

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA KONSTRUKCÍ POZEMNÍCH STAVEB



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Statická analýza nosných konstrukcí barokního zámku
Pravonín

Static analysis of load bearing constructions of Pravonín
chateau

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

Bc. Richard Čeněk

Praha 2022

Zadání diplomové práce



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Čeněk Jméno: Richard Osobní číslo: 477026
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:

Statická analýza nosných konstrukcí barokního zámku Právořin

Název diplomové práce anglicky:

Statical Analysis of Load Bearing Structures of Baroque Chateau Právořin

Pokyny pro vypracování:

- stručný popis stávajícího stavu objektu,
- statická analýza krovu a možné výpočetní přístupy,
- statická analýza klenby a možné výpočetní přístupy,
- stanovení vhodného přístupu při posuzování historické konstrukce.

Seznam doporučené literatury:

Vinař, J. Historické krovky - typologie, průzkum, opravy. 2010. Grada.
Solař, J. Poruchy a rekonstrukce zděných staveb. 2008. Grada.
Vinař, J.; Kufner, V. Historické krovky. Konstrukce a statika. 2004. 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: 20.09.2022

Termín odevzdání diplomové práce: 09.01.2023

Platnost zadání diplomové práce: _____

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

podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

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

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání

Podpis studenta

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci na téma „Statická analýza nosných konstrukcí barokního zámku Pravonín“ vypracoval samostatně, za odborného vedení vedoucí diplomové práce Ing. Anety Libecajtové, Ph.D., a že jsem veškeré podklady, ze kterých jsem při tvorbě práce čerpal, uvedl v seznamu použité literatury.

V Praze dne

.....

Bc. Richard Čeněk

Poděkování

Děkuji vedoucí Ing. Anetě Libecajtové, Ph.D. za odborné vedení, cenné rady, připomínky, za věnovaný čas a individuální přístup při tvorbě mé diplomové práce. Dále děkuji Doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, Ph.D. za průběžné konzultace diplomové práce a Ing. Tomáši Fůrstovi za umožnění přístupu do zámku a poskytnutí veškerých dostupných podkladů a kontaktů, díky čemuž tato práce mohla vzniknout.

Abstrakt

Předmětem diplomové práce je zpracování statické analýzy vybraných konstrukcí zámku Pravonín. Vybrané konstrukce byly modelovány různými výpočetními (numerickými) přístupy. Získané výsledky byly porovnány, diskutovány, a byla tak vyhodnocena efektivita zvolených výpočetních přístupů. V případě návrhu sanace vybrané konstrukce, bylo navrženo více možných sanačních opatření, jež byly mezi sebou porovnány, a byla vybrána nejvhodnější metoda pro konkrétně řešený případ.

Součástí práce je i aktualizování a doplnění stavebně-technického průzkumu z roku 2021, doměření vybraných konstrukcí a zpracování zjednodušené výkresové dokumentace.

Zámek Pravonín je veden jako nemovitá kulturní památka a proto byly sanační opatření a jejich technologie konzultovány s pracovníkem památkové péče a voleny s ohledem na zachování historické hodnoty objektu.

Klíčová slova

Zámek, krov, prostorový model, rovinný model, poddajnost, klenba, železobetonová rubová skořepina, trám, trámový strop, dřevobetonový trámový strop, sanace, degradace

Abstract

The diploma thesis deals with a static assessment of selected structures of historic Pravonin chateau. The selected constructions were modeled by various numerical approaches. The obtained outcomes were compared, discussed and the effectiveness of chosen approaches was assessed. The rehabilitation of the selected constructions was designed in more ways which were compared with each other and the most appropriate measure was chosen for the selected construction.

The structural-technical survey which was originally made in 2021 was updated, selected constructions were measured up and a simplified drawing documentation was drawn and it is also part of the thesis.

Pravonin chateau was registered as a immovable cultural monument so the remediation methods were consulted with monument care worker and they were designed with historical valuability of the chateau in mind.

Keywords

Chateau, roof, spatial model, planar model, flexibility, vault, reinforced concrete reverse shell, beam, beam ceiling, wooden concrete beam ceiling, remediation, degradation

Obsah

1.	Základní informace o objektu.....	11
1.1.	Stručný popis objektu	11
1.2.	Historie objektu.....	12
1.3.	Konstrukční řešení objektu	14
1.4.	Stávající stav objektu.....	19
1.4.1.	Základové konstrukce.....	23
1.4.2.	Svislé konstrukce	24
1.4.3.	Vodorovné konstrukce	24
1.4.4.	Schodiště	24
1.4.5.	Krov	25
1.4.6.	Okolí objektu	27
2.	Statická analýza vybraných nosných konstrukcí.....	29
2.1.	Použité programy, normy a značky v posudcích	30
2.1.1.	Použité programy	30
2.1.2.	Použité normy	30
2.1.3.	Použité značky v posudcích	31
2.1.3.1.	Obecné značky.....	31
2.1.3.2.	Značky v posudcích betonových konstrukcí	31
2.1.3.3.	Značky v posudcích dřevěných konstrukcí	32
2.1.3.4.	Značky v posudcích zděných konstrukcí.....	32
2.2.	Krov	34
2.2.1.	Vliv poddajnosti spojů prvků krovu na výsledné vnitřní síly	35
2.2.1.1.	Princip výpočtu	35
2.2.1.2.	Spoje použité v krovu a jejich vliv na výpočetní modely.....	37
2.2.1.3.	Přehled zatížení na celém krovu	39
2.2.1.4.	Přehled vybraných zatížení na uvažované části krovu	42

2.2.1.5.	Průběhy vnitřních sil.....	42
2.2.1.6.	Vyhodnocení a porovnání jednotlivých modelů	75
2.3.	Stropní trémové konstrukce.....	80
2.3.1.	Spřážený dřevobetonový strop	80
2.3.1.1.	Princip výpočtu	80
2.3.1.2.	Přehled zatížení a průběhy vnitřních sil	81
2.3.1.3.	Návrh	81
2.3.1.4.	Posouzení dřevobetonového stropu pro rozpon 4,3 m:	82
2.3.2.	Vyhodnocení a porovnání jednotlivých sanačních metod	88
2.4.	Klenby.....	90
2.4.1.	Stávající nesanovaná klenba	90
2.4.1.1.	Princip výpočtu	90
2.4.1.2.	Přehled zatížení a průběhy vnitřních sil	90
2.4.1.3.	Porovnání jednotlivých modelů	93
2.4.1.4.	Posouzení	95
2.4.2.	Železobetonová rubová skořepina	96
2.4.2.1.	Princip výpočtu	96
2.4.2.2.	Přehled zatížení a průběhy vnitřních sil	96
2.4.2.3.	Návrh	101
2.4.2.4.	Posouzení sanace	102
2.4.3.	Zesílení zdiva uhlíkovými lamelami	110
2.4.3.1.	Přehled zatížení a průběhy vnitřních sil	110
2.4.3.2.	Návrh	112
2.4.3.3.	Posouzení sanace	112
2.4.4.	Vyhodnocení a porovnání jednotlivých sanačních metod	117
3.	Závěr	118
4.	Seznam obrázků	122
5.	Seznam grafů.....	130

6.	Seznam použité literatury a programů.....	131
6.1.	Seznam použitých norem.....	131
6.2.	Seznam ostatní použité literatury.....	131
6.3.	Seznam použitých programů.....	133
7.	Seznam příloh.....	133

Úvod

Podle národního památkového úřadu je na území středočeského kraje v současné době evidováno v Ústředním seznamu kulturních památek 4436 kulturních památek. Mezi ně spadá kromě chráněných celků, jako jsou městské a vesnické památkové rezervace či chráněná krajinná území, i řada historických stavebních objektů, jako jsou hradní a zámecké areály, sakrální a venkovské stavby (1).

Na těchto stavbách byl zaznamenán jednak architektonický vývoj, ale i původní konstrukce s tehdejšími způsoby řešení a zpracování, které se díky naší postupné průmyslové modernizaci a s tím spojeným omezením ručního opracovávání staly raritou.

Tyto objekty jsou ale někdy z důvodu nezájmu ze strany majitele, nedostatku financí či jiných příčin ve velmi špatném až havarijním technickém stavu a v mnoha případech, často z důvodu neodborných zásahů či nešetrné developerské činnosti, se toto nenahraditelné architektonické a kulturní dědictví dokonce blíží ke svému zániku. Ve středočeském kraji se jedná především o zámecké areály s hospodářskými budovami v Chotýšanech, Petrovicích, Zvěstově, Buštěhradu a Pravonínu (1).

V rámci diplomové práce se zabývám statickou analýzou vybraných nosných konstrukcí zchátralého barokního zámku Pravonín. Diplomová práce čerpá z provedeného stavebně technického průzkumu, který byl v rámci práce doplněn a aktualizován. Zcela nově byl zpracován stavebně technický průzkum krovu, který dříve nebyl zpřístupněn. Diplomová práce se především soustředí na návrh nových sanačních metod a jejich podrobnou analýzu.

Cílem diplomové práce je provedení statické analýzy vybraných nosných konstrukcí na základě vytvoření odlišných statických modelů (deskové/prutové, rovinné/prostorové, bez zohlednění tuhostí styků/se zohledněním tuhostí styků), posouzení jednotlivých sanačních metod, jejich porovnání a vyhodnocení účinnosti a vhodnosti řešení.

1. Základní informace o objektu

1.1. Stručný popis objektu

Zámek Pravonín je nemovitá kulturní památka, která se nachází na podlouhlé návsi v centru obce Pravonín ležící na jihu střežochského kraje poblíž města Vlašim. Jedná se o dvoupodlažní nepodsklepený objekt s nevyužívaným podkrovím a valbovými střechami s kovovou věžičkou o půdorysném tvaru k severu orientovaného písmene E.

Do ulice směruje bohatě zdobené průčelí s barokním štítem centrální části objektu, na kterou navazují na východní a západní straně méně zdobená krajní křídla (Obrázek 1-4). S východní strany k zámku přiléhá dnes již zaniklá okrasná zahrada a ze severu hospodářský areál.



Obrázek 1: Jižní pohled na objekt



Obrázek 2: Severní pohled na objekt



Obrázek 3: Východní pohled na objekt



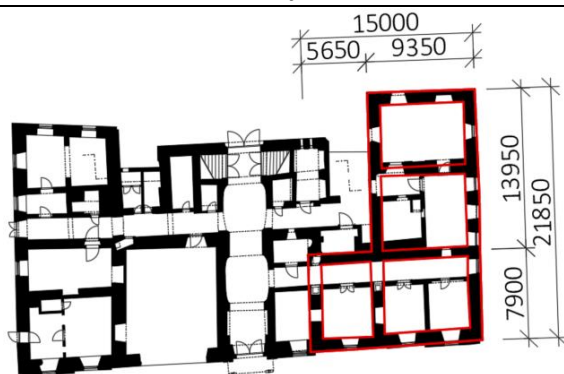
Obrázek 4: Západní pohled na objekt

1.2. Historie objektu

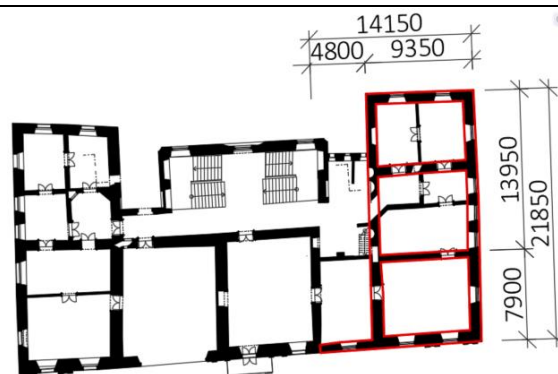
První dochovaná zmínka o objektu je z roku 1616. Původní renesanční sídlo, jehož pozůstatky se nachází ve východním křídle zámku, bylo výrazně menšího rozsahu oproti dnešnímu stavu. Jednalo se o patrový objekt půdorysu L sestávajícího se z hlavního příčného traktu, na který na západní straně navazovalo malé křídlo (Obrázek 5 a 6) (2); (3).

K rozsáhlé barokní přestavbě, která objekt rozšířila do dnešního rozměru, došlo před rokem 1733 a následně ještě po roce 1760, přičemž druhá etapa se projevila především na vnější podobě zámku (2); (3).

Základní informace o objektu

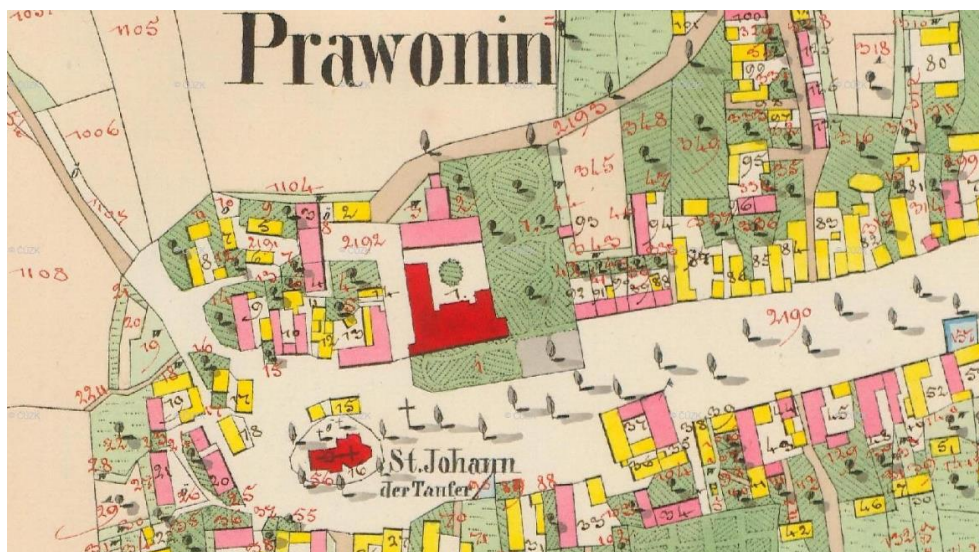


Obrázek 5: Půdorys 1.NP s červeně vyznačeným obrysem pozůstatku původní tvrze (4)



Obrázek 6: Půdorys 2.NP s červeně vyznačeným obrysem pozůstatku původní tvrze (4)

V historických katastrálních mapách z roku 1838 (Obrázek 7) je objekt zakreslen po pozdně barokních a klasicistických úpravách dokonce v ještě větším rozsahu, než je dnes. Západní křídlo bylo delší o 15 – 20 m a u jižní části byly ze stran přistavěny menší přístavky. Po těchto částech se ovšem nedochovaly žádné stopy. Mapa dále zobrazuje i rozložení předzahrádky a okrasné zahrady ve východní části (2); (3).



Obrázek 7: Císařské povinné otisky stabilního katastru z roku 1838 (5)

V druhé polovině 19. století došlo k neorenesanční přestavbě především jižního průčelí objektu, při které byl postaven i litinový balkón, byla změněna vnitřní dispozice objektu a vznikl dnešní krov s oplechovanou věžičkou (2); (3).

Stavební úpravy provedené ve 20. století zámek poznamenaly negativně. Došlo například k výstavbě lehkých příček, některé otvory byly zazděny a u jiných byly historické výplně nahrazeny novými. V období socialismu měly v zámku sídlo různé státní instituce jako policie či pošta. Ve druhé polovině 20. století začal zámek chátrat, jednotlivé instituce objekt začaly opouštět až v 80. letech, nakonec pobočku uzavřela i pošta a od té doby je zámek opuštěný. Po mnoha letech častého střídání majitelů a postupném chřadnutí zámku objekt

Základní informace o objektu

koupila na přelomu roku 2019 a 2020 kladenská společnost Thermogas Profibau s.r.o., která objekt stabilizovala a postupně jej opravuje.

Při porovnání dochované pohlednice z roku 1935 (Obrázek 8) a současné fotografie z roku 2022 (Obrázek 9) je patrný rozsah devastace zámku.



Obrázek 8: Archivní pohlednice z roku 1935 (6)



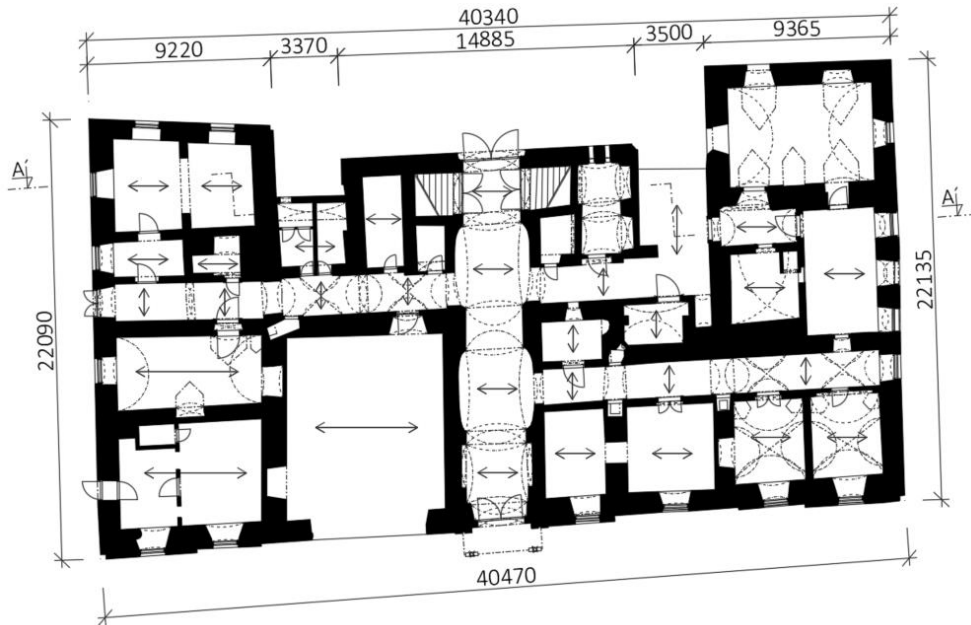
Obrázek 9: Fotografie objektu z roku 2022

1.3. Konstrukční řešení objektu

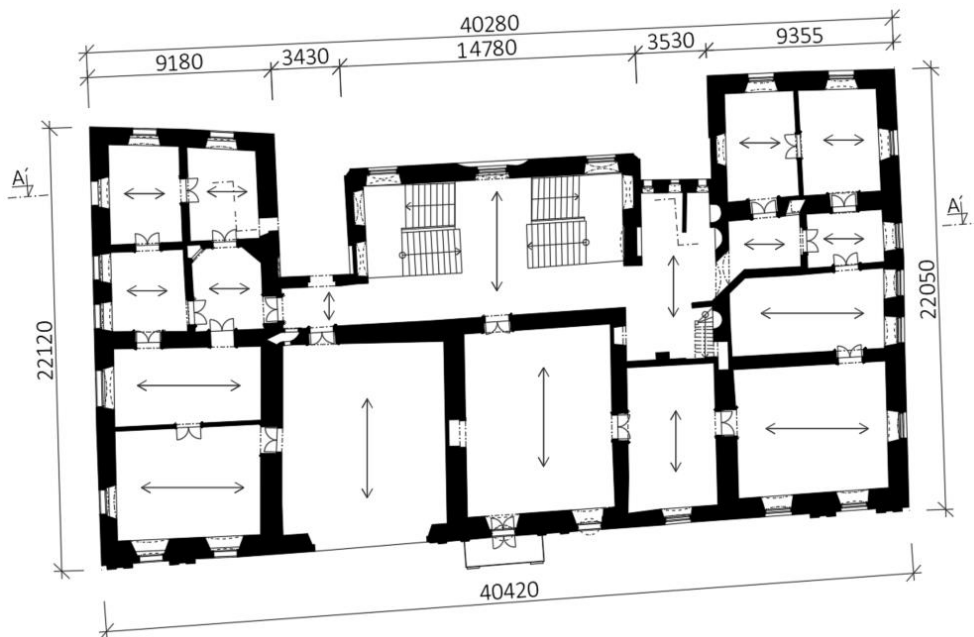
Stavebně technický průzkum objektu byl mnou zpracován v roce 2021 v bakalářské práci Stavebně-technický průzkum zámku Právoň a návrh sanačních opatření, a pro potřeby diplomové práce byl průzkum přepracován, aktualizován a zestručněn.

Základní informace o objektu

Konstrukční systém objektu je obousměrný stěnový se vzájemně propojenými a navazujícími trakty. Na obrázku 10 a 11 jsou schematické půdorysy vnitřní dispozice objektu se znázorněnými klenbami a šipkami směru pnutí dřevěných trámových stropů.

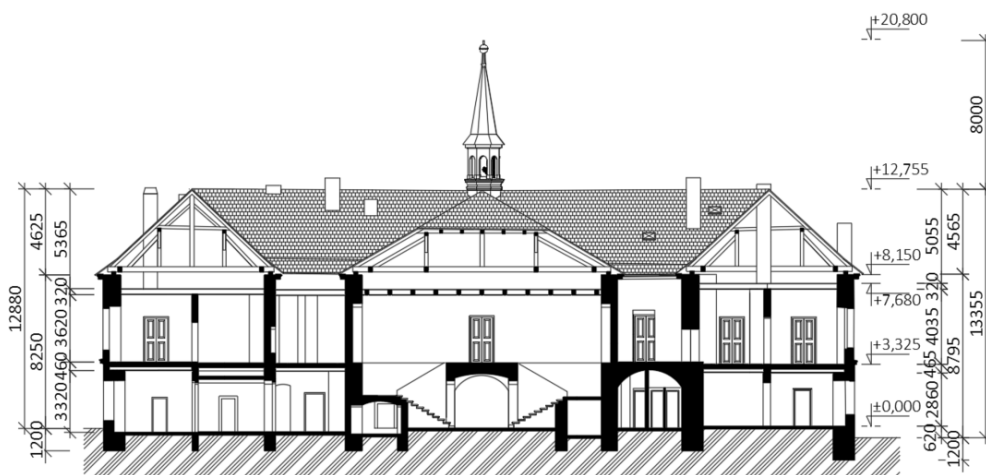


Obrázek 10: Půdorys 1.NP s vyznačenými klenbami a směrem pnutí stropů (4)



Obrázek 11: Půdorys 2.NP s vyznačenými klenbami a směrem pnutí stropů (4)

Na obrázku 12 je schematický řez znázorňující výškové uspořádání objektu s vyznačenými konstrukčními i světlymi výškami podlaží.



Obrázek 12: Řez A-A' (4)

Geologické podloží v okolí zámku je tvořeno převážně pararulou a místy žilnými křemeny. Objekt je založen v hloubce 1,0 m - 1,2 m na základových pasech z lomového kamene pravděpodobně z ortoruly, která se těžila v okolí.

Nosné stěny tloušťky 1,05 m - 1,5 m v případě obvodových a 0,45 m - 1,2 m v případě vnitřních nosných jsou ze smíšeného zdiva zděného na vápennou maltu. Lomový kámen se vyskytuje především v části původní renesanční tvrze, zatímco cihelné zdivo spíše v jižním průčelí.

Příčky jsou provedené v tloušťkách 150 mm – 300 mm a jsou zděné stejně jako nosné stěny ve starší části objektu z lomového kamene a dále převážně z plných pálených cihel. Místy v přízemí se nachází i nepůvodní příčky z cihel plných pálených tloušťky 75 mm a z cihel děrovaných tloušťky 115 mm.

V objektu se nachází celkem osm komínových těles vyzděných z jednovrstvého cihelného zdiva, které jsou konstruovány průběžně z přízemí až nad střešní plášť. Do každého průduchu jsou napojeny 1 – 2 krby.

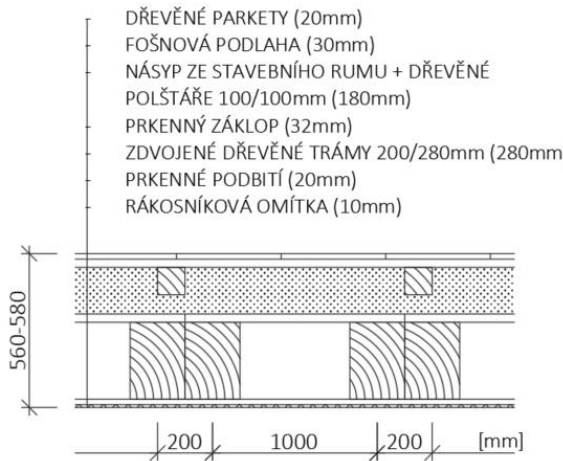
Nadpraží otvorů jsou řešena převážně cihelnými, někde kamennými, oblouky v tloušťce celé stěny se vzepětím 100 mm - 600 mm, rovnými cihelnými pásy a místy nepůvodními železobetonovými, ocelovými a ocelokeramickými překlady. U otvorů v příčkách je někdy nadpraží tvořeno kamenným překladem, či dřevěným nadpražím zárubně.

V objektu jsou stropní konstrukce tvořeny převážně dřevěnými trámovými stropy a původní cihelnou valenou klenbou s lunetami. Dřevěné stropní trámy, které jsou místy zdvojeny, jsou v osových roztečích 0,6 m – 1,2 m uloženy do kapes ve zdivu. Průřezy trámů se liší dle rozponu od průřezu 120/120 mm pro rozpon do 1,3 m, přes průřezy 180/180 mm a 180/220 mm pro rozpon do 4,3 m, po průřez 200/280 mm pro rozpon na 4,3 m.

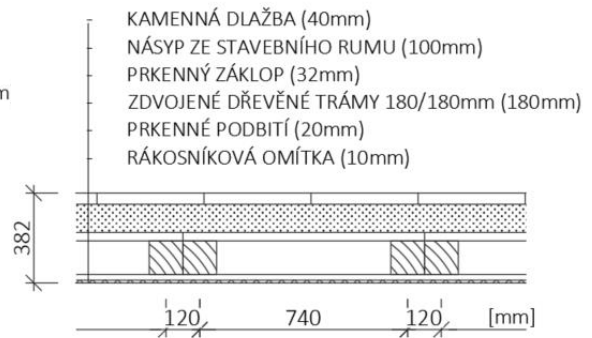
Základní informace o objektu

Na stropních trámech v přízemí je spodní prkenný záklop, násyp ze stavebního rumu s dřevěnými polštáři a fošnová podlaha, na které jsou dřevěné parkety. V patře na chodbě jsou namísto tohoto souvrství přímo do násypu uloženy kamenné dlaždice. Na stropních trámech prvního patra je uložena pouze fošnová podlaha podkroví.

Rovné podhledy dřevěných trámových stropů tvoří prkenné podbití s rákosovou omítkou. Klenuté podhledy tvoří cihelné valené klenby tloušťky 150 mm místy doplněné lunetami, které jsou omítnuty vápennou omítkou.

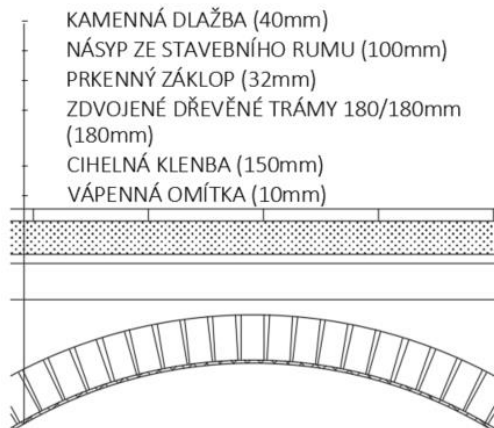


Obrázek 13: Velkorozponový strop 1.NP se zdvojenými trámy a rovným podhledem (4)

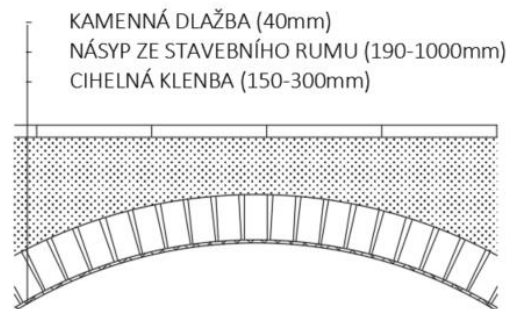


Obrázek 14: Středně rozponový strop 1.NP se zdvojenými trámy a rovným podhledem (4)

Jediná nosná klenba stropu nacházející se v části původní renesanční tvrže je z plných pálených cihel zděných v tloušťce 300 mm na vápennou maltu. Na klenbě je uložen násyp ze stavebního rumu, do kterého jsou uloženy kamenné dlaždice.



Obrázek 15: Klenutý strop s podhledem tvořeným valenou klenbou (4)



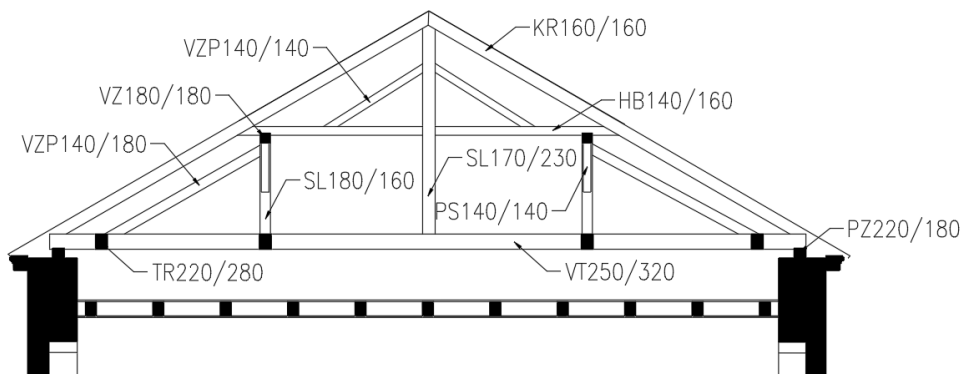
Obrázek 16: Klenutý strop tvořený nosnou valenou klenbou (4)

Hlavní schodiště objektu z přízemí do patra se skládá ze dvou protilehlých dřevěných dvouramenných vřetenových schodišť s mezipodestou. Mezipodestu v jednom případě tvoří cihelná klenba typu česká placka s kamennými dlaždicemi ukládanými do násypu stavebního

Základní informace o objektu

rumu, v druhém případě nepůvodní keramické stropy Hurdis. Vedlejší schodiště zpřístupňující podkroví je dřevěné smíšené jednoramenné.

Krov objektu je vaznicová soustava stojatá stolice s rozpětím 9,15 m a 14,15 m. Plné vazby jsou v roztečích cca 5,5 m se 3 - 4 jalovými vazbami v roztečích do 1,1 m.



Obrázek 17: Řez krovem s popisem prvků (4)

V plných vazbách jsou na pozednicích uloženy masivní vazné trámy, do kterých jsou začepovány dva krajní a jeden středový sloupek. Krajní sloupky jsou v podélném směru zajištěny o vaznici pásky a v příčném směru o vazný trám vzpěrami. Středové sloupky jsou zajištěny pouze v příčném směru o hambálky vzpěrami. Na krajní sloupky jsou dále uloženy vaznice podporující hambálky, které rozpírají krokve. Krokve jsou uloženy na vazném trámu, v poli na hambálku a ve vrcholu středovým sloupkem.

V jalových vazbách jsou krokve uloženy do kráčat, v poli na hambálky a ve vrcholu se vzájemně podpírají. Kráčata jsou na jedné straně uložena do zdiva a na druhé začepována do trámů pnutých mezi vaznými trámy.

Původní střešní plášť ze šablon z černé břidlice se dochoval pouze na věžičce a štítu. Na jižní valbě jej tvoří bobrovka s korunovým krytím a na zbylých valbách eternitové střešní šablony.

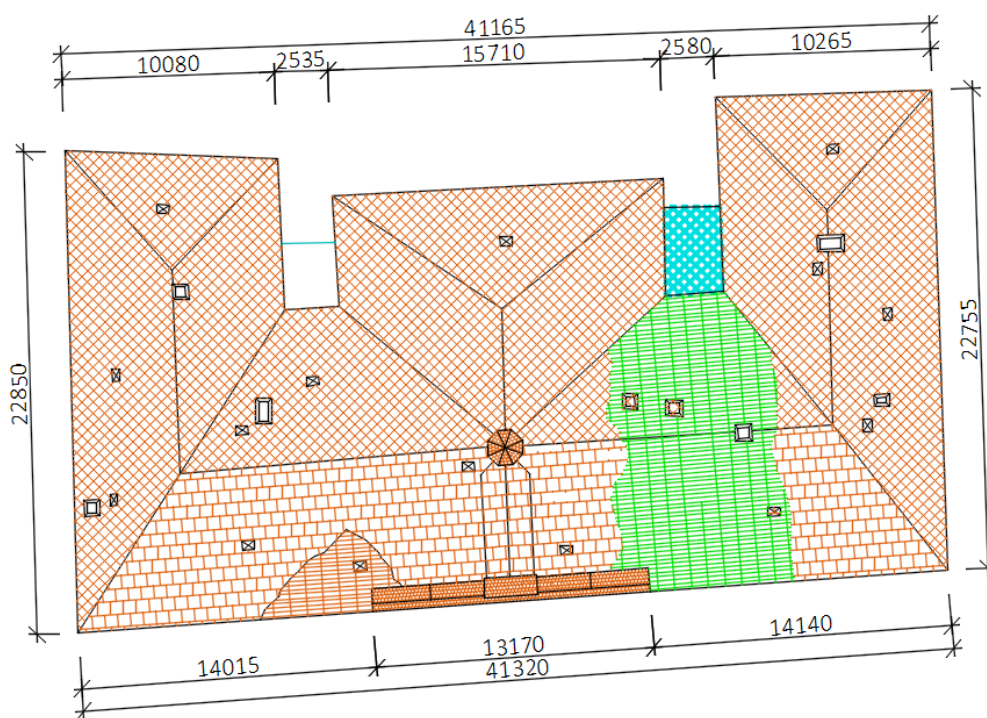
Vnější i vnitřní omítky jsou vápenné, přičemž fasáda především jižního průčelí je bohatě zdobena pilastry, bosáží a místy i sgrafitovými vzory.

Původní dveře jsou barokní dřevěné často zdobené řezbou. Původní barokní okna jsou dvojí s rovným či klenutým nadpražím, někdy doplněná o nadsvětlík.

1.4. Stávající stav objektu

Objekt je ve velmi špatném technickém, částečně havarijním stavu. Ve svislých konstrukcích jsou rozsáhlé trhliny, na některých místech došlo dokonce ke zřícení částí nosných stěn po výšce všech podlaží. Dřevěné konstrukce stropů a krovu jsou napadeny hnilobou a v důsledku toho došlo jak k lokálním propadům částí stropů a střechy, tak i ke kolapsům stropů nad celými místnostmi.

Kvůli takto rozsáhlému poškození nosných konstrukcí bylo nutné dočasně stabilizovat objekt vnějším nosným systémem, aby se zabránilo jeho zřícení. Špatný technický stav objektu je způsoben dlouhodobým zanedbáváním základní údržby a průběžných oprav, což vedlo k postupnému poškození jednotlivých konstrukcí a jejich vrstev a jejich následnému vystavení povětrnostním a biologickým vlivům.



Obrázek 18: Půdorys střechy - stávající stav s vyznačenými poruchami

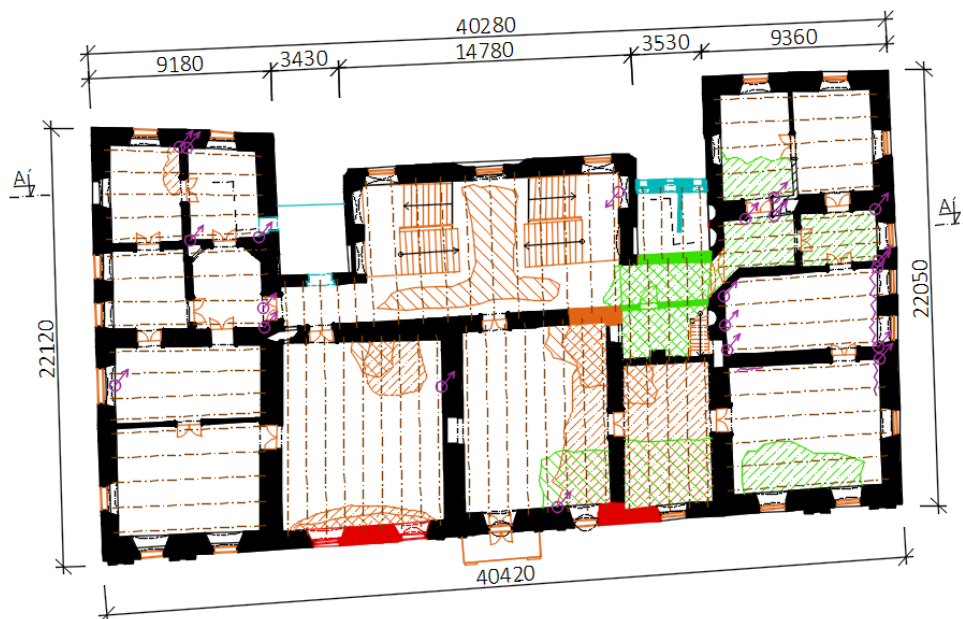
LEGENDA:

- POŠKOZENÉ KONSTRUKCE
- CHYBĚJÍCÍ KONSTRUKCE
- NEPŮVODNÍ KONSTRUKCE
- ETERNITOVÉ STŘEŠNÍ ŠABLONY
- KERAMICKÉ STŘEŠNÍ TAŠKY TYP BOBROVKA
- STŘEŠNÍ ŠABLONY Z ČERNÉ BRIDLICE
- SILNĚ POŠKOZENÝ STŘEŠNÍ PLÁŠŤ
- ZŘÍCENÝ/ROZEBRANÝ STŘEŠNÍ PLÁŠŤ VČETNĚ KROVU

Obrázek 19: Legenda k půdorysu střechy stávajícího stavu
















Obrázek 20: Půdorys 1.NP – stávající stav s vyznačenými poruchami



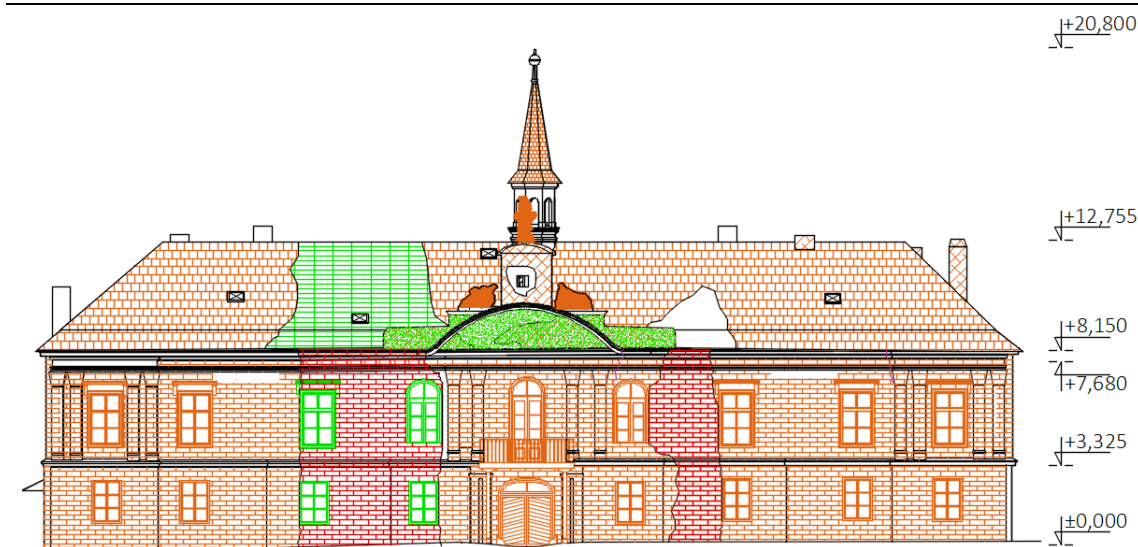
Obrázek 21: Půdorys 2.NP – stávající stav s vyznačenými poruchami

LEGENDA:

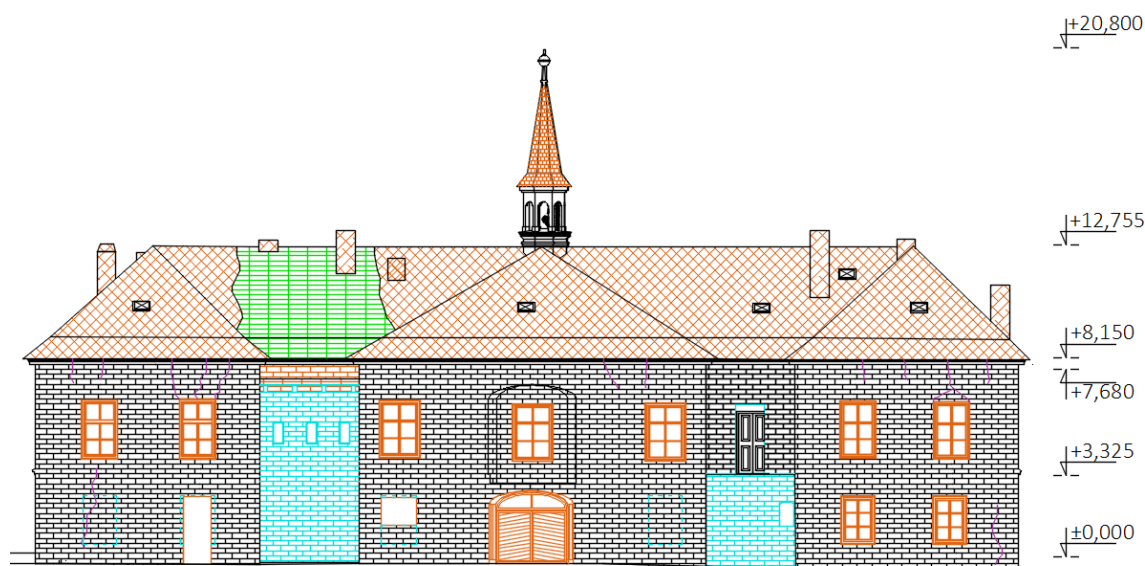
	POŠKOZENÉ KONSTRUKCE		STÁVAJÍCÍ ZDĚNÉ KONSTRUKCE ZE SMÍŠENÉHO ZDIVA ZDĚNÉHO NA VÁPENNOU MALTU
	CHYBĚJÍCÍ KONSTRUKCE		POŠKOZENÉ STROPNÍ KONSTRUKCE
	NOVÉ KONSTRUKCE		ZŘICENÉ STROPNÍ KONSTRUKCE
	NEPŮVODNÍ KONSTRUKCE		POŠKOZENÉ PODLAHOVÉ KONSTRUKCE
	VODOROVNÁ TRHLINA VE STROPĚ ŠÍŘKY > 10mm		ZŘICENÉ PODLAHOVÉ KONSTRUKCE
	SVISLÁ TRHLINA VE STĚNĚ ŠÍŘKY > 10mm		OSY ODHALENÝCH STROPNÍCH TRÁMŮ
			OSY PŘEDPOKLÁDANÝCH STROPNÍCH TRÁMŮ

Obrázek 22: Legenda k půdorysům stávajícího stavu

Základní informace o objektu



Obrázek 23: Jižní pohled - stávající stav s vyznačenými poruchami

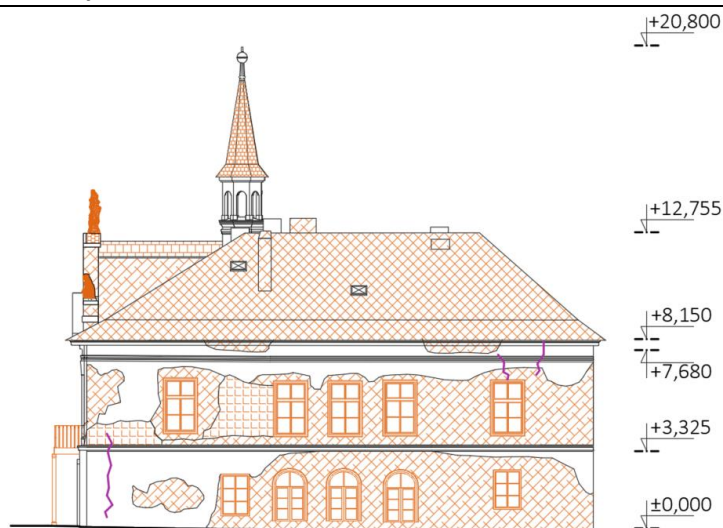


Obrázek 24: Severní pohled - stávající stav s vyznačenými poruchami

LEGENDA:

	POŠKOZENÉ KONSTRUKCE		POŠKOZENÁ OMÍTKA
	CHYBĚJÍCÍ KONSTRUKCE		KERAMICKÉ STŘEŠNÍ TAŠKY TYPU BOBROVKA S VELKÝM MNOŽSTVÍM MALÝCH POŠKOZENÍ
	NOVÉ KONSTRUKCE		STŘEŠNÍ TAŠKY Z ČERNÉ BRÍDLICE S VELKÝM MNOŽSTVÍM MALÝCH POŠKOZENÍ
	NEPŮVODNÍ KONSTRUKCE		ETERNITOVÉ STŘEŠNÍ ŠABLONY S VELKÝM MNOŽSTVÍM MALÝCH POŠKOZENÍ
	ZAZDĚNÉ OTVORY		SILNĚ POŠKOZENÝ STŘEŠNÍ PLAŠŤ
	TRHLINA ŠÍŘKY > 10mm		ZŘÍCENÝ STŘEŠNÍ PLAŠŤ VČETNĚ ČÁSTI KROVU
	ODHALENÉ PŮVODNÍ SGRAFITOVÉ VZORY		
	ODHALENÁ PŮVODNÍ BOŠÁŽ		
	ODHALENÉ SMÍŠENÉ ZDIVO		

Obrázek 25: Legenda k severnímu a jižnímu pohledu stávajícího stavu










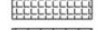


Obrázek 26: Východní pohled - stávající stav s vyznačenými poruchami (4)



Obrázek 27: Západní pohled - stávající stav s vyznačenými poruchami (4)

LEGENDA:

	POŠKOZENÉ KONSTRUKCE		POŠKOZENÁ OMÍTKA
	NEPŮVODNÍ KONSTRUKCE		KERAMICKÉ STŘEŠNÍ TAŠKY TYPU BOBROVKA S VELKÝM MNOŽSTVÍM MALÝCH POŠKOZENÍ
	ZAZDĚNÉ OTVORY		STŘEŠNÍ TAŠKY Z ČERNÉ BRÍDLICE S VELKÝM MNOŽSTVÍM MALÝCH POŠKOZENÍ
	TRHLINA ŠÍŘKY > 10mm		ETERNITOVÉ STŘEŠNÍ ŠABLONY S VELKÝM MNOŽSTVÍM MALÝCH POŠKOZENÍ
	ODHALENÉ PŮVODNÍ SGRAFITOVÉ VZORY		
	ODHALENÉ SMÍŠENÉ ZDIVO		

Obrázek 28: Legenda k pohledům stávajícího stavu (4)

Oproti bakalářské práci byly zjištěny nové skutečnosti, které zásadním způsobem ovlivňují jeho budoucí vývoj. Od roku 2019, kdy byl v rámci bakalářské práce proveden stavebně technický průzkum, byly na zámku provedeny opravné stavební práce, jako uschování historických dveří či obložek, dozdění některých zřícených stěn a zesílení základů prokládaným betonem.

1.4.1. Základové konstrukce

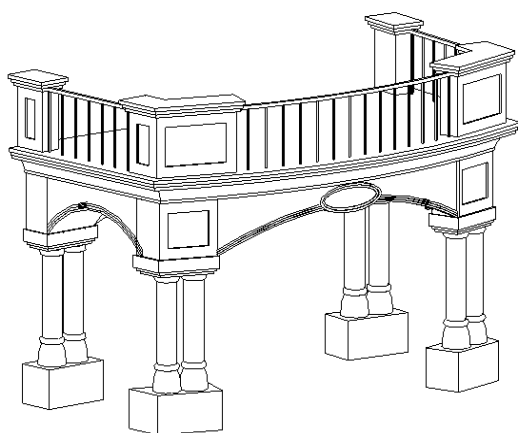
Na základě opakovaného vizuálního průzkumu objektu nebyly zjištěny poruchy, které by měly příčinu v nedostatečném založení. Pro zesílení a stabilizaci konstrukčního systému však byly základy zesíleny po obvodu objektu prokládaným betonem.

Při přípravných terénních pracích byly nalezeny pozůstatky čtyř základových patek rozměru 1,2/1,2 m hloubky 1,0 m z lomového kamene zděného na vápennou maltu. Základy byly pravděpodobně od dnes již zaniklého balkónu. Tomu nasvědčuje i viditelně dozděný parapet okna ve 2. podlaží, ke kterému vede honosná chodba schodišťové haly (Obrázek 29).

