MSÚ (A) .....	56
Obrázek 61 – Posudek stropního trámu podle MSP (A) .....	56
Obrázek 62 – Posudek stropního trámu podle MSÚ (B) .....	59
Obrázek 63 – Posudek stropního trámu podle MSP (B) .....	59
Obrázek 64 – Vygenerovaná síť MKP programem .....	62
Obrázek 65 – Návrhový moment ve směru x na horním povrchu desky ( $m_{xD+}$ ) .....	63
Obrázek 66 – návrhový moment ve směru x na spodním povrchu desky ( $m_{xD-}$ ) .....	63
Obrázek 67 – návrhový moment ve směru y na horním povrchu desky ( $m_{yD+}$ ) .....	64
Obrázek 68 – návrhový moment ve směru y na spodním povrchu desky ( $m_{yD-}$ ) .....	64
Obrázek 69 – Rozvržení výztuže (strop A) .....	64
Obrázek 70 – Vykreslení celkového průhybu (strop A) .....	65
Obrázek 71 – Šířka trhlin při horním povrchu (strop A) .....	66
Obrázek 72 – Šířka trhlin při spodním povrchu (strop A) .....	66
Obrázek 73 – Návrhový moment ve směru x na horním povrchu desky ( $m_{xD+}$ ) .....	67
Obrázek 74 – návrhový moment ve směru x na spodním povrchu desky ( $m_{xD-}$ ) .....	67



Obrázek 75 – návrhový moment ve směru y na horním povrchu desky ( $m_{yD+}$ ) .....	68
Obrázek 76 – návrhový moment ve směru y na spodním povrchu desky ( $m_{yD-}$ ) .....	68
Obrázek 77 – Rozvržení výztuže (strop B) .....	68
Obrázek 78 – Vykreslení celkového průhybu (strop B).....	69
Obrázek 79 – Šířka trhlin při horním povrchu (strop B).....	70
Obrázek 80 – Šířka trhlin při spodním povrchu (strop B).....	70
Obrázek 81 – Řez ocelobetonovým stropem.....	71
Obrázek 82 – Statické schéma ocelového nosníku (strop A) .....	71
Obrázek 83 – Statické schéma ocelového nosníku (strop B) .....	72
Obrázek 84 – Rozměry trapézového plechu TR 50/250/0,75 .....	73
Obrázek 85 – Zatěžovací tabulka výrobce Kovové profily spol. s r.o. ....	74
Obrázek 86 – Posouvající síla $V_y$ (strop A) .....	75
Obrázek 87 – Ohybový moment $M_y$ (strop A).....	75
Obrázek 88 – Využití při posudku ocelového nosníku na MSÚ (strop A) .....	76
Obrázek 89 – Průhyb ocelového nosníku (strop A) .....	77
Obrázek 90 – Posouvající síla $V_y$ (strop B) .....	78
Obrázek 91 – Ohybový moment $M_y$ (strop B).....	78
Obrázek 92 – Využití při posudku ocelového nosníku na MSÚ (strop B) .....	79
Obrázek 93 – Průhyb ocelového nosníku (strop B).....	80
Obrázek 94 – Model krovu .....	81
Obrázek 95 – Skladba střechy .....	82
Obrázek 96 – Mapa sněhových oblastí na území ČR .....	83
Obrázek 97 – Mapa větrných oblastí na území ČR .....	84
Obrázek 98 – Schéma vymezení řešené konstrukce .....	86
Obrázek 99 – Zatěžovací plocha.....	86
Obrázek 100 – Reakce krovu generované programem.....	87
Obrázek 101 – Reakce stropnice A.....	88
Obrázek 102 – Reakce stropnice B .....	88
Obrázek 103 – Rozmístění zatížení působících na zeď.....	89
Obrázek 104 – Vykreslení normálové síly (vlevo) a ohybového momentu (vpravo) .....	90
Obrázek 105 – Schéma vymezení základové konstrukce.....	93
Obrázek 106 – Zatěžovací plocha základové konstrukce .....	93
Obrázek 107 – Normálová síla svislé nosné konstrukce .....	94
Obrázek 108 – Schématický řez ocelobetonového stropu .....	97
Obrázek 109 – Schématický půdorys (podrobněji viz výkresová dokumentace) .....	97
Obrázek 110 – Schéma nové skladby krovu .....	98

## 9 Seznam tabulek

Tabulka 1 – Zemní souvrství podle nedalekého vrtu z roku 2022 [7].....	27
Tabulka 2 – Těžká skladba podlahy.....	38
Tabulka 3 – Lehká skladba podlahy .....	39
Tabulka 4 – Skladba střechy .....	82

# 10 Seznam příloh

## Příloha 1 – Výkresová dokumentace

- Výkres 1 – Půdorys 1PP – stávající stav + výkres poruch (1:100)
- Výkres 2 – Půdorys 1NP – stávající stav + výkres poruch (1:100)
- Výkres 3 – Půdorys krovu – stávající stav + výkres poruch (1:100)
- Výkres 4 – Pohled východní a západní – stávající stav + výkres poruch
- Výkres 5 – Pohled severní a jižní – stávající stav + výkres poruch
- Výkres 6 – Půdorys 1PP – nový stav
- Výkres 7 – Půdorys 1NP – nový stav
- Výkres 8 – Půdorys krovu – nový stav

## Příloha 2 – Statické posouzení

1. Statické posouzení krovu
2. Statické posouzení vazného trámu
3. Statické posouzení základové konstrukce