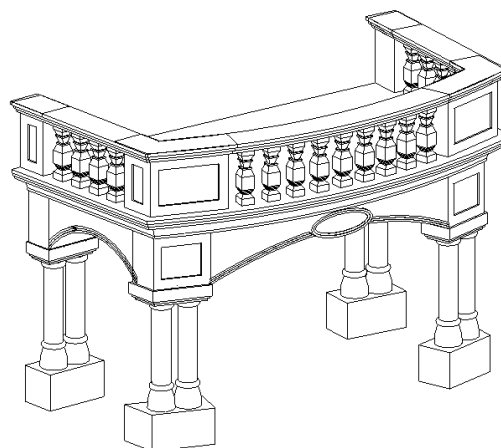


Obrázek 29: Dozděný parapet

Majitel objektu se rozhodl na místě zaniklého balkónu, od kterého se nedochovaly žádné plány či kresby, postavit nový balkón v barokním stylu za použití historických materiálů a technik (Obrázek 30 a 31).



Obrázek 30: Vizualizace návrhu nového balkónu A



Obrázek 31: Vizualizace návrhu nového balkónu B

1.4.2. Svislé konstrukce

Zdivo má často vydrolené spáry, místy zdící prvky zcela chybí a nachází se v něm rozsáhlé trhliny. Na severní a jižní straně objektu v minulosti došlo k částečnému zřícení obvodových stěn a někde i po celé výšce objektu, ale v rámci probíhajících oprav zámku již probíhá jejich dozdivání (Obrázek 32). Zdivo vykazuje známky zvýšené vlhkosti způsobené špatným vyspádováním terénu v okolí objektu a především poškozením podokapních žlabů a absencí svodů střechy.



Obrázek 32: Dozděná zřícená stěna

Příčky v objektu jsou poškozeny trhlinami způsobenými deformacemi a posuny nosných konstrukcí, což někde vedlo i k jejich celkovému kolapsu.

1.4.3. Vodorovné konstrukce

U dřevěných trámových stropů došlo místy k porušení stropních trámů, což někde vedlo i k jejich celkovému kolapsu. Dřevěné konstrukce jsou silně napadeny hnilobou a to jak u zhlaví, tak i v poli v místech zatékání dešťové vody. Bylo nalezeno i napadení dřevokaznou celulozovorní houbou, pravděpodobně pornatkou oparovou. Napadení dřevokazným hmyzem nalezeno nebylo.

1.4.4. Schodiště

Hlavní schodiště objektu je poškozeno stejně jako stropní konstrukce hnilobou a to především v blízkosti uložení dřevěných stupňů. Byly nalezeny známky napadení dřevokazným hmyzem, dle tvaru a velikosti výletových otvorů se pravděpodobně jedná o larvy červotoče.

U vedlejšího schodiště došlo spolu se stropní a svislou nosnou konstrukcí v jeho okolí ke zřícení celé jeho spodní části.

1.4.5. Krov

V důsledku zanedbání údržby a oprav je střešní plášť objektu silně poškozen. Střešní tašky jsou degradované, místy zcela chybí, stejně tak i výplně střešních oken. Odvodnění střechy je poškozené a nekompletní. Těmito místy se do krovu dostává srážková voda.

Dřevěné bednění, které je v části střechy, kde byl původní střešní plášť z břidlice nahrazen eternitovými šablonami, je globálně napadeno dřevokaznou houbou. Dle bílého zbarvení a pružných provazců se pravděpodobně jedná o porotatku oparovou (Obrázek 33). Většina ostatních dochovaných prvků krovu nevykazuje známky napadení hnilobou, ale místy jsou zřetelné výletové otvory od dřevokazného hmyzu. Dle jejich tvaru se jedná pravděpodobně o larvy červotoče (Obrázek 34).



Obrázek 33: Dřevěné bednění napadené dřevokaznou houbou



Obrázek 34: Vazný trám napadený dřevokazným hmyzem

V místech hřebenů, úžlabí a nároží, kde je střešní krytina nejvíce poškozená (Obrázek 35), a v místě vysklených střešních oken jsou dřevěné prvky lokálně napadeny hnilobou. Jedná se především o patní část krovu (Obrázek 36).



Obrázek 35: Poškozený střešní plášť v místě střešního nároží



Obrázek 36: Zhlaví trámu napadené hnilobou

Vazné trámy, kráčata a výměny vazných trámů jsou v těchto místech napadeny hnilobou většinou ve své prostřední části v délce 1,0 m – 2,0 m (Obrázek 37). Pozednice, která je v kontaktu s vlhkým zdivem je hnilobou poškozena v celé délce. V jižní a východní části objektu došlo společně s kolapsem nosných stěn i ke zřícení celé části krovu (Obrázek 38).

Statická analýza sanačních opatření dominantních konstrukcí zámku Pravonín

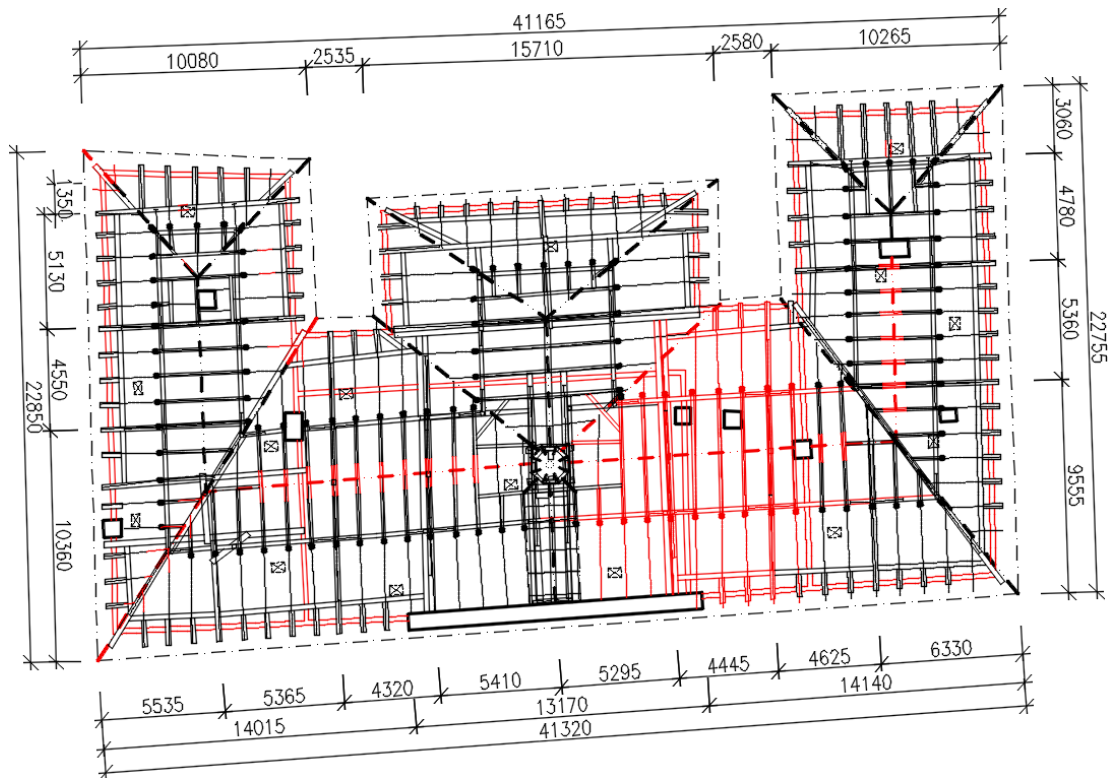
Základní informace o objektu



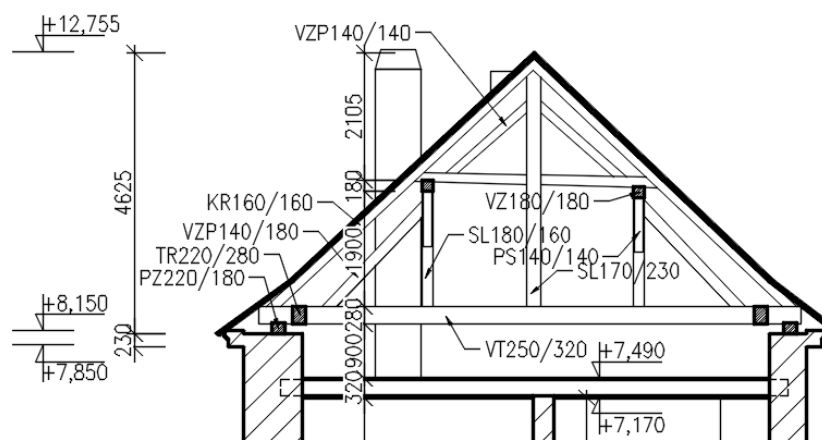
Obrázek 37: Vazný trám napadený hnilobou v prostřední části pod hřebenem



Obrázek 38: Zřícená část krovu



Obrázek 39: Půdorys krovu se zakresleným poškozením



Obrázek 40: Řez krovem

1.4.6. Blízké okolí objektu

Prefabrikované hospodářské budovy (Obrázek 41 - označeny červeně) na sever a severovýchod od objektu (Obrázek 41 - označen modře), které jsou v jeho těsné blízkosti, budou dle Ing. Tomáše Fursta, který řídí postupnou opravu a renovaci zámku, v následujících letech demontovány, převezeny a znovu smontovány na nevyužívaném pozemku (Obrázek 42 - označen žlutě) přes půl kilometru vzdáleného hospodářského areálu nacházejícího se v severní části Pravonína. Historická hospodářská stavba (Obrázek 41 - označena zeleně, Obrázek 43) bude zachována, nepůvodní konstrukce budou odstraněny a objekt bude opraven společně se zámekem.



Obrázek 41: Situace areálu v blízkosti zámku



Obrázek 42: Situace přesunu hospodářských budov

Pozemek, na kterém se dnes hospodářské budovy nacházejí, bude připojen k ostatním pozemkům zámku. Na těchto pozemcích budou obnoveny zámecké zahrady, které se

Základní informace o objektu

rozprostíraly především na severu a na východě od objektu. Stávající pažící stěna (Obrázek 44) od hospodářských budov v severní části bude po jejich přesunu zachována, opravena a bude obložena lomovým kamenem. V severní části tak vzniknou zahradní terasy.



Obrázek 43: Historická hospodářská budova



Obrázek 44: Stávající pažící stěna

2. Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

V této práci se zaměřuji především na statickou analýzu konstrukce krovu, konstrukce trámových stropů a kleneb. Jednotlivé konstrukce byly v programu RFEM od společnosti Dlubal modelovány několika odlišnými způsoby, které byly vzájemně porovnány a vyhodnoceny. Posuzované sanace konstrukcí byly současně navrženy různými sanačními metodami za účelem porovnání účinnosti jednotlivých metod v daných případech.

V případě statické analýzy krovové konstrukce bylo voleno porovnání mezi prostorovými a rovinnými prutovými modely bez zohlednění tuhosti/poddajnosti spojů a podpor a se zohledněním tuhosti/poddajnosti. Tesařské spoje dřevěných prvků krovu jako jsou například spojení pásku/vaznice, pásku/sloupku a vzpěra/vazný trám nejsou reálně zcela tuhé a dochází v nich k posunům, které mají za následek změnu průběhu vnitřních sil. Zanedbání těchto posunů může výrazně změnit průběhy vnitřních sil a zapříčinit tak poddimenzování některých konstrukčních prvků. Proto byly tyto posuny ve statických modelech zohledněny poddajnostmi spojů a jejich výsledné průběhy vnitřních sil porovnány s modely bez zavedených poddajností.

S památkovým úřadem bylo projednáno odstranění stávajících dřevěných stropních konstrukcí a jejich nahrazení dřevobetonovými spřaženými stropy, které přispějí ke zvýšení celkové tuhosti objektu a jejich použití bude efektivnější, než původní sanované trámové stropy doplněné trámovými kleštěmi. Stropní trámy byly tedy navrženy a posouzeny pro odlišné konstrukční a materiálové řešení (dřevobetonové/ocelobetonové, se spřažením/bez spřažením) a jejich efektivita pro různé rozpony porovnána na základě plochy průřezu a celkové hmotnosti.

V bakalářské práci byla klenba nesoucí podlahové konstrukce posouzena na nově zvýšené zatížení pomocí zjednodušeného modelu se zanedbáním lunet a na základě průběhů napětí byla navržena její sanace. Pro klenbu byly vytvořeny a zatíženy zjednodušené rovinné modely, zjednodušený prostorový model valené klenby se zanedbanými lunetami a prostorový model valené klenby s lunetami a výsledné vnitřní síly byly porovnány a rozdíly byly zhodnoceny. Sanace klenby byla následně navržena a posouzena pro odlišná konstrukční a materiálová sanační řešení, která mezi sebou byla následně porovnána.

2.1. Použité programy, normy a značky v posudcích

2.1.1. Použité programy

Výpočet vnitřních sil konstrukcí byl proveden pomocí softwaru Dlubal FEM 5.22 od společnosti Dlubal Software. Program je založen na metodě konečných prvků a je určen pro výpočty vnitřních sil, deformací a reakcí prutových, plošných i objemových konstrukcí a jejich posudků dle platných národních i mezinárodních norem. Lze řešit rovinné i prostorové konstrukce z betonu, oceli, dřeva, skla a mnoha jiných materiálů pomocí lineární i nelineární analýzy (7).

Metoda konečných prvků je dnes nejrozšířenější numerickou metodou pro analýzu konstrukcí. Jedná se o přibližnou metodu k řešení úlohy popsané diferenciálními rovnicemi. Princip spočívá v nahrazení spojitého prostředí jeho diskretním modelem, tedy konečným počtem uzlových bodů, které jsou popsány neznámými fyzikálního významu, tedy posuny. Každému bodu přísluší jedna funkce, jejíž hodnota je pro všechny ostatní uzly nulová a pro řešený uzel rovna jedné.

2.1.2. Použité normy

ČSN EN 1990

(Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí)

ČSN EN 1991-1-1

(Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb)

ČSN EN 1992-1-1

(Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby)

ČSN EN 1993-1-1

(Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby)

ČSN EN 1995-1-1

(Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby)

ČSN EN 1996-1-1+A1

(Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce)

2.1.3. Použité značky v posudcích

2.1.3.1. Obecné značky

MSÚ	mezní stav únosnosti
MSP	mezní stav použitelnosti
L	délka prvku
tl.	tloušťka prvku / vrstvy
ρ	hustota materiálu
z.š.	zatěžovací šířka
g_k	charakteristické stálé zatížení
q_k	charakteristické užitné zatížení
g_d	návrhové stálé zatížení
q_d	návrhové užitné zatížení
γ_G	dílčí součinitel zatížení pro stálá zatížení
γ_Q	dílčí součinitel zatížení pro stálá zatížení
γ_M	dílčí součinitel materiálu

2.1.3.2. Značky v posudcích betonových konstrukcí

$m_{y,D}$	návrhový ohybový moment ve směru y
$m_{x,D}$	návrhový ohybový moment ve směru x
$n_{0,D}$	návrhová normálová síla
\varnothing_s	průměr výztuže
b	šířka
h	výška
c	krycí vrstva
s_i	rozteč prutů výztuže
A_{s_i}	plocha průřezu prutu
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku
f_{yk}	návrhová mez kluzu oceli
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{yd}	charakteristická mez kluzu oceli
γ_c	dílčí součinitel betonu
γ_s	dílčí součinitel betonářské výztuže
E_s	modul pružnosti oceli
d_i	účinná výška

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

z_i	vzdálenost těžiště výztuže od střednice průřezu
x	tlačená oblast
z_c	vzdálenost těžiště tlačené oblasti od střednice průřezu
ϵ_c	poměrné přetvoření betonu
ϵ_s	poměrné přetvoření oceli
ϵ_{sy}	poměrné přetvoření oceli na mezi kluzu
σ_s	napětí ve výztuži
F_s	síla ve výztuži
F_c	síla v betonu
N_{Rd}	normálová únosnost
M_{Rd}	momentová únosnost

2.1.3.3. Značky v posudcích dřevěných konstrukcí

M_d	návrhový moment
A	plocha průřezu
$f_{m;k}$	charakteristická pevnost v ohybu
$f_{v;k}$	charakteristická pevnost ve smyku
$E_{0,05}$	hodnota 5% kvantilu modulu pružnosti
$E_{0;mean}$	průměrná hodnota modulu pružnosti
G_{mean}	průměrná hodnota modulu pružnosti ve smyku
$f_{m;d}$	návrhová pevnost v ohybu
$f_{v;d}$	návrhová pevnost ve smyku
k_{mod}	modifikační součinitel zohledňující vliv trvání zatížení a vlhkosti
$\sigma_{m;d}$	návrhové napětí v ohybu
W	průřezový modul
I	moment setrvačnosti
$\tau_{v;d}$	návrhové napětí ve smyku
b_{ef}	efektivní šířka průřezu
w_{inst}	okamžitý průhyb
$w_{net;fin}$	čistý konečný průhyb

2.1.3.4. Značky v posudcích zděných konstrukcí

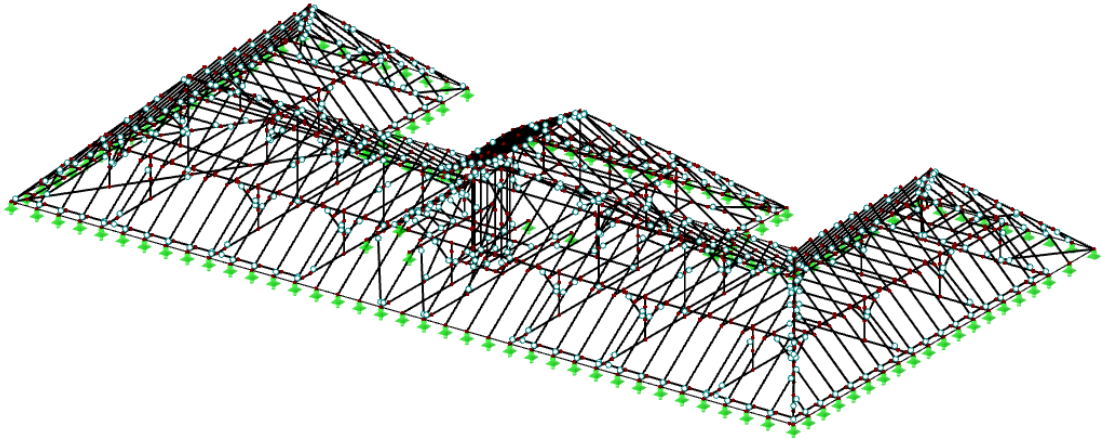
f_b	normalizovaná průměrná pevnost v tlaku zdícího prvku
f_m	pevnost malty pro zdění v tlaku
σ_x	napětí ve směru x

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

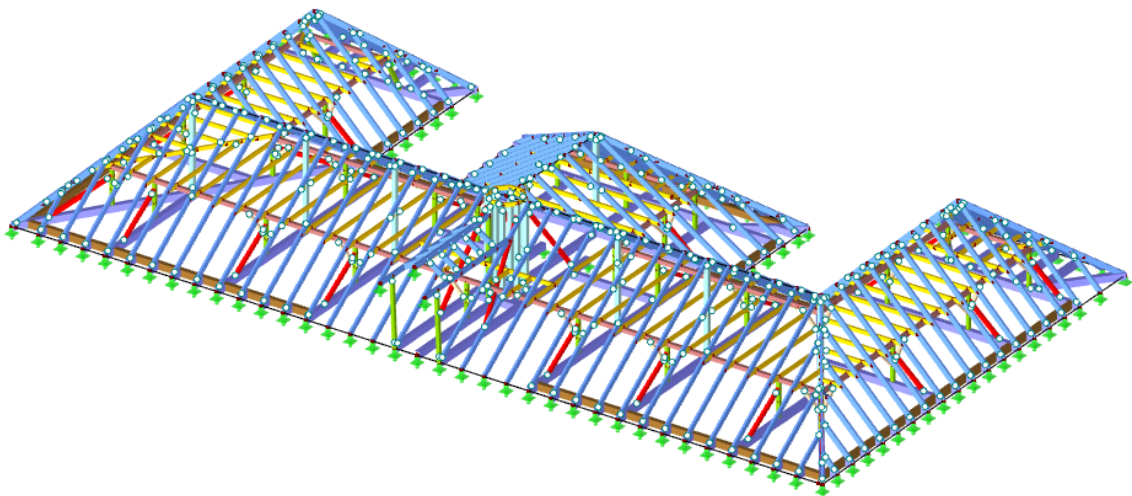
σ_y	napětí ve směru y
σ_{yc}	tlakové napětí ve směru y
σ_{yt}	tahové napětí ve směru y
f_{kc}	charakteristické hodnota pevnosti zdiva v tlaku
f_{kt}	charakteristické hodnota pevnosti zdiva v tahu
f_{dc}	návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku
f_{dt}	návrhová hodnota pevnosti zdiva v tahu
K	součinitel použitý při výpočtu pevnosti zdiva v tlaku
α	součinitel ohybových momentů
β	zvětšující součinitel pro soustředné zatížení

2.2. Krov

Dřevěný krov objektu tvoří vaznicová soustava stojatá stolice. Ze stavebně-technického průřezu krovu, který byl v rámci diplomové práce proveden, vyplývá, že většina poškozených míst se nachází v okolí hřebenu, úžlabí a nároží a kopírují jejich trasu. V těchto případech je možné prvky sanovat protézováním (Obrázek 47). V případě pozednic a části zříceného krovu nebude z důvodu rozsahu poškození možná sanace jednotlivých prvků a bude zapotřebí stávající prvky odstranit a nahradit novými.

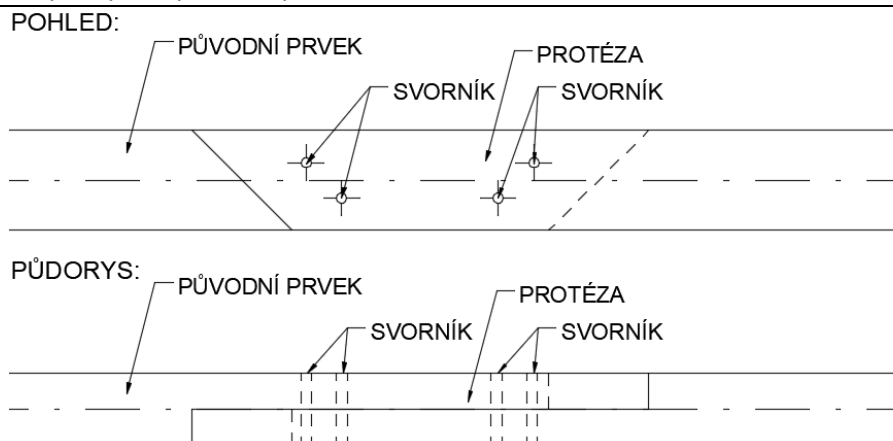


Obrázek 45: Drátový model krovu



- 1: T-obdélník 100/250; Jehličnaté dřevo C24
- 2: T-obdélník 100/180; Jehličnaté dřevo C24
- 3: T-obdélník 180/180; Jehličnaté dřevo C24
- 4: T-obdélník 160/160; Jehličnaté dřevo C24
- 5: T-obdélník 140/180; Jehličnaté dřevo C24
- 6: T-obdélník 250/320; Jehličnaté dřevo C24
- 7: T-obdélník 220/320; Jehličnaté dřevo C24
- 9: T-obdélník 140/140; Jehličnaté dřevo C24
- 10: T-obdélník 200/200; Jehličnaté dřevo C24

Obrázek 46: Plný model krovu s barevně vyznačenými průřezy prvků



Obrázek 47: Příklad protézování ohýbaného prvku (např. Vazného trámu)

2.2.1. Vliv poddajnosti spojů prvků krovu na výsledné vnitřní síly

U dřevěné konstrukce v průběhu její životnosti dochází stejně jako například u konstrukcí betonových k jejich dotvarování. Toto dotvarování závisí především na době trvání zatížení, ale v případě dřevěných konstrukcí také na vlhkosti. Vlhkost má za následek bobtnání a sesychání dřevěných prvků a deformaci jejich průřezů. Obecně platí, že tesařské spoje působí jako klouby, nicméně je potřeba u tesařských spojů zohlednit i dotvarování dřeva, oslabení průřezů v místě spoje, otláčení kolíků apod. V rámci toho dochází k posunům a prokluzům v místě spoje, které mají za následek změnu průběhu vnitřních sil. V rámci dotvarování konstrukce tedy dochází k postupnému negativnímu uvolňování spojů (sesychání čepů, osedlání...).

Zanedbáním poddajností spojů prvků krovu ve výpočetním modelu může dojít k zásadnímu zkreslení výsledných průběhů vnitřních sil a následnému poddimenzování některých konstrukčních prvků. Proto pro porovnání rozdílů vnitřních sil byly pro stávající krov zámku vytvořeny výpočetní modely, které nezohledňují poddajnosti spojů, a které zohledňují poddajnosti spojů.

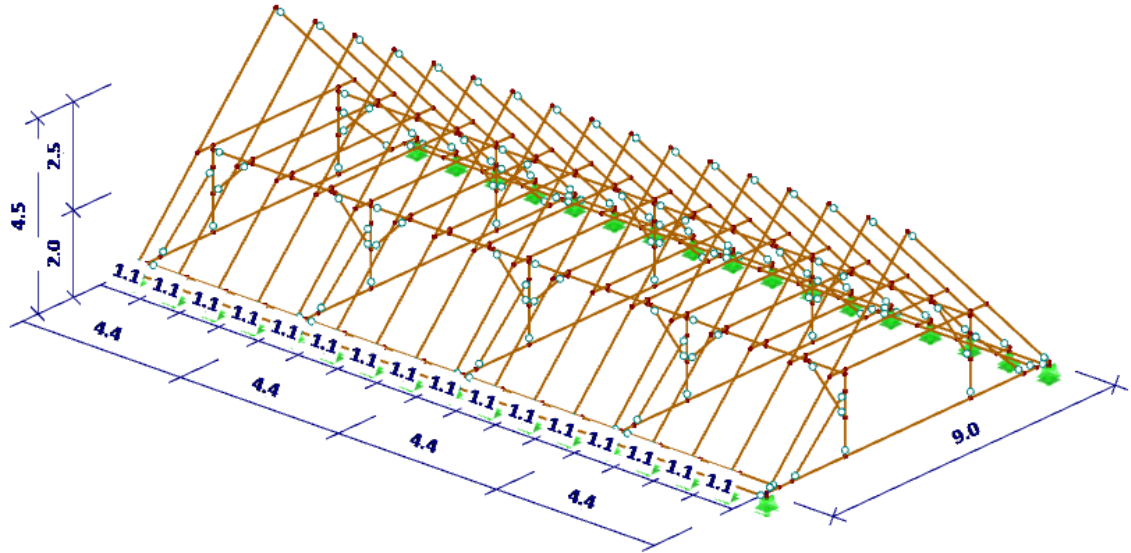
2.2.1.1. Princip výpočtu

Prostorový výpočetní model celého krovu je složitý a často nepřehledný. Pro potřeby výpočtu byla tedy vybrána pouze část boční valby krovu, která byla zatížena pouze vlastní tíhou, stálým zatížením a zatížením sněhem.

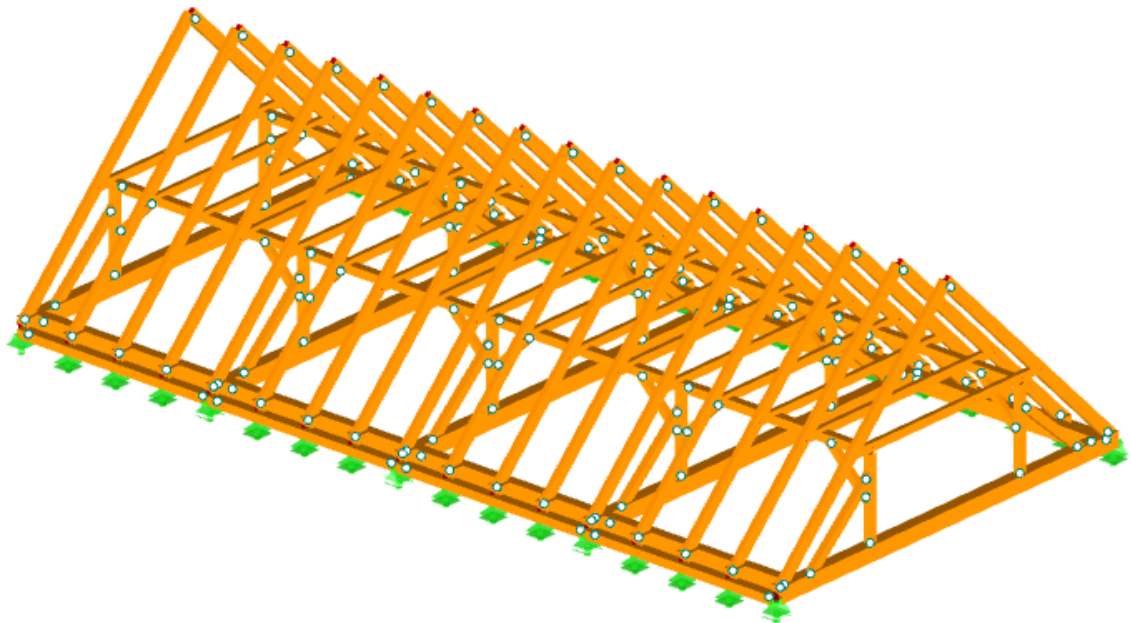
Pro konstrukci krovu byl nejprve vytvořen prostorový model, v kterém nebyly nijak zohledněny poddajnosti spojů. Následně byly vytvořeny rovinné modely příčné i podélné vazby, do kterých byly zanášeny různě velké poddajnosti jednotlivých spojů prvků krovu. Výsledné změny vnitřních sil byly porovnány a vyhodnoceny. Následně byl vytvořen prostorový model, do kterého byly zaneseny výsledné poddajnosti z rovinných modelů a vnitřní síly byly

porovnány jak s rovinnými modely, tak i s původním modelem bez zohledněných poddajností spojů.

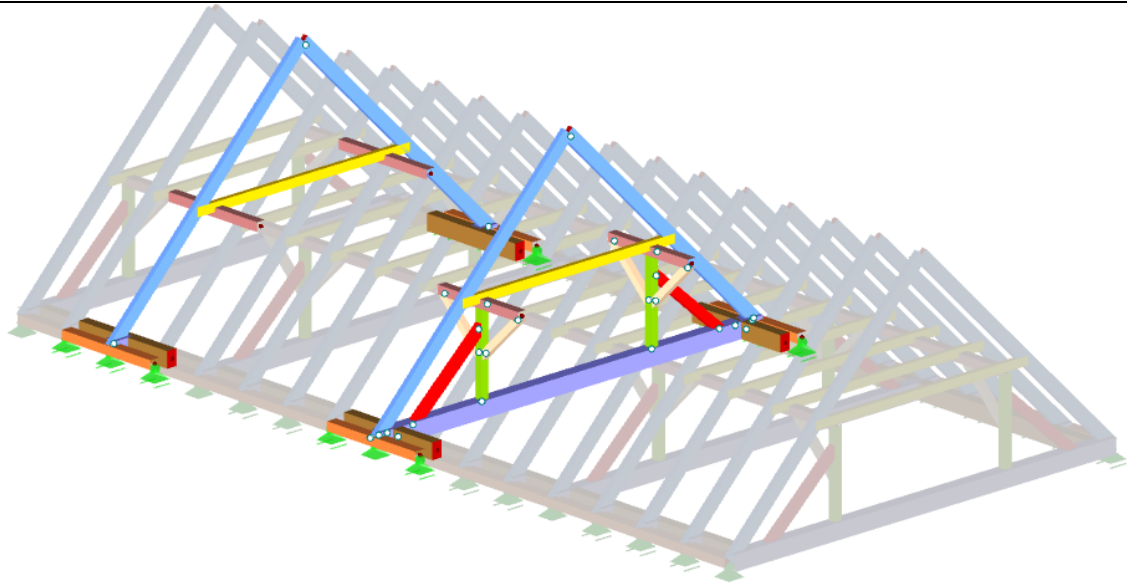
Posouzení je provedeno dle současné platné legislativy, především dle Eurokódu 5: Navrhování dřevěných konstrukcí.



Obrázek 48: Prutový prostorový model uvažované části krovu [m]



Obrázek 49: Plný prostorový model uvažované části krovu

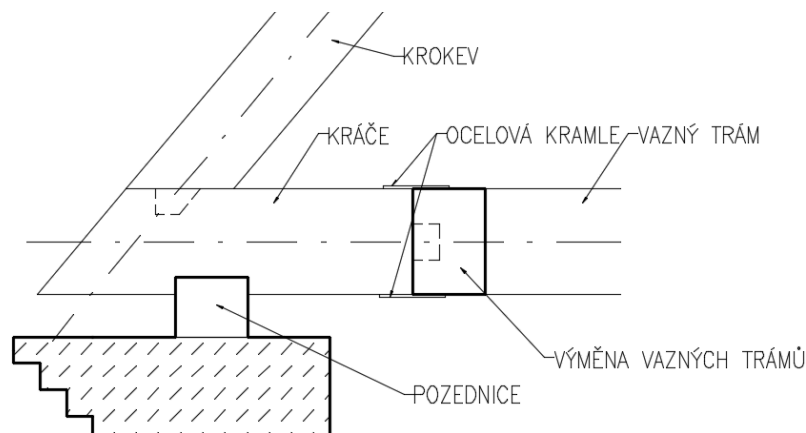


- 1: T-obdélník 100/250; Jehličnaté dřevo C24
- 2: T-obdélník 100/180; Jehličnaté dřevo C24
- 3: T-obdélník 180/180; Jehličnaté dřevo C24
- 4: T-obdélník 160/160; Jehličnaté dřevo C24
- 5: T-obdélník 140/180; Jehličnaté dřevo C24
- 6: T-obdélník 250/320; Jehličnaté dřevo C24
- 7: T-obdélník 220/320; Jehličnaté dřevo C24
- 9: T-obdélník 140/140; Jehličnaté dřevo C24
- 11: T-obdélník 220/180; Jehličnaté dřevo C24

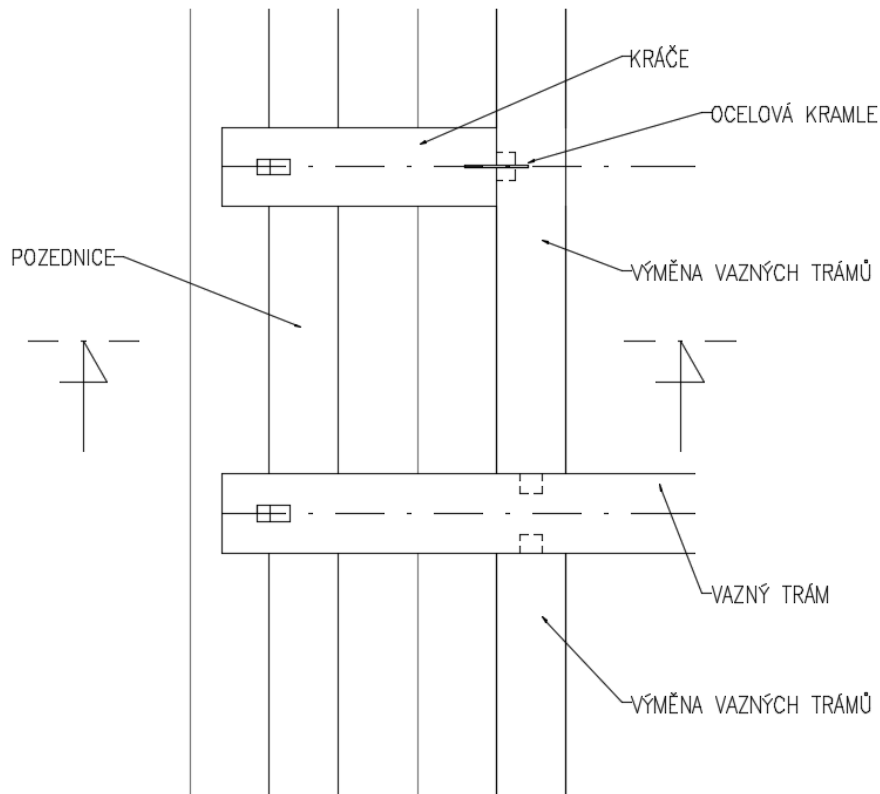
Obrázek 50: Prostorový model uvažované části krovu s barevně vyznačenými průřezy plné a jalové vazby [mm]

2.2.1.2. Spoje použité v krovu a jejich vliv na výpočetní modely

Vazné trámy jsou osedlány přes pozednice, čímž vazné trámy v plných vazbách stahují pozednice. Přes pozednice jsou osedlány i kráčata, která jsou na druhém konci začepována do výměn mezi vaznými trámy. V těchto výměnách jsou zajištěny z horní i spodní strany ocelovými kramlemi, díky kterým působí jako táhlo mezi výměnou a pozednicí (Obrázek 51 a 52). Výměny jsou do vazných trámů pouze začepovány a působí tedy jako prosté nosníky (Obrázek 51 a 52).

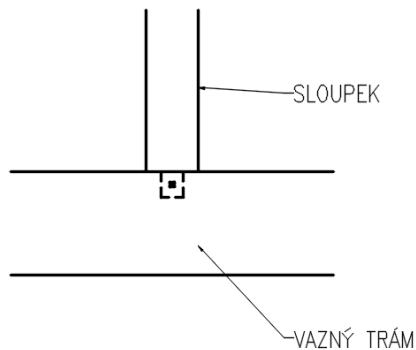


Obrázek 51: Detail spoje pozednice/vazný trám a kráče/výměna mezi vaznými trámy

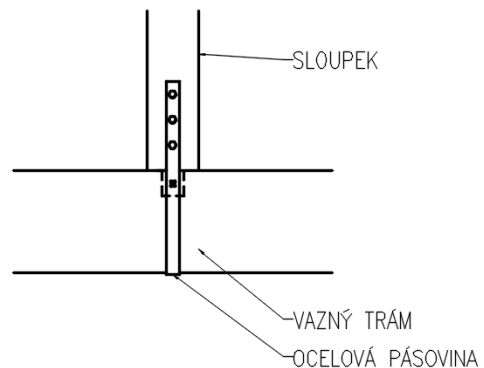


Obrázek 52: Detail spoje pozednice/vazný trám, kráče/výměna mezi vaznými trámi a výměna mezi vaznými trámi/vazný trám

Do vazných trámů jsou dále začepovány i vzpěry a sloupky, které jsou zajištěny dřevěnými kolíky (Obrázek 53). U vzpěry, která je dále začepována do sloupku, je tento druh spoje dostatečný, neboť se jedná o tlačný prvek. Sloupek ovšem v některých případech může fungovat jako věšadlo, na což je zajištění proti vytažení dřevěným kolíkem nedostatečné. Je proto zapotřebí tuto skutečnost zohlednit ve výpočetním modelu uvolněním kloubového spojení s vazným trámem ve svislém směru, nebo doplnit ocelovou pásovinou, která zajistí u spoje přenos tahového namáhání (Obrázek 54).



Obrázek 53: Detail spoje sloupek/vazný trám - běžné začepování



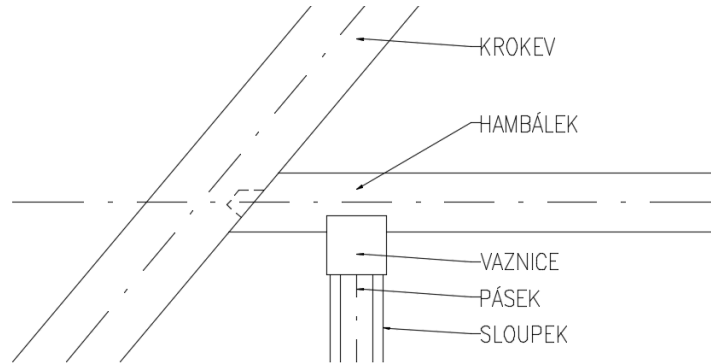
Obrázek 54: Detail spoje sloupek/vazný trám - doplněna ocelová pásovinou pro přenos tahového namáhání

Ve výpočetních modelech jsem zvolil druhou variantu se sloupkem zajištěným ocelovou pásovinou pro přenos tahového namáhání. I tak jsem v kapitole Průběh vnitřních sil

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

podkapitole Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů porovnal průběhy momentů plných vazeb modelů s oběma variantami řešení sloupků.

Hambálky, jakožto tlačené prvky, jsou začepovány do krokví a současně jsou osedlány přes vaznice, čímž přes čep sloupku ve vaznici stabilizují v příčném směru sloupky proti vzpěře (Obrázek 55). Krokve jsou dále začepovány do vazných trámů a ve vrcholu jsou spojeny vždy s protilehlou krokví plátem zajištěným dřevěným kolíkem.



Obrázek 55: Detail spoje krokev/hambálek a hambálek/vaznice

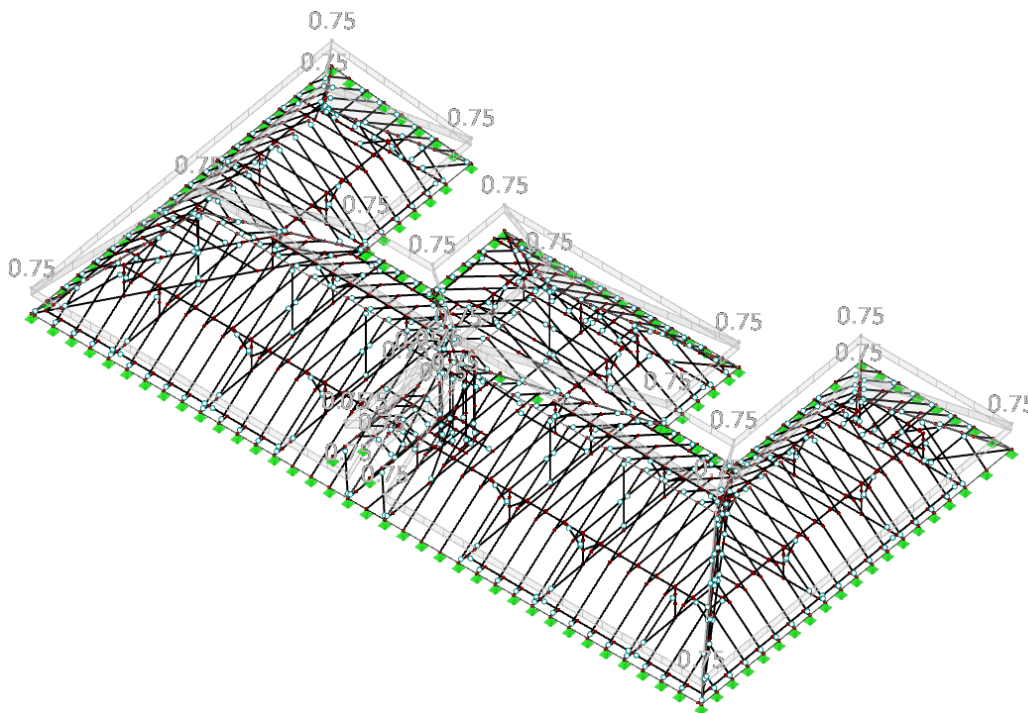
2.2.1.3. Přehled zatížení na celém krovu

Podrobný výpočet hodnot viz příloha P01.

Vlastní tíha:

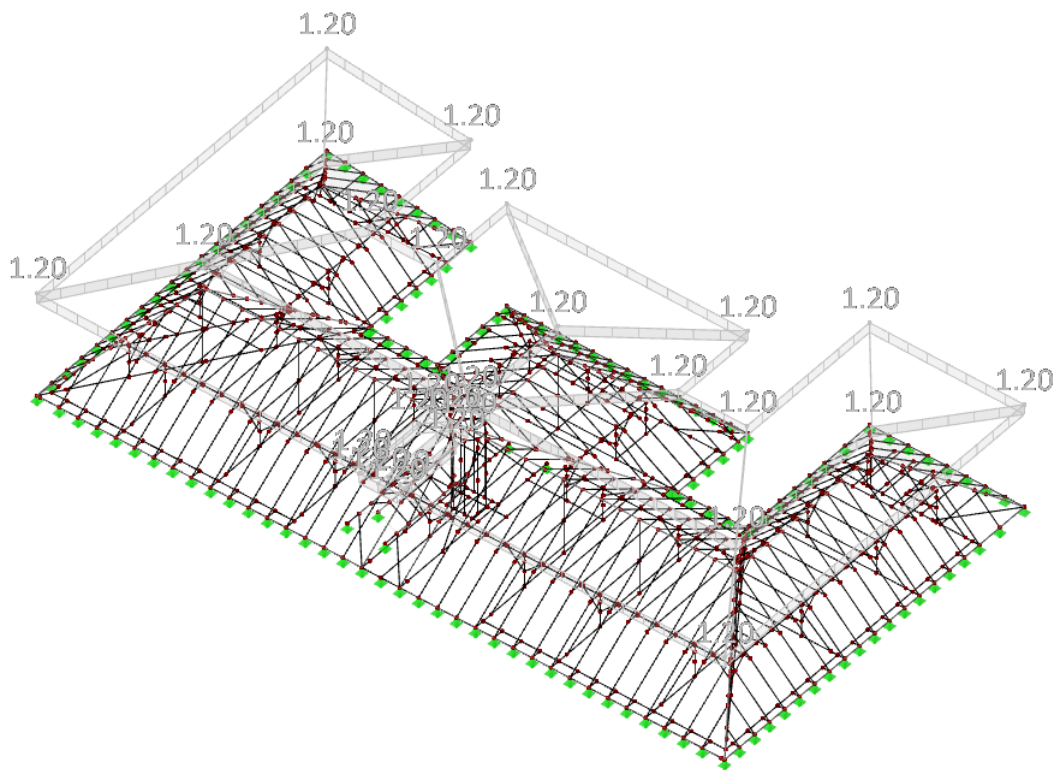
Započítána programem

Ostatní stálé zatížení:



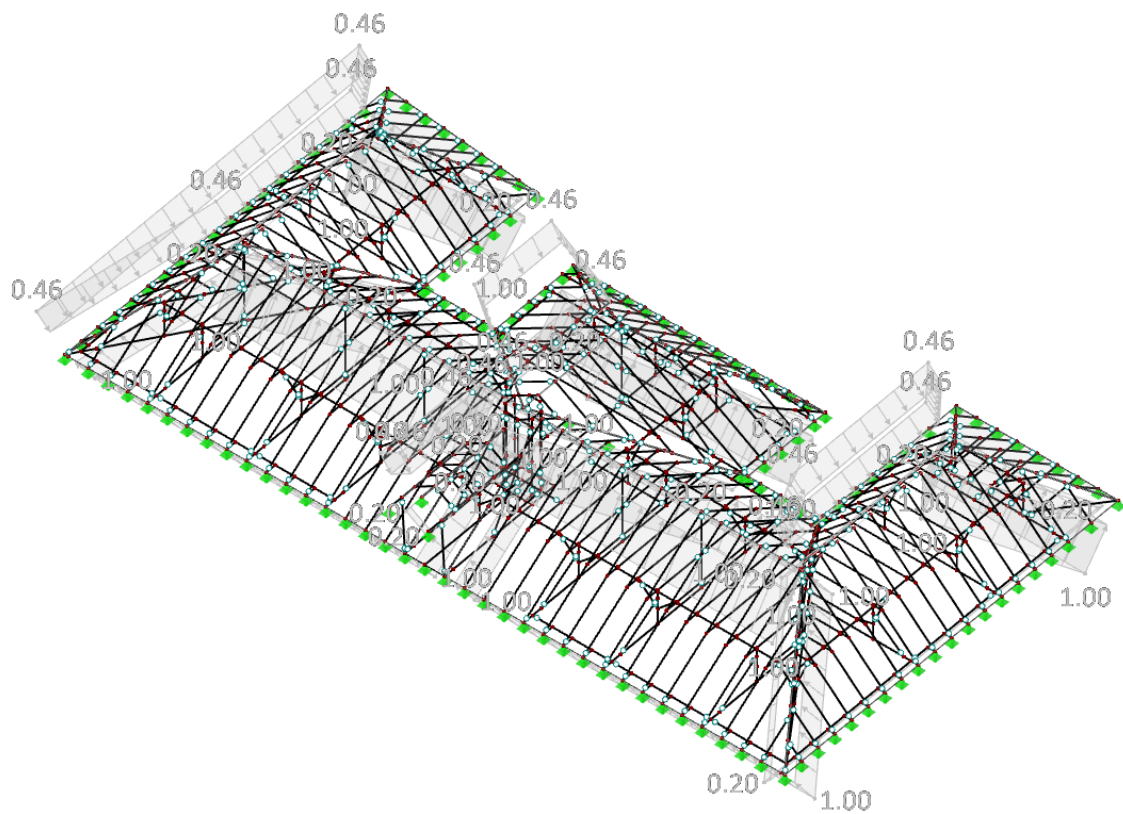
Obrázek 56: Ostatní stálé zatížení krovu

Zatížení sněhem:



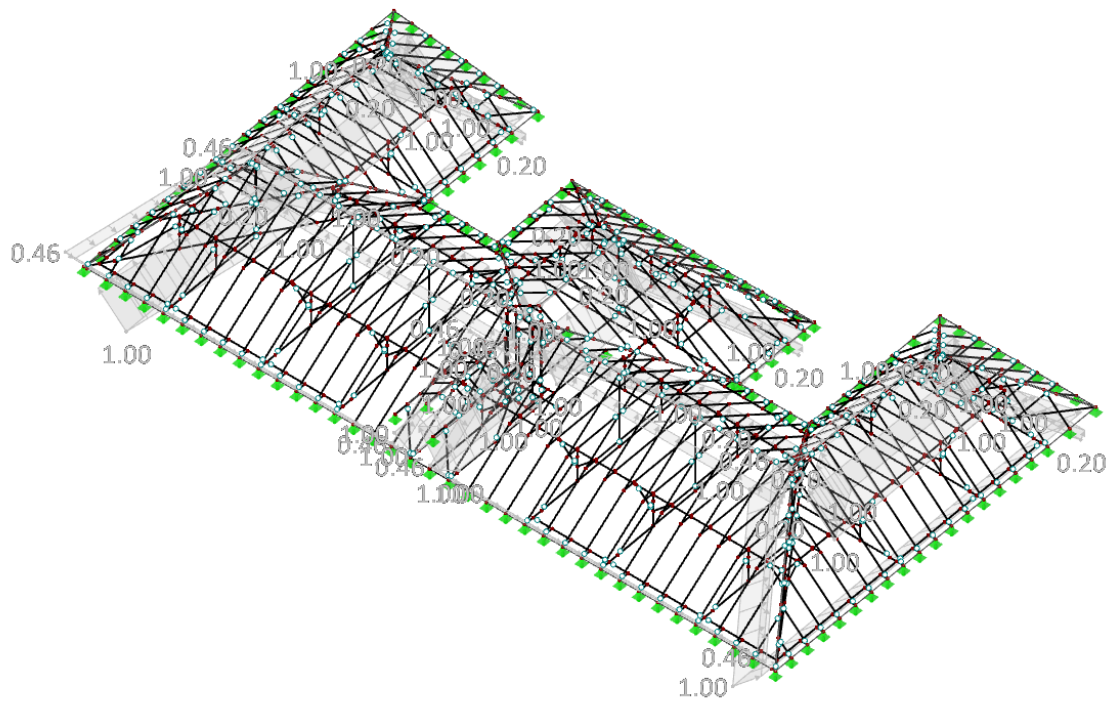
Obrázek 57: Zatížení krovu sněhem

Zatížení větrem - podélný:



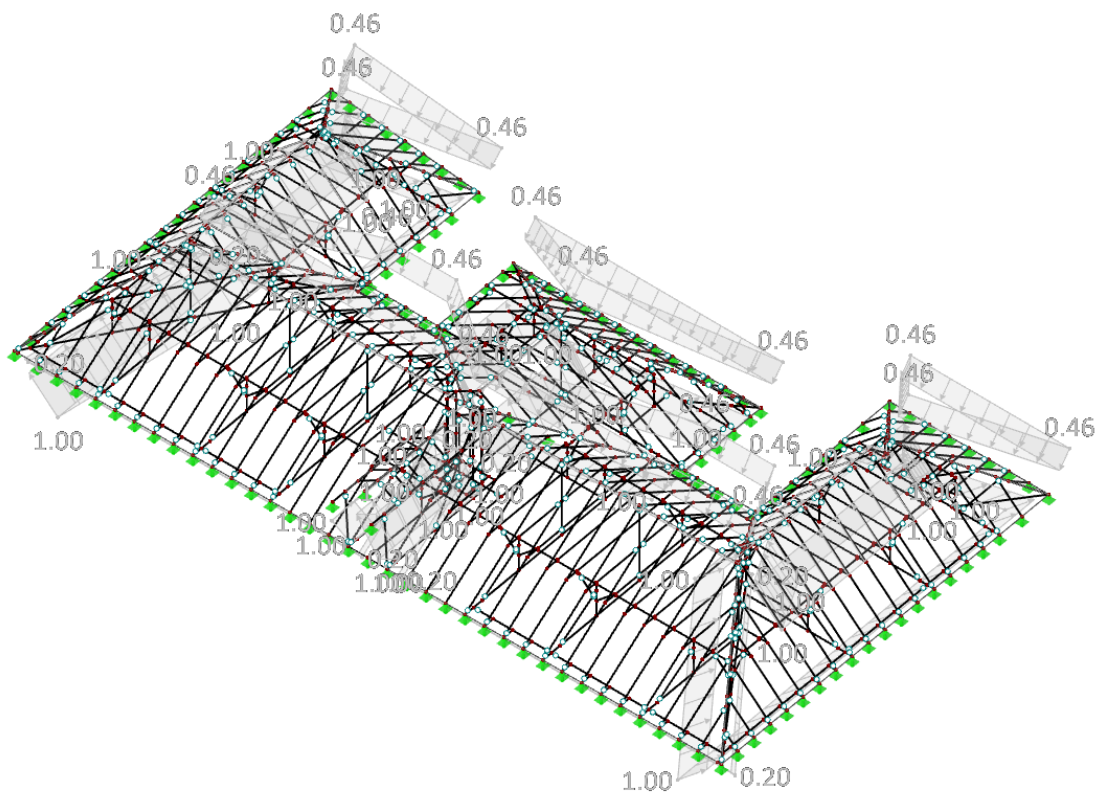
Obrázek 58: Zatížení krovu podélným větrem

Zatížení větrem – příčný 01:



Obrázek 59: Zatížení krovu příčným větrem ve směru 01

Zatížení větrem – příčný 02:



Obrázek 60: Zatížení krovu příčným větrem ve směru 02

2.2.1.4. Přehled vybraných zatížení na uvažované části krovu

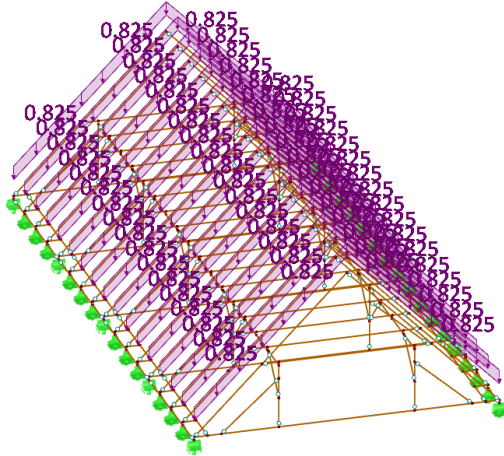
Rozteče krokví jsou 1,1m.

Ostatní stálé zatížení:

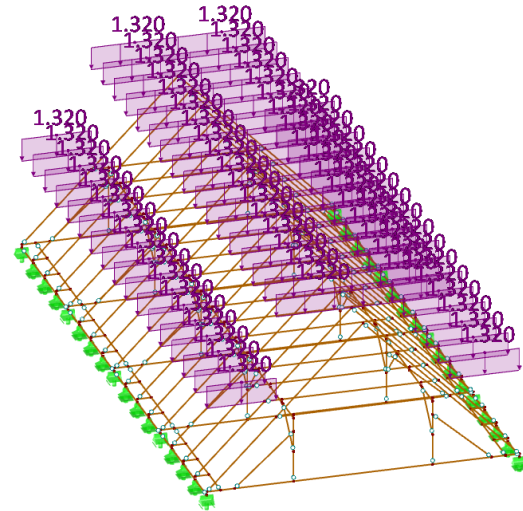
$$0,75 \cdot 1,1 = 0,825 \text{ kN/m}$$

Zatížení sněhem:

$$1,20 \cdot 1,1 = 1,320 \text{ kN/m}$$



Obrázek 61: Ostatní stálé zatížení části krovu

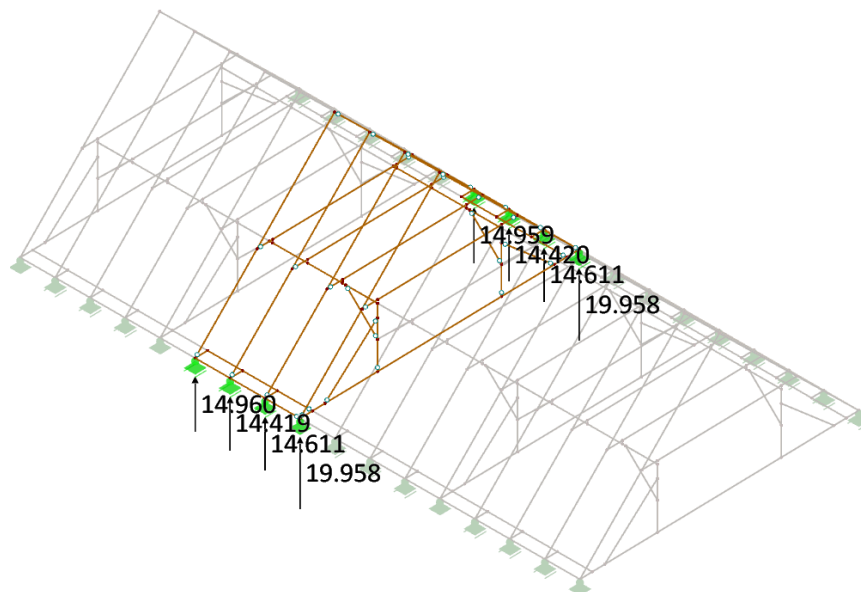


Obrázek 62: Zatížení části krovu sněhem

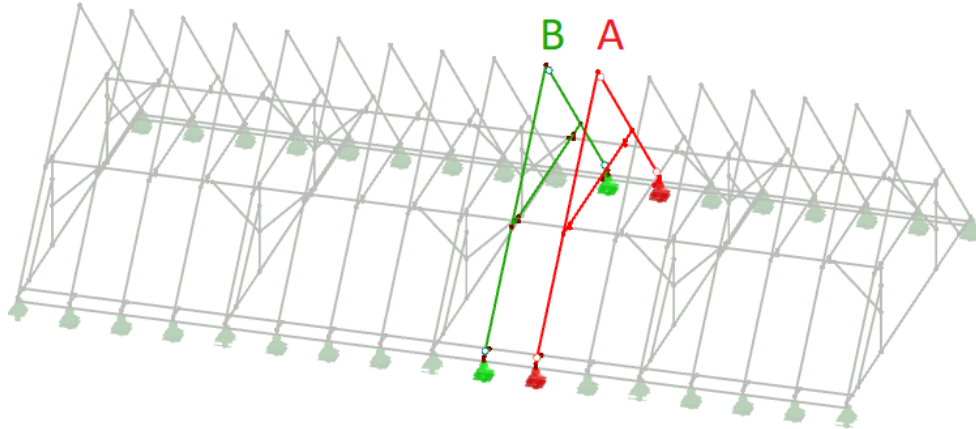
2.2.1.5. Průběhy vnitřních sil

2.2.1.5.1. Kontrola reakcí prostorového a rovinného modelu

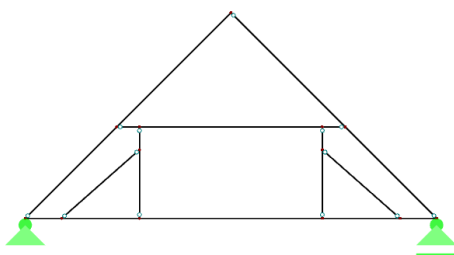
Kontrola byla provedena při zatěžovacím stavu stálého zatížení se zatížením sněhem, bez působení vlastní tíhy. Při započítání vlastní tíhy konstrukce by reakce u prostorového modelu vycházely větší z důvodu započítání prvků, jako jsou například vaznice, pásy a výměny vazných trámů, které v rovinném modelu namodelované nejsou.



Obrázek 63: Reakce prostorového modelu



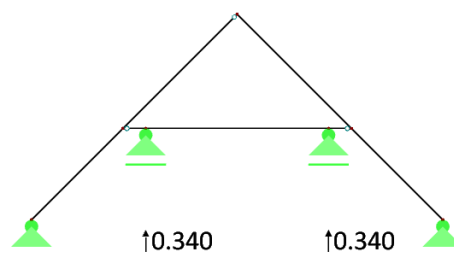
Obrázek 64: Označení jalových vazeb



↑ 15.998

↑ 15.998

Obrázek 65: Reakce plné vazby rovinného modelu



↑ 15.658

↑ 15.658

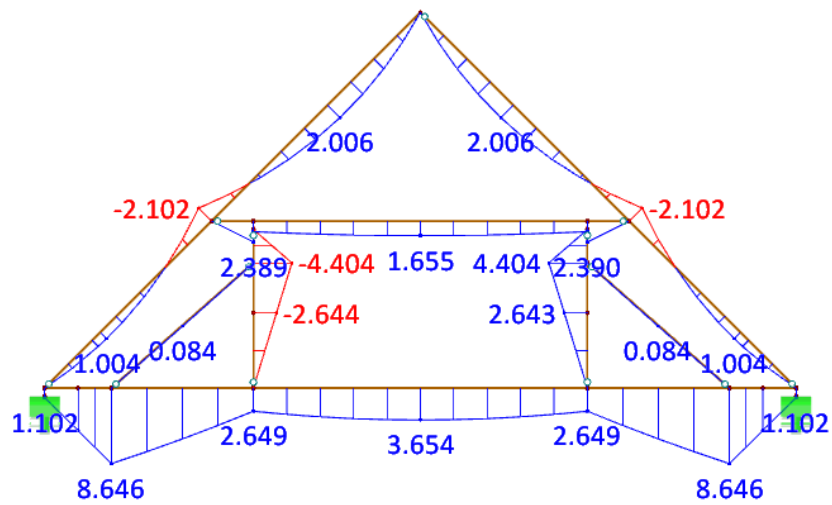
Obrázek 66: Reakce jalové vazby rovinného modelu

PROSTOROVÝ MODEL	počet [ks]	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
JALOVÁ VAZBA B	1	0	0	14,96
JALOVÁ VAZBA A	1	0	0	14,42
JALOVÁ VAZBA B'	1	0	0	14,61
PLNÁ VAZBA	1	0	0	19,96
PRŮMĚR		0	0	16,0
ROVINNÝ MODEL	počet [ks]	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
JALOVÁ VAZBA	3	0	0	16,00
PLNÁ VAZBA	1	0	0	16,00
PRŮMĚR		0	0	16,00

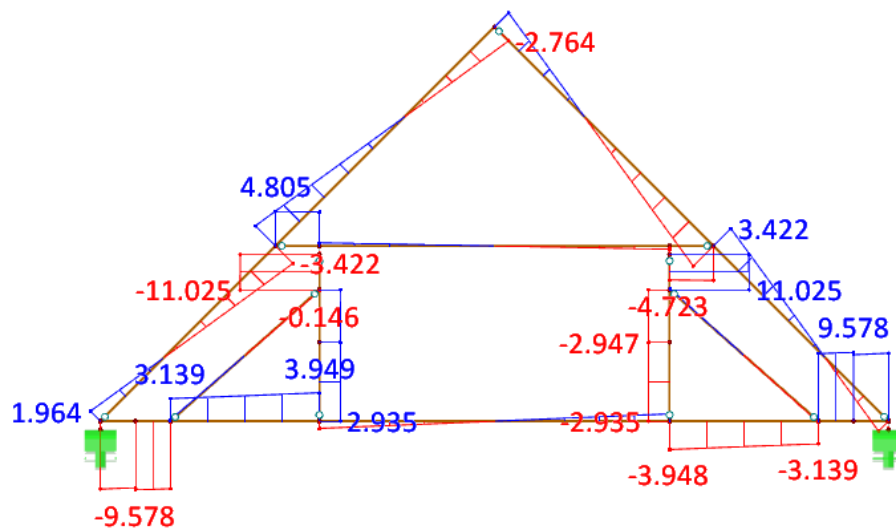
Při zprůměrování velikostí reakcí prostorového modelu vychází reakce shodně s reakcemi rovinného modelu, a to 16 kN. Vzhledem k tomu, že jsou reakce jednotlivých vazeb symetrické a jejich průměrné hodnoty vychází v obou modelech shodně, modely popisují chování stejné a stejně zatížené konstrukce.

2.2.1.5.2. Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů

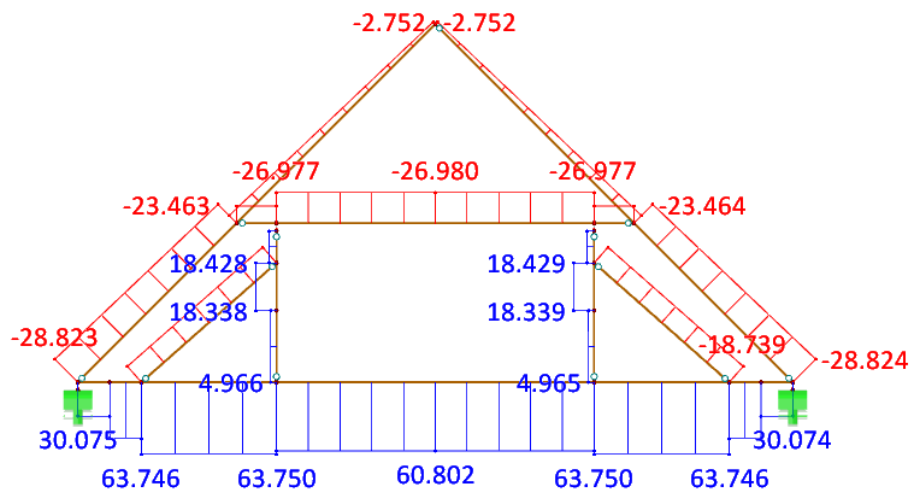
Průběhy vnitřních sil na příčné plné vazbě:



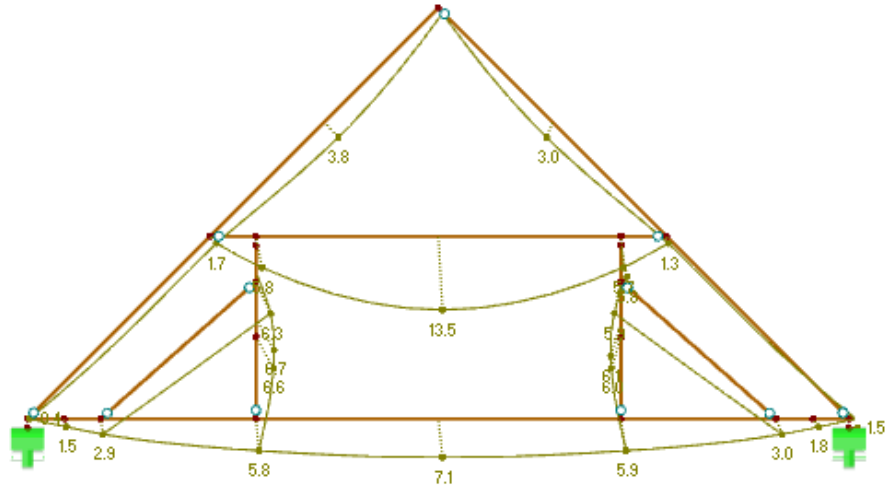
Obrázek 67: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - průběh ohybového momentu



Obrázek 68: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - průběh posuvací síly

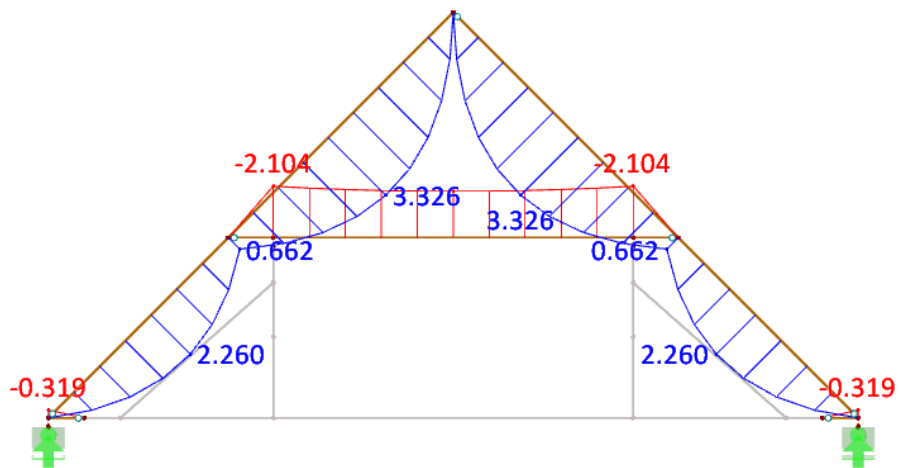


Obrázek 69: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - průběh normálové síly

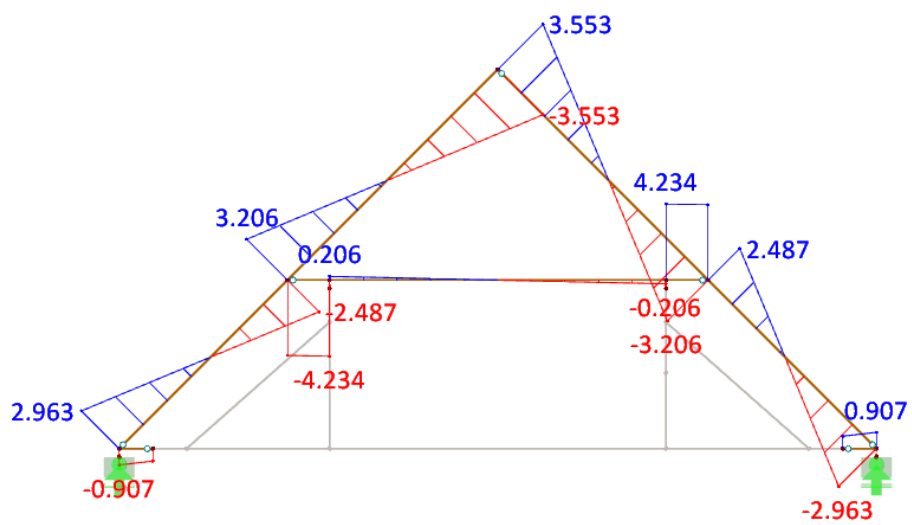


Obrázek 70: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba – průběh globální deformace

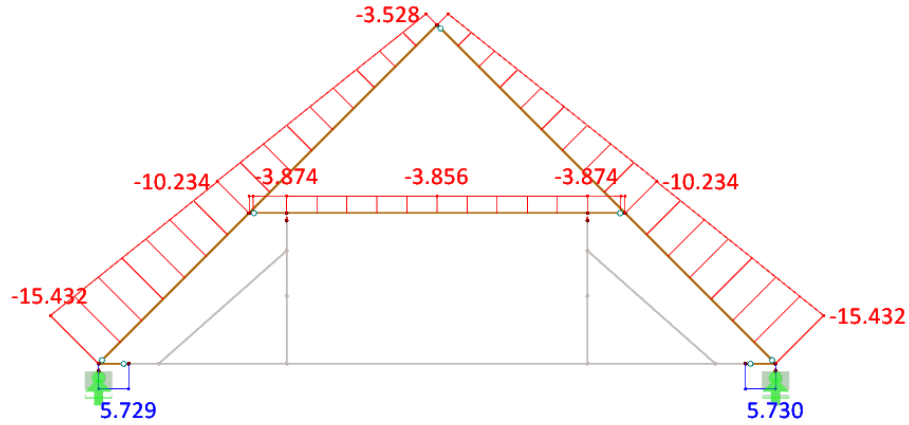
Průběh vnitřních sil na příčné jalové vazbě A:



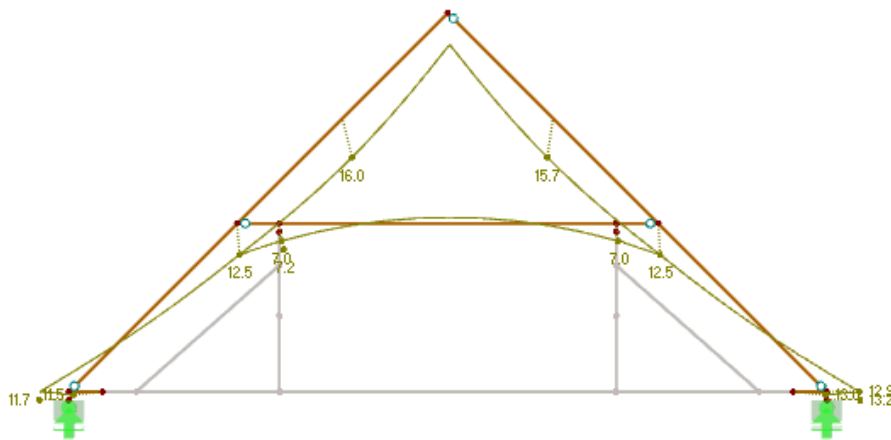
Obrázek 71: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - průběh ohybového momentu



Obrázek 72: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - průběh posuvací síly

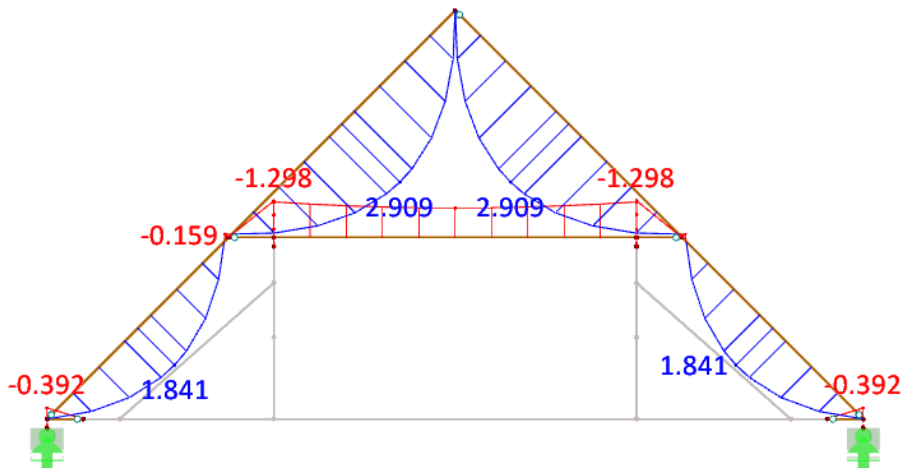


Obrázek 73: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - průběh normálové síly

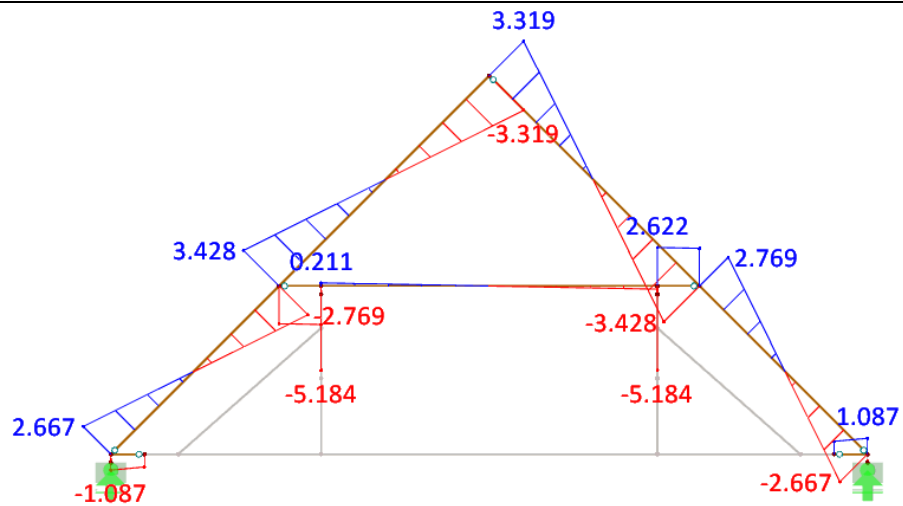


Obrázek 74: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – Jalová vazba A – průběh globální deformace

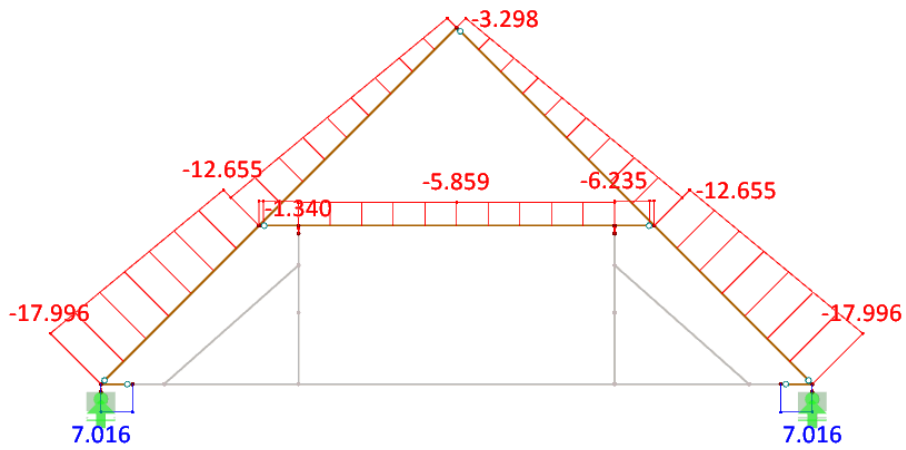
Průběh vnitřních sil na příčné jalové vazbě B:



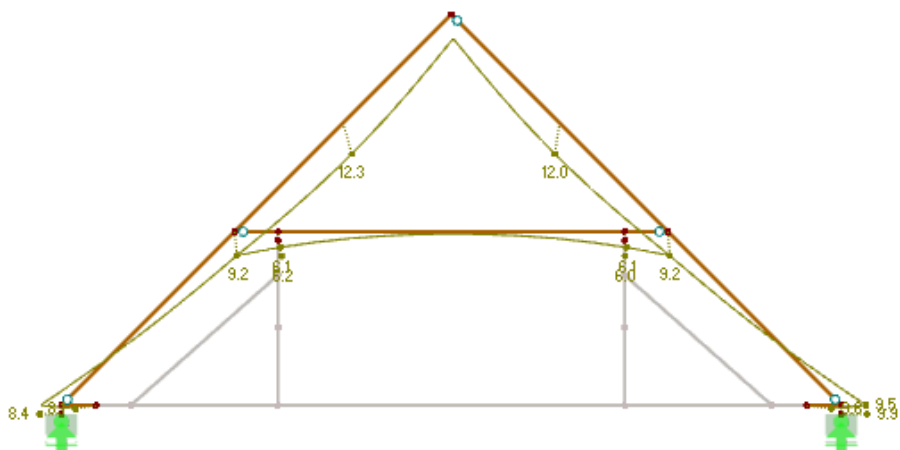
Obrázek 75: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba B - průběh ohybového momentu



Obrázek 76: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba B - průběh posuvací síly

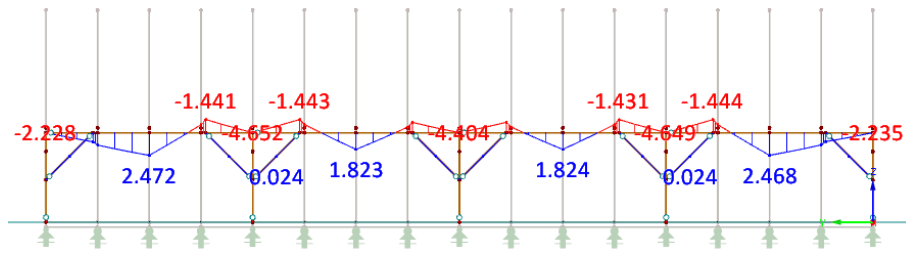


Obrázek 77: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba B - průběh normálové síly

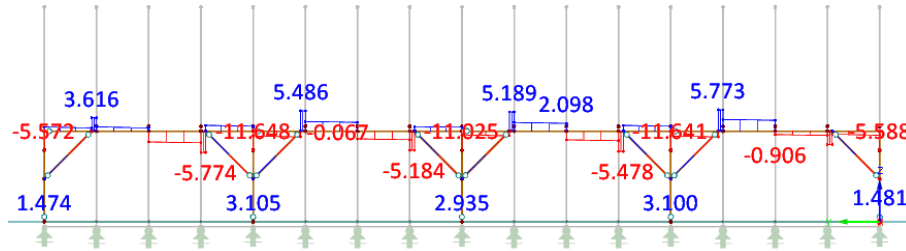


Obrázek 78: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – Jalová vazba B – průběh globální deformace

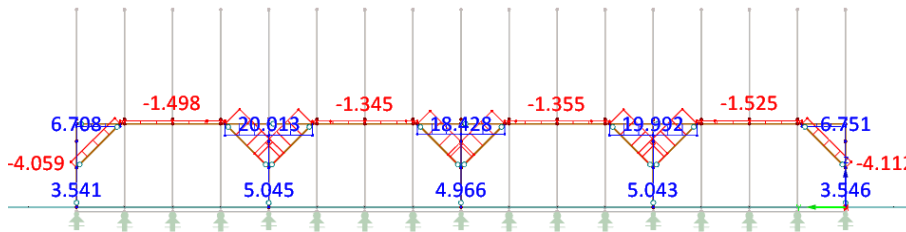
Průběh vnitřních sil na podélné vazbě:



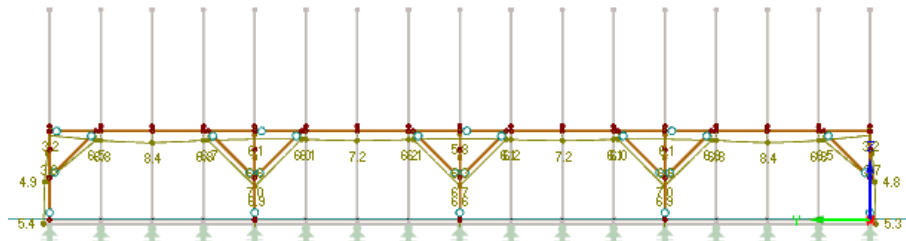
Obrázek 79: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu



Obrázek 80: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh posuvací síly

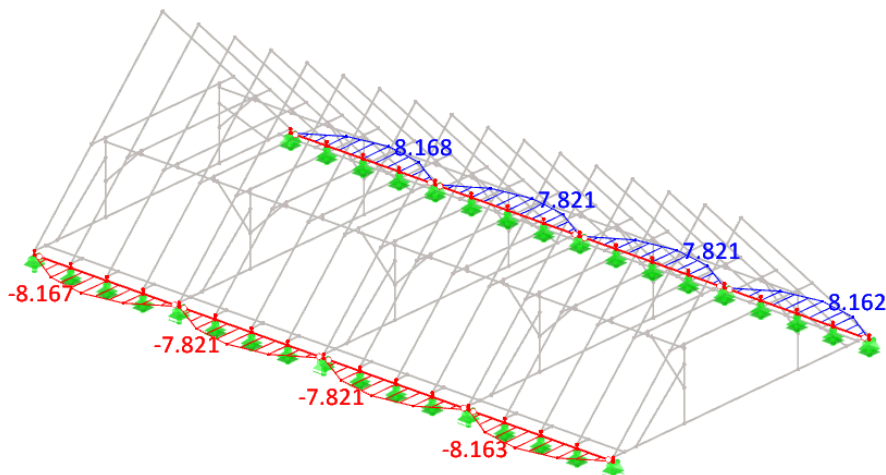


Obrázek 81: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly



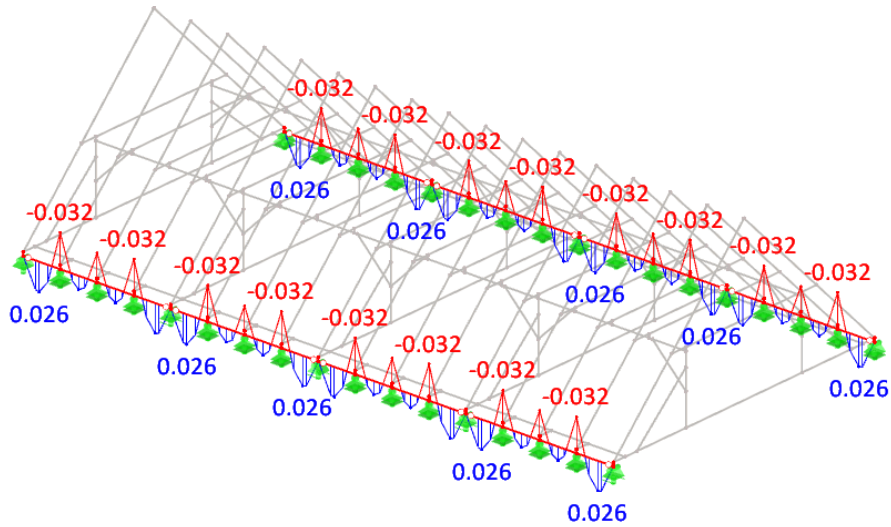
Obrázek 82: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh globální deformace

Průběh vnitřních sil na pozednicích:

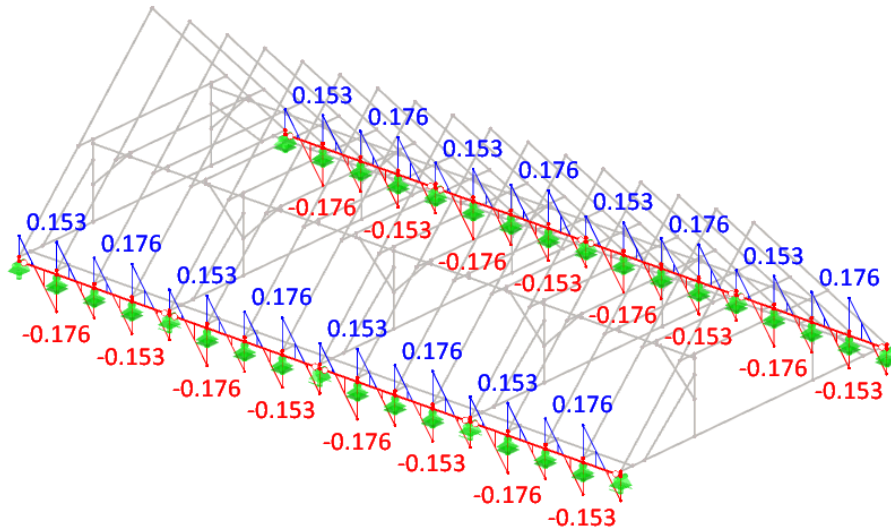


Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

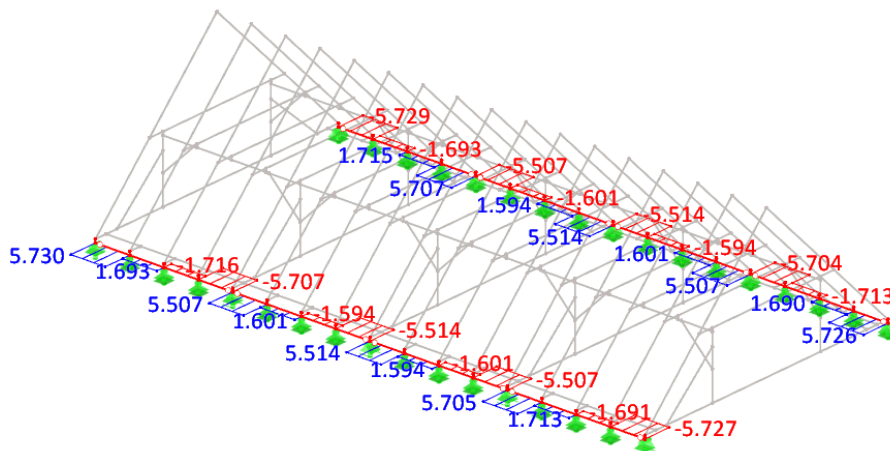
Obrázek 83: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – pozednice - průběh ohybového momentu M_y



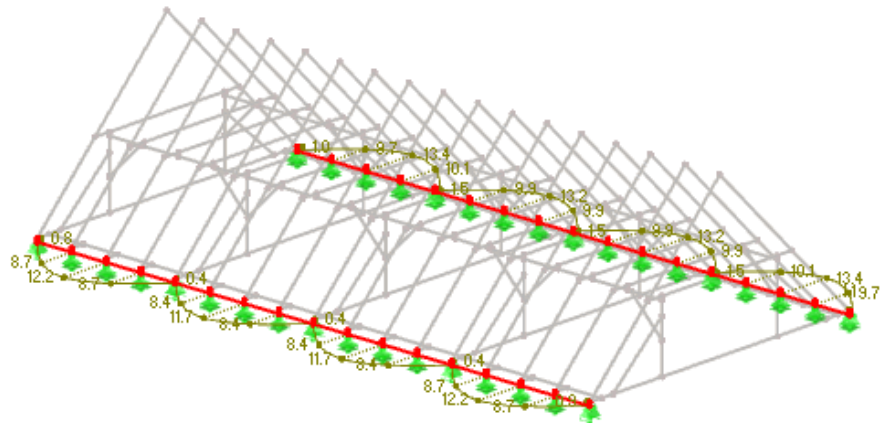
Obrázek 84: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – pozednice - průběh ohybového momentu M_z



Obrázek 85: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – pozednice - průběh posuvací síly V_z

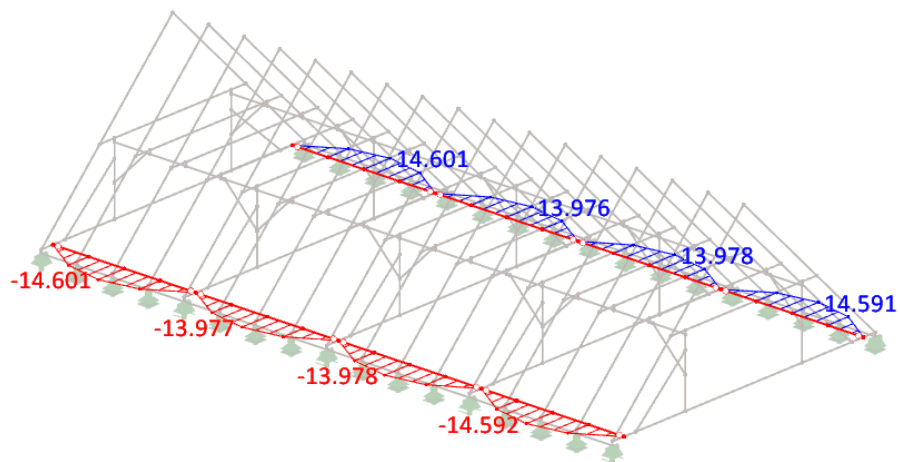


Obrázek 86: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – pozednice - průběh posuvací síly V_y

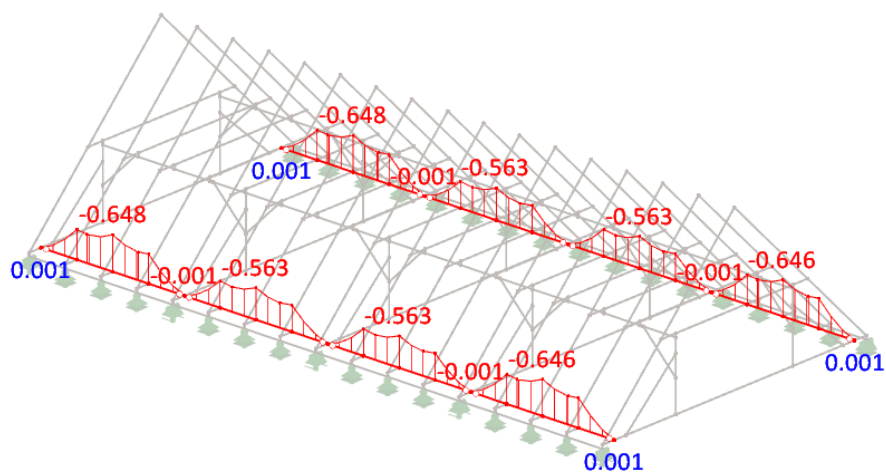


Obrázek 87: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů –pozednice - průběh globální deformace

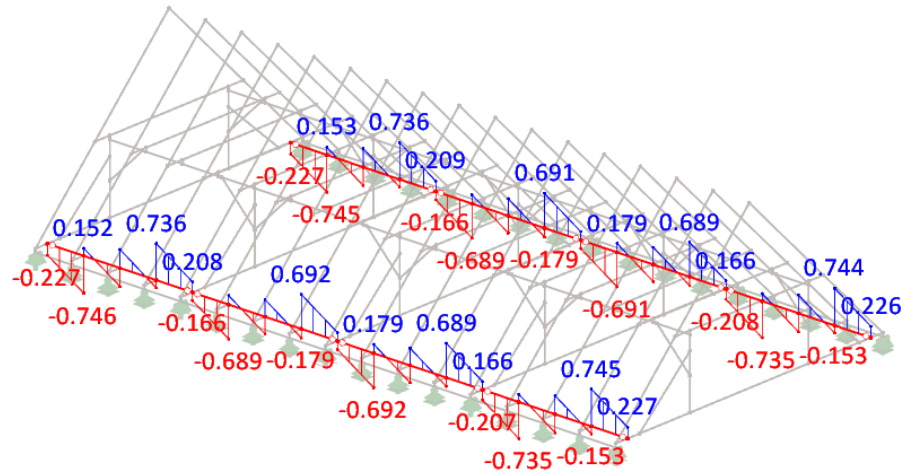
Průběh vnitřních sil na výměnách vazných trámů:



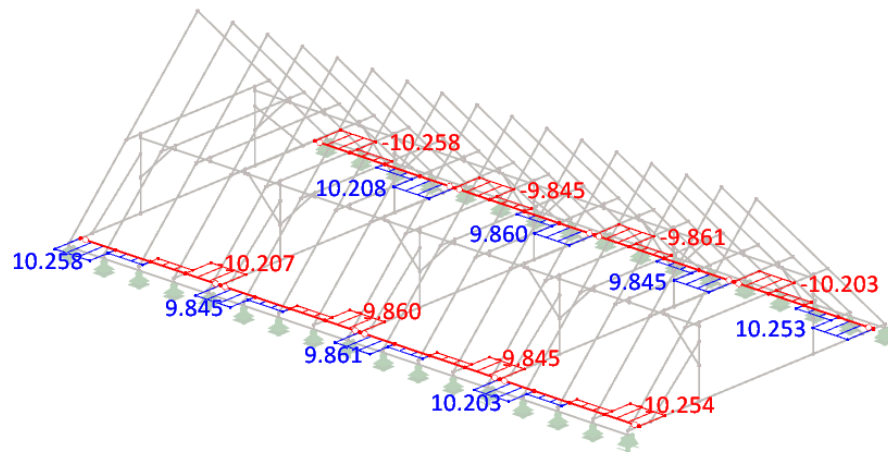
Obrázek 88: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – výměna vazných trámů - průběh ohybového momentu M_y



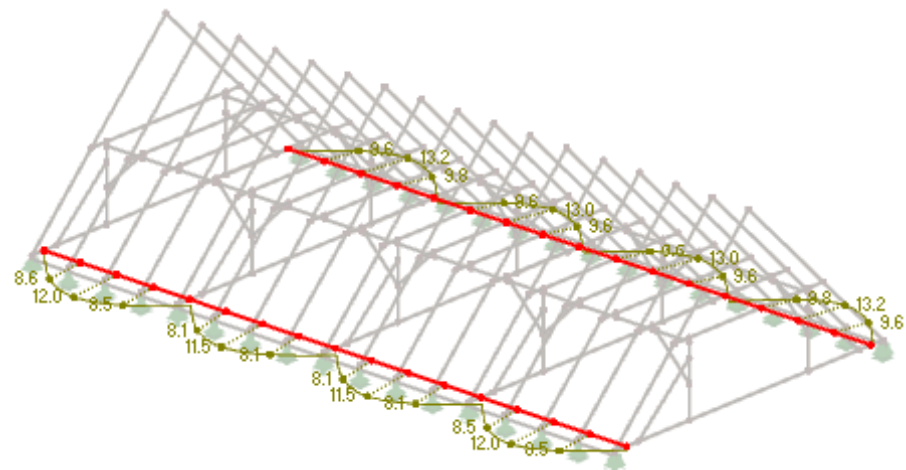
Obrázek 89: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – výměna vazných trámů - průběh ohybového momentu M_z



Obrázek 90: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů –výměna vazných trámů - průběh posouvací síly Vz



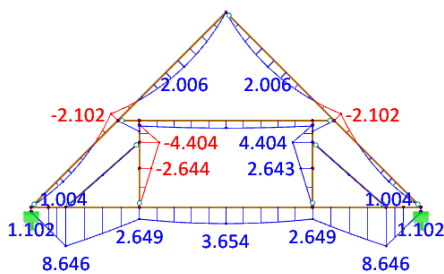
Obrázek 91: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů –výměna vazných trámů - průběh posouvací síly Vy



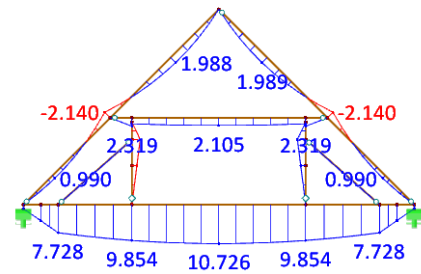
Obrázek 92: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů –výměna vazných trámů - průběh globální deformace

Porovnání průběhů vnitřních sil prostorových modelů nezohledňující poddajnosti spojů s běžným začepováním sloupku a s doplněnou ocelovou pásovinou zajišťující přenos tahového namáhání spoje:

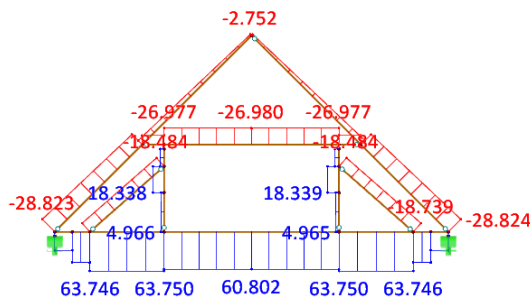
U příčné plné vazby se průběhy vnitřních sil na většině prvků kromě sloupků, vzpěr a vazného trámu výrazně neliší. U vazného trámu při provedení spoje sloupek/vazný rám běžným čepováním dochází k výraznému nárůstu ohybového momentu v poli vazného trámu, což je zapříčiněno absencí věšadla (tažených sloupků). Naopak u sloupků dochází díky redukci normálové síly (přibližně na poloviční hodnotu) ve vzpěře ke snížení ohybového momentu, který vytváří.



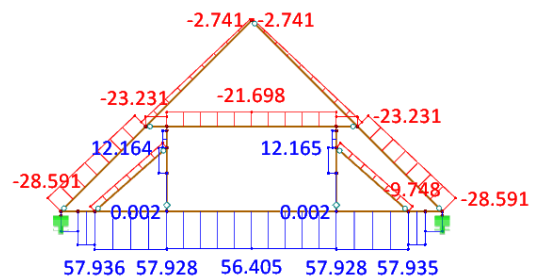
Obrázek 93: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - doplněná ocelová pásovina - průběh ohybového momentu



Obrázek 94: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - běžné začepování sloupku - průběh ohybového momentu

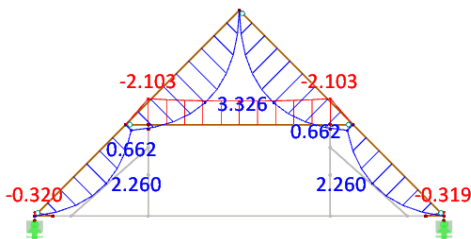


Obrázek 95: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - doplněná ocelová pásovina - průběh normálové síly

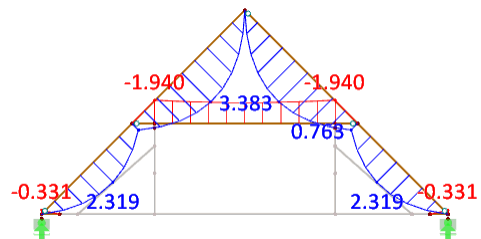


Obrázek 96: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - běžné začepování sloupku - průběh normálové síly

U příčné jalové vazby se průběhy vnitřních sil výrazně neliší. Při provedení spoje sloupek/vazný rám běžným čepováním došlo k zanedbatelnému nárůstu ohybového momentu a normálové síly u krokví a mírnému zvýšení normálové síly v hambálku.

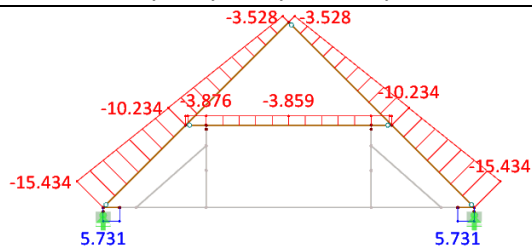


Obrázek 97: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - doplněná ocelová pásovina - průběh ohybového momentu

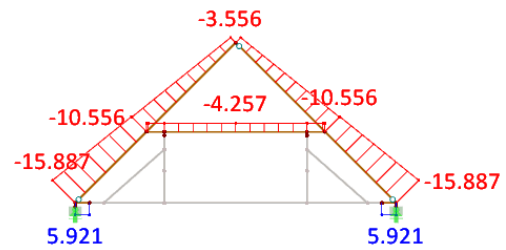


Obrázek 98: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - běžné začepování sloupku - průběh ohybového momentu

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí



Obrázek 99: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - doplněná ocelová pásovina - průběh normálové síly



Obrázek 100: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - běžné začepování sloupku - průběh normálové síly

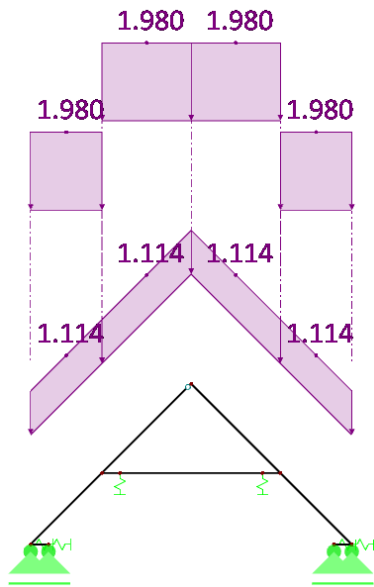
Nezohledněním zanedbatelné tahové únosnosti běžně čepovaného spoje sloupek/vazný trám by vedlo k výraznému poddimenzování především vazného trámu. Je tedy vždy zapotřebí analyzovat jednotlivé spoje v konstrukci a zhodnotit jejich limitní únosnosti v jednotlivých zatěžovacích stavech, neboť se požadavky na přenos zatížení u spojů v různých zatěžovacích stavech mohou lišit.

2.2.1.5.3. Rovinné modely zohledňující poddajnosti spojů

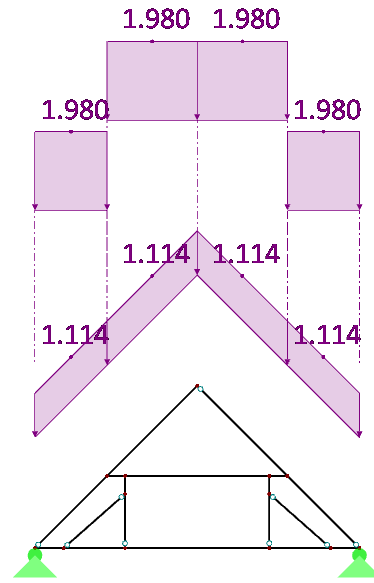
Tuhosti jednotlivých spojů byly zavedeny nejprve do rovinných modelů. Rovinné modely jsou jednodušší a přehlednější než prostorový model a jsou tedy vhodnější pro prvotní zavádění a stanovení tuhostí spojů. Abychom mohli výsledné tuhosti spojů přenést z rovinných modelů do modelu prostorového, je zapotřebí, aby rovinné modely věrně popisovaly chování modelu prostorového. Pro zavedení a optimalizaci tuhostí spojů byly vytvořeny rovinné modely příčné plné vazby a vazby podélné. Tyto vazby bylo tedy zapotřebí nejprve podepřít stejně tuhými podporami a zatížit stejným zatížením, jako prostorový model, aby jejich chování bylo obdobné.

Příčná plná vazba je zatížena reakcemi vaznic a pásků z podélné vazby. Podélná vazba je zatížena reakcemi příčných vazeb jalových. Tyto reakce jalových vazeb se dají orientačně získat z již známých podporových reakcí prostorového modelu nezohledňujícího poddajnosti spojů. Vzhledem k tomu, že ale postupným zaváděním poddajností bude docházet ke změně tuhostí jednotlivých prvků krovu a tedy i následné změně těchto reakcí jalových vazeb, prostorové a rovinné modely zohledňující poddajnosti spojů se budou lišit, protože rovinné modely budou modelovány s původním zatížením, které na ně vyvolaly ostatní prvky, a to ještě před zavedením poddajností. Tedy zatížení jednotlivých prvků krovu se u prostorového modelu bude měnit v závislosti na zavedených poddajnostech spojů, ale u rovinných modelů nikoli. Pro přehlednost a lepší pochopení problematiky jsem tedy vytvořil i rovinné modely jalových vazeb, do kterých jsem vnesl poddajné podpory a výsledné reakce jsem porovnal.

Zatížení rovinných modelů:



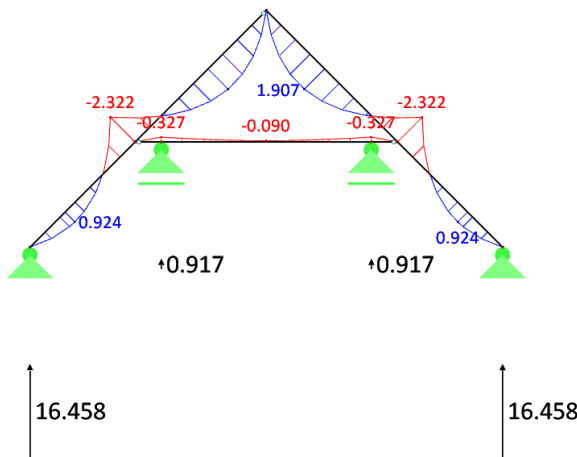
Obrázek 101: Zatížení jalové vazby rovinného modelu



Obrázek 102: Zatížení plné vazby rovinného modelu

Průběh vnitřních sil na příčných jalových vazbách:

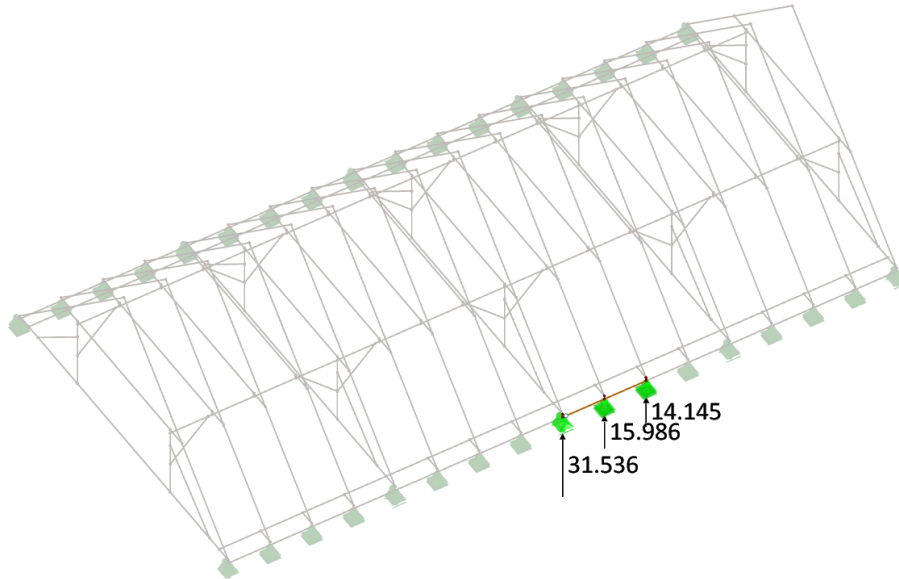
Na průběhu momentů jsou nejlépe vidět změny průběhů vnitřních sil při zavádění konečných tuhostí podpor. Na obrázku 76 je znázorněn průběh ohybového momentu s nekonečně tuhými podporami.



Tuhost vaznice - dokonale tuhé
 Tuhost výměny V.T. – dokonale tuhé
 Tuhost pozednice – dokonale tuhé

Obrázek 103: Rovinný model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A/B- průběh ohybového momentu

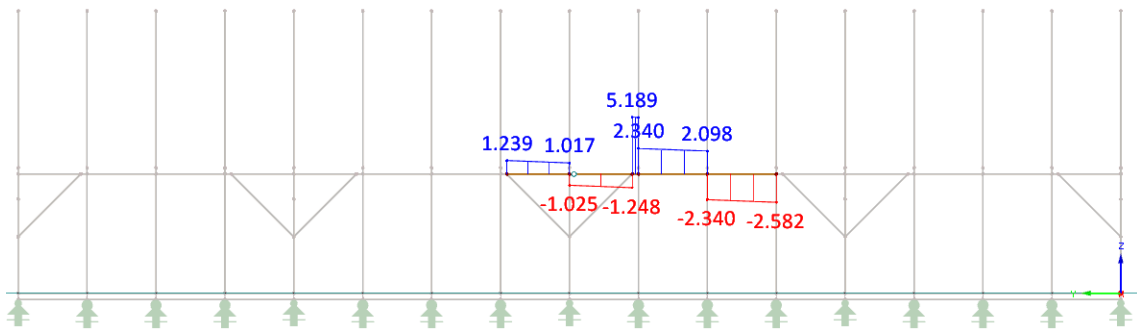
Na všechny vazby působí stejné vnější zatížení. Jednotlivé jalové vazby přenáší zatížení do pozednic stejně jako plná vazba s tím, že část tohoto zatížení přenáší do vaznic. Přibližná síla, kterou jalová vazba působí na vaznici je tedy rozdíl průměrné hodnoty reakce a hodnoty reakce dané vazby (reakce v místě pozednice na prostorovém modelu nezohledňující poddajnosti spojů).



Obrázek 104: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – reakce vazeb

PROSTOROVÝ MODEL	počet [ks]	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
JALOVÁ VAZBA A	1	0	0	14,14
JALOVÁ VAZBA B	2	0	0	16
PLNÁ VAZBA	1	0	0	31,54
PRŮMĚR		<u>0</u>	<u>0</u>	<u>19,42</u>
PŘIBLIŽNÁ SÍLA, KTEROU PŮSOBÍ NA VAZNICI JAL. VAZBA A		<u>0</u>	<u>0</u>	<u>5,28</u>
PŘIBLIŽNÁ SÍLA, KTEROU PŮSOBÍ NA VAZNICI JAL. VAZBA B		<u>0</u>	<u>0</u>	<u>3,42</u>

Přesná síla, kterou působí jalová vazba na vaznici se dá odečíst z průběhu posouvací síly na vaznici.

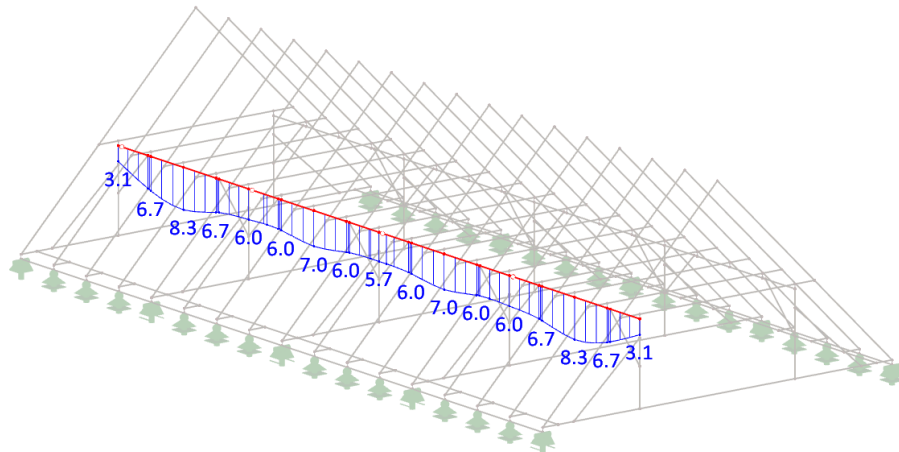


Obrázek 105: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – posouvací síla vaznice

PROSTOROVÝ MODEL	posouvací síla zleva [kN]	posouvací síla zprava [kN]	reakce [kN]
JALOVÁ VAZBA A	2,098	2,34	<u>4,438</u>
JALOVÁ VAZBA B	5,189	2,34	<u>2,849</u>

Rozdíl mezi přibližným a přesným výpočtem je způsoben prostorovým působením konstrukce a redistribucí zatížení do tužších prvků.

Tuhost vaznice jakožto podpory vychází z poměru této síly a deformace, kterou způsobí ($K = F/u$).



Obrázek 106: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – průhyb vaznice

$$u_A = 7\text{mm}$$

$$F_A = 4,44\text{kN}$$

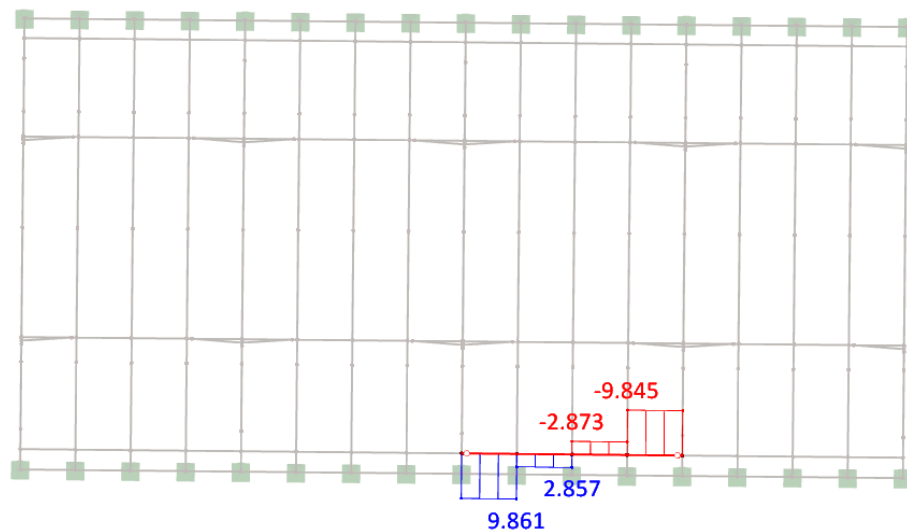
$$K_{\text{vaznice A}} = (4,44 * 0,001) / (7 * 0,001) = 0,63\text{MN/m}$$

$$u_B = 6\text{mm}$$

$$F_B = 2,85\text{kN}$$

$$K_{\text{vaznice B}} = (2,85 * 0,001) / (6 * 0,001) = 0,48\text{MN/m}$$

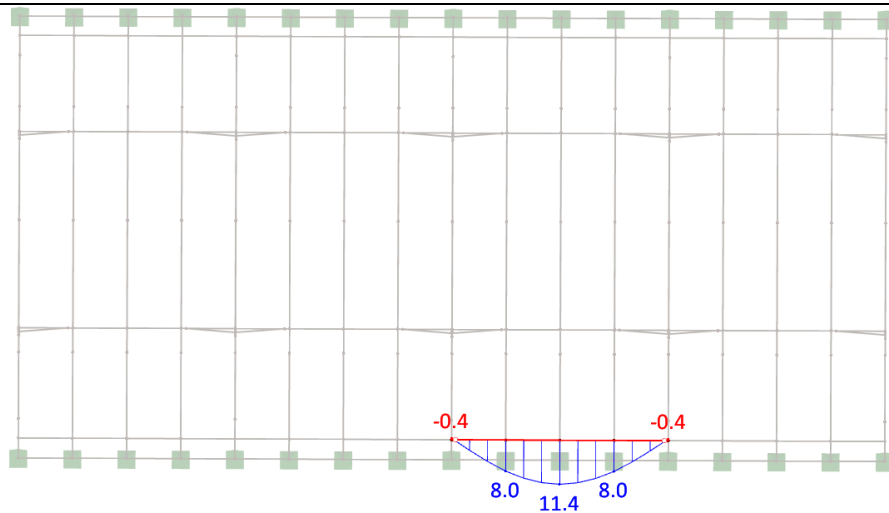
Sílu, kterou jalová vazba působí na výměnu vazných trámů lze odečíst z průběhu posouvací síly (posouvací síla na prostorovém modelu nezohledňující poddajnosti spojů).



Obrázek 107: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – posouvací síla výměny vazných trámů

Tuhost výměny vazných trámů jakožto podpory vychází z poměru této síly a deformace, kterou způsobí ($K = F/u$).

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí



Obrázek 108: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – vodorovný průhyb výměny vazných trámů

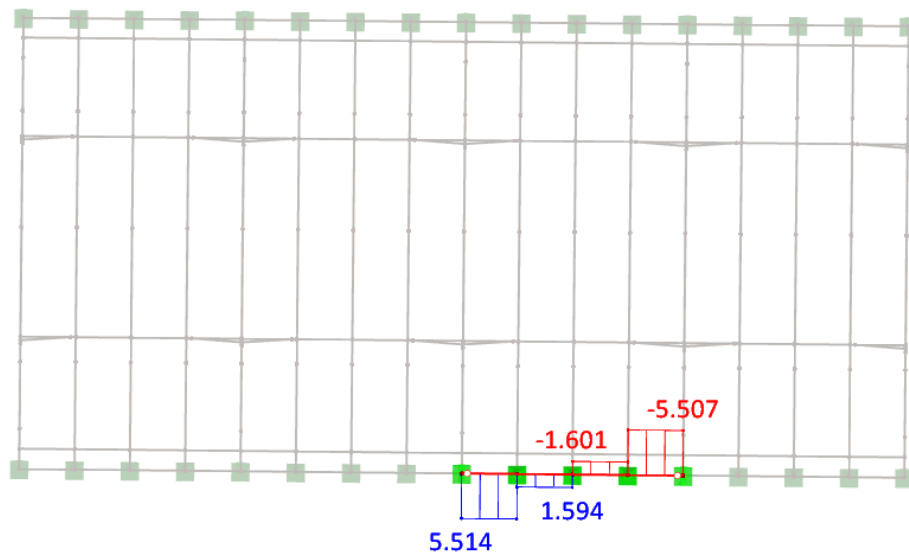
$$u_A = 11,4\text{mm} \quad F_A = 2,857 + 2,873 = 5,73\text{kN}$$

$$K_{\text{výměny V.T. A}} = (5,73 * 0,001) / (11,4 * 0,001) = 0,5\text{MN/m}$$

$$u_B = 8\text{mm} \quad F_B = 9,861 - 2,857 = 7,0\text{kN}$$

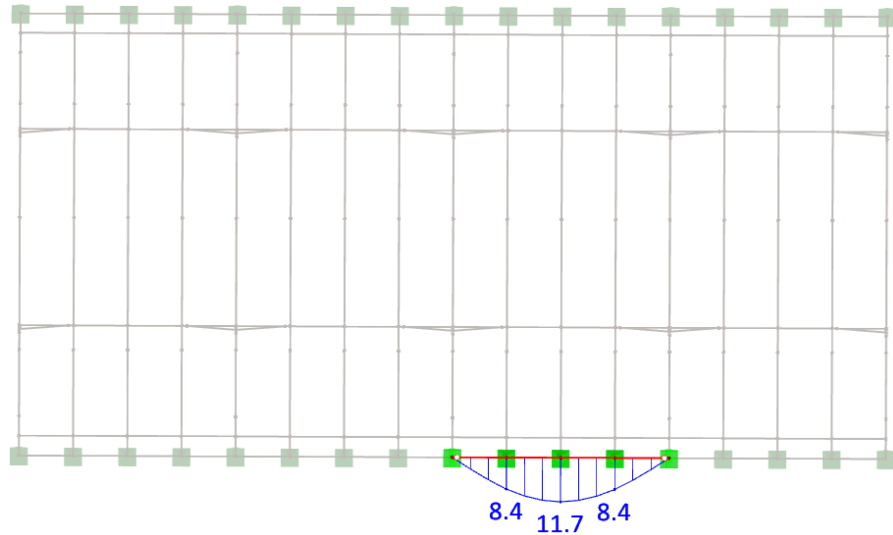
$$K_{\text{výměny V.T. B}} = (7 * 0,001) / (8 * 0,001) = 0,875\text{MN/m}$$

Sílu, kterou jalová vazba působí na pozednici jde odečíst z průběhu posouvací síly (posouvací síla na prostorovém modelu nezohledňující poddajnosti spojů).



Obrázek 109: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – posouvací síla pozednice

Tuhost výměny vazných trámů jakožto podpory vychází z poměru této síly a deformace, kterou způsobí ($K = F/u$).



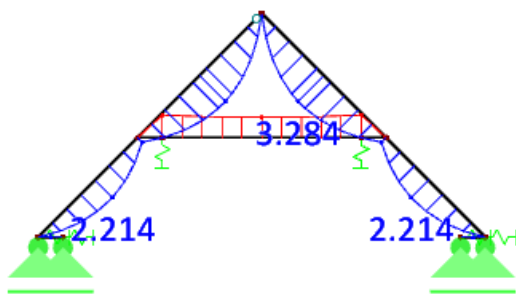
Obrázek 110: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – vodorovný průhyb výměny vazných trámů

$$u_A = 11,4\text{mm} \quad F_A = 1,601 + 1,594 = 3,2\text{kN}$$

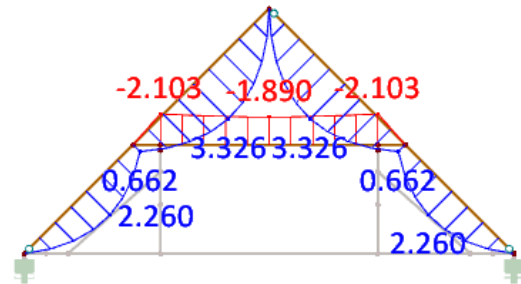
$$K_{\text{poddajnice; A}} = (3,2 * 0,001) / (11,7 * 0,001) = 0,27\text{MN/m}$$

$$u_B = 8\text{mm} \quad F_B = 5,514 - 1,594 = 3,92\text{kN}$$

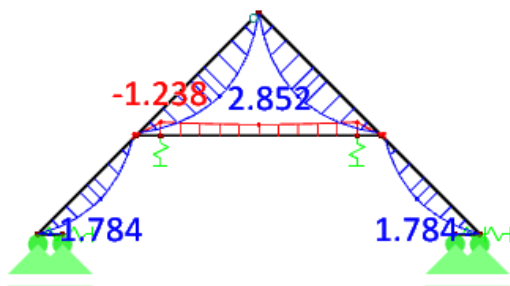
$$K_{\text{poddajnice; B}} = (3,92 * 0,001) / (8,4 * 0,001) = 0,46\text{MN/m}$$



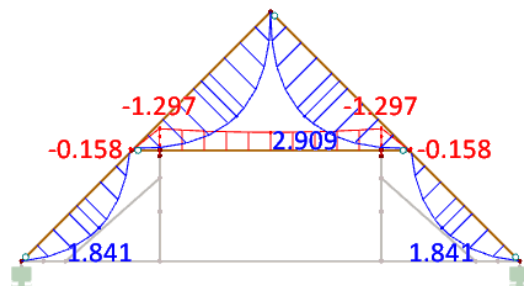
Obrázek 111: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpór – jalová vazba A - průběh ohybového momentu



Obrázek 112: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A- průběh ohybového momentu

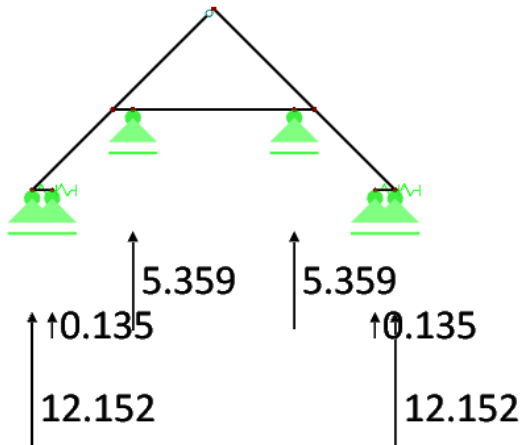


Obrázek 113: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpór – jalová vazba B - průběh ohybového momentu

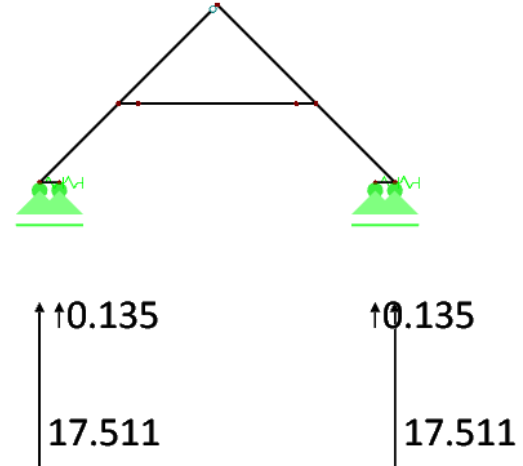


Obrázek 114: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba B- průběh ohybového momentu

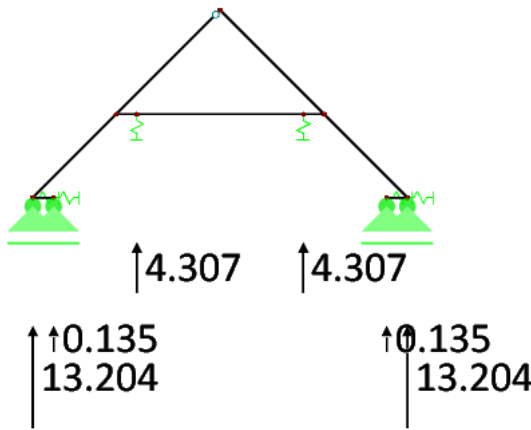
Výsledky získané z odlišných modelů se mírně liší, rozdíl zhruba 5%, což je způsobeno zaokrouhlením při výpočtu.



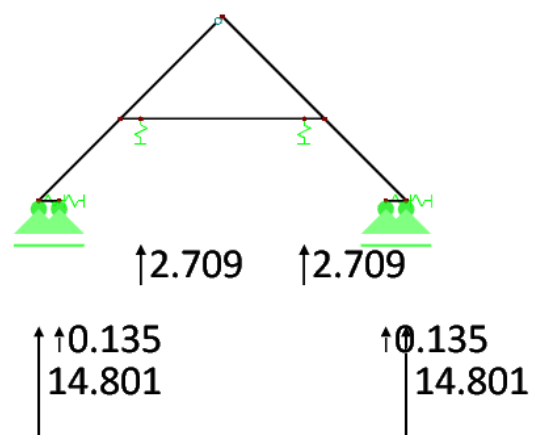
Obrázek 115: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba s tuhou podporou vaznice – reakce v podporách



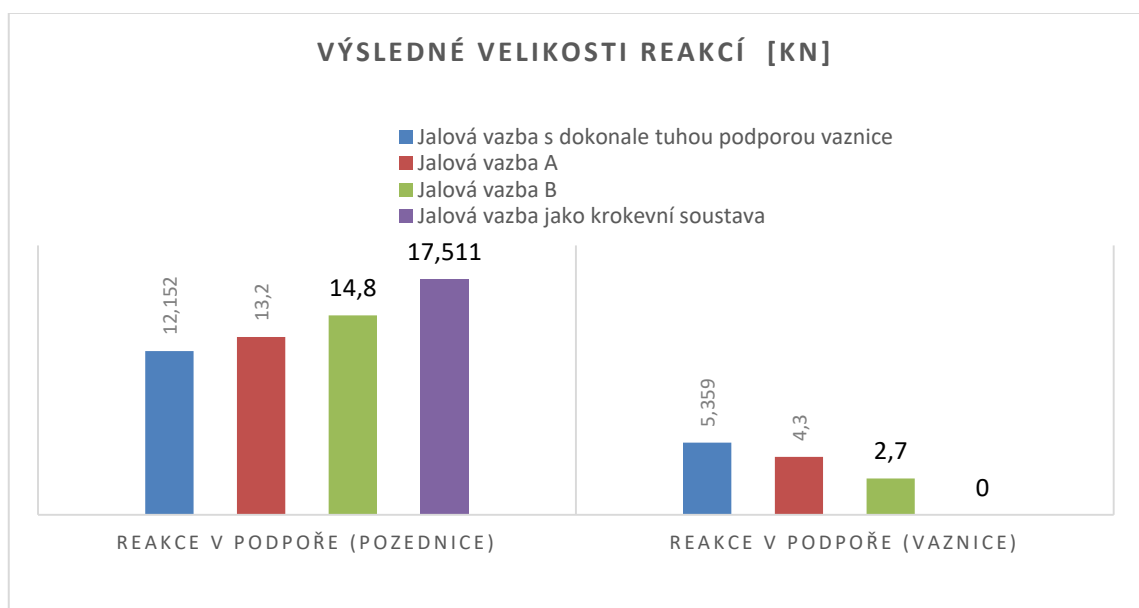
Obrázek 116: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba jako krokevní soustava – reakce v podporách



Obrázek 117: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba A – reakce v podporách



Obrázek 118: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba B – reakce v podporách



Graf 1: Výsledné velikosti reakcí

Z výsledného porovnání grafů reakcí jalové vazby A a jalové vazby B je patrný vliv tuhosti podpor. Jalová vazba A se nachází blíže ke středu rozponu vaznice než jalová vazba B, kde vaznice vytváří poddajnější podporu, nežli je to v případě vazby B. Čím menší je tedy tuhost podpory v místě vaznice, tím více zatížení přenáší krokvě do pozednice a jalová vazba působí více jako krokvinná soustava. Tento fakt bude mít vliv na podélnou vazbu (a následně i na příčnou plnou vazbu), která bude v případě rovinných modelů zatížena původními reakcemi před zavedením poddajnosti. S postupným zaváděním poddajnosti do podélné vazby totiž bude docházet právě ke snižování zatížení, které na ní vyvozují jalové vazby.

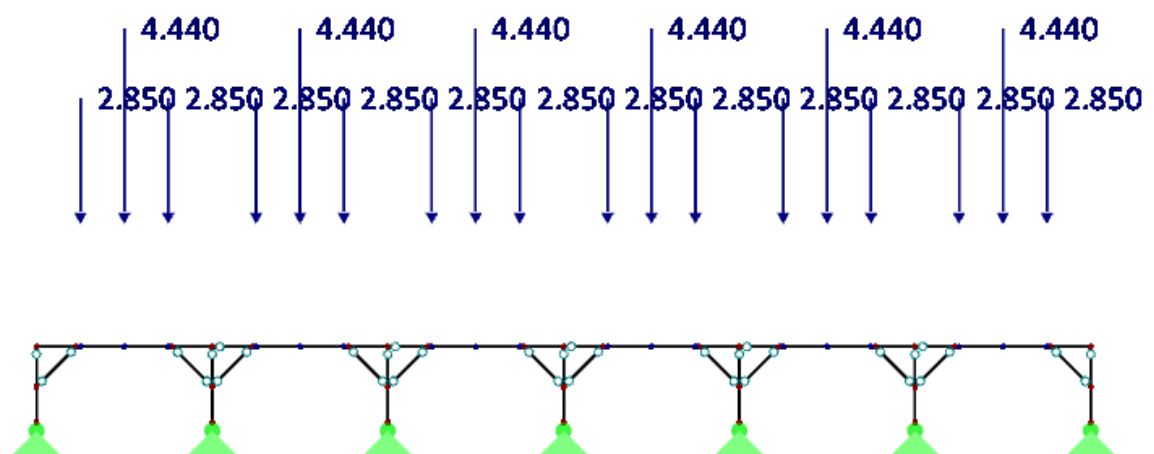
Výsledné podporové reakce jsou podobné jako síly odečtené z průběhu posouvací síly vaznice, ale stejně jako v případě průběhů momentů se neshodují z důvodu zaokrouhlování a proto bude bezpečnější odečíst zatížení jalovými vazbami na podélné a příčné plné vazby z průběhu posouvací síly vaznice prostorového modelu nezohledňujícího poddajnosti spojů.

Průběh vnitřních sil na podélné vazbě:

Jak již bylo řečeno, rovinné modely nezohledňují redistribuci zatížení vlivem zavedení poddajnosti, a je zde tedy uvažováno stále stejné zatížení od jalových vazeb.

Na rovinném modelu podélné vazby jsou relevantní pouze vnitřní síly na vaznici a páscích, protože zde nejsou zohledněny plné vazby, vzpěry a další prvky krovu, a pouze uprostřed modelu, protože boční části jsou již zkráceny koncem modelu (konec spojitě vaznice). Pro přehledné postupné zavádění poddajnosti spojů vaznice/pásek a pásek/sloupek je ale tento model dostačující.

Vaznice je zatížena reakcemi od jalových příčných vazeb. Tyto reakce byly převzaty z průběhu posouvací síly na vaznici prostorového modelu nezohledňujícího poddajnosti spojů viz předchozí kapitola.

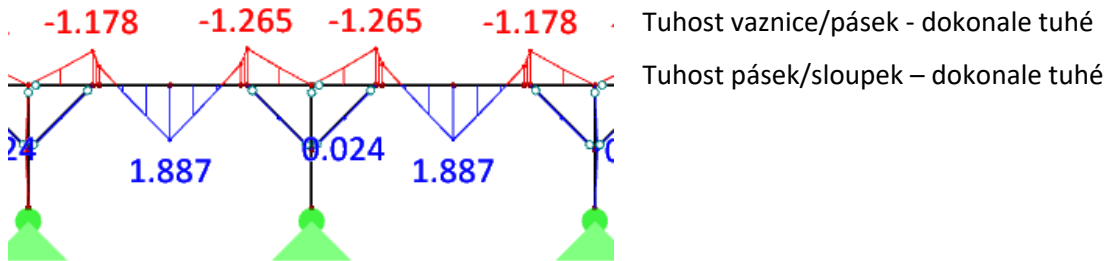


Obrázek 119: Zatížení podélné vazby rovinného modelu

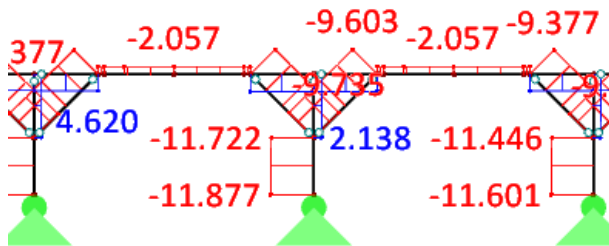
Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

Stejně jako u příčné jalové vazby, na průběhu momentů jsou nejlépe vidět změny průběhů vnitřních sil při zavádění tuhostí spojů. Na obrázku 120 je znázorněn průběh ohybového momentu s nekonečně tuhými spoji vaznice/pásek a pásek/sloupek.

U modelu s dokonale tuhými spoji vzniká ve vaznici nad pásy velký nadpodporový moment, který redukuje moment v poli.

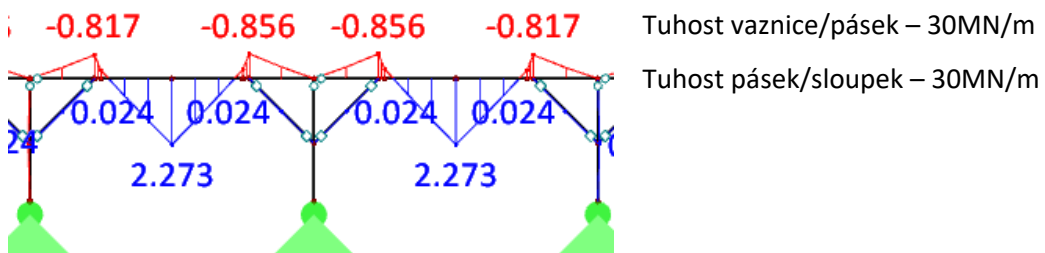


Obrázek 120: Rovinný model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu

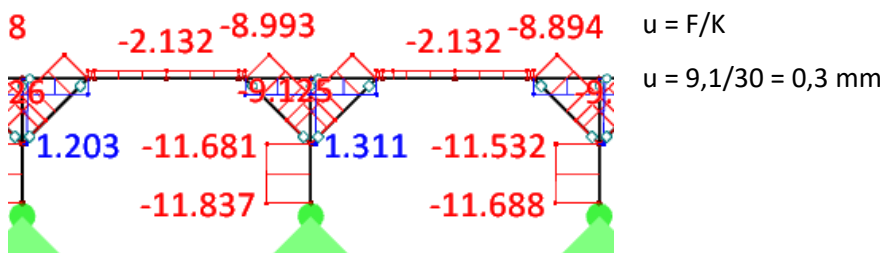


Obrázek 121: Rovinný model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly

Při zavedení konečné tuhosti spoje vaznice/pásek a pásek/sloupek 30MN/m dochází u vaznice k redukcí nadpodporových momentů a ke zvýšení momentu v poli. Normálová síla se díky nižší tuhosti spojů snižuje.



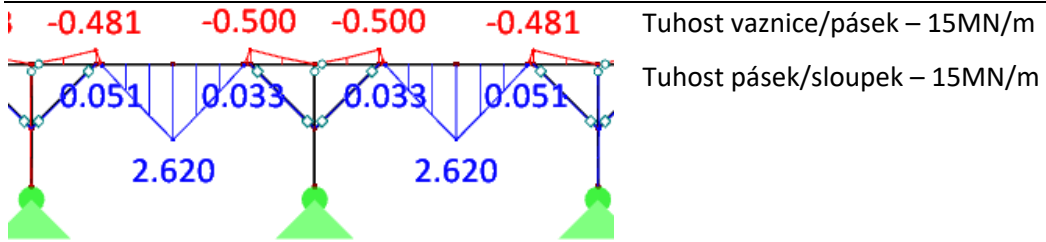
Obrázek 122: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 01



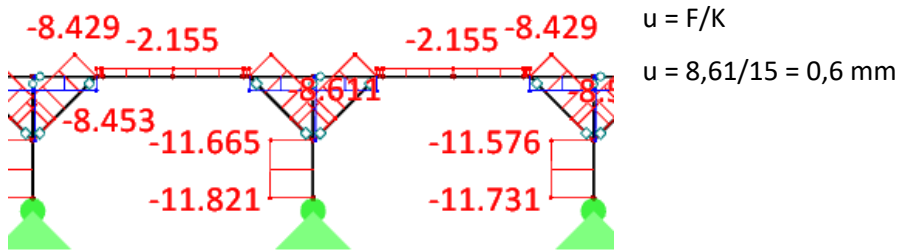
Obrázek 123: Rovinný model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 01

Statická analýza sanačních opatření dominantních konstrukcí zámku Pravonín

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

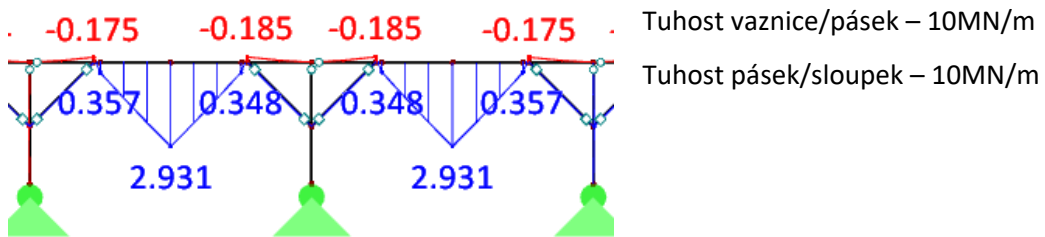


Obrázek 124: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 02

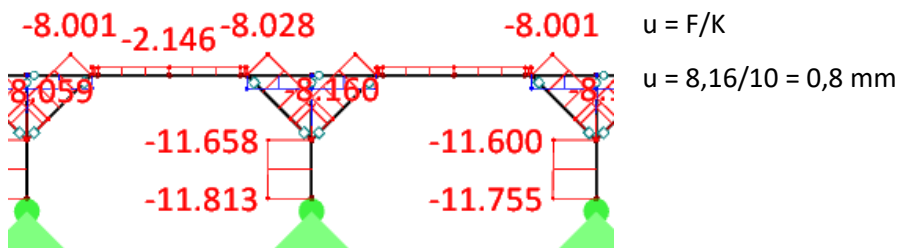


Obrázek 125: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 02

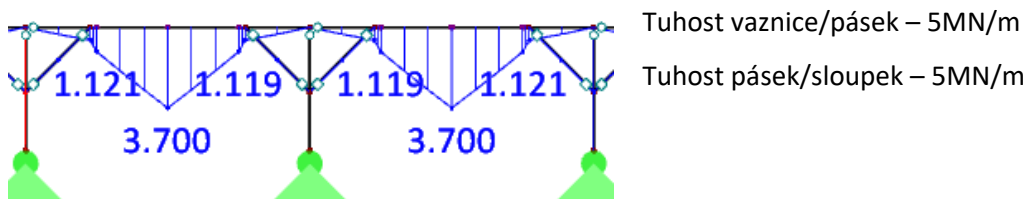
Až při tuhosti spojů 10MN/m dochází k eliminaci (tedy pouze nepatrným) nadpodporových momentů.



Obrázek 126: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 03

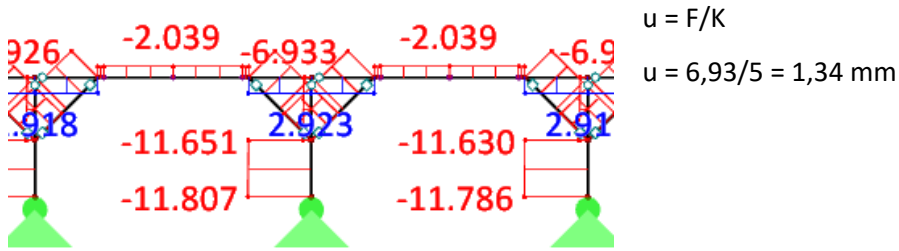


Obrázek 127: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 03



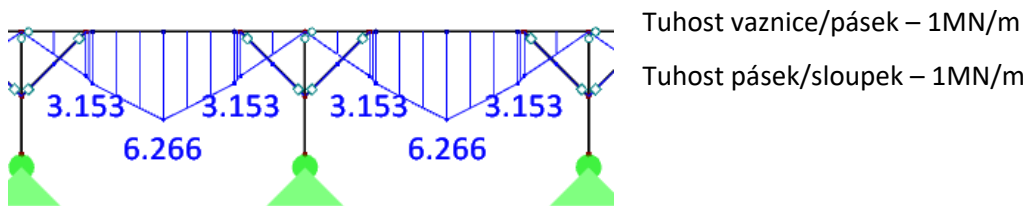
Obrázek 128: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 04

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

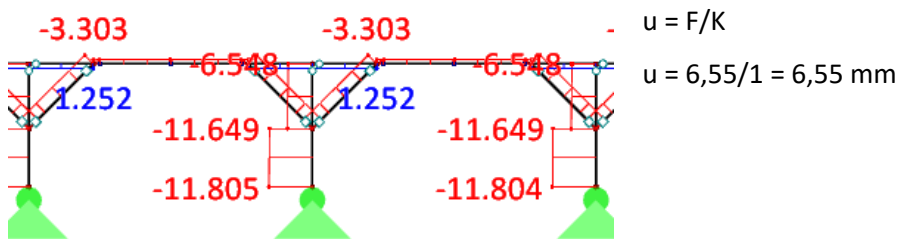


Obrázek 129: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly O4

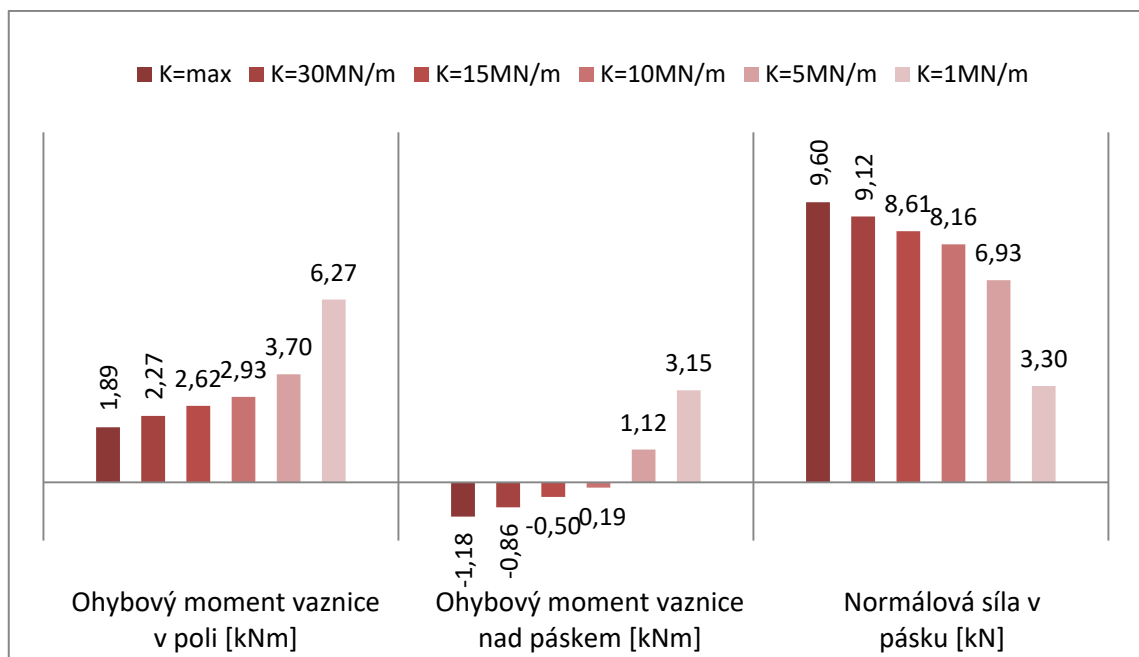
Výraznějším snížením tuhostí spojů se již přibližujeme k fungování vaznic bez pásků, tedy prostých nosníků, což je pravděpodobně u krovu s modulem vzdáleností příčných plných vazeb 4,4 m a běžným zatížením již příliš konzervativní.



Obrázek 130: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu O4



Obrázek 131: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly O5

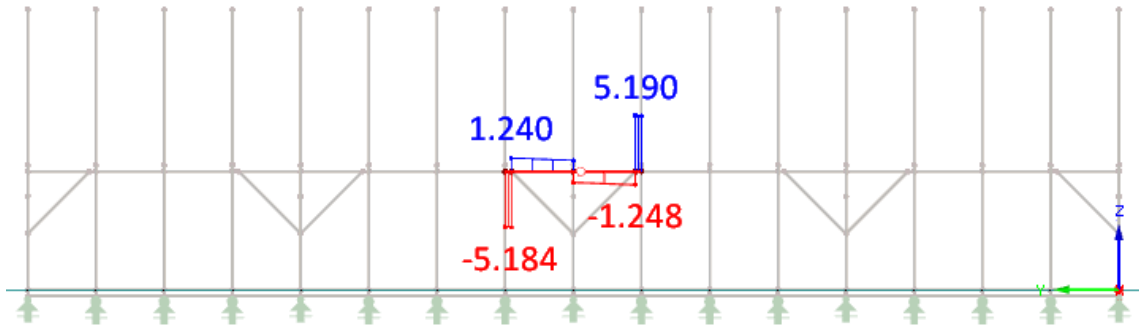


Graf 2: Průběhy vnitřních sil na vaznici a pásku v závislosti na zavedených tuhostech spojů

Průběh vnitřních sil na příčné plné vazbě:

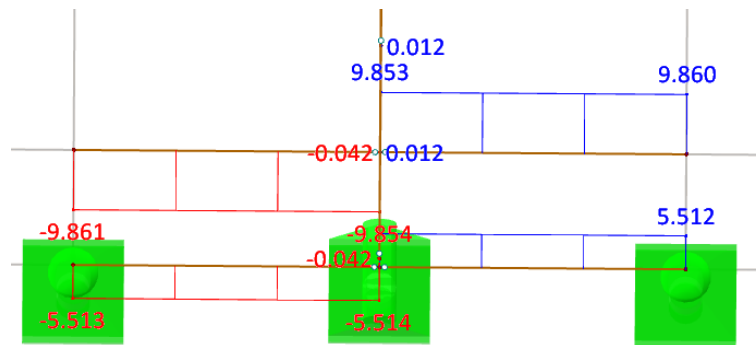
Síla, kterou výměna vazného trámu působí na vazný trám a vaznice na sloupek jsou pro výpočet zanedbatelná.

Sílu, kterou pásy působí na sloupek lze odečíst z průběhu posouvací síly na vaznici (posouvací síla na prostorovém modelu nezohledňující poddajnosti spojů).



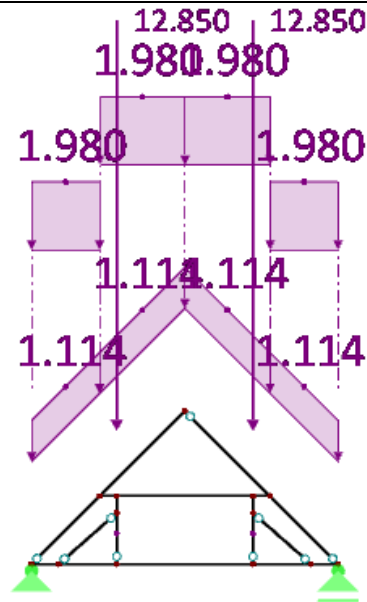
Obrázek 132: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – posouvací síla vaznice

PROSTOROVÝ MODEL	posouvací síla zleva [kN]	posouvací síla zprava [kN]	reakce [kN]
PÁSEK PRAVÝ	5,184	1,24	6,424
PÁSEK LEVÝ	5,184	1,24	6,424
			<u>12,848</u>



Obrázek 133: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – posouvací síla výměny vazných trámů a pozednice

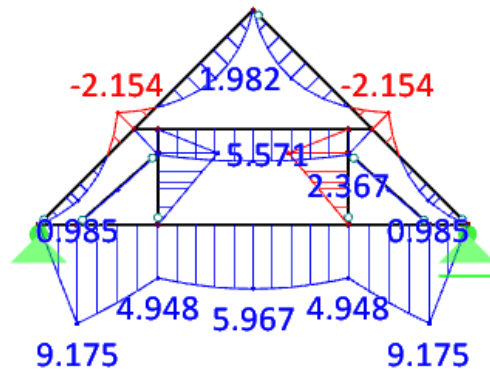
PROSTOROVÝ MODEL	posouvací síla zleva [kN]	posouvací síla zprava [kN]	reakce [kN]
POZEDNICE	5,5	5,5	11
VÝMĚNA VAZNÉHO TRÁMU	9,85	9,85	19,7
			<u>30,7</u>



Obrázek 134: Zatížení příčné vazby rovinného modelu

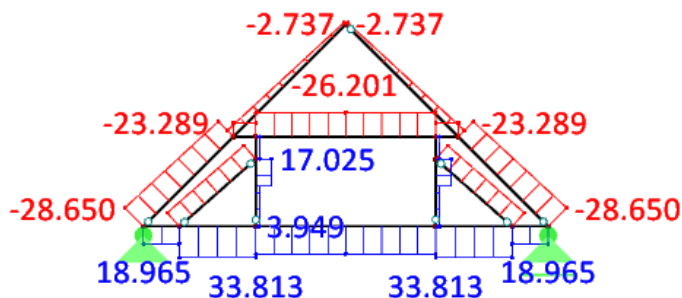
Stejně jako u předešlých vazeb, na průběhu momentů a normálových sil jsou nejlépe vidět změny průběhů vnitřních sil při zavádění tuhostí spojů. Na obrázku 135 je znázorněn průběh ohybového momentu s nekonečně tuhými spoji sloupek/vzpěra, vzpěra/vazný trám, hambálek/sloupek a sloupek vazný trám.

U modelu s dokonale tuhými spoji dochází k aktivaci věšadla, které redukuje ohybový moment vazného trámu v poli.



- Tuhost sloupek/vzpěra - dokonale tuhé
- Tuhost vzpěra/vazný tr. – dokonale tuhé
- Tuhost hambálek/sloupek – dokonale tuhé
- Tuhost sloupek vazný tr. – dokonale tuhé

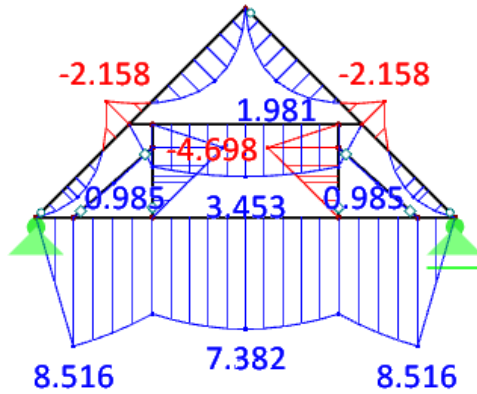
Obrázek 135: Rovinný model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu



Obrázek 136: Rovinný model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly

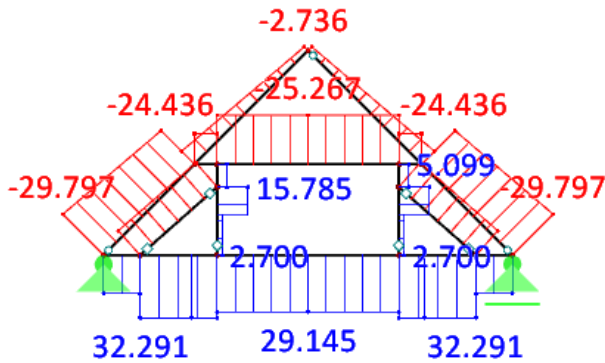
Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

Při zavádění poddajnosti spojů dochází k postupnému růstu ohybového momentu vazného trámu v poli a pod sloupky, ale k jeho redukcí pod vzpěrou, což je způsobeno snížením velikosti normálové síly ve vzpěře.

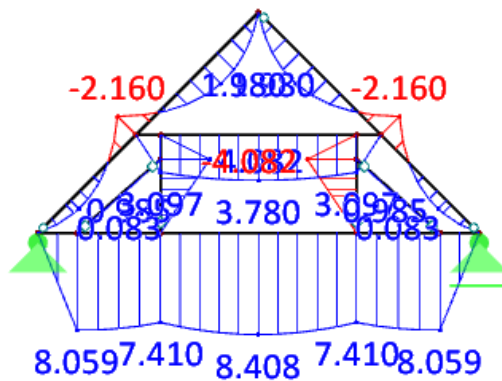


- Tuhost sloupek/vzpěra – 30MN/m
- Tuhost vzpěra/vazný tr. – 30MN/m
- Tuhost hambálek/sloupek – 30MN/m
- Tuhost sloupek vazný tr. – 30MN/m

Obrázek 137: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 01

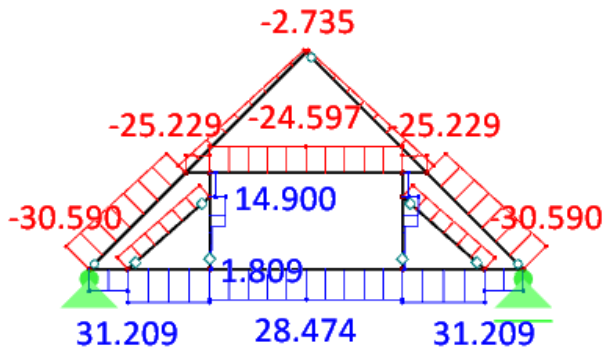


Obrázek 138: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 01

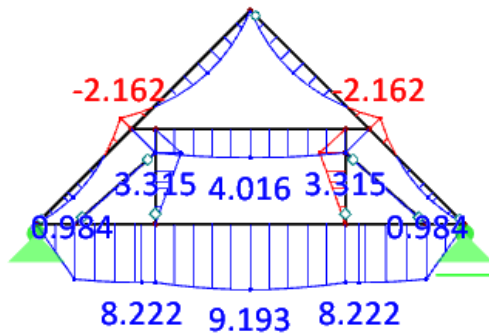


- Tuhost sloupek/vzpěra - 15 MN/m
- Tuhost vzpěra/vazný tr. – 15 MN/m
- Tuhost hambálek/sloupek – 15 MN/m
- Tuhost sloupek vazný tr. –15 MN/m

Obrázek 139: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 02

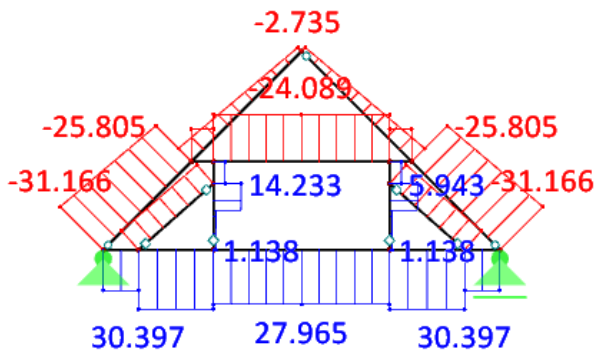


Obrázek 140: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly O2

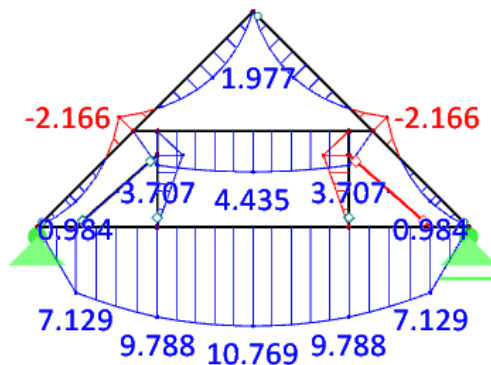


- Tuhost sloupek/vzpěra - 10 MN/m
- Tuhost vzpěra/vazný tr. – 10 MN/m
- Tuhost hambálek/sloupek – 10 MN/m
- Tuhost sloupek vazný tr. – 10 MN/m

Obrázek 141: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu O3

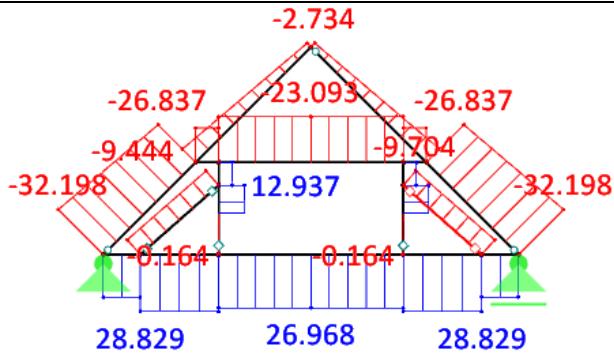


Obrázek 142: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly O3



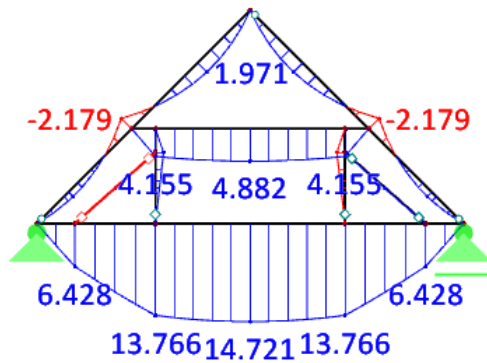
- Tuhost sloupek/vzpěra - 5 MN/m
- Tuhost vzpěra/vazný tr. – 5 MN/m
- Tuhost hambálek/sloupek – 5 MN/m
- Tuhost sloupek vazný tr. – 5 MN/m

Obrázek 143: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu O4



Obrázek 144: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly O4

Výraznějším snížením tuhostí spojů sloupeků se již přibližujeme k fungování vazného trámu jako bez věšadla, tedy chování prostého nosníku, což je pravděpodobně opět příliš konzervativní.



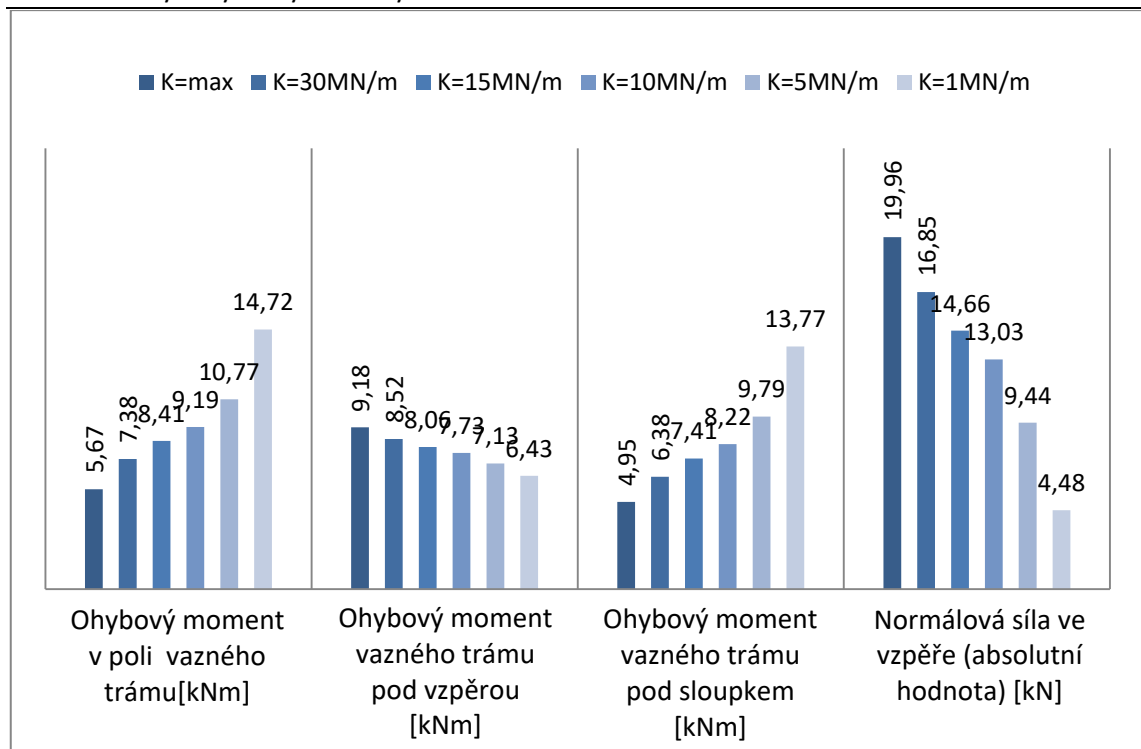
- Tuhost sloupek/vzpěra - 1 MN/m
- Tuhost vzpěra/vazný tr. – 1 MN/m
- Tuhost hambálek/sloupek – 1 MN/m
- Tuhost sloupek vazný tr. – 1 MN/m

Obrázek 145: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu O5



Obrázek 146: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly O5

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

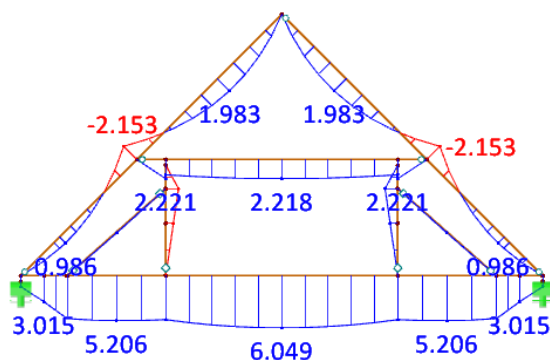


Graf 3: Průběhy vnitřních sil na vazném trámu v závislosti na zavedených tuhostech spojů

2.2.1.5.4. Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů

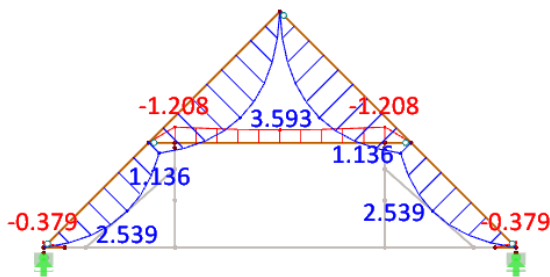
Prostorový model na rozdíl od rovinných modelů zohledňuje postupnou redistribuci zatížení jednotlivých prvků krovu s ohledem na zaváděné poddajnosti. Výsledné vnitřní síly se tedy budou lišit a poddajnosti získané z rovinných modelů jsou tedy pro zavedení v prostorovém modelu pouze orientační.

Na průběhu momentů je vidět rozdíl, který při zavedení poddajností spojů způsobuje redistribuce zatížení. V případě vazného trámu dochází ke snížení extrémní hodnoty ohybového momentu z 10,769kNm u rovinného modelu na 6,049kNm u prostorového modelu. U rovinného modelu byl výsledný ohybový moment vaznice v poli 3,700kNm a u prostorového modelu je 2,316kNm. Naopak ohybový moment krokví vzrostl. Krokve tedy přenáší více zatížení do pozednic a vyvozují v poli vazného trámu i vaznice menší ohybový moment. Z hlediska dimenzování jalových vazeb je model konzervativnější, než prostorový model bez zohlednění poddajností, ale vzhledem k dimenzování vazného trámu je model nebezpečnější. Většího zatížení plné vazby a tedy i vazného trámu docílíme zvýšením tuhostí spojů.

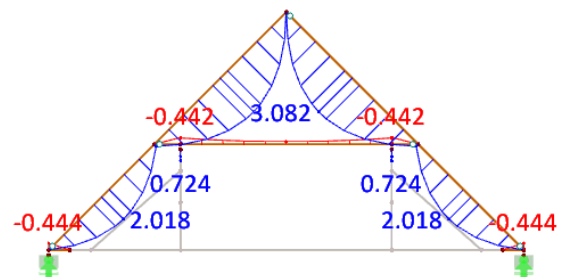


- Tuhost sloupek/vzpěra - 5 MN/m
- Tuhost vzpěra/vazný tr. – 5 MN/m
- Tuhost hambálek/sloupek – 5 MN/m
- Tuhost sloupek vazný tr. – 5 MN/m
- Tuhost vaznice/pásek – 5 MN/m
- Tuhost pásek/sloupek – 5 MN/m

Obrázek 147: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná plná vazba - průběh ohybového momentu A

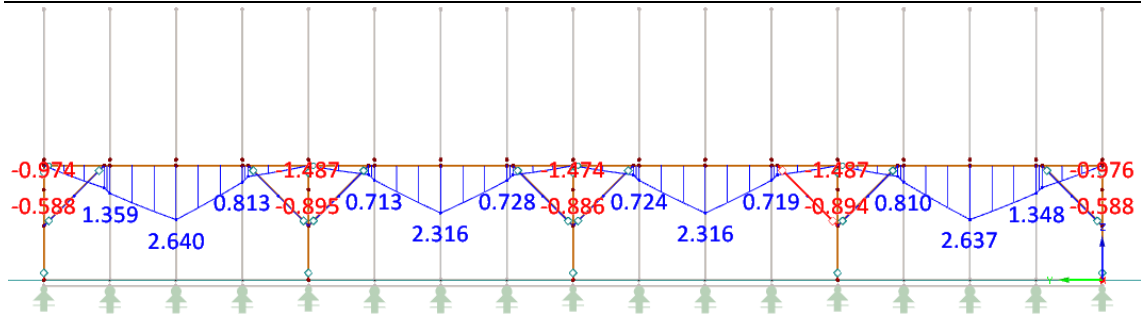


Obrázek 148: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba A - průběh ohybového momentu A

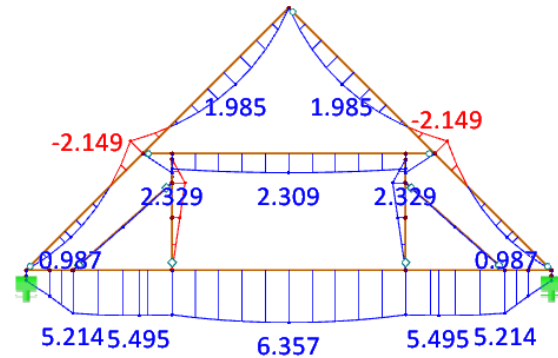


Obrázek 149: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba B - průběh ohybového momentu A

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

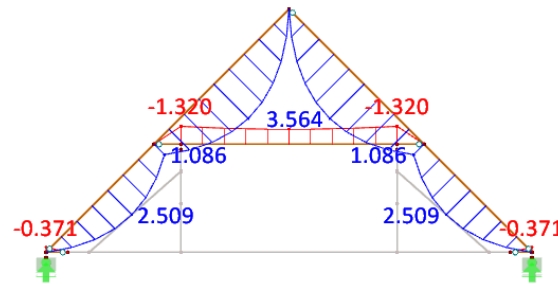


Obrázek 150: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu A

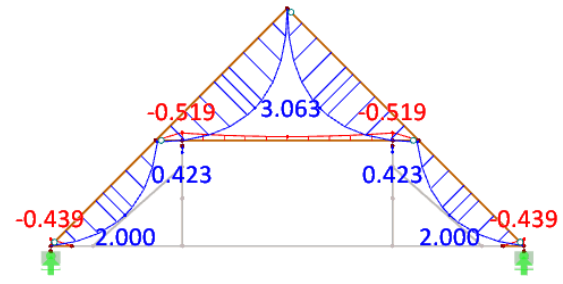


- Tuhost sloupek/vzpěra - 5 MN/m
- Tuhost vzpěra/vazný tr. – 5 MN/m
- Tuhost hambálek/sloupek – 5 MN/m
- Tuhost sloupek vazný tr. – 5 MN/m
- Tuhost vaznice/pásek – 10 MN/m
- Tuhost pásek/sloupek – 10 MN/m

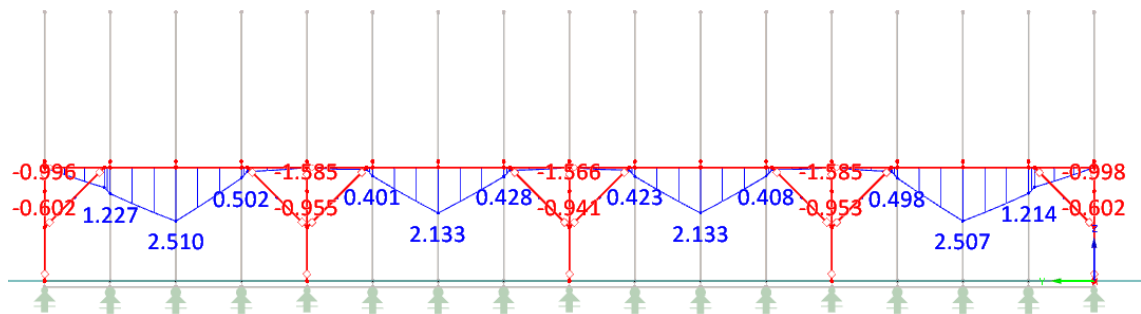
Obrázek 151: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná plná vazba - průběh ohybového momentu B



Obrázek 152: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba A - průběh ohybového momentu B

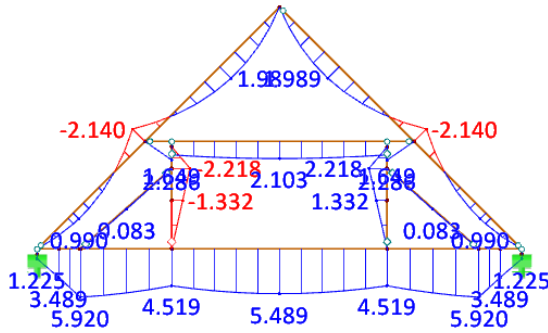


Obrázek 153: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba B - průběh ohybového momentu B



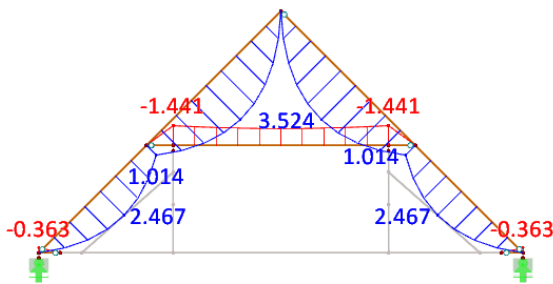
Obrázek 154: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu B

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

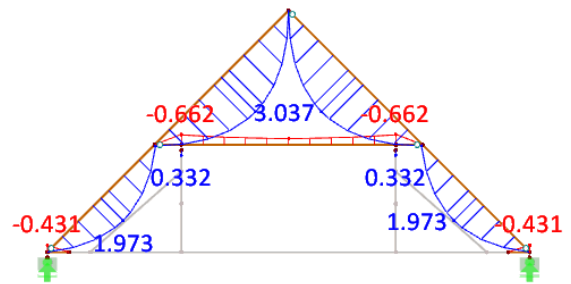


- Tuhost sloupek/vzpěra - 10 MN/m
- Tuhost vzpěra/vazný tr. – 10 MN/m
- Tuhost hambálek/sloupek – 10 MN/m
- Tuhost sloupek vazný tr. – 10 MN/m
- Tuhost vaznice/pásek – 10 MN/m
- Tuhost pásek/sloupek – 10 MN/m

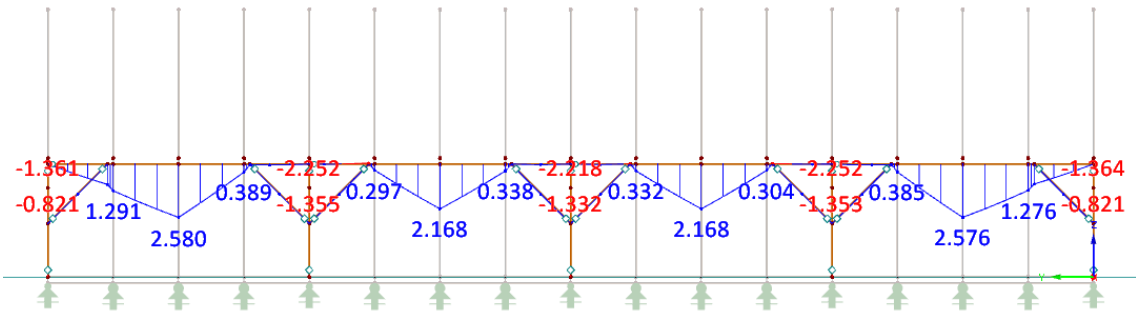
Obrázek 155: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná plná vazba - průběh ohybového momentu C



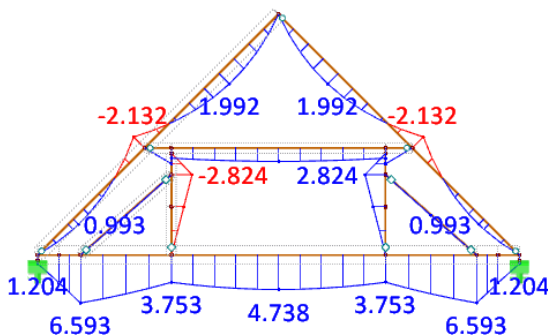
Obrázek 156: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba A - průběh ohybového momentu C



Obrázek 157: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba B - průběh ohybového momentu C

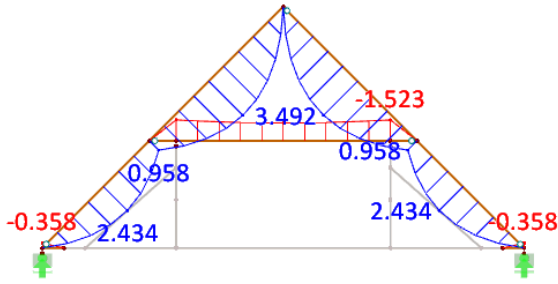


Obrázek 158: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu C

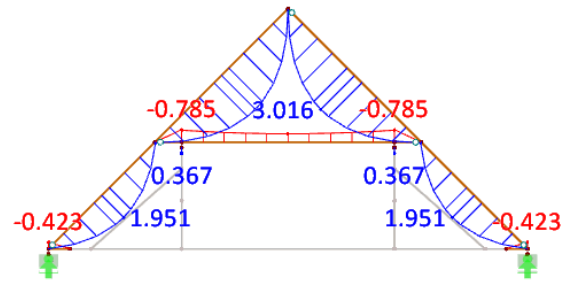


- Tuhost sloupek/vzpěra - 20 MN/m
- Tuhost vzpěra/vazný tr. – 20 MN/m
- Tuhost hambálek/sloupek – 10 MN/m
- Tuhost sloupek vazný tr. – 20 MN/m
- Tuhost vaznice/pásek – 10 MN/m
- Tuhost pásek/sloupek – 10 MN/m

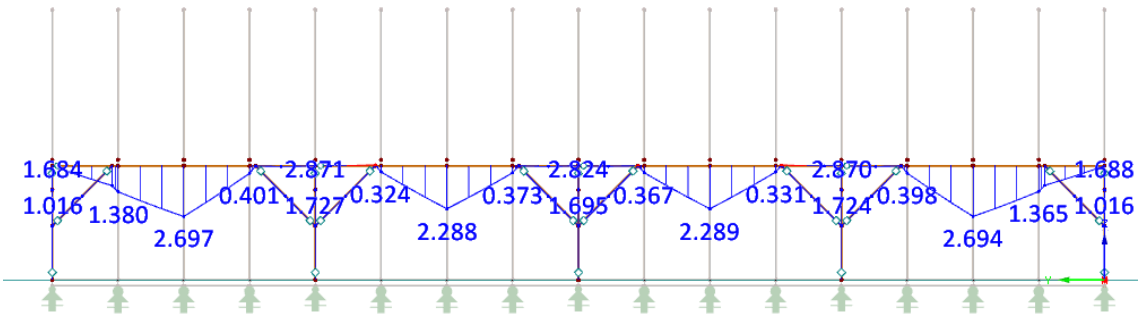
Obrázek 159: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná plná vazba - průběh ohybového momentu D



Obrázek 160: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba A - průběh ohybového momentu D

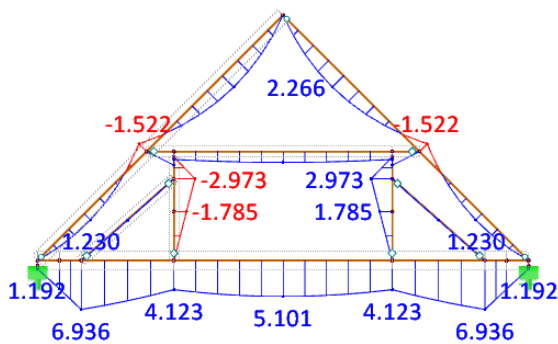


Obrázek 161: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba B - průběh ohybového momentu D



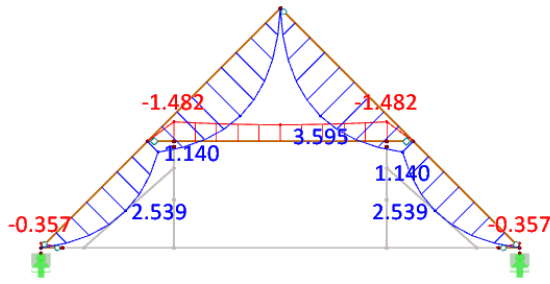
Obrázek 162: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu D

Dalším zvyšováním tuhostí bychom se dále jen přibližovali prostorovému modelu bez zohledněných poddajností spojů, a proto jsem zohlednil poddajnost i ve spoji hambálek/krokev. Snížením tuhosti hambálku jakožto podpory krokví (jak v plné, tak jalové vazbě) dochází ke zvýšení ohybového momentu jak krokví (větší ohybový moment v poli a menší nad podporou), tak i vazného trámu. Stále ale vazný trám není zatížen takovým ohybovým momentem, jako tomu je v případě prostorového modelu bez zohlednění poddajností.

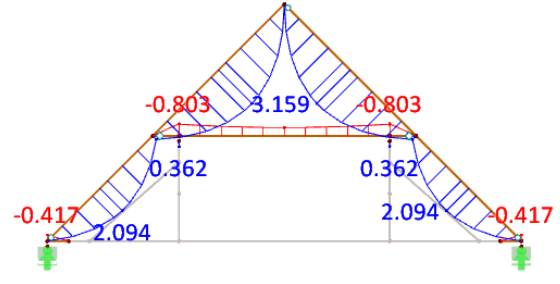


Obrázek 163: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná plná vazba - průběh ohybového momentu E

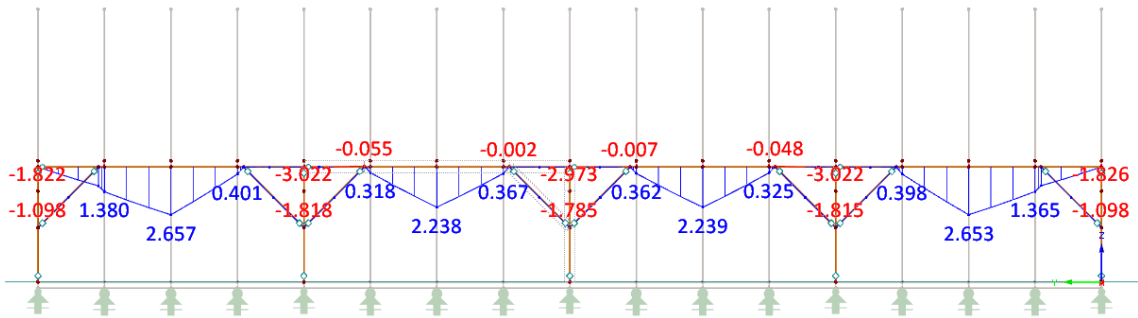
- Tuhost sloupek/vzpěra - 20 MN/m
- Tuhost vzpěra/vazný tr. – 20 MN/m
- Tuhost hambálek/sloupek – 10 MN/m
- Tuhost sloupek vazný tr. – 20 MN/m
- Tuhost vaznice/pásek – 10 MN/m
- Tuhost pásek/sloupek – 10 MN/m
- Tuhost hambálek/krokev – 10 MN/m



Obrázek 164: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba A - průběh ohybového momentu E



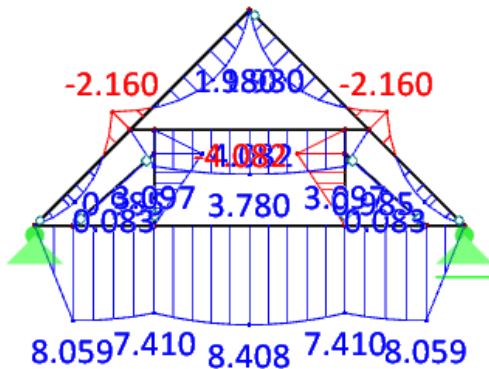
Obrázek 165: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba B - průběh ohybového momentu E



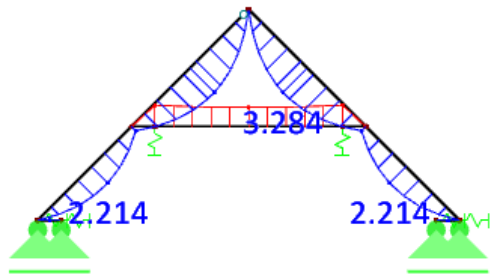
Obrázek 166: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu E

2.2.1.6. Vyhodnocení a porovnání jednotlivých modelů

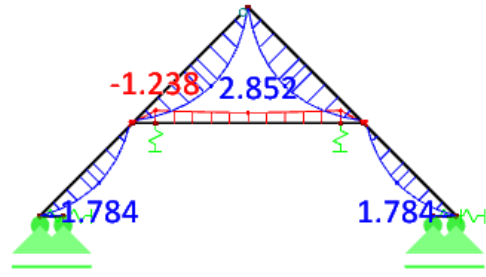
Pro porovnání jednotlivých modelů jsem z rovinných modelů zvolil následující modely jakožto výsledný rovinný model.



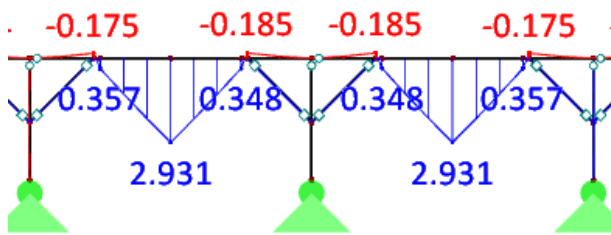
- Tuhost sloupek/vzpěra - 15 MN/m
- Tuhost vzpěra/vazný tr. – 15 MN/m
- Tuhost hambálek/sloupek – 15 MN/m
- Tuhost sloupek vazný tr. –15 MN/m



Obrázek 167: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba A - průběh ohybového momentu



Obrázek 168: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba B - průběh ohybového momentu

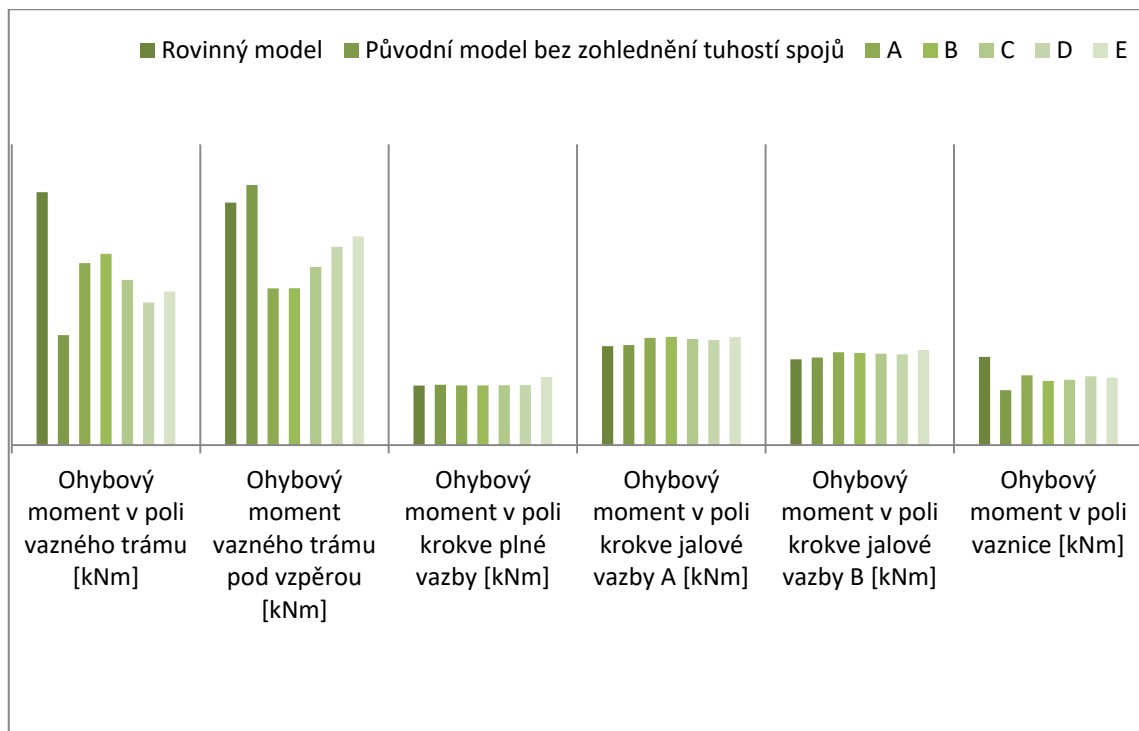


Tuhost vaznice/pásek – 10MN/m

Tuhost pásek/sloupek – 10MN/m

Obrázek 169: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 03

Při porovnání extrémních hodnot ohybových momentů prvků krovu vychází jako nejkonzervativnější model rovinný, který má až na oblast vazného trámu pod vzpěrou nejvyšší extrémy ze všech modelů. Původní model bez zohlednění poddajností spojů má nižší extrémy než optimalizovaný model u všech prvků, kromě vazného trámu pod vzpěrou. Tento průběh byl cílem optimalizace, neboť dle průběhů ohybového momentu u většiny prvků došlo k nárůstu hodnot.

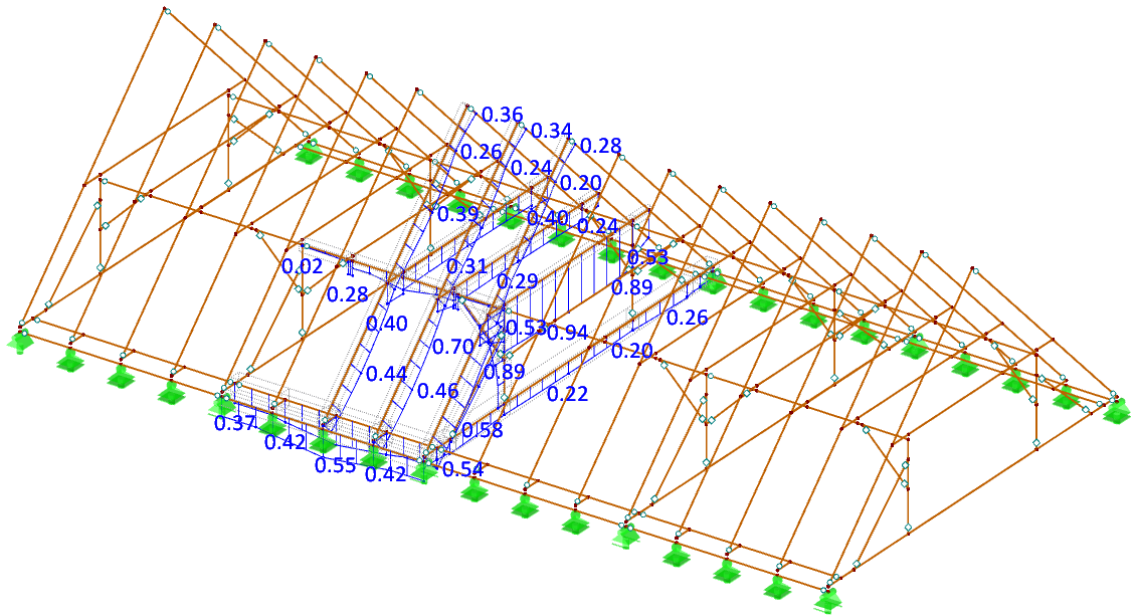


Graf 4: Průběhy vnitřních sil na vazném trámu, vaznici a krokvích plné i jalových vazeb v závislosti na zavedených tuhostech spojů

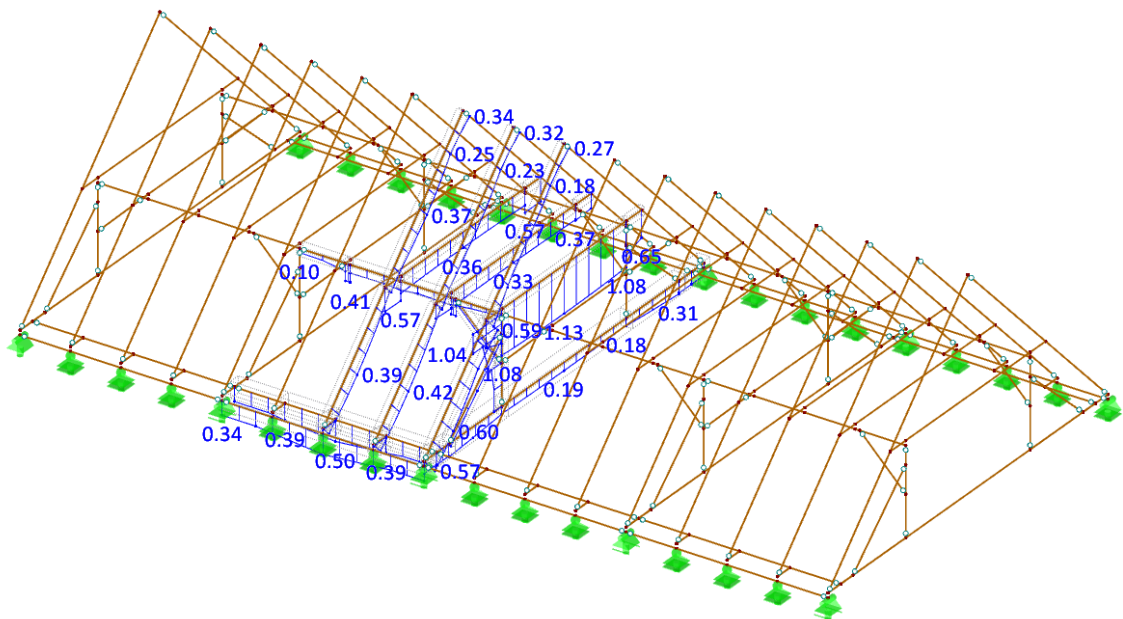
Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

Posouzení prvků krovu na MSÚ na výpočetním modelu E a modelu bez zohlednění poddajností byl proveden v přídatném modulu TIMBER programu RFEM Dlubal (viz příloha P02).

Při posouzení prvků na mezní stav únosnosti má ale optimalizovaný model u hlavních nosných prvků jako je vazný trám, hambálky a sloupek nižší stupeň využití. To je způsobeno působením posouvací síly a především normálové síly, které při optimalizaci nebyly výrazněji pozorovány a u tohoto krovu mají rozhodující vliv.

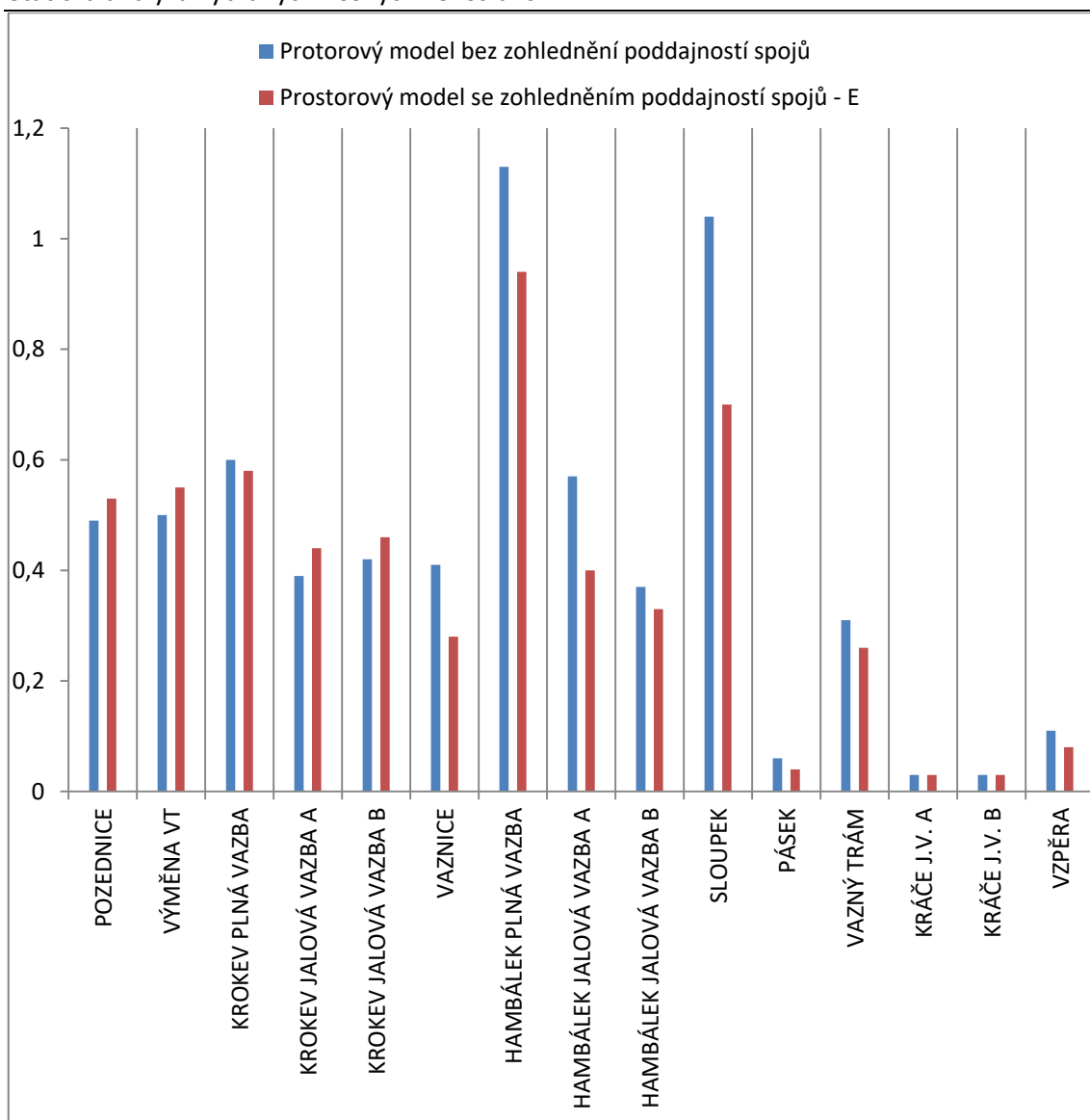


Obrázek 170: Posouzený výpočetní model E



Obrázek 171: Posouzený původní výpočetní model bez zohlednění poddajností

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí



Graf 5: Stupeň využití prvků krovu u prostorového modelu bez zohlednění a se zohledněním tuhostí spojů

Pro posouzení jalových vazeb a jejich prvků je optimalizovaný prostorový model vhodnější a konzervativnější, neboť optimalizací došlo k přesunu části zatížení z hlavních nosných prvků především plné vazby do vazeb jalových. Pro posouzení plné vazby je ovšem konzervativnější model neoptimalizovaný, který díky velké tuhosti plné vazby do ní stahuje více zatížení, než model optimalizovaný.

Při posouzení prvků konstrukce pomocí modelu zohledňujícího poddajnosti spojů celá konstrukce na mezní stav únosnosti vyhověla. Při posouzení prvků konstrukce pomocí modelu nezohledňujícího poddajnosti spojů hambálek a sloupek na mezní stav únosnosti nevyhověly. V rámci dotvarování konstrukce, jak už bylo zmíněno, dochází k postupnému negativnímu uvolňování spojů, ale zároveň i k jejich postupnému pozitivnímu dotlačování. Poddajnosti a tuhosti spojů jsou tedy časově proměnné. U nové stavby, kde ještě neproběhly trvalé deformace prvků by bylo nebezpečné počítat pouze s optimalizovaným modelem a je vhodné

zohlednit stejně i výsledky z modelu bez zohledněných poddajností. U starého krovu, u kterého již k těmto deformacím došlo a došlo tedy i k redistribuci zatížení do méně zatížených částí, je ale bezpečné se přiklonit k výsledkům z optimalizovaného modelu.

2.3. Stropní trémové konstrukce

Většina stropních konstrukcí v objektu jsou klasické polospalné dřevěné trémové stropy s násypem ze stavebního rumu. Ze stavebně-technického průzkumu vyplývá, že většina dřevěných stropů je buď silně poškozena hnilobou a dřevokaznými houbami, nebo již došlo k jejich kolapsu, a proto je bude potřeba nahradit novou konstrukcí. V předešlé bakalářské práci byl stávající trémový strop posouzen a bylo navrženo jeho zesílení na zvýšené užité zatížení. Výsledkem bylo navržení velmi masivních zdvojených dřevěných trámů průřezu 2x280/380 mm při maximálním rozpětí 8,0 m a rozteči dvojic trámů 1,25 m (4).

Na základě předběžného schválení použití dřevobetonových stropů památkovým úřadem bude možné zvážit možnost nahrazení stávajících dřevěných trémových stropů efektivnějšími dřevobetonovými stropy. Vzhledem k ceně spřahovacích prostředků se spřažené dřevobetonové stropy u objektu uvažují pouze pro rozpory nad 3,0 m. Menší rozpory jsou navrženy bez spřažení.

2.3.1. Spřažený dřevobetonový strop

Na nové dřevěné trámy uložené do kapes ve zdivu bude provedena železobetonová deska. Výztuž desky bude po jejím obvodě zainjektována do stávajícího zdiva. Spřažení mezi deskou a trémou bude zajištěno pomocí vrutů SFS Intec. Díky němu bude možné efektivněji využít přednosti betonu i dřeva. V porovnání s klasickým dřevěným trémovým stropem lze dosáhnout zvýšení únosnosti až dvojnásobně, tuhost zvýšit až čtyřnásobně, výrazně snížit nepříznivé akustické účinky a účinky kmitání a zvýšit požární odolnost (8) (9).

Návrh je proveden pro celkem dva rozpory a to pro rozpon 7,8 m (viz příloha P03) a pro rozpon 4,3 m, což pokrývá všechny rozpory stropů 1.NP nad 3,0 m.

2.3.1.1. Princip výpočtu

Výpočet je proveden dle norem, především dle Eurokódu 5: Navrhování dřevěných konstrukcí, pomocí γ -metody, která spočívá v zavedení součinitele γ , který zohledňuje tuhost spřažení, tedy pro dokonale tuhé spřažení $\gamma=1$ a pro dokonale poddajné spřažení $\gamma=0$. Posudek je proveden vždy pro stav v počátečním čase $t=0$ a pro stav v konečném čase $t= \infty$ (10).

2.3.1.2. Přehled zatížení a průběhy vnitřních sil



Obrázek 172: Dřevěný stropní trám - rozpon 4,3 m

Vlastní tíha:

Započítána programem

Ostatní stálé zatížení:

SKLADBA PODLAHY	ρ [kN/m ³]	tl. [mm]	g_k [kN/m ²]	L [m]	g_k [kN/m]	g_k ;celk [kN/m ²]
DŘEVĚNÉ PARKETY	7	20	0,14	1,25	0,175	
2xOSB 20 mm	6	40	0,24	1,25	0,3	
POLOTUHÉ MINERÁLNÍ DESKY	15	50	0,75	1,25	0,9375	
ŽELEZOBETONOVÁ DESKA	25	80	2,00	1,25	2,5	
PRKENNÝ ZÁKLOP	4,5	30	0,14	1,25	0,16875	
PRKENNÉ PODBITÍ	4,5	20	0,09	1,25	0,1125	
RÁKOSOVÁ OMÍTKA	15	15	0,23	1,25	0,28125	
						4,48

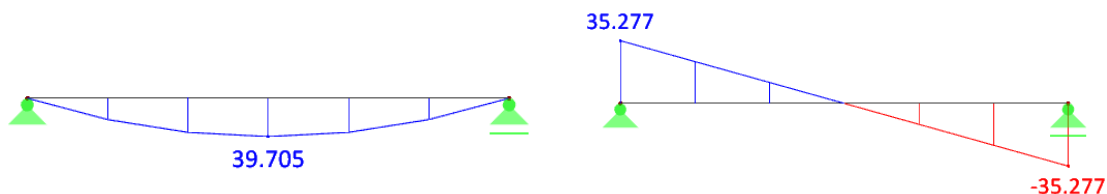
Proměnné zatížení:

UŽITNÉ ZATÍŽENÍ	q_k [kN/m ²]	L [m]	g_k [kN/m]	g_k ;celk [kN/m ²]
PLOCHY KATEGORIE C4 - SCHROMAŽDOVÁNÍ	5	1,25	6,25	6,25

Kombinace zatížení:

KZ01: 1,35*vlastní tíha + 1,35*stálé zatížení + 1,5*proměnné zatížení

Průběhy vnitřních sil a průhybů pro rozpon 4,3 m:



Obrázek 173: Dřevobetonový trám – rozpon až 4,3 m - My

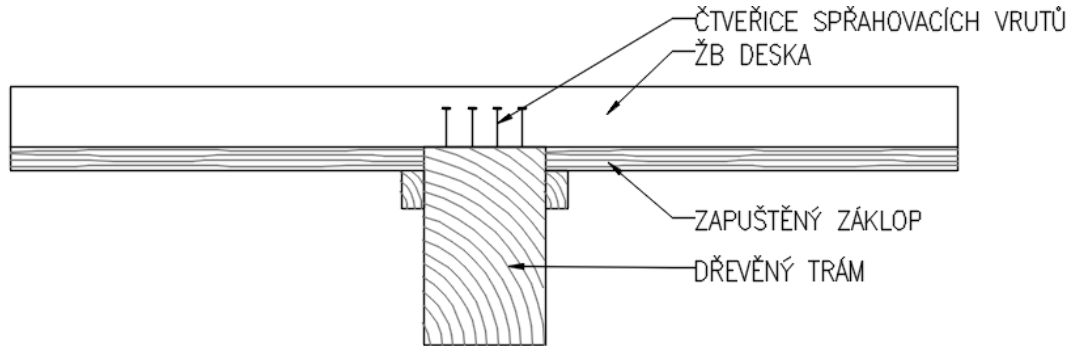
Obrázek 174: Dřevobetonový trám - rozpon 4,3 m - Vz

2.3.1.3. Návrh

Navrhují dřevěné stropní trámy z rostlého dřeva C24 průřezu 160 mm/260 mm na rozpon 4,3 m. Stropní trámy budou opatřeny zapuštěným prkenným záklopem tloušťky 30,0 mm a z vrchu budou do trámů navrtány spřahovací vruty SFS-VB-48-7.5x165, které budou

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

vždy po čtveřicích s rozestupy mezi čtveřicemi 100 mm – 160 mm. Trámy budou dále podstojkovány a na záklop bude uložena betonová deska tloušťky 80,0 mm z betonu C25/20 vyztužená u spodního povrchu svařovanými sítěmi $\phi 6$ mm s oky 150/150 mm a pruty $\phi 8$ mm délky 400 mm v roztečích 500 mm zainjektovanými po obvodě desky do stávajícího zdiva tak, aby byly ve zdivu uloženy 200 mm. Síť budou kladeny tak, aby výztuž orientovaná příčně přes trámy byla vždy u spodního povrchu a aby bylo zachováno minimální krytí výztuže 25,0 mm.



Obrázek 175: Dřevobetonový trám

2.3.1.4. Posouzení dřevobetonového stropu pro rozpon 4,3 m:

Parametry výpočtu

Stropnice je uvažována jako prostě podepřená

rozpětí

$$L := 4500 \text{ mm}$$

osová vzdálenost

$$b_A := 1250 \text{ mm}$$

průřez strpnce

$$b := 160 \text{ mm}; h := 260 \text{ mm}$$

tloušťka stropní desky

$$d := 80 \text{ mm}$$

spoupůsobící šířka

$$b_{ef} := \min(0.25 \cdot L, b_A) = (1.125 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

tloušťka bednění (zapuštěné)

$$t_s := 30 \text{ mm}$$

plocha průřezu v betonu

$$A_B := b_{ef} \cdot d = (9 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$I_B := \frac{1}{12} \cdot b_{ef} \cdot d^3 = (4.8 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$W_B := \frac{1}{6} \cdot b_{ef} \cdot d^2 = (1.2 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

plocha průřezu ve dřevě

$$A_D := b \cdot h = (4.16 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$I_D := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (2.343 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$W_D := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (1.803 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

počet řad spřažení

$$n := 2$$

rozteč spřažení

$$s_{min} := 100 \text{ mm} \quad s_{max} := 160 \text{ mm}$$

účinná rozteč spřažení

$$s_{ef} := 0.75 \cdot s_{min} + 0.25 \cdot s_{max} = 115 \text{ mm}$$

Návrhové vnitřní síly:

$$V_{Ed} := 35 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := 40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Charakteristické zatížení:

$$g_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_k := 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

Materiálové charakteristiky:

Beton:

$$E_{B;t_0} := 30500 \text{ MPa} \quad E_{B;t_\infty} := 9000 \text{ MPa}$$

$$f_{c;k} := 25 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad f_{c;t,m} := 2.6 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \gamma_C := 1.5$$

$$f_{c;d} := \frac{f_{c;k}}{\gamma_C} = 16.667 \text{ MPa} \quad f_{c;t,m;d} := \frac{f_{c;t,m}}{\gamma_C} = 1.733 \text{ MPa}$$

Dřevo:

$$E_{D;t_0} := 11000 \text{ MPa} \quad E_{D;t_\infty} := \frac{2}{3} \cdot E_{D;t_0} = (7.333 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\gamma_M := 1.3 \quad k_{mod} := 0.8 \quad k_{cr} := 0.67$$

$$f_{m;k} := 24 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad f_{v;k} := 4 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad f_{c,0;k} := 21 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad f_{t,0;k} := 14 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m;d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m;k}}{\gamma_M} = 14.769 \text{ MPa} \quad f_{v;d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v;k}}{\gamma_M} = 2.462 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0;d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0;k}}{\gamma_M} = 12.923 \text{ MPa} \quad f_{t,0;d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0;k}}{\gamma_M} = 8.615 \text{ MPa}$$

Spřahovací prostředek:

$$K_{ser} := 14500 \frac{N}{\text{mm}}$$

$$K_{MSP;t_0} := K_{ser} - 350 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot t_s = (4 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}}$$

$$K_{MSP;t_\infty} := \frac{2}{3} \cdot K_{MSP;t_0} = (2.667 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}}$$

$$K_{MSU;t_0} := \frac{2}{3} \cdot K_{MSP;t_0} = (2.667 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}}$$

$$K_{MSU;t_\infty} := \frac{2}{3} \cdot K_{MSU;t_0} = (1.778 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}}$$

$$T_k := \left(16600 - 200 \cdot \frac{t_s}{\text{mm}} \right) N = 10.6 \text{ kN} \quad \gamma_m := 1.3$$

$$T_d := k_{mod} \cdot \frac{T_k}{\gamma_m} = 6.523 \text{ kN}$$

Stav v čase t=0:

Beton:

$$E_{B;t_0} \cdot A_B = (2.745 \cdot 10^3) \text{ MN}$$

$$E_{B;t_0} \cdot I_B = 1.464 \text{ m}^2 \cdot \text{MN}$$

Dřevo:

$$E_{D;t_0} \cdot A_D = 457.6 \text{ MN}$$

$$E_{D;t_0} \cdot I_D = 2.578 \text{ m}^2 \cdot \text{MN}$$

Poddajnost spřahovací spáry

$$k_{MSP} := \frac{n \cdot K_{MSP;t_0}}{s_{ef}} = 69.565 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$k_{MSU} := \frac{n \cdot K_{MSU;t_0}}{s_{ef}} = 46.377 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

MSÚ:

Součinitel γ :

$$\gamma_D := 1$$

$$\gamma_B := \frac{1}{1 + \frac{E_{B,t0} \cdot A_B \cdot \pi^2}{k_{MSÚ} \cdot L^2}} = 0.034$$

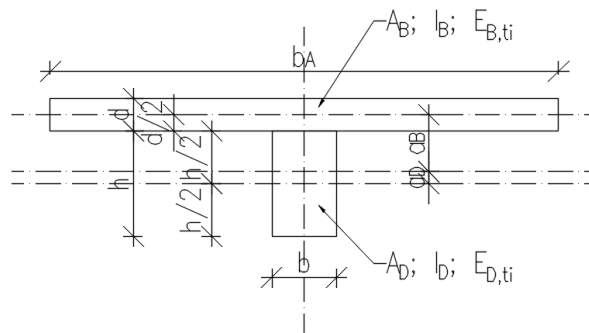
Vzdálenost neutrálních os:

$$a_D := \frac{\gamma_B \cdot E_{B,t0} \cdot A_B \cdot \frac{h+d}{2}}{\gamma_B \cdot E_{B,t0} \cdot A_B + E_{D,t0} \cdot A_D} = 0.028 \text{ m}$$

$$a_B := \frac{h+d}{2} - a_D = 0.142 \text{ m}$$

Efektivní tuhost:

$$EI_{ef} := (E_{B,t0} \cdot I_B + \gamma_B \cdot E_{B,t0} \cdot A_B \cdot a_B^2) + (E_{D,t0} \cdot I_D + \gamma_D \cdot E_{D,t0} \cdot A_D \cdot a_D^2) = 6.255 \text{ m}^2 \cdot \text{MN}$$



Obrázek 176: Popis průřezu dřevobetonového stropu

Vnitřní síly:

$$M_{B,d} := M_{Ed} \cdot \frac{E_{B,t0} \cdot I_B}{EI_{ef}} = 9.362 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{D,d} := M_{Ed} \cdot \frac{E_{D,t0} \cdot I_D}{EI_{ef}} = 16.485 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{B,d} := -\frac{M_{Ed} - M_{D,d} - M_{B,d}}{\frac{h+d}{2}} = -83.25 \text{ kN}$$

$$N_{D,d} := -N_{B,d} = 83.25 \text{ kN}$$

Napětí v betonu:

$$\sigma_{c,B,d,max} := \frac{N_{B,d}}{A_B} - \frac{M_{B,d}}{W_B} = -8.727 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,B,d,max}}{f_{c,d}} = -0.524 < 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$\sigma_{tB,d,max} := \frac{N_{B,d}}{A_B} + \frac{M_{B,d}}{W_B} = 6.877 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{tB,d,max}}{f_{c,t,m,d}} = 3.967 < 1 \quad \text{Nevyhovuje, nutné vyztužit betonářskou výztuží}$$

Napětí ve dřevě:

$$\sigma_{t;D;d,max} := \frac{N_{D;d}}{A_D} = 2.001 \text{ MPa}$$

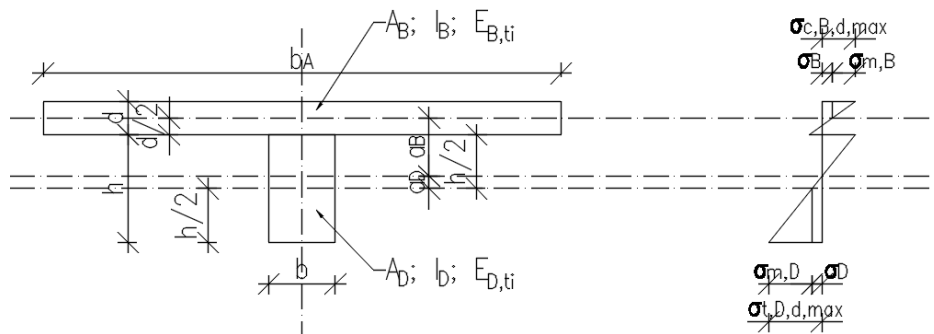
$$\sigma_{m;D;d,max} := \frac{M_{D;d}}{W_D} = 9.145 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{t;D;d,max}}{f_{t;0;d}} = 0.232 < 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$\frac{\sigma_{t;D;d,max}}{f_{t;0;d}} + \frac{\sigma_{m;D;d,max}}{f_{m;d}} = 0.851 < 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$\tau_{;d} := \frac{1}{2} \cdot \frac{E_{D;t0} \cdot \left(a_D + \frac{h}{2}\right)^2 \cdot V_{Ed}}{EI_{ef}} = 0.773 \text{ MPa}$$

$$\frac{\tau_{;d}}{f_{v;d}} = 0.314 < 1 \quad \text{Vyhovuje}$$



Obrázek 177: Vykreslení napětí

Namáhání spojovacích prostředků v uložení:

$$F_{d,max} := \frac{V_{Ed} \cdot \gamma_B \cdot E_{B;t0} \cdot A_B \cdot a_B}{EI_{ef} \cdot \frac{n}{s_{min}}} = 3.642 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{d,max}}{T_d} = 0.558 < 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Namáhání spojovacích prostředků v poli:

$$F_{d,max} := \frac{V_{Ed} \cdot \gamma_B \cdot E_{B;t0} \cdot A_B \cdot a_B}{EI_{ef} \cdot \frac{n}{s_{ef}}} = 4.189 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{d,max}}{T_d} = 0.642 < 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

MSP:

Součinitel γ :

$$\gamma_D := 1$$

$$\gamma_B := \frac{1}{1 + \frac{E_{B,t0} \cdot A_B \cdot \pi^2}{k_{MSP} \cdot L^2}} = 0.049$$

Vzdálenost neutrálních os:

$$a_D := \frac{\gamma_B \cdot E_{B,t0} \cdot A_B \cdot \frac{h+d}{2}}{\gamma_B \cdot E_{B,t0} \cdot A_B + E_{D,t0} \cdot A_D} = 0.039 \text{ m}$$

$$a_B := \frac{h+d}{2} - a_D = 0.131 \text{ m}$$

Efektivní tuhost:

$$EI_{ef} := (E_{B,t0} \cdot I_B + \gamma_B \cdot E_{B,t0} \cdot A_B \cdot a_B^2) + (E_{D,t0} \cdot I_D + \gamma_D \cdot E_{D,t0} \cdot A_D \cdot a_D^2) = 7.066 \text{ m}^2 \cdot MN$$

Okamžitý průhyb:

$$w_{1,inst} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot L^4}{EI_{ef}} = 3.778 \text{ mm}$$

$$w_{2,inst} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{EI_{ef}} = 4.723 \text{ mm}$$

$$w_{inst} := w_{1,inst} + w_{2,inst} = 8.501 \text{ mm} < w_{inst,tim} := \frac{L}{300} = 15 \text{ mm} \quad \text{Vyhovuje}$$

Stav v čase $t = \infty$:

Beton:

$$E_{B,t\infty} \cdot A_B = 810 \text{ MN}$$

$$E_{B,t\infty} \cdot I_B = 0.432 \text{ m}^2 \cdot MN$$

Dřevo:

$$E_{D,t\infty} \cdot A_D = 305.067 \text{ MN}$$

$$E_{D,t\infty} \cdot I_D = 1.719 \text{ m}^2 \cdot MN$$

Poddajnost spřahovací spáry

$$k_{MSP} := \frac{n \cdot K_{MSP,t\infty}}{s_{ef}} = 46.377 \frac{MN}{m^2}$$

$$k_{MSÚ} := \frac{n \cdot K_{MSÚ,t\infty}}{s_{ef}} = 30.918 \frac{MN}{m^2}$$

MSÚ:

Součinitel γ :

$$\gamma_D := 1$$

$$\gamma_B := \frac{1}{1 + \frac{E_{B,t\infty} \cdot A_B \cdot \pi^2}{k_{MSÚ} \cdot L^2}} = 0.073$$

Vzdálenost neutrálních os:

$$a_D := \frac{\gamma_B \cdot E_{B,t\infty} \cdot A_B \cdot \frac{h+d}{2}}{\gamma_B \cdot E_{B,t\infty} \cdot A_B + E_{D,t\infty} \cdot A_D} = 0.027 \text{ m}$$

$$a_B := \frac{h+d}{2} - a_D = 0.143 \text{ m}$$

Efektivní tuhost:

$$EI_{ef} := (E_{B,t\infty} \cdot I_B + \gamma_B \cdot E_{B,t\infty} \cdot A_B \cdot a_B^2) + (E_{D,t\infty} \cdot I_D + \gamma_D \cdot E_{D,t\infty} \cdot A_D \cdot a_D^2) = 3.576 \text{ m}^2 \cdot MN$$

Vnitřní síly:

$$M_{B;d} := M_{Ed} \cdot \frac{E_{B;t} \infty \cdot I_B}{EI_{ef}} = 4.832 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{D;d} := M_{Ed} \cdot \frac{E_{D;t} \infty \cdot I_D}{EI_{ef}} = 19.224 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{B;d} := \frac{M_{Ed} - M_{D;d} - M_{B;d}}{\frac{h+d}{2}} = -93.786 \text{ kN}$$

$$N_{D;d} := -N_{B;d} = 93.786 \text{ kN}$$

Napětí v betonu:

$$\sigma_{c;B;d,max} := \frac{N_{B;d}}{A_B} - \frac{M_{B;d}}{W_B} = -5.069 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c;B;d,max}}{f_{c;d}} = -0.304 < 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$\sigma_{t;B;d,max} := \frac{N_{B;d}}{A_B} + \frac{M_{B;d}}{W_B} = 2.985 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{t;B;d,max}}{f_{c;t,m;d}} = 1.722 > 1 \quad \text{Nevyhovuje, nutné vyztužit betonářskou výztuží}$$

Napětí ve dřevě:

$$\sigma_{t;D;d,max} := \frac{N_{D;d}}{A_D} = 2.254 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m;D;d,max} := \frac{M_{D;d}}{W_D} = 10.664 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{t;D;d,max}}{f_{t;0;d}} = 0.262 < 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$\frac{\sigma_{t;D;d,max}}{f_{t;0;d}} + \frac{\sigma_{m;D;d,max}}{f_{m;d}} = 0.984 < 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$\tau_{;d} := \frac{1}{2} \cdot \frac{E_{D;t} \infty \cdot \left(a_D + \frac{h}{2}\right)^2 \cdot V_{Ed}}{EI_{ef}} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\frac{\tau_{;d}}{f_{v;d}} = 0.362 < 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Namáhání spojovacích prostředků v uložení:

$$F_{d,max} := \frac{V_{Ed} \cdot \gamma_B \cdot E_{B;t} \infty \cdot A_B \cdot a_B}{EI_{ef} \cdot \frac{n}{s_{min}}} = 4.103 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{d,max}}{T_d} = 0.629 < 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

Namáhání spojovacích prostředků v poli:

$$F_{d,max} := \frac{V_{Ed} \cdot \gamma_B \cdot E_{B;t} \infty \cdot A_B \cdot a_B}{EI_{ef} \cdot \frac{n}{s_{ef}}} = 4.719 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{d,max}}{T_d} = 0.723 < 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

MSP:

Součinitel γ :

$$\gamma_D = 1$$

$$\gamma_B := \frac{1}{1 + \frac{E_{B;t} \infty \cdot A_B \cdot \pi^2}{k_{MSP} \cdot L^2}} = 0.105$$

Vzdálenost neutrálních os:

$$a_D := \frac{\gamma_B \cdot E_{B;t} \infty \cdot A_B \cdot \frac{h+d}{2}}{\gamma_B \cdot E_{B;t} \infty \cdot A_B + E_{D;t} \infty \cdot A_D} = 0.037 \text{ m}$$

$$a_B := \frac{h+d}{2} - a_D = 0.133 \text{ m}$$

Efektivní tuhost:

$$EI_{ef} := (E_{B;t} \infty \cdot I_B + \gamma_B \cdot E_{B;t} \infty \cdot A_B \cdot a_B^2) + (E_{D;t} \infty \cdot I_D + \gamma_D \cdot E_{D;t} \infty \cdot A_D \cdot a_D^2) = 4.074 \text{ m}^2 \cdot \text{MN}$$

Konečný průhyb:

$$w_{1,inst} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot L^4}{EI_{ef}} = 6.552 \text{ mm}$$

$$w_{2,inst} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{EI_{ef}} = 8.19 \text{ mm}$$

$$w_{inst} := w_{1,inst} + w_{2,inst} = 14.743 \text{ mm} < w_{inst,tim} := \frac{L}{300} = 15 \text{ mm} \quad \text{Vyhovuje}$$

2.3.2. Vyhodnocení a porovnání jednotlivých sanačních metod

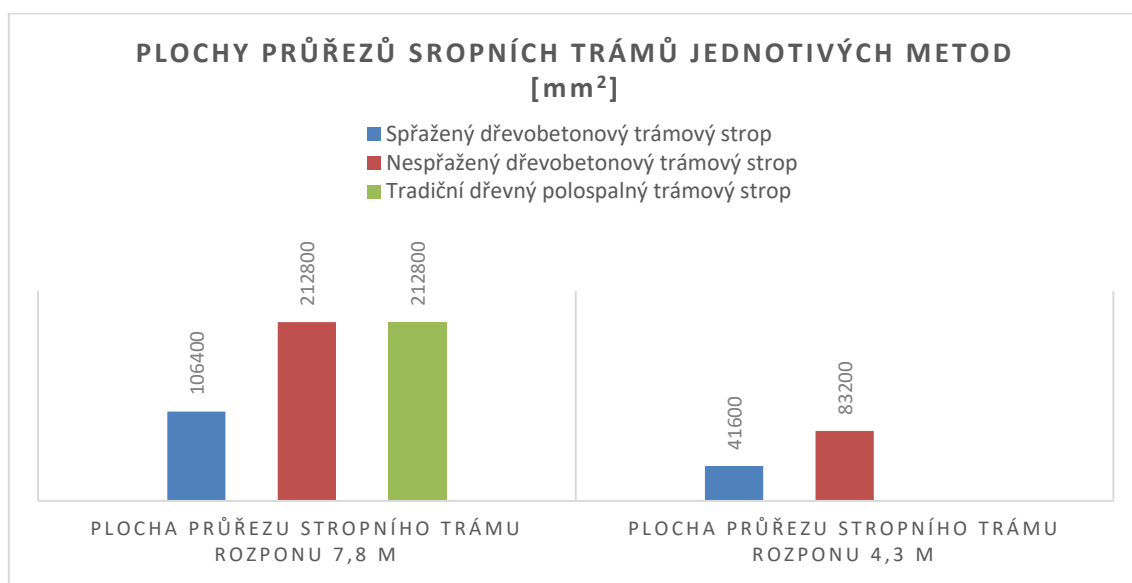
Dřevěné trámové stropy byly u všech metod navrženy se shodnou výškou průřezu a stejnou tloušťkou železobetonové desky, aby bylo možné účinnost výsledných průřezů porovnat. Pro rozpon 7,8 m má stropní trám dřevobetonového spřaženého stropu průřez 280 mm/380 mm (viz příloha P03), dřevobetonového nespřaženého stropu průřez 560 mm/380 mm (viz příloha P04) a původně navržený tradiční polospalný strop průřez 2x280 mm/380 mm (viz bakalářská práce (4)). Na rozpon 7,8 m má tedy spřažená varianta dřevobetonového stropu poloviční průřez než jeho alternativní varianty. Výsledná hmotost jednoho takového stropního trámu bude přibližně 390,0 kg (100,0%), což je srovnatelné s použitím nespřažených ocelových profilů IPE330 (viz příloha P05) s hmotností 400,0 kg (102,5%) .

Pro rozpon 4,3 m má stropní trám dřevobetonového spřaženého stropu průřez 160 mm/260 mm, dřevobetonového nespřaženého stropu průřez 320 mm/260 mm (viz příloha P04) . Na rozpon 4,3 m má tedy spřažená varianta dřevobetonového stropu poloviční průřez

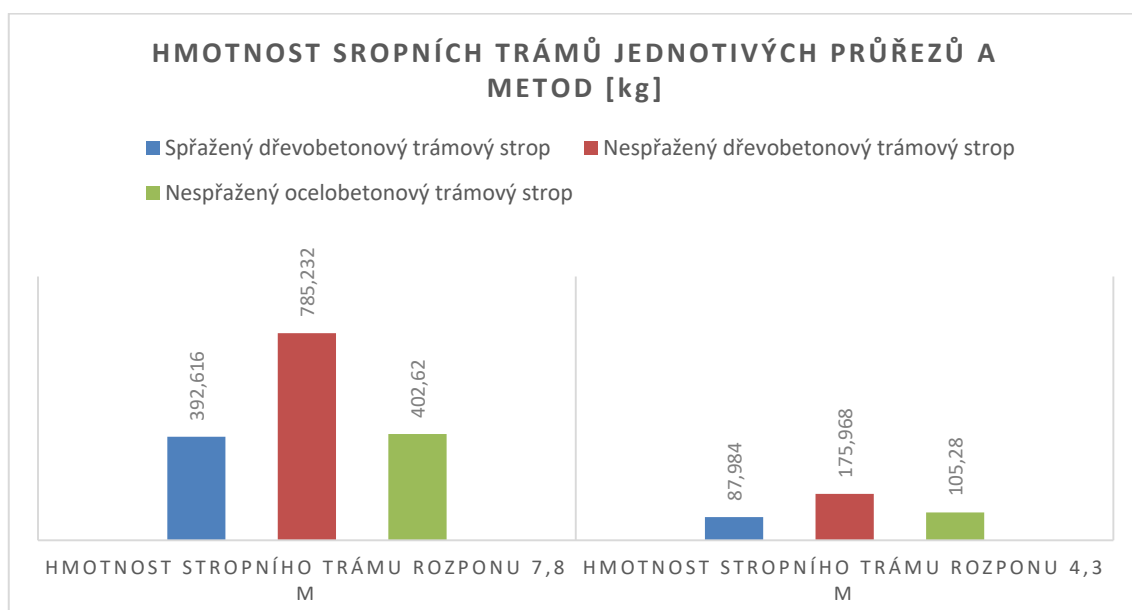
Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

než jeho alternativní varianty. Výsledná hmotost jednoho takového stropního trámu bude přibližně 88,0 kg (100,0%), což je rovněž srovnatelné s použitím nespřáhaných ocelových profilů IPE200 (viz příloha P05) s hmotností 105,0 kg (119,3%).

Z porovnání vyplývá, že u vyšších rozponů je vyšší účinnost dřevobetonového stropu, který z důvodu památkové ochrany objektu nahrazuje jinak v tomto případě stejně efektivní, ale technologicky jednodušší ocelobetonový strop, který by byl pravděpodobně ekonomičtější variantou. Na rozdíl od tradičního polospalného trámového stropu přináší dřevobetonové a ocelobetonové stropy pozitivní vliv na tuhost objektu svou železobetonovou deskou s možností zainjektování do stávajícího zdiva.



Graf 6: Plochy průřezů stropních trámů jednotlivých metod

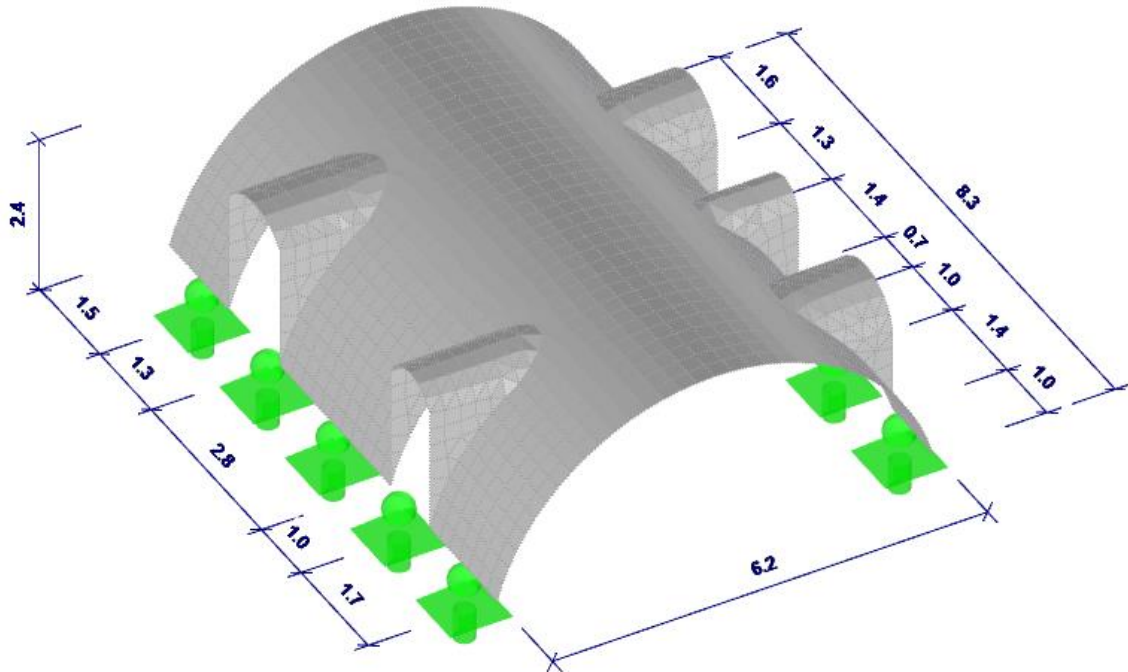


Graf 7: Hmotnosti stropních trámů jednotlivých průřezů a metod

2.4. Klenby

V objektu se nachází pouze jedna skutečně nosná stropní klenba a to v přízemí ve východním křídle. Ostatní klenby v objektu jsou pouze samonosné podhledy dřevěných trámových stropů.

Jedná se valenou cihelnou klenbu tloušťky 150,0 mm s celkem pěti lunetami nad dveřními a okenními otvory. Klenba je v dobrém stavebně-technickém stavu, ale z důvodu zvýšení užitečného zatížení ji bude pravděpodobně potřeba zesílovat.



Obrázek 178: Rozměry klenby

2.4.1. Stávající nesanovaná klenba

2.4.1.1. Princip výpočtu

Výpočet je proveden dle norem, především dle Eurokódu 6: Navrhování zděných konstrukcí. Výsledná extrémní návrhová tlaková a tahová napětí v průřezu nejpřesnějšího teoretického modelu budou porovnávána s návrhovými materiálovými pevnostmi.

2.4.1.2. Přehled zatížení a průběhy vnitřních sil

2.4.1.2.1. Zatížení

Vlastní tíha:

Započítána programem

Stálé zatížení:

SKLADBA PODLAHY	ρ [kN/m ³]	tl. [mm]	g_k [kN/m ²]	$g_{k;celk}$ [kN/m ²]
DŘEVĚNÉ PARKETY	7	20	0,14	
FOŠNOVÁ PODLAHA	4,5	30	0,14	
POLOTUHÉ MINERÁLNÍ DESKY	15	50	0,75	
RÁKOSOVÁ OMÍTKA	15	10	0,15	
NÁSYP Z CIHELNÉ DRTĚ	13	2600	33,80	34,98
		1000	13,00	14,18
		400	5,20	6,38

Proměnné zatížení:

UŽITNÉ ZATÍŽENÍ	q_k [kN/m ²]	$q_{k;celk}$ [kN/m ²]
PLOCHY KATEGORIE C4 - SCHROMAŽDOVÁNÍ	5	5,00

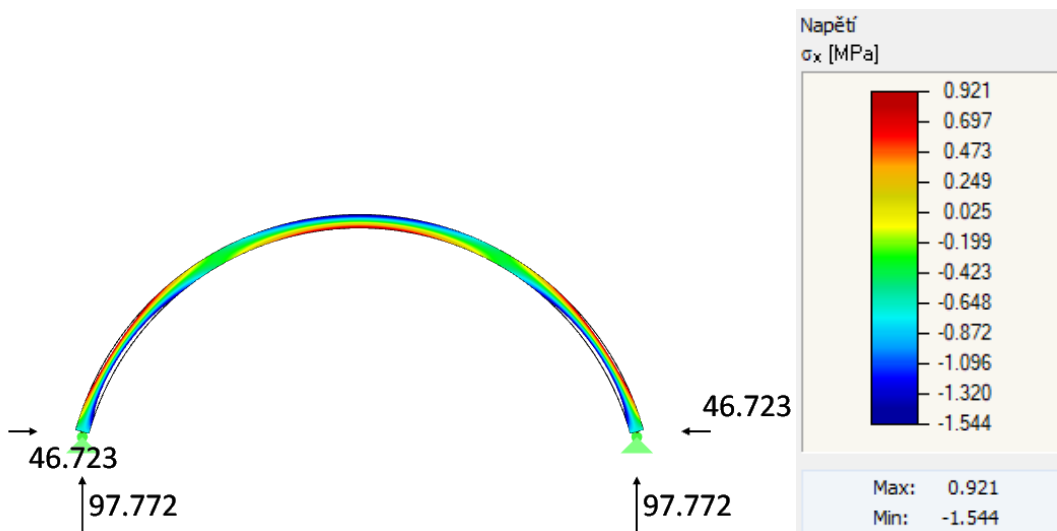
Kombinace zatížení:

KZ01: 1,35*vlastní tíha + 1,35*stálé zatížení + 1,5*proměnné zatížení

2.4.1.2.2. Průběhy vnitřních sil

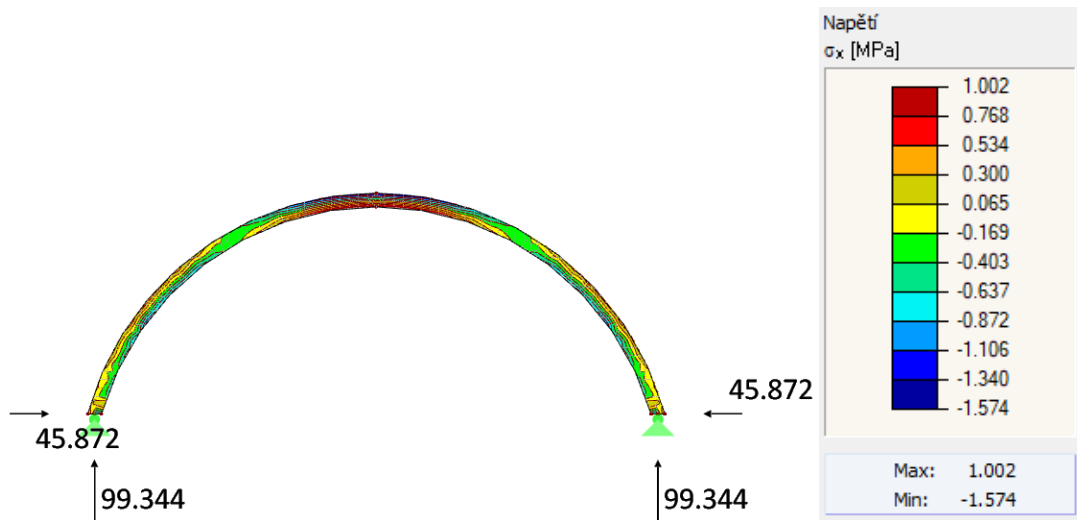
Stávající klenba byla pro ověření vhodnosti prostorového modelu vmodelována, zatížena a posouzena na celkem čtyřech modelech. Výsledné vnitřní síly budou vzájemně porovnány a bude rozhodnuto, zda prostorový model s lunetami generuje vhodné výsledky.

Model rovinný prutový oblouk:



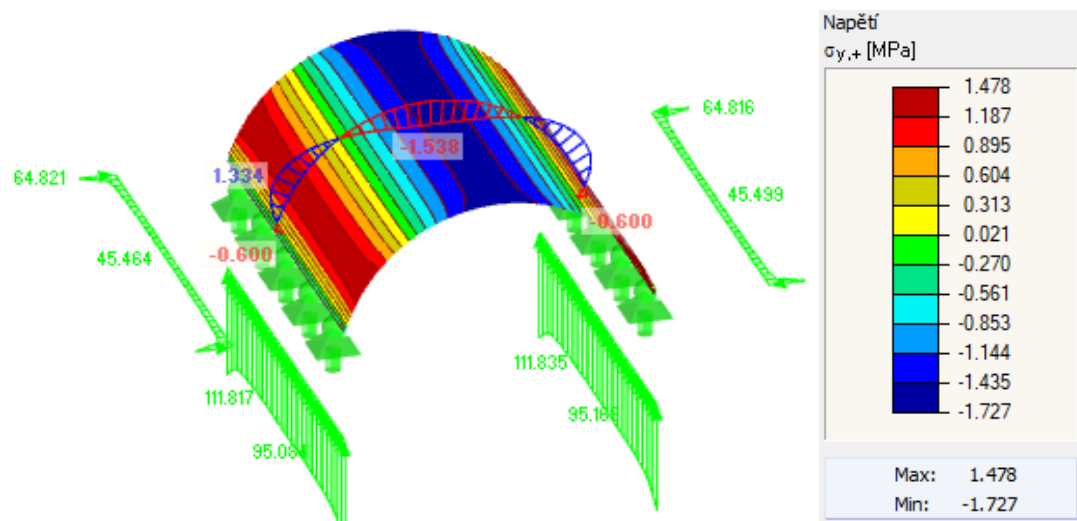
Obrázek 179: Model rovinný prutový oblouk

Model rovinný plošný oblouk:

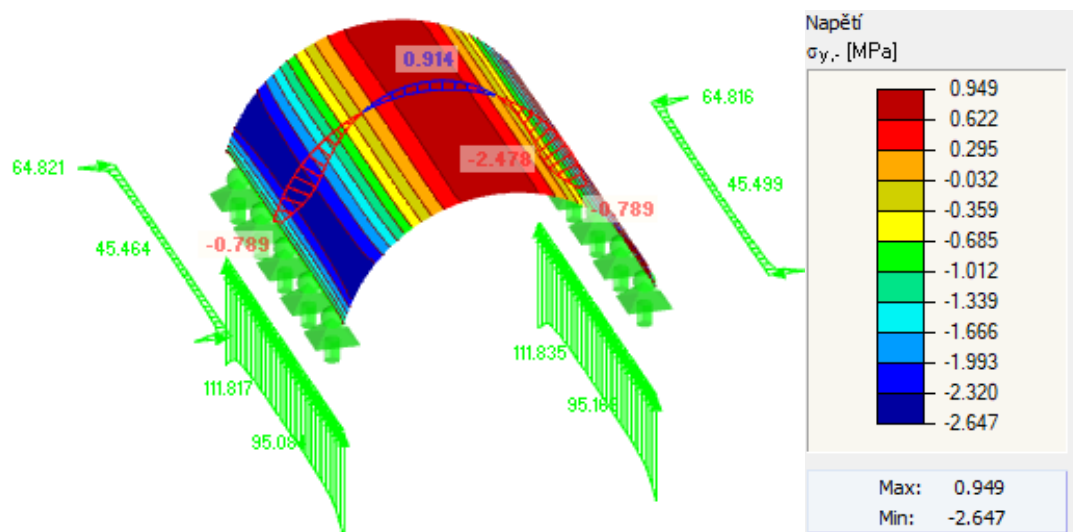


Obrázek 180: Model rovinný plošný oblouk

Model prostorová plocha – valená klenba:

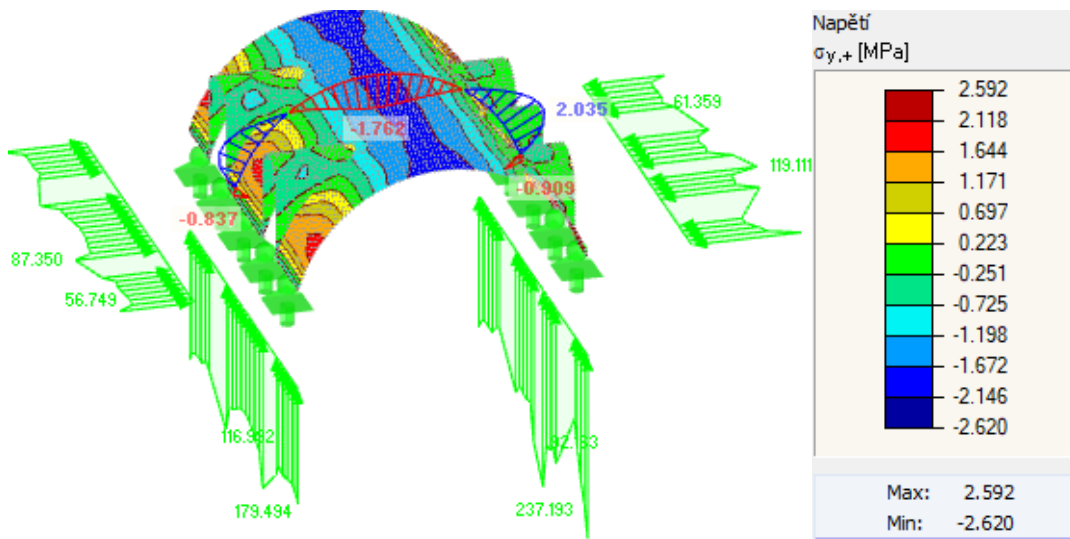


Obrázek 181: Model prostorová plocha - valená klenba σ_{y+}

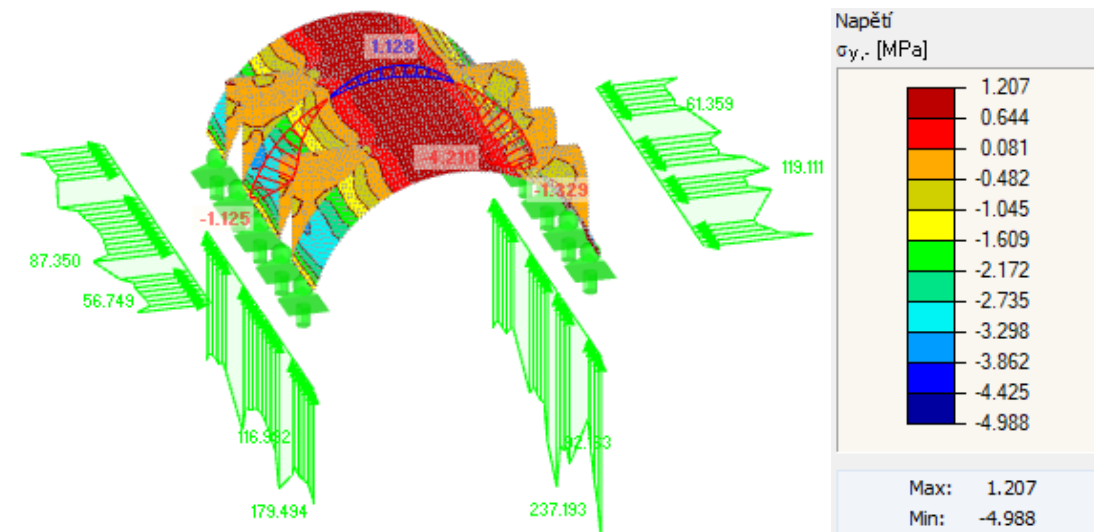


Obrázek 182: Model prostorová plocha - valená klenba σ_y

Model prostorová plocha – valená klenba s lunetami:



Obrázek 183: Model prostorová plocha - valená klenba s lunetami σ_{y+}



Obrázek 184: Model prostorová plocha - valená klenba s lunetami σ_{y-}

2.4.1.3. Porovnání jednotlivých modelů

U rovinných modelů jsou výsledné průběhy napětí podobné. Vzniká maximální tahové napětí ve vrcholu na lici klenby o hodnotě 1,002 MPa a v nebezpečných průřezích po stranách na rubu o hodnotě 0,921 MPa. Maximální tlakové napětí dosahuje 1,574 MPa.

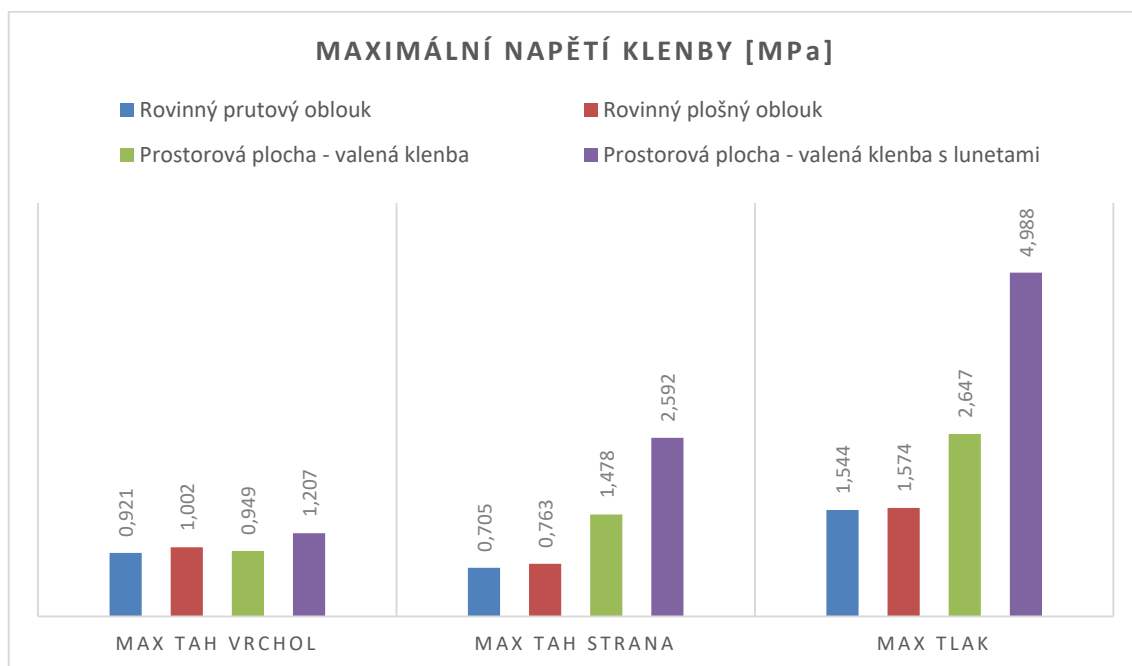
U prostorového modelu valené klenby vzniká maximální tahové napětí ve vrcholu na lici klenby o hodnotě 0,949 MPa a v nebezpečných průřezích po stranách na rubu v místech koncentrace napětí až o hodnotě 1,478 MPa. Maximální tlakové napětí dosahuje hodnoty 2,647 MPa.

U prostorového modelu valené klenby s vymodelovanými lunetami vzniká maximální tahové napětí ve vrcholu na lici klenby o hodnotě 1,207 MPa a v nebezpečných průřezích po

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

stranách na rubu v místech koncentrace napětí až o hodnotě 2,592 MPa. Maximální tlakové napětí dosahuje hodnoty až 4,988 MPa.

U rovinných modelů a prostorového modelu valené klenby se reakce v podporách shodují. U prostorového modelu s lunetami jsou výsledné reakce přibližně dvojnásobné, což odpovídá přibližně poloviční ploše podpor klenby. Dle očekávání jsou napětí výrazně větší u modelu s vymodelovanými lunetami, což je způsobeno oslabením hlavní valené klenby lunetami. Vzhledem k tomu, že se napětí u prostorového modelu valené klenby podobají rovinným modelům, výsledné reakce se shodují a extrémní napětí se nachází v místech oslabení valené klenby, je bezpečné použít pro další výpočty prostorový model s lunetami.



Graf 8: Maximální napětí klenby

2.4.1.4. Posouzení

$$K := 0.55$$

$$\alpha := 0.7$$

$$\beta := 0.3$$

$$\gamma_M := 2$$

$$f_b := 20 \text{ MPa}$$

$$f_m := 1.0 \text{ MPa}$$

Charakteristická tlaková pevnost zdiva:

$$f_{k;c} := K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$$

$$f_{k;c} = 4.478 \text{ MPa}$$

Návrhová tlaková pevnost zdiva:

$$f_{d;c} := \frac{f_{k;c}}{\gamma_M}$$

$$f_{d;c} = 2.239 \text{ MPa}$$

Návrhová tahová pevnost zdiva:

$$f_{d;t} := 0.1 \cdot f_{d;c}$$

$$f_{d;t} = 0.224 \text{ MPa}$$

Posouzení maximálního tlakového napětí:

$$\sigma_{y;c,max} := 4.988 \text{ MPa} > f_{d;c} = 2.239 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost v tlaku byla překročena

Posouzení maximálního tahového napětí:

$$\sigma_{y;t,max} := 2.592 \text{ MPa} > f_{d;t} = 0.224 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost v tahu byla překročena

U klenby dochází při zatížení ke vzniku výrazných tahových napětí na rubu v nebezpečných průřezech po stranách a na líci ve vrcholu a ke vzniku nadměrných tlakových napětí na líci po stranách klenby. Tato tahová a tlaková napětí vznikají v důsledku navýšení užitého zatížení a výrazně přesahují předpokládanou tahovou i tlakovou pevnost zdiva klenby, a proto bude potřeba klenbu sanovat.

2.4.2. Železobetonová rubová skořepina

Na stávající klenbu bude nabetonována železobetonová skořepina, která bude vzájemně se stávající klenbou propojena ocelovými závěsy. Skořepina bude přenášet užité zatížení, veškeré skladby i tíhu původní klenby a převezme tak její nosnou funkci.

2.4.2.1. Princip výpočtu

Výpočet je proveden dle norem, především dle Eurokódu 2: Navrhování betonových konstrukcí. Samotná železobetonová skořepina je posouzena pomocí interakčního diagramu. Interakční diagram byl vytvořen pomocí hlavních bodů, které vyjadřují typické průběhy vnitřních sil v průřezu. Vzhledem k nesymetrickému uložení výztuže (v jednom směru působí výztuž spodní/spodní v druhém směru působí výztuž vrchní/vrchní), ale použití stejných průměrů výztuže u obou povrchů ve všech směrech, jsou interakční diagramy ve směru X a Y vzájemně zrcadlové a je tedy potřeba vypočítat body jen pro jeden směr.

Hlavními body interakčního diagramu byly zvoleny následující případy průběhu vnitřních sil v průřezu:

- Bod 00 = Maximální únosnost v tlaku, kdy je uvažováno poměrné stlačení vláken 0,002 a neutrální osa je v nekonečnu.
- Bod 01/03' = Neutrální osa prochází výztuží 1, poměrné přetvoření výztuže 1 je tedy nulové.
- Bod 02/02' = Maximální momentová únosnost, kdy je tažená výztuž na mezi kluzu.
- Bod 03/01' = Neutrální osa prochází výztuží 2, poměrné přetvoření výztuže 2 je tedy nulové.
- Bod 04/04' = Prostý ohyb, kdy je normálová síla nulová.
- Bod 05 = Maximální únosnost v tahu, započítána je pouze tahová únosnost výztuže.

Nakonec je zohledněn montážní stav, kdy je realizována na stávající klenbu železobetonová skořepina, která nemá ještě nosnou funkci, a veškeré zatížení přenáší původní zděná klenba. Její posudek je proveden obdobně jako v předešlém případě.

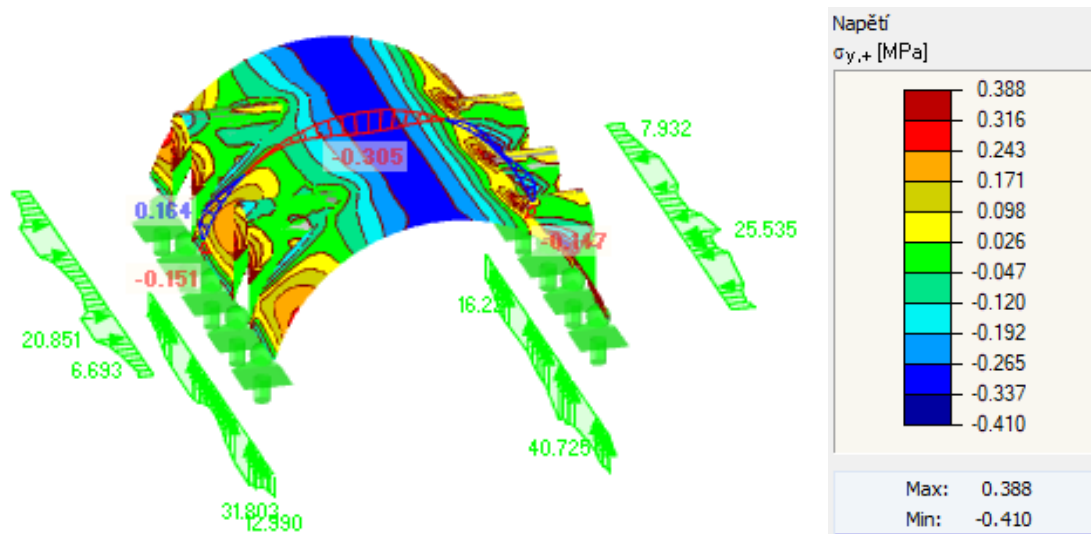
2.4.2.2. Přehled zatížení a průběhy vnitřních sil

2.4.2.2.1. Vlastní tíha stávající klenby

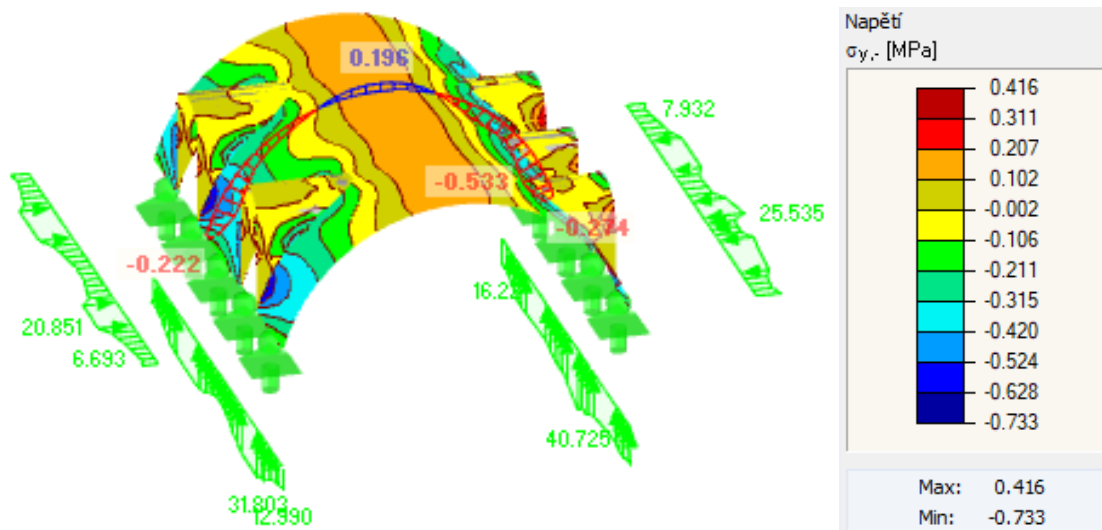
Vlastní tíha:

Započítána programem

Průběhy vnitřních sil:



Obrázek 185: Vlastní tíha klenby - $\sigma_{y,+}$



Obrázek 186: Vlastní tíha klenby - $\sigma_{y,-}$

2.4.2.2.2. Montážní zatížení na stávající klenbu

Vlastní tíha:

Započítána programem

Ostatní stálé zatížení:

	ρ [kN/m ³]	tl. [mm]	g_k [kN/m ²]	$g_{k,celk}$ [kN/m ²]
ŽELEZOBETONOVÁ SKOŘEPINA				
ČERSTVÝ BETON	25	100	2,50	
POLOTUHÉ MINERÁLNÍ DESKY	15	50	0,75	
				0,00

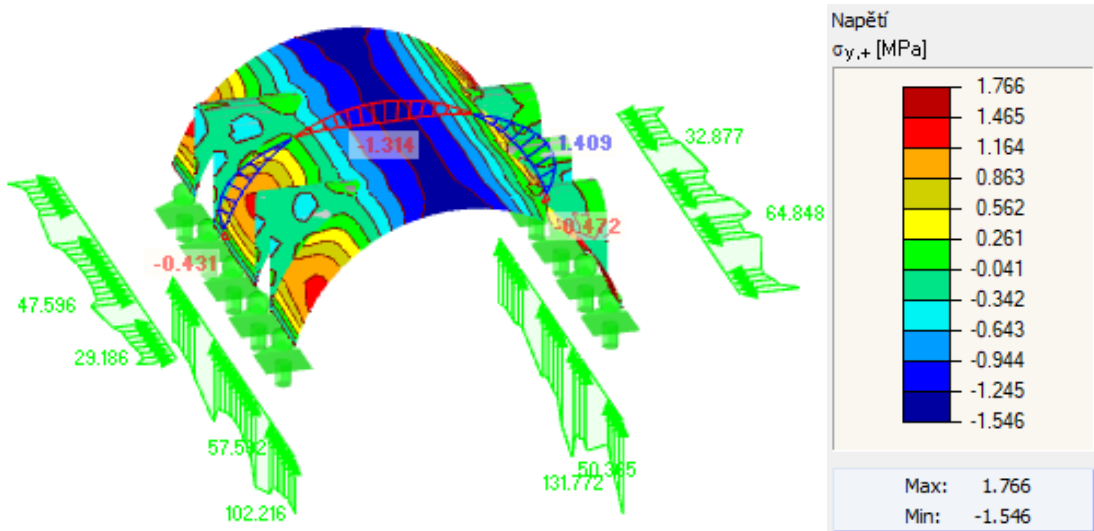
Proměnné zatížení:

UŽITNÉ ZATÍŽENÍ	q_k [kN/m ²]	$q_{k;celk}$ [kN/m ²]
MONTÁŽNÍ ZATÍŽENÍ	1	<u>1,00</u>

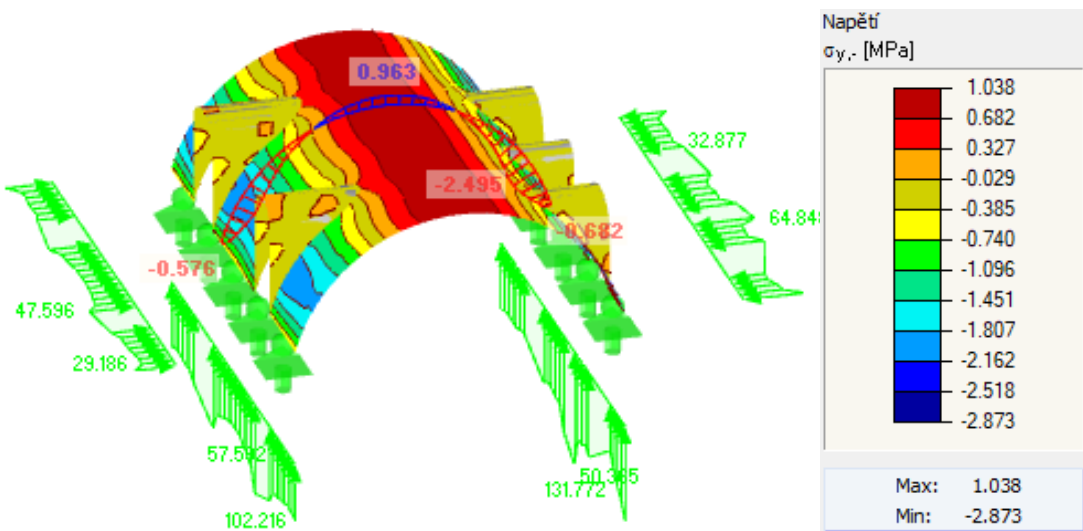
Kombinace zatížení:

KZ01: 1,35*vlastní tíha + 1,35*stálé zatížení + 1,5*proměnné zatížení

Průběhy vnitřních sil:



Obrázek 187: Montážní zatížení - $\sigma_{y,+}$



Obrázek 188: Montážní zatížení - $\sigma_{y,-}$

2.4.2.2.3. Nové zatížení železobetonové rubové skořepiny

Vlastní tíha:

Započítána programem

Ostatní stálé zatížení:

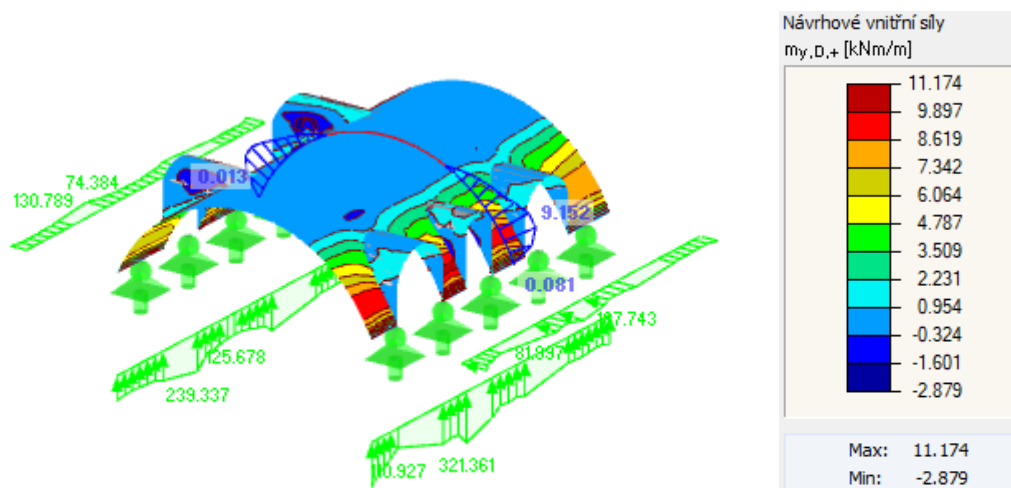
STÁVAJÍCÍ KLENBA	ρ [kN/m ³]	tl. [mm]	g_k [kN/m ²]	$g_{k;celk}$ [kN/m ²]
CIHELNÁ KLENBA	19	150	2,85	4,03
SKLADBA PODLAHY	ρ [kN/m ³]	tl. [mm]	g_k [kN/m ²]	$g_{k;celk}$ [kN/m ²]
DŘEVĚNÉ PARKETY	7	20	0,14	
FOŠNOVÁ PODLAHA	4,5	30	0,14	
POLOTUHÉ MINERÁLNÍ DESKY	15	50	0,75	
RÁKOSOVÁ OMÍTKA	15	10	0,15	
NÁSYP Z CIHELNÉ DRTĚ	13	2600	33,80	34,98
		1000	13,00	14,18
		400	5,20	6,38
		250	3,25	4,43

Proměnné zatížení:

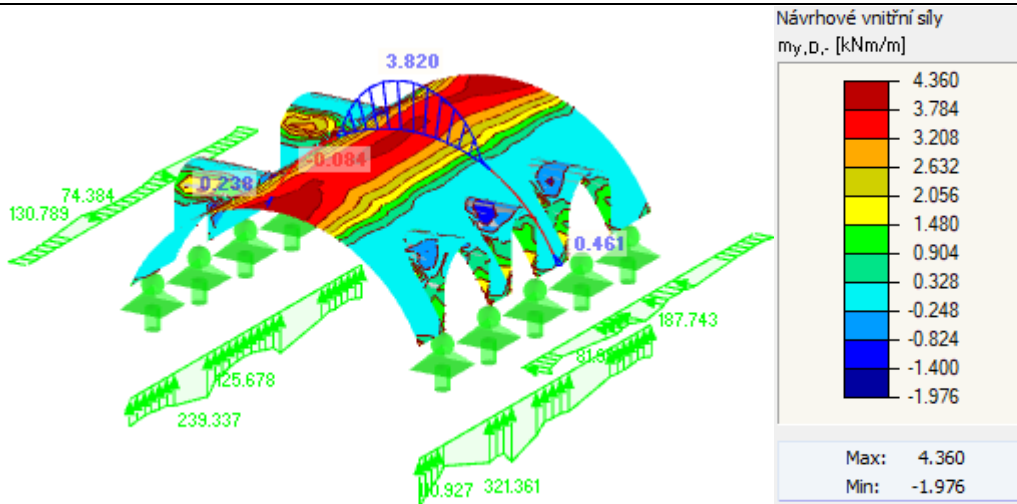
UŽITNÉ ZATÍŽENÍ	q_k [kN/m ²]	$q_{k;celk}$ [kN/m ²]
PLOCHY KATEGORIE C4 - SCHROMAŽDOVÁNÍ	5	5,00

Kombinace zatížení:

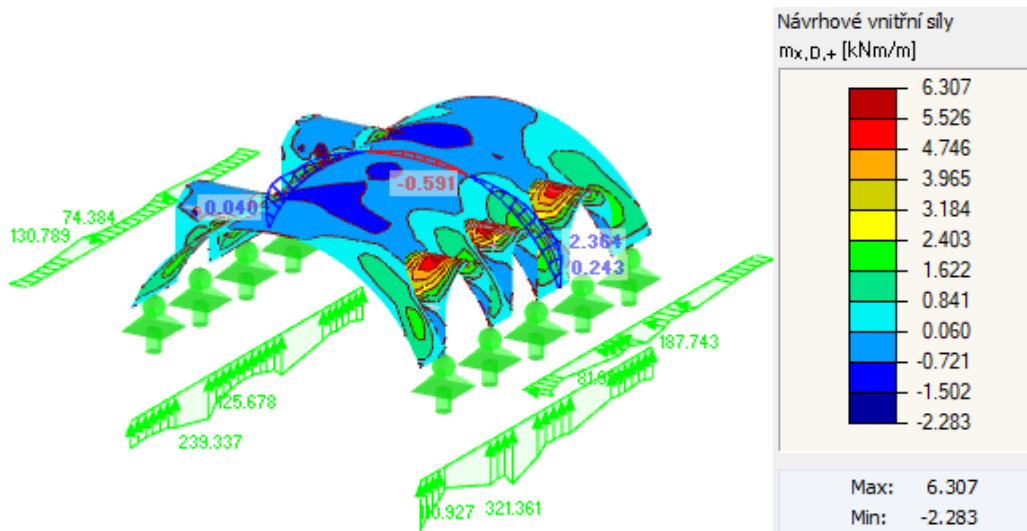
KZ01: 1,35*vlastní tíha + 1,35*stálé zatížení + 1,5*proměnné zatížení



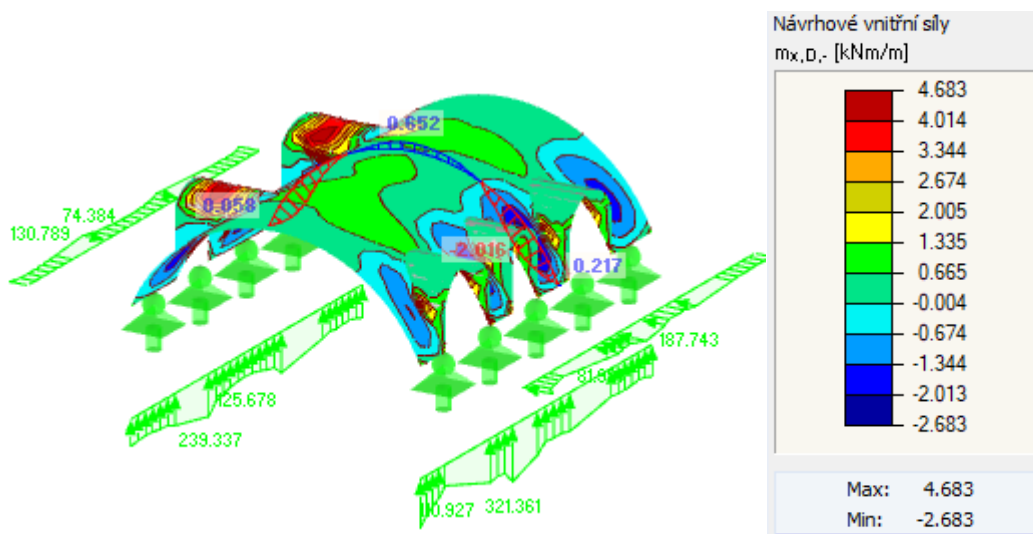
Obrázek 189: Nové zatížení železobetonové rubové skořepiny – $m_{y,d,+}$



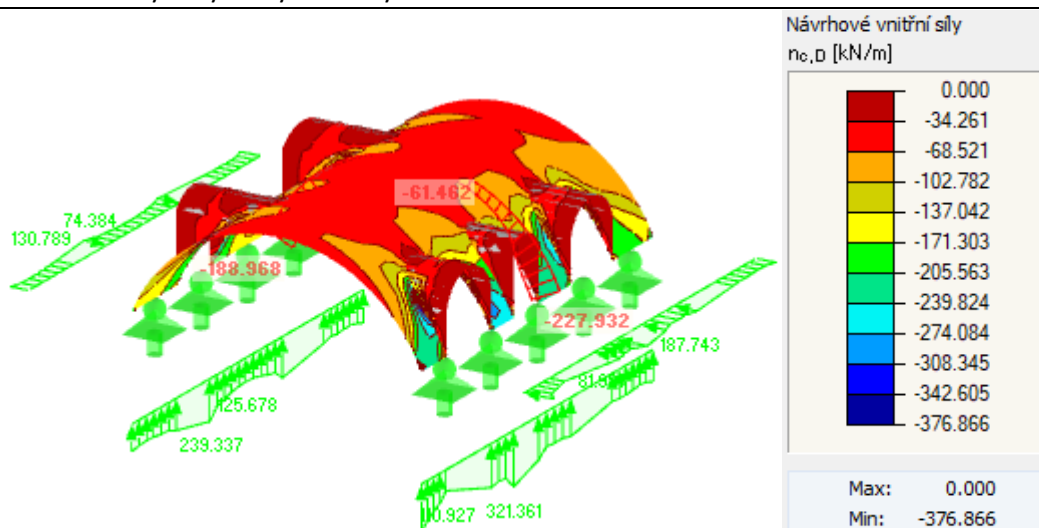
Obrázek 190: Nové zatížení železobetonové rubové skořepiny – $m_{yD,-}$



Obrázek 191: Nové zatížení železobetonové rubové skořepiny – $m_{xD,+}$



Obrázek 192: Nové zatížení železobetonové rubové skořepiny – $m_{xD,-}$



Obrázek 193: Nové zatížení železobetonové rubové skořepiny – $n_{c,d}$

2.4.2.3. Návrh

Navrhují stávající zděnou klenbu zajistit železobetonovou rubovou skořepinou tloušťky 100,0 mm. Stávající zděná klenba bude očištěna až na samotné zdivo. Spáry budou na rubu klenby do hloubky 20,0 mm vyškrábány, vyplněny cementovou expanzní maltou a na rub klenby budou do vyvrtaných otvorů vlepeny ocelové závěsy z betonářské výztuže $\varnothing 6$ mm s hustotou $2ks/m^2$. Ocelové závěsy budou do zdiva i skořepiny kotveny minimálně 100,0 mm a budou do zdiva vlepeny chemickou kotvou s minimální pevností vtahu 5,0 kN. Na stávající zděnou klenbu pro omezení vlivu smrštění skořepiny budou uloženy polotuhé minerální desky překryté PE folií. Průniky ocelových závěsů PE folií budou utěsněny těsnící lepenkou.

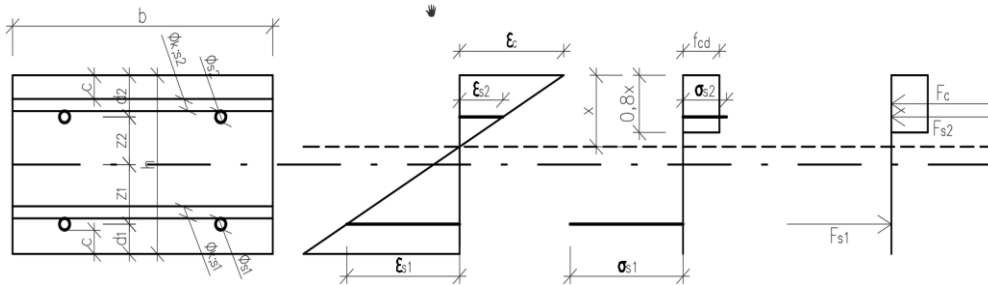
Skořepina bude po obvodě na nosných stěnách uložena do železobetonového žebra a u obou povrchů vyztužena svařovanými sítěmi $\varnothing 6$ mm s oky 150/150 mm. Síť budou kladeny tak, aby výztuž orientovaná příčně přes hlavní valenou klenbu byla vždy u vnějšího povrchu a aby bylo zachováno minimální krytí výztuže 25,0 mm (11); (12).

2.4.2.4. Posouzení sanace

2.4.2.4.1. Železobetonová skořepina

Hlavní body interakčního diagramu ve směru Y:

Kladné působení momentu



Rozměry a materiálové charakteristiky

Rozměry deska:	Rozměry výztuž:	Materiálové charakteristiky
$b = 1000 \text{ mm}$	$\phi_{s2} = 6 \text{ mm}$	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
$h = 100 \text{ mm}$	$\phi_{s1} = 6 \text{ mm}$	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
$c = 25 \text{ mm}$	$\phi_{k;s2} = 6 \text{ mm}$	$\gamma_c = 1,5$
	$\phi_{k;s1} = 6 \text{ mm}$	$\gamma_s = 1,15$
	$s_1 = 150 \text{ mm}$	$f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$
	$s_2 = 150 \text{ mm}$	$f_{vd} = 434,78 \text{ MPa}$
	$A_{s1} = 188,496 \text{ mm}^2$	$E_s = 200,00 \text{ Gpa}$
	$A_{s2} = 188,496 \text{ mm}^2$	

Ostatní:

$d_1 = 28 \text{ mm}$	$d = 72 \text{ mm}$	$z_1 = 22 \text{ mm}$
$d_2 = 34 \text{ mm}$		$z_2 = 16 \text{ mm}$

Maximální kladná momentová únosnost

$x = 44 \text{ mm}$
$z_c = 32 \text{ mm}$

Přetvoření	Napětí	Síly v průřezu	Únosnost
$\epsilon_c = 0,0035$	$\sigma_{s1} = 434,78 \text{ MPa}$	$F_{s1} = 81,95 \text{ kN}$	$N_{Rd} = -422,73 \text{ kN}$
$\epsilon_{sy} = 0,0022$	$\sigma_{s2} = 164,13 \text{ MPa}$	$F_{s2} = 30,94 \text{ kN}$	$M_{Rd} = 17,57 \text{ kNm}$
$\epsilon_{s1} = 0,0022$	$f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$	$F_c = 473,75 \text{ kN}$	
$\epsilon_{s2} = 0,0008$			

Použité vzorce:

$$x := \frac{d \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{sy}}$$

$$\varepsilon_{s1} := \frac{\varepsilon_c}{x} \cdot (h - d_1 - x) \quad \varepsilon_{s2} := \frac{\varepsilon_c}{x} \cdot (x - d_2) \quad \sigma_{si} := \min(\varepsilon_{si} \cdot E_s, f_{yd})$$

$$F_{si} := \sigma_{si} \cdot A_{si} \quad F_c := f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x$$

$$N_{Rd} := F_{s1} - F_c - F_{s2} \quad M_{Rd} := F_{s1} \cdot z_1 + F_{s2} \cdot z_2 + F_c \cdot z_c$$

Prostý kladný ohyb

x = 18 mm

z_c = 43 mm

Přetvoření

ε_c = 0,0035

ε_{sy} = 0,0022

ε_{s1} = 0,0103

ε_{s2} = -0,0030

Napětí

σ_{s1} = 434,78 MPa

σ_{s2} = -600,68 MPa

f_{cd} = 13,33 MPa

Síly v průřezu

F_{s1} = 81,95 kN

F_{s2} = -113,23 kN

F_c = 195,18 kN

Únosnost

N_{Rd} = 0,00 kN

M_{Rd} = 8,32 kNm

x bylo získáno iteračně pro N_{Rd} = 0,0 kN

Kladná momentová únosnost s neutrální osou ve výztuži 1

x = 72 mm

z_c = 21 mm

Přetvoření

ε_c = 0,0035

ε_{sy} = 0,0022

ε_{s1} = 0,0000

ε_{s2} = 0,0018

Napětí

σ_{s1} = 0,00 MPa

σ_{s2} = 369,44 MPa

f_{cd} = 13,33 MPa

Síly v průřezu

F_{s1} = 0,00 kN

F_{s2} = 69,64 kN

F_c = 768,00 kN

Únosnost

N_{Rd} = -837,64 kN

M_{Rd} = 17,40 kNm

x bylo získáno iteračně pro ε_{s1} = 0,0

Kladná momentová únosnost s neutrální osou ve výztuži 2

x = 34 mm

z_c = 36 mm

Přetvoření

ε_c = 0,0035

ε_{sy} = 0,0022

ε_{s1} = 0,0039

ε_{s2} = 0,0000

Napětí

σ_{s1} = 434,78 MPa

σ_{s2} = 0,00 MPa

f_{cd} = 13,33 MPa

Síly v průřezu

F_{s1} = 81,95 kN

F_{s2} = 0,00 kN

F_c = 362,67 kN

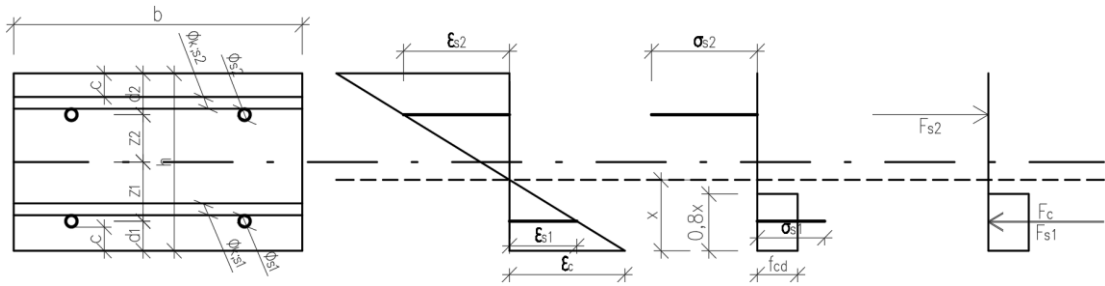
Únosnost

N_{Rd} = -280,71 kN

M_{Rd} = 15,00 kNm

x bylo získáno iteračně pro ε_{s2} = 0,0

Záporné působení momentu



Rozměry a materiálové charakteristiky

Rozměry deska:	Rozměry výztuž:	Materiálové charakteristiky
$b = 1000$ mm	$\phi_{s2} = 6$ mm	$f_{ck} = 20$ MPa
$h = 100$ mm	$\phi_{s1} = 6$ mm	$f_{yk} = 500$ MPa
$c = 25$ mm	$\phi_{k;s2} = 6$ mm	$\gamma_c = 1,5$
	$\phi_{k;s1} = 6$ mm	$\gamma_s = 1,15$
	$s_1 = 150$ mm	$f_{cd} = 13,33$ MPa
	$s_2 = 150$ mm	$f_{vd} = 434,78$ MPa
	$A_{s1} = 188,496$ mm ²	$E_s = 200,00$ Gpa
	$A_{s2} = 188,496$ mm ²	

Ostatní:

$d_1 = 28$ mm	$d = 66$ mm	$z_1 = 22$ mm
$d_2 = 34$ mm		$z_2 = 16$ mm

Maximální záporná momentová únosnost

$x = 41$ mm
$z_c = 34$ mm

Přetvoření

$\epsilon_c = 0,0035$
$\epsilon_{sy} = 0,0022$
$\epsilon_{s1} = 0,0011$
$\epsilon_{s2} = 0,0022$

Napětí

$\sigma_{s1} = 218,58$ MPa
$\sigma_{s2} = 434,78$ MPa
$f_{cd} = 13,33$ MPa

Síly v průřezu

$F_{s1} = 41,20$ kN
$F_{s2} = 81,95$ kN
$F_c = 434,27$ kN

Únosnost

$N_{Rd} = -393,51$ kN
$M_{Rd} = -16,86$ kNm

Prostý záporný ohyb

$x = 16$ mm
$z_c = 43$ mm

Přetvoření

$\epsilon_c = 0,0035$
$\epsilon_{sy} = 0,0022$
$\epsilon_{s1} = -0,0025$
$\epsilon_{s2} = 0,0106$

Napětí

$\sigma_{s1} = -494,08$ MPa
$\sigma_{s2} = 434,78$ MPa
$f_{cd} = 13,33$ MPa

Síly v průřezu

$F_{s1} = -93,13$ kN
$F_{s2} = 81,95$ kN
$F_c = 175,09$ kN

Únosnost

$N_{Rd} = 0,00$ kN
$M_{Rd} = -6,87$ kNm

x bylo získáno iteračně pro $N_{Rd} = 0,0$ kN

Záporná momentová únosnost s neutrální osou ve výztuži 1

$x = 28 \text{ mm}$

$z_c = 39 \text{ mm}$

Přetvoření

$\epsilon_c = 0,0035$

$\epsilon_{sy} = 0,0022$

$\epsilon_{s1} = 0,0000$

$\epsilon_{s2} = 0,0048$

Napětí

$\sigma_{s1} = 0,00 \text{ MPa}$

$\sigma_{s2} = 434,78 \text{ MPa}$

$f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$

Síly v průřezu

$F_{s1} = 0,00 \text{ kN}$

$F_{s2} = 81,95 \text{ kN}$

$F_c = 298,67 \text{ kN}$

Únosnost

$N_{Rd} = -216,71 \text{ kN}$

$M_{Rd} = -12,90 \text{ kNm}$

x bylo získáno iteračně pro $\epsilon_{s1} = 0,0$

Záporná momentová únosnost s neutrální osou ve výztuži 2

$x = 66 \text{ mm}$

$z_c = 24 \text{ mm}$

Přetvoření

$\epsilon_c = 0,0035$

$\epsilon_{sy} = 0,0022$

$\epsilon_{s1} = 0,0020$

$\epsilon_{s2} = 0,0000$

Napětí

$\sigma_{s1} = 403,03 \text{ MPa}$

$\sigma_{s2} = 0,00 \text{ MPa}$

$f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$

Síly v průřezu

$F_{s1} = 75,97 \text{ kN}$

$F_{s2} = 0,00 \text{ kN}$

$F_c = 704,00 \text{ kN}$

Únosnost

$N_{Rd} = -779,97 \text{ kN}$

$M_{Rd} = -18,29 \text{ kNm}$

x bylo získáno iteračně pro $\epsilon_{s2} = 0,0$

Maximální normálová únosnost

Maximální únosnost v tlaku

$x = 100 \text{ mm}$

$z_c = 0 \text{ mm}$

Přetvoření

$\epsilon_c = 0,0020$

$\epsilon_{sy} = 0,0022$

$\epsilon_{s1} = 0,0020$

$\epsilon_{s2} = 0,0020$

Napětí

$\sigma_{s1} = 400,00 \text{ MPa}$

$\sigma_{s2} = 400,00 \text{ MPa}$

$f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$

Síly v průřezu

$F_{s1} = 75,40 \text{ kN}$

$F_{s2} = 75,40 \text{ kN}$

$F_c = 1333,33 \text{ kN}$

Únosnost

$N_{Rd} = -1484,13 \text{ kN}$

$M_{Rd} = -0,45 \text{ kNm}$

Použité vzorce:

$F_c := f_{cd} \cdot b \cdot h$

$N_{Rd} := -F_{s1} - F_c - F_{s2}$

Maximální únosnost v tahu

$x = 0$ mm
 $z_c = 0$ mm

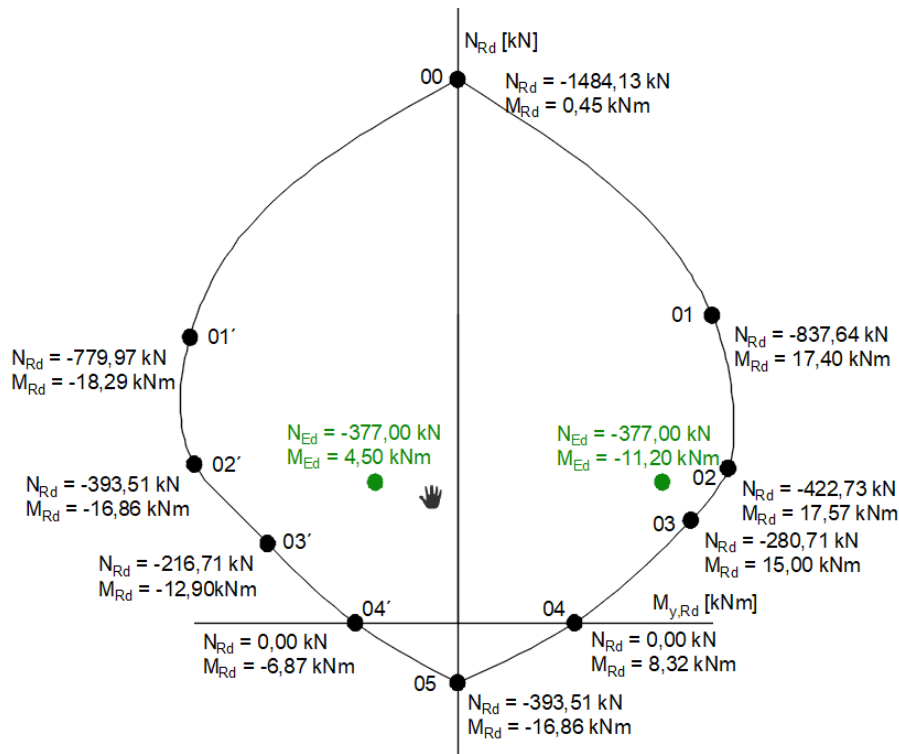
Přetvoření	Napětí	Síly v průřezu	Únosnost
$\epsilon_c = 0,0000$	$\sigma_{s1} = 434,78$ MPa	$F_{s1} = 81,95$ kN	$N_{Rd} = 163,91$ kN
$\epsilon_{sy} = 0,0022$	$\sigma_{s2} = 434,78$ MPa	$F_{s2} = 81,95$ kN	$M_{Rd} = -0,49$ kNm
$\epsilon_{s1} = 0,0500$	$f_{cd} = 13,33$ MPa	$F_c = 0,00$ kN	
$\epsilon_{s2} = 0,0500$			

Použité vzorce:

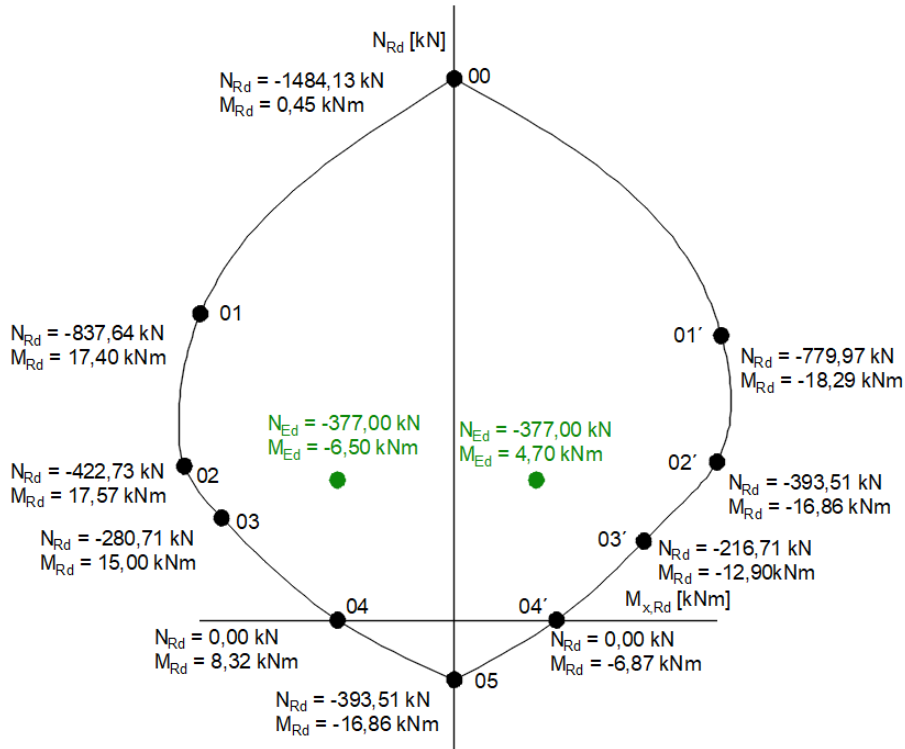
$$N_{Rd} := F_{s1} + F_c + F_{s2}$$

$$M_{Rd} := F_{s1} \cdot z_1 + F_{s2} \cdot z_2 - F_c \cdot z_c$$

Interakční diagram a posouzení průřezu



Obrázek 194: Interakční diagram průřezu skořepiny ve směru Y



Obrázek 195: Interakční diagram průřezu skořepiny ve směru X

$$M_{y;Ed,max} := 4.5 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{y;Rd} \qquad M_{x;Ed,max} := 4.7 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{x;Rd}$$

$$M_{y;Ed,min} := -11.2 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{y;Rd} \qquad M_{x;Ed,min} := 6.5 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{x;Rd}$$

$$N_{y;Ed,min} := -377 \text{ kN} > N_{y;Rd} \qquad N_{x;Ed,min} := -377 \text{ kN} > N_{x;Rd}$$

Návrh na mezní stav únosnosti vyhovuje. Zatížení leží uvnitř interakčního diagramu.

2.4.2.4.2. Montážní stav

Návrhová tlaková pevnost zdiva:

$$f_{d;c} = 2.239 \text{ MPa}$$

Návrhová tahová pevnost zdiva:

$$f_{d;t} = 0.224 \text{ MPa}$$

Posouzení maximálního tlakového napětí:

$$\sigma_{y;c,max} := 2.873 \text{ MPa} > f_{d;c} = 2.239 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost v tlaku byla překročena

Posouzení maximálního tahového napětí:

$$\sigma_{y;t,max} := 1.766 \text{ MPa} > f_{d;t} = 0.224 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost v tahu byla překročena

Stávající nevyztužená klenba není schopna bez vzniku nadměrných tahových napětí v místech hlavní valené klenby přenést zatížení při montáži, a proto ji v průběhu prací bude potřeba zajistit a stabilizovat dočasným podepřením.

2.4.2.4.3. Únosnost vlastní tíhy

Návrhová tlaková pevnost zdiva:

$$f_{d;c} = 2.239 \text{ MPa}$$

Návrhová tahová pevnost zdiva:

$$f_{d;t} = 0.224 \text{ MPa}$$

Posouzení maximálního tlakového napětí:

$$\sigma_{y;c;max} := 0.733 \text{ MPa} > f_{d;c} = 2.239 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost v tlaku nebyla překročena

Posouzení maximálního tahového napětí:

$$\sigma_{y;t;max} := 0.416 \text{ MPa} > f_{d;t} = 0.224 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost v tahu byla překročena

Stávající nevyztužená klenba není schopna bez vzniku nadměrných tahových napětí v místech hlavní valené klenby přenést ani vlastní tíhu, a proto ji bude potřeba zajistit a stabilizovat zavěšením na rubovou skořepinu.

2.4.2.4.4. Ocelové závěsy

Charakteristické zatížení

$$f_{Ek} := 3.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \gamma_g := 1.35$$

Charakteristické pevnosti:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.0$$

Návrhové zatížení

$$f_{Ed} := f_{Ek} \cdot \gamma_g = 4.428 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Návrhové pevnosti

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 500 \text{ MPa}$$

Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

Posouzení spřáhovacích trnů

$$\phi_{trnu} := 6 \text{ mm} \qquad n := 2 \cdot \frac{1}{m^2}$$

$$A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{trnu}}{2} \right)^2 = 28.274 \text{ mm}^2$$

Maximální zatěžovací síla do jednoho trnu

$$F_{Ed} := \frac{f_{Ed}}{n} = 2.214 \text{ kN}$$

Tahová únosnost jednoho trnu

$$F_{Rd} := f_{yd} \cdot A_s = 14.137 \text{ kN}$$

Posouzení

$$F_{Ed} = 2.214 \text{ kN} < F_{Rd} = 14.137 \text{ kN}$$

Vyhovuje.

2.4.3. Zesílení zdiva uhlíkovými lamelami

Stávající klenba bude zesílena uhlíkovými lamelami lepenými na její rub i líc v místech vzniku tahových napětí. Tahová napětí budou přebírat uhlíkové lamely a tlaková napětí zdivo. Pro návrh byly použity uhlíkové lamely, tkaniny a epoxidové lepidlo od společnosti Sanax.

2.4.3.1. Přehled zatížení a průběhy vnitřních sil

2.4.3.1.1. Nové zatížení zděné klenby zesílené uhlíkovými lamelami

Vlastní tíha:

Započítána programem

Ostatní stálé zatížení:

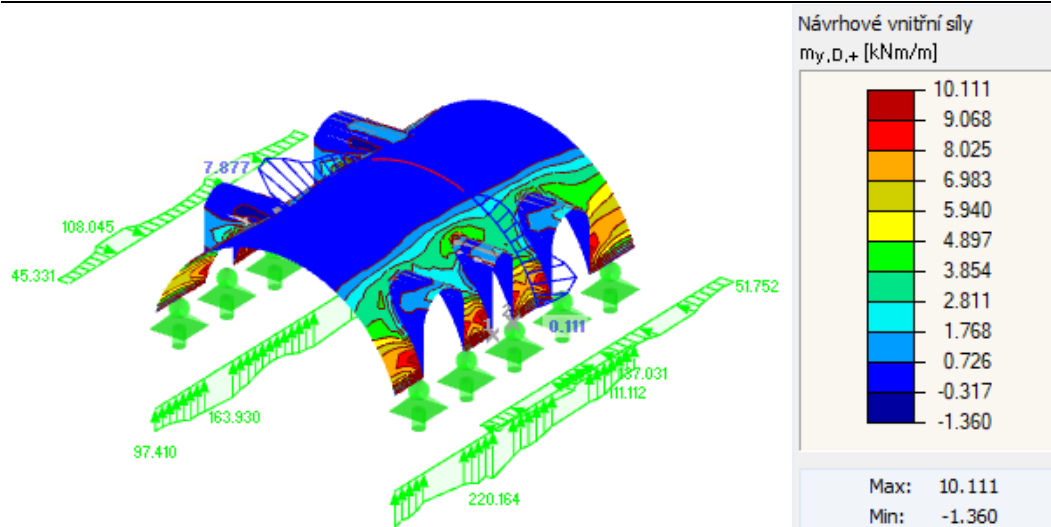
SKLADBA PODLAHY	ρ [kN/m ³]	tl. [mm]	g_k [kN/m ²]	$g_{k;celk}$ [kN/m ²]
DŘEVĚNÉ PARKETY	7	20	0,14	
FOŠNOVÁ PODLAHA	4,5	30	0,14	
RÁKOSOVÁ OMÍTKA	15	10	0,15	
NÁSYP Z CIHELNÉ DRTĚ	13	2600	33,80	<u>34,98</u>
		1000	13,00	<u>14,18</u>
		400	5,20	<u>6,38</u>
		250	3,25	<u>4,43</u>

Proměnné zatížení:

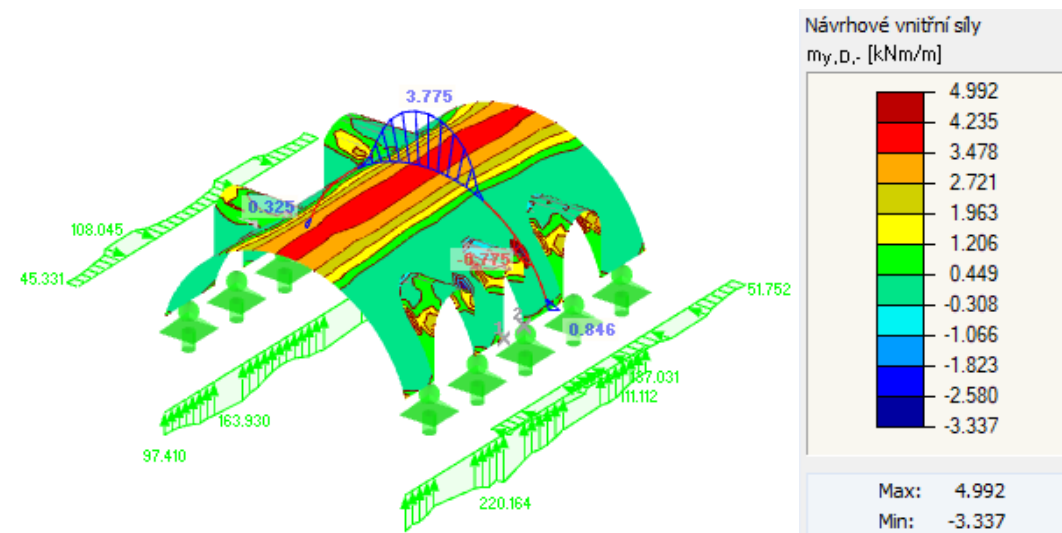
UŽITNÉ ZATÍŽENÍ	q_k [kN/m ²]	$q_{k;celk}$ [kN/m ²]
PLOCHY KATEGORIE C4 - SCHROMAŽDOVÁNÍ	5	<u>5,00</u>

Kombinace zatížení:

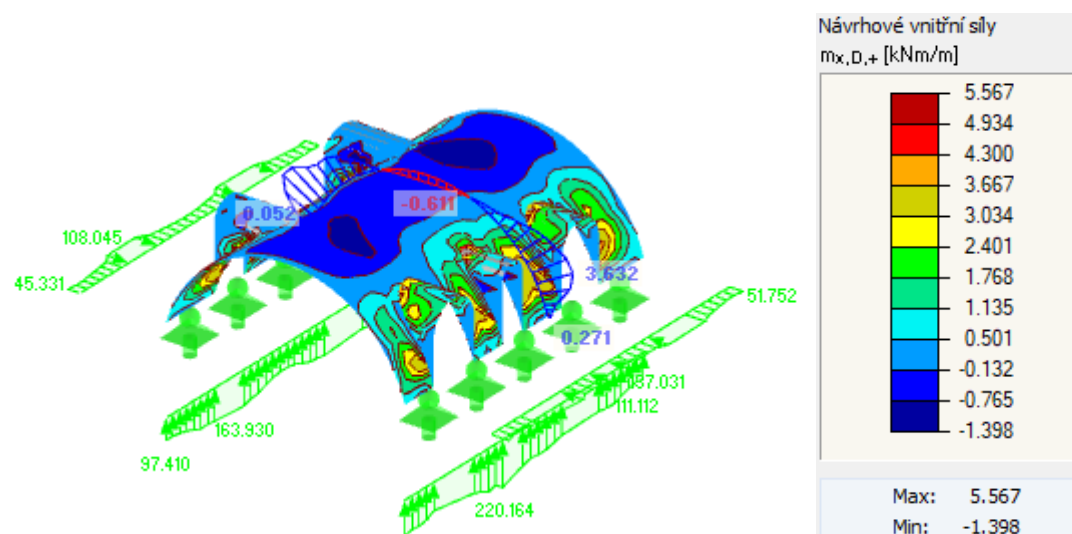
KZ01: 1,35*vlastní tíha + 1,35*stálé zatížení + 1,5*proměnné zatížení



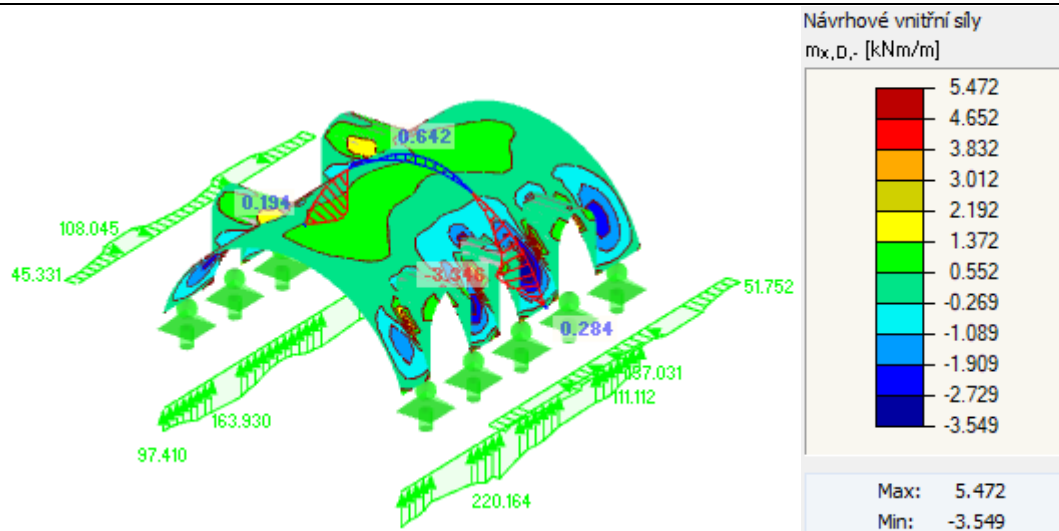
Obrázek 196: Nové zatížení zděné klenby zesílené uhlíkovými lamelami – $m_{y,d,+}$



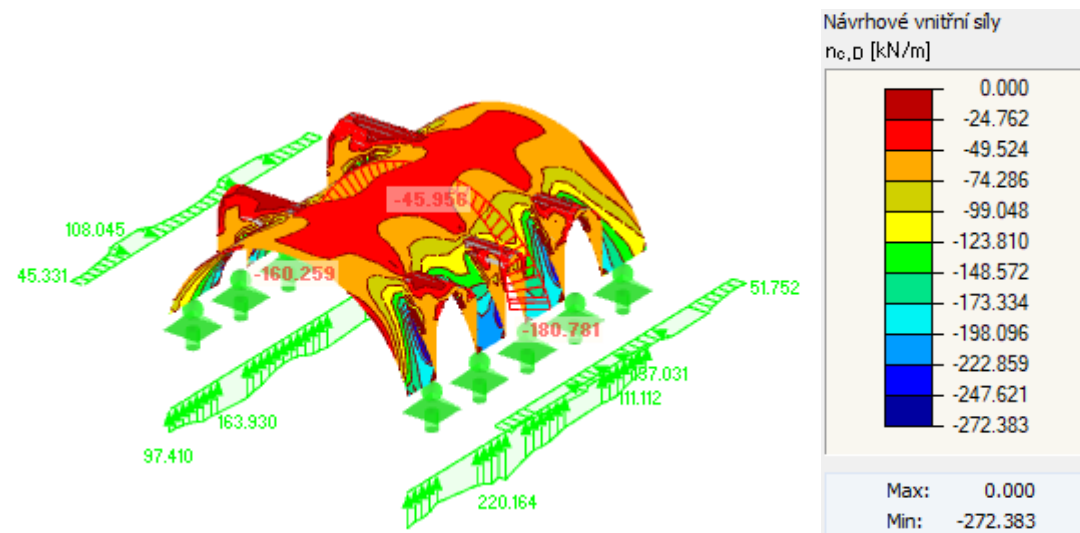
Obrázek 197: Nové zatížení zděné klenby zesílené uhlíkovými lamelami – $m_{y,d,-}$



Obrázek 198: Nové zatížení zděné klenby zesílené uhlíkovými lamelami – $m_{x,d,+}$



Obrázek 199: Nové zatížení zděné klenby zesílené uhlíkovými lamelami – $m_{x,D}$.



Obrázek 200: Nové zatížení zděné klenby zesílené uhlíkovými lamelami – $n_{e,D}$

2.4.3.2. Návrh

Navrhuji stávající zděnou klenbu zesílit uhlíkovými lamelami a tkaninami lepenými epoxidovým lepidlem. Lamely Carbo S30/1,2 mm budou lepeny v příčném směru po 1,0 m na její rub po stranách a na její lic ve vrcholu, kde vznikají nadměrná tahová napětí. Uhlíkové tkaniny Carbo Wrap G150 budou lepeny v jedné vrstvě v podélném směru po 1,0 m a budou zajišťovat tahová napětí vznikající ve směru podélném. (13); (14); (15)

2.4.3.3. Posouzení sanace

2.4.3.3.1. Zesílení uhlíkovými lamelami

Zděná klenba zesílená uhlíkovými lamelami a tkaninami je posouzena pomocí interakčního diagramu. Interakční diagram byl vytvořen pomocí hlavních bodů, které vyjadřují typické průběhy vnitřních sil v průřezu.

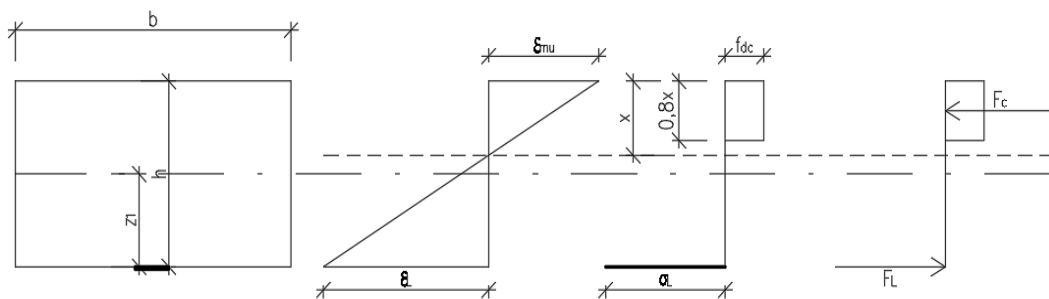
Statická analýza vybraných nosných konstrukcí

Hlavními body interakčního diagramu byly zvoleny následující případy průběhu vnitřních sil v průřezu:

- Bod 00 = Maximální únosnost v tlaku, kdy je uvažováno poměrné stlačení vláken 0,002 a neutrální osa je v nekonečnu.
- Bod 01/01' = Maximální momentová únosnost, kdy je uhlíková lamela na mezi pevnosti v tahu.
- Bod 02/02' = Prostý ohyb, kdy je normálová síla nulová.
- Bod 03 = Maximální únosnost v tahu, započítána je pouze tahová únosnost výztuže.

Hlavní body interakčního diagramu ve směru Y:

Kladné působení momentu



Rozměry a materiálové charakteristiky

Rozměry deska:	Rozměry lamela:	Materiálové charakteristiky
b = 1000 mm	h _L = 1,2 mm	f _{kc} = 4,478 MPa
h = 150 mm	b _L = 30 mm	γ _{M1} = 2
	n = 1 ks/m	f _{dc} = 2,24 MPa
	A _L = 36 mm ²	f _{dt} = 0,22 MPa
		σ _{Lma} = 2590 MPa
		E _s = 170,00 GPa
Ostatní:		
d = 150 mm	z = 75 mm	

Maximální kladná momentová únosnost

x = 28 mm
z _c = 64 mm

Přetvoření	Napětí	Síly v průřezu	Únosnost
ε _{mu} = 0,0035	σ _L = 2590,00 MPa	F _L = 93,24 kN	N _{Rd} = 43,07 kN
ε _{Lmax} = 0,0152	f _{dc} = 2,24 MPa	F _c = 50,17 kN	M _{Rd} = 10,19 kNm
ε _L = 0,0152			

Prostý kladný ohyb

$x = 37$ mm

$z_c = 60$ mm

Přetvoření	Napětí	Síly v průřezu	Únosnost
$\epsilon_{mu} = 0,0035$	$\sigma_L = 1830,69$ MPa	$F_L = 65,90$ kN	$N_{Rd} = 0,00$ kN
$\epsilon_{Lmax} = 0,0152$	$f_{dc} = 2,24$ MPa	$F_c = 65,90$ kN	$M_{Rd} = 8,92$ kNm
$\epsilon_L = 0,0108$			

x bylo získáno iteračně pro $N_{Rd} = 0,0$ kN

Maximální únosnost v tlaku

$x = 150$ mm

$z_c = 0$ mm

Přetvoření	Napětí	Síly v průřezu	Únosnost
$\epsilon_{mu} = 0,0020$	$\sigma_L = 0,00$ MPa	$F_L = 0,00$ kN	$N_{Rd} = -335,85$ kN
$\epsilon_{Lmax} = 0,0152$	$f_{cd} = 2,24$ MPa	$F_c = 335,85$ kN	$M_{Rd} = 0,00$ kNm
$\epsilon_L = 0,0000$			

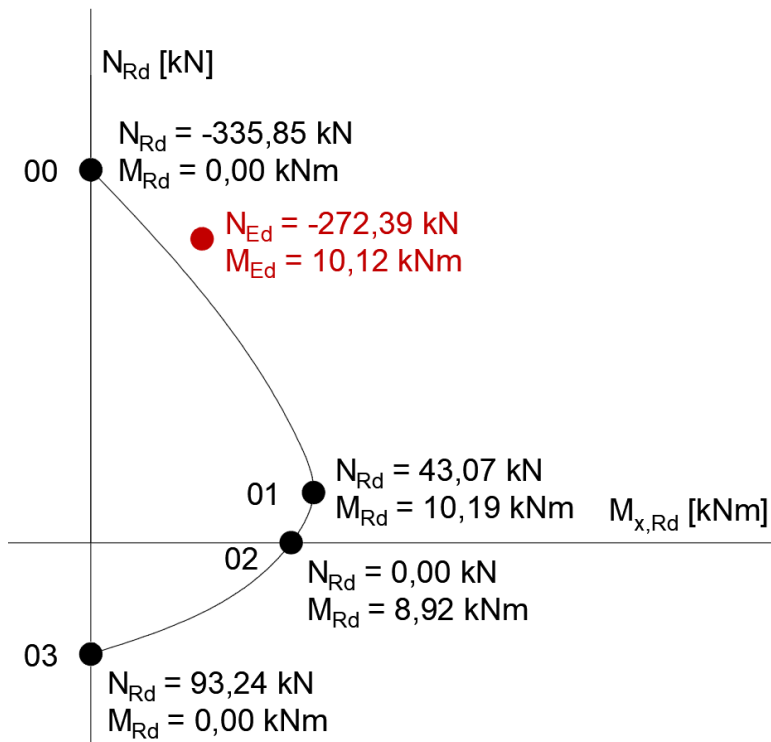
Maximální únosnost v tahu

$x = 0$ mm

$z_c = 0$ mm

Přetvoření	Napětí	Síly v průřezu	Únosnost
$\epsilon_{mu} = 0,0000$	$\sigma_L = 2590,00$ MPa	$F_L = 93,24$ kN	$N_{Rd} = 93,24$ kN
$\epsilon_{Lmax} = 0,0152$	$f_{dt} = 0,00$ MPa	$F_c = 0,00$ kN	$M_{Rd} = 0,00$ kNm
$\epsilon_L = 0,0152$			

Interakční diagram a posouzení průřezu



Obrázek 201: Interakční diagram průřezu skořepiny ve směru Y

$$M_{y;Ed,max} := 10.12 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{y;Rd}$$

$$N_{y;Ed,min} := -372.39 \text{ kN} < N_{y;Rd}$$

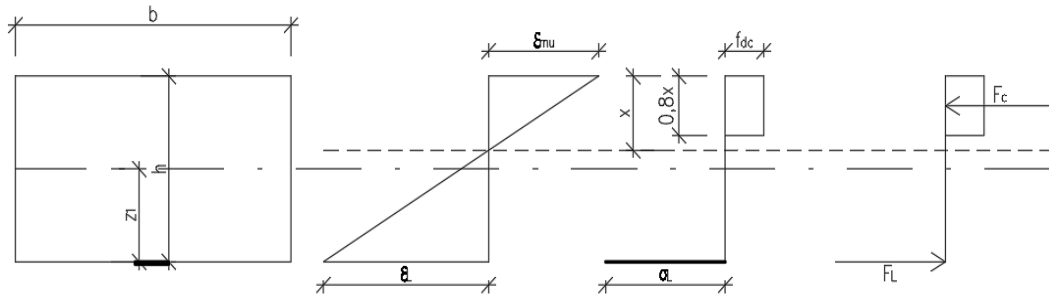
Návrh na mezní stav únosnosti nevyhovuje, zatížení leží mimo interakční diagram.

2.4.3.3.2. Zesílení uhlíkovými lamelami – kontrolní případy

Zděná klenba zesílena uhlíkovými lamelami a tkaninami nevyhověla na kombinaci momentu a tlakové normálové síly. Pro ověření, že přidáním dalších lamel nedosáhneme požadované únosnosti, byl výpočet proveden ještě pro kontrolní případy ilustrující nedostatečnou pevnost v tlaku při použití třicetinásobku navržených lamel a při použití potřebné tlakové pevnosti zdiva.

Kontrolní případ 01

Kladné působení momentu



Rozměry a materiálové charakteristiky

Rozměry deska:	Rozměry lamela:	Materiálové charakteristiky
b = 1000 mm	h _L = 1,2 mm	f _{kc} = 4,478 MPa
h = 150 mm	b _L = 30 mm	γ _{M1} = 2
	n = 30 ks/m	f _{dc} = 2,24 MPa
	A _L = 1080 mm ²	f _{dt} = 0,22 MPa
		σ _{Lma} = 2590 MPa
		E _s = 170,00 Gpa

Ostatní:

d = 150 mm z = 75 mm

Kontrolní případ 01

x = 140 mm

z_c = 19 mm

Přetvoření

ε_{mu} = 0,0035

ε_{Lmax} = 0,0152

ε_L = 0,0003

Napětí

σ_L = 42,50 MPa

f_{dc} = 2,24 MPa

Síly v průřezu

F_L = 45,90 kN

F_c = 250,77 kN

Únosnost

N_{Rd} = -204,87 kN

M_{Rd} = 8,21 kNm

Kontrolní případ 02

Rozměry a materiálové charakteristiky

Rozměry deska:	Rozměry lamela:	Materiálové charakteristiky
b = 1000 mm	h _L = 1,2 mm	f _{kc} = 8 MPa
h = 150 mm	b _L = 30 mm	γ _{M1} = 2
	n = 3 ks/m	f _{dc} = 4,00 MPa
	A _L = 108 mm ²	f _{dt} = 0,40 MPa
		σ _{Lma} = 2590 MPa
		E _s = 170,00 Gpa

Ostatní:

d = 150 mm z = 75 mm

Kontrolní případ 02

$$x = 125 \text{ mm}$$

$$z_c = 25 \text{ mm}$$

Přetvoření

$$\epsilon_{mu} = 0,0035$$

$$\epsilon_{Lmax} = 0,0152$$

$$\epsilon_L = 0,0007$$

Napětí

$$\sigma_L = 119,00 \text{ MPa}$$

$$f_{dc} = 4,00 \text{ MPa}$$

Síly v průřezu

$$F_L = 12,85 \text{ kN}$$

$$F_c = 400,00 \text{ kN}$$

Únosnost

$$N_{Rd} = -387,15 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 10,96 \text{ kNm}$$

2.4.4. Vyhodnocení a porovnání jednotlivých sanačních metod

Zesílení zděné klenby uhlíkovými lamelami lepenými epoxidovým lepidlem v tomto případě nedokáže zajistit dostatečnou pevnost při kombinaci ohybu a tlaku. Při tomto zesílení se jako slabá část konstrukce ukázala její pevnost v tlaku. I při použití nadměrného množství uhlíkových lamel a tlačené oblasti 96,66% průřezu se ukázalo, že průřez požadovaný moment a tlakovou normálovou sílu nepřenese a rozdíl v únosnosti oproti původnímu zesílení je minimální. To je způsobeno velmi malým ramenem vnitřních sil. Zdivo by tedy muselo mít pevnost v tlaku okolo 8,0 MPa, což vzhledem ke stavu objektu se nepředpokládá.

Bylo uvažováno i nad metodou zesílení pomocí vlepané výztuže, ale vzhledem k výsledku návrhu zesílení uhlíkovými lamelami bylo od této varianty upuštěno. Bylo by potřeba vlepat i tlačenou výztuž, což by bylo příliš náročné a neefektivní. Jednalo by se o stejný princip jako u železobetonové skořepiny, která při posudku vyhověla i na minimální možné vyztužení.

Při návrhu železobetonové rubové skořepiny byly použity nejmenší průměry ocelových svařovaných sítí (150/150 \varnothing 6 mm), které z důvodu výskytu tahových napětí u obou povrchů byly navrženy na obou stranách průřezu. Pravděpodobně by vyhověla i menší tloušťka skořepiny, ta ale byla z důvodu technologické proveditelnosti výztuže skořepiny stanovena na 100,00 mm. Výztuž navržena v obou směrech zajišťuje dostatečnou tuhost a pevnost klenby a je tedy nejlepší variantou sanace řešené klenby.

3. Závěr

Cílem diplomové práce bylo provedení statické analýzy vybraných konstrukcí zámku Pravonín na základě vytvoření odlišných statických modelů (deskové/prutové, rovinné/prostorové, bez zohlednění tuhostí styků/se zohledněním tuhostí styků), posouzení jednotlivých sanačních metod, jejich porovnání a vyhodnocení zaměřující se na účinnost a vhodnost daného řešení.

Stávající stavebně technický průzkum objektu z roku 2019 byl aktualizován a doplněn o stavebně technický průzkum krovu. Spoje krovu byly analyzovány a byly zhodnoceny jejich limitní únosnosti pro správné zohlednění ve výpočetních modelech. Následky nesprávného zohlednění běžně začepovaného sloupku do vazného trámu bylo následně demonstrováno na porovnání průběhů vnitřních sil modelu se spojem přenášejícím tahová namáhání, kde tedy sloupek působí jako věšadlo vazného trámu, a rovinného modelu se spojem nepřenášejícím tahová namáhání, kde vazný trám působí pouze jako prostý nosník.

Pro provedení analýzy krovu byl pro část krovu vytvořen nejprve prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů a následně jednodušší rovinné modely jednotlivých vazeb, do kterých byly postupně zaváděny poddajnosti jednotlivých spojů. V rámci dotvarování konstrukce, jak již bylo zmíněno, dochází k postupnému negativnímu uvolňování spojů, ale zároveň i k jejich postupnému pozitivnímu dotlačování a poddajnosti spojů jsou tedy v čase proměnné. Velikosti poddajností spojů byly stanoveny na základě průběhů ohybových momentů a přibližné velikosti tuhostí podpor a zatížení konstrukčních prvků byly dopočítávány z průběhů vnitřních sil a deformací prostorového modelu nezohledňujícího poddajnosti spojů. Po určení předběžných poddajností spojů na rovinných modelech byly poddajnosti zavedeny do prostorového modelu, kde byly dále optimalizovány, protože prostorový model na rozdíl od těch rovinných zohledňuje i postupnou redistribuci zatížení jednotlivých prvků krovu s ohledem na zavádění poddajností. Na závěr byly vyhodnoceny a porovnány jednotlivé modely, přičemž při porovnávání extrémních hodnot ohybových momentů prvků krovu vyšel rovinný model jako nejkonzervativnější, což bylo způsobeno přebíráním zatížení z původního modelu nezohledňujícího zavedení poddajností spojů. Optimalizovaný prostorový model má větší extrémy u všech prvků kromě vazného trámu v oblasti pod vzpěrou než původní model bez zohlednění poddajností spojů, což bylo cílem optimalizace. Při posouzení prvků na mezní stav únosnosti ale optimalizovaný model vykázal u hlavních nosných prvků menší stupeň využití než model neoptimalizovaný. To je způsobeno působením posouvací a normálové síly (vzpěru), které při optimalizaci nebyly výrazně sledovány a u tohoto krovu mají rozhodující vliv

Závěr

na celkové využití prvků. Zaváděním poddajností do krovu došlo tedy k redistribuci zatížení z plné vazby do vazeb jalových.

Zvolení rovinného modelu zohledňujícího poddajnosti spojů pro posouzení MSÚ historické dřevěné konstrukce je časově nejméně náročné, ale dochází k výraznému předimenzování konstrukce. S prostorovým modelem zohledňujícím poddajnosti spojů se můžeme přiblížit reálnějšímu chování této konstrukce než s modelem neoptimalizovaným s tím, že u některých prvků dochází k jejich konzervativnímu přitížení, ale u jiných k jejich odlehčení, ke kterému ale v konstrukci skutečně dochází trvalými deformacemi a následnou redistribucí zatížení do méně namáhaných částí konstrukce, v tomto případě jalových vazeb. Jako optimální přístup se tedy ukázalo vytvoření prostorových modelů se zohledněnými i nezohledněnými poddajnostmi spojů a jejich porovnání, protože u některých konstrukcí může optimalizací dojít k zásadnímu přitížení rozhodujících prvků, ale u jiných konstrukcí naopak k jejich odlehčení. U nového krovu je vhodné zohlednit extrémní hodnoty z obou modelů, zatím co u historických krovů, u kterých již došlo k trvalým deformacím a došlo tedy i k redistribuci zatížení do méně zatížených částí, je ekonomičtější se více přiklonit k výsledkům z optimalizovaného modelu.

Tato analýza, při které jsem analyzoval důsledky nesprávného zohlednění limitních pevností spojů, postupně rozebíral konstrukci krovu na jednotlivé prvky, dopočítával tuhosti podpor, zaváděl poddajnosti spojů a analyzoval změny průběhů vnitřních sil, mi pomohla lépe si představit a pochopit spolupůsobení prutových konstrukcí, redistribuci zatížení v závislosti na jejich tuhostech, ale i nezbytnost u stávajících konstrukcí pečlivého průzkumu, a u nově navrhovaných konstrukcí samotného navrhování detailů spojů prvků konstrukcí, bez kterého mohou být veškeré následující výpočty velmi zkresleny.

Pro provedení analýzy stropních trámových konstrukcí byly stropní konstrukce navrženy pro dva hlavní rozpory jako klasické dřevěné, dřevobetonové spřažené/nespřažené a ocelobetonové nespřažené. Z porovnání ploch průřezů a celkových hmotností trámů je zřejmé, že v případě historických objektů je vhodné při výměně stropních konstrukcí nahrazovat původní dřevěné polospalné trámové stropy stropy dřevobetonovými spřaženými, neboť spřažený dřevobetonový strop má vyšší únosnost a spotřeba materiálu je výrazně nižší. Vzhledem k tomu, že je celková hmotnost trámu spřaženého dřevobetonového stropu srovnatelná s trámem stropu ocelobetonového, při možnosti použití ocelových stropnic je vhodné u velkých rozponů provést podrobnější cenovou kalkulaci, zda není dřevobetonový strop kvůli pracnosti a ceně spřažení nákladnější variantou.

Pro provedení analýzy klenby byly vytvořeny modely zjednodušené rovinné, zjednodušený prostorový model bez lunet (valená klenba) a model prostorový s lunetami. Porovnáním výsledných průběhů napětí na jednotlivých modelech bylo zjištěno, že u

Závěr

složitějších kleneb se zanedbání otvorů a lunet projevuje zásadním zkreslením průběhů vnitřních sil a výsledná napětí u zjednodušených modelů mohou být i několikanásobně vyšší. Pro zvýšení únosnosti klenby byla navržena železobetonová rubová skořepina, zesílení uhlíkovými lamelami a helikální výztuží. Ze sanačních opatření byla rubová skořepina jediným možným řešením, protože v případě zesílení uhlíkovými lamelami či helikální výztuží by již docházelo k drcení zdiva klenby a dostatečné zesílení tedy u stávající klenby bez zvýšení tlakové únosnosti průřezu klenby nebylo možné. S limity tlakové únosnosti zdiva je tedy vhodné při návrhu zesílení kleneb dodatečnou výztuží počítat, protože jak se v případě analyzované klenby ukázalo, ne vždy je možné takové zesílení provést.



LEGENDA:

- · — DŘEVOBETONOVÝ NESPŘAŽENÝ STROP DO ROZPONU 2,3m
- · — DŘEVOBETONOVÝ SPŘAŽENÝ STROP DO ROZPONU 4,3m
- · — DŘEVOBETONOVÝ SPŘAŽENÝ STROP DO ROZPONU 7,8m
- · — CIHELNÁ KLENBA ZESÍLENÁ ŽELEZOBETONOVOU RUBOVOU SKOŘEPINOU

Obrázek 202: Půdorys 1.NP s vyznačenými novými stropními konstrukcemi

Diplomovou práci na téma analýzy konstrukcí historické stavby jsem si vybral právě z důvodu originality těchto staveb a pro jejich dnes již nevšední konstrukce, které jsou v mnoha ohledech komplikovanější než ty dnes běžně realizované, a to především z důvodu dřívějšího technologického i materiálního omezení stavitelů. K historickým stavbám je potřeba kvůli jejich konstrukční i materiálové rozmanitosti, ale i odlišnému chování například z důvodu trvalých

Závěr

deformací konstrukcí, přistupovat individuálně, důkladně je analyzovat, navrhnout i více možných postupů a vybrat pro daný objekt nejvhodnější řešení.

4. Seznam obrázků

Obrázek 1: Jižní pohled na objekt	11
Obrázek 2: Severní pohled na objekt	11
Obrázek 3: Východní pohled na objekt	12
Obrázek 4: Západní pohled na objekt	12
Obrázek 5: Půdorys 1.NP s červeně vyznačeným obrysem pozůstatku původní tvrze (4)	13
Obrázek 6: Půdorys 2.NP s červeně vyznačeným obrysem pozůstatku původní tvrze (4)	13
Obrázek 7: Císařské povinné otisky stabilního katastru z roku 1838 (5)	13
Obrázek 8: Archivní pohlednice z roku 1935 (6)	14
Obrázek 9: Fotografie objektu z roku 2022.....	14
Obrázek 10: Půdorys 1.NP s vyznačenými klenbami a směrem pnutí stropů (4)	15
Obrázek 11: Půdorys 2.NP s vyznačenými klenbami a směrem pnutí stropů (4)	15
Obrázek 12: Řez A-A´ (4)	16
Obrázek 13: Velkorozponový strop 1.NP se zdvojenými trámy a rovným podhledem (4)	17
Obrázek 14: Středně rozponový strop 1.NP se zdvojenými trámy a rovným podhledem (4)	17
Obrázek 15: Klenutý strop s podhledem tvořeným valenou klenbou (4)	17
Obrázek 16: Klenutý strop tvořený nosnou valenou klenbou (4)	17
Obrázek 17: Řez krovem s popisem prvků (4).....	18
Obrázek 18: Půdorys střechy - stávající stav s vyznačenými poruchami	19
Obrázek 19: Legenda k půdorysu střechy stávajícího stavu	19
Obrázek 20: Půdorys 1.NP – stávající stav s vyznačenými poruchami.....	20
Obrázek 21: Půdorys 2.NP – stávající stav s vyznačenými poruchami.....	20
Obrázek 22: Legenda k půdorysům stávajícího stavu	20
Obrázek 23: Jižní pohled - stávající stav s vyznačenými poruchami	21
Obrázek 24: Severní pohled - stávající stav s vyznačenými poruchami	21
Obrázek 25: Legenda k severnímu a jižnímu pohledu stávajícího stavu.....	21
Obrázek 26: Východní pohled - stávající stav s vyznačenými poruchami (4).....	22
Obrázek 27: Západní pohled - stávající stav s vyznačenými poruchami (4).....	22
Obrázek 28: Legenda k pohledům stávajícího stavu (4)	22
Obrázek 29: Dozděný parapet.....	23
Obrázek 30: Vizualizace návrhu nového balkónu A	23
Obrázek 31: Vizualizace návrhu nového balkónu B	23
Obrázek 32: Dozděná zřícená stěna.....	24
Obrázek 33: Dřevěné bednění napadené dřevokaznou houbou	25

Seznam obrázků

Obrázek 34: Vazný trám napadený dřevokazným hmyzem.....	25
Obrázek 35: Poškozený střešní plášť v místě střešního nároží	25
Obrázek 36: Zhlaví trámu napadené hnilobou.....	25
Obrázek 37: Vazný trám napadený hnilobou v prostřední části pod hřebenem	26
Obrázek 38: Zřícená část krovu	26
Obrázek 39: Půdorys krovu se zakresleným poškozením	26
Obrázek 40: Řez krovem	26
Obrázek 41: Situace areálu v blízkosti zámku	27
Obrázek 42: Situace přesunu hospodářských budov	27
Obrázek 43: Historická hospodářská budova.....	28
Obrázek 44: Stávající pažící stěna	28
Obrázek 45: Drátový model krovu	34
Obrázek 46: Plný model krovu s barevně vyznačenými průřezy prvků	34
Obrázek 47: Příklad protézování ohýbaného prvku (např. Vazného trámu)	35
Obrázek 48: Prutový prostorový model uvažované části krovu [m].....	36
Obrázek 49: Plný prostorový model uvažované části krovu	36
Obrázek 50: Prostorový model uvažované části krovu s barevně vyznačenými průřezy plné a jalové vazby [mm]	37
Obrázek 51: Detail spoje pozednice/vazný trám a kráče/výměna mezi vaznými trámi	37
Obrázek 52: Detail spoje pozednice/vazný trám, kráče/výměna mezi vaznými trámi a výměna mezi vaznými trámi/vazný trám.....	38
Obrázek 53: Detail spoje sloupek/vazný trám - běžné začepování.....	38
Obrázek 54: Detail spoje sloupek/vazný trám - doplněna ocelová pásovina pro přenos tahového namáhání	38
Obrázek 55: Detail spoje krokev/hambálek a hambálek/vaznice.....	39
Obrázek 56: Ostatní stálé zatížení krovu.....	39
Obrázek 57: Zatížení krovu sněhem.....	40
Obrázek 58: Zatížení krovu podélným větrem.....	40
Obrázek 59: Zatížení krovu příčným větrem ve směru 01	41
Obrázek 60: Zatížení krovu příčným větrem ve směru 02	41
Obrázek 61: Ostatní stálé zatížení části krovu	42
Obrázek 62: Zatížení části krovu sněhem	42
Obrázek 63: Reakce prostorového modelu	42
Obrázek 64: Označení jalových vazeb	43
Obrázek 65: Reakce plné vazby rovinného modelu	43

Seznam obrázků

Obrázek 66: Reakce jalové vazby rovinného modelu	43
Obrázek 67: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - průběh ohybového momentu.....	44
Obrázek 68: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - průběh posouvací síly	44
Obrázek 69: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - průběh normálové síly	44
Obrázek 70: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba – průběh globální deformace	45
Obrázek 71: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - průběh ohybového momentu.....	45
Obrázek 72: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - průběh posouvací síly	45
Obrázek 73: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - průběh normálové síly	46
Obrázek 74: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – Jalová vazba A – průběh globální deformace	46
Obrázek 75: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba B - průběh ohybového momentu.....	46
Obrázek 76: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba B - průběh posouvací síly	47
Obrázek 77: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba B - průběh normálové síly	47
Obrázek 78: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – Jalová vazba B – průběh globální deformace	47
Obrázek 79: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu.....	48
Obrázek 80: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh posouvací síly	48
Obrázek 81: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly	48
Obrázek 82: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh globální deformace	48
Obrázek 83: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – pozednice - průběh ohybového momentu M_y	49

Seznam obrázků

Obrázek 84: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – pozednice - průběh ohybového momentu M_z	49
Obrázek 85: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů –pozednice - průběh posouvací síly V_z	49
Obrázek 86: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů –pozednice - průběh posouvací síly V_y	49
Obrázek 87: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů –pozednice - průběh globální deformace	50
Obrázek 88: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – výměna vazných trámů - průběh ohybového momentu M_y	50
Obrázek 89: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – výměna vazných trámů - průběh ohybového momentu M_z	50
Obrázek 90: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů –výměna vazných trámů - průběh posouvací síly V_z	51
Obrázek 91: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů –výměna vazných trámů - průběh posouvací síly V_y	51
Obrázek 92: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů –výměna vazných trámů - průběh globální deformace.....	51
Obrázek 93: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - doplněná ocelová pásovina - průběh ohybového momentu	52
Obrázek 94: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - běžné začeptování sloupku - průběh ohybového momentu	52
Obrázek 95: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - doplněná ocelová pásovina - průběh normálové síly.....	52
Obrázek 96: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – plná vazba - běžné začeptování sloupku - průběh normálové síly.....	52
Obrázek 97: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - doplněná ocelová pásovina - průběh ohybového momentu	52
Obrázek 98: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - běžné začeptování sloupku - průběh ohybového momentu	52
Obrázek 99: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - doplněná ocelová pásovina - průběh normálové síly.....	53
Obrázek 100: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A - běžné začeptování sloupku - průběh normálové síly.....	53
Obrázek 101: Zatížení jalové vazby rovinného modelu	55

Seznam obrázků

Obrázek 102: Zatížení plné vazby rovinného modelu.....	55
Obrázek 103: Rovinný model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A/B- průběh ohybového momentu.....	55
Obrázek 104: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – reakce vazeb	56
Obrázek 105: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – posouvací síla vaznice	56
Obrázek 106: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – průhyb vaznice	57
Obrázek 107: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – posouvací síla výměny vazných trámů.....	57
Obrázek 108: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – vodorovný průhyb výměny vazných trámů.....	58
Obrázek 109: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – posouvací síla pozednice	58
Obrázek 110: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – vodorovný průhyb výměny vazných trámů.....	59
Obrázek 111: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba A - průběh ohybového momentu.....	59
Obrázek 112: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba A- průběh ohybového momentu.....	59
Obrázek 113: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba B - průběh ohybového momentu.....	59
Obrázek 114: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – jalová vazba B- průběh ohybového momentu.....	59
Obrázek 115: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba s tuhou podporou vaznice – reakce v podporách	60
Obrázek 116: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba jako krokevní soustava – reakce v podporách.....	60
Obrázek 117: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba A – reakce v podporách	60
Obrázek 118: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba B – reakce v podporách	60
Obrázek 119: Zatížení podélné vazby rovinného modelu.....	61
Obrázek 120: Rovinný model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu.....	62
Obrázek 121: Rovinný model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly	62

Seznam obrázků

Obrázek 122: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 01.....	62
Obrázek 123: Rovinný model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 01.....	62
Obrázek 124: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 02.....	63
Obrázek 125: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 02.....	63
Obrázek 126: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 03.....	63
Obrázek 127: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 03.....	63
Obrázek 128: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 04.....	63
Obrázek 129: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 04.....	64
Obrázek 130: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 04.....	64
Obrázek 131: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 05.....	64
Obrázek 132: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – posouvací síla vaznice	65
Obrázek 133: Prostorový model nezohledňující poddajnosti spojů – posouvací síla výměny vazných trámů a pozednice.....	65
Obrázek 134: Zatížení příčné vazby rovinného modelu.....	66
Obrázek 135: Rovinný model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu.....	66
Obrázek 136: Rovinný model nezohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly.....	66
Obrázek 137: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 01.....	67
Obrázek 138: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 01.....	67
Obrázek 139: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 02.....	67

Seznam obrázků

Obrázek 140: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 02	68
Obrázek 141: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 03.....	68
Obrázek 142: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 03	68
Obrázek 143: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 04.....	68
Obrázek 144: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 04	69
Obrázek 145: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 05.....	69
Obrázek 146: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh normálové síly 05	69
Obrázek 147: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná plná vazba - průběh ohybového momentu A	71
Obrázek 148: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba A - průběh ohybového momentu A	71
Obrázek 149: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba B - průběh ohybového momentu A	71
Obrázek 150: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu A	72
Obrázek 151: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná plná vazba - průběh ohybového momentu B	72
Obrázek 152: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba A - průběh ohybového momentu B	72
Obrázek 153: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba B - průběh ohybového momentu B	72
Obrázek 154: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu B	72
Obrázek 155: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná plná vazba - průběh ohybového momentu C	73
Obrázek 156: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba A - průběh ohybového momentu C	73

Seznam obrázků

Obrázek 157: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba B - průběh ohybového momentu C	73
Obrázek 158: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu C	73
Obrázek 159: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná plná vazba - průběh ohybového momentu D	73
Obrázek 160: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba A - průběh ohybového momentu D	74
Obrázek 161: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba B - průběh ohybového momentu D	74
Obrázek 162: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu D	74
Obrázek 163: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná plná vazba - průběh ohybového momentu E.....	74
Obrázek 164: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba A - průběh ohybového momentu E.....	75
Obrázek 165: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – příčná jalová vazba B - průběh ohybového momentu E.....	75
Obrázek 166: Prostorový model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu E.....	75
Obrázek 167: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba A - průběh ohybového momentu.....	76
Obrázek 168: Rovinný model zohledňující poddajnosti podpor – jalová vazba B - průběh ohybového momentu.....	76
Obrázek 169: Rovinný model zohledňující poddajnosti spojů – podélná vazba - průběh ohybového momentu 03.....	76
Obrázek 170: Posouzený výpočetní model E	77
Obrázek 171: Posouzený původní výpočetní model bez zohlednění poddajností	77
Obrázek 172: Dřevěný stropní trám - rozpon 4,3 m	81
Obrázek 173: Dřevobetonový trám – rozpon až 4,3 m - M_y	81
Obrázek 174: Dřevobetonový trám - rozpon 4,3 m - V_z	81
Obrázek 175: Dřevobetonový trám	82
Obrázek 176: Popis průřezu dřevobetonového stropu.....	84
Obrázek 177: Vykreslení napětí	85
Obrázek 178: Rozměry klenby	90

Seznam grafů

Obrázek 179: Model rovinný prutový oblouk	91
Obrázek 180: Model rovinný plošný oblouk	92
Obrázek 181: Model prostorová plocha - valená klenba σ_{y+}	92
Obrázek 182: Model prostorová plocha - valená klenba σ_y	92
Obrázek 183: Model prostorová plocha - valená klenba s lunetami σ_{y+}	93
Obrázek 184: Model prostorová plocha - valená klenba s lunetami σ_y	93
Obrázek 185: Vlastní tíha klenby - σ_{y+}	97
Obrázek 186: Vlastní tíha klenby - σ_y	97
Obrázek 187: Montážní zatížení - σ_{y+}	98
Obrázek 188: Montážní zatížení - σ_y	98
Obrázek 189: Nové zatížení železobetonové rubové skořepiny – m_{yd+}	99
Obrázek 190: Nové zatížení železobetonové rubové skořepiny – m_{yd-}	100
Obrázek 191: Nové zatížení železobetonové rubové skořepiny – m_{xd+}	100
Obrázek 192: Nové zatížení železobetonové rubové skořepiny – m_{xd-}	100
Obrázek 193: Nové zatížení železobetonové rubové skořepiny – n_{cd}	101
Obrázek 194: Interakční diagram průřezu skořepiny ve směru Y	106
Obrázek 195: Interakční diagram průřezu skořepiny ve směru X	107
Obrázek 196: Nové zatížení zděné klenby zesílené uhlíkovými lamelami – m_{yd+}	111
Obrázek 197: Nové zatížení zděné klenby zesílené uhlíkovými lamelami – m_{yd-}	111
Obrázek 198: Nové zatížení zděné klenby zesílené uhlíkovými lamelami – m_{xd+}	111
Obrázek 199: Nové zatížení zděné klenby zesílené uhlíkovými lamelami – m_{xd-}	112
Obrázek 200: Nové zatížení zděné klenby zesílené uhlíkovými lamelami – n_{cd}	112
Obrázek 201: Interakční diagram průřezu skořepiny ve směru Y	115
Obrázek 202: Půdorys 1.NP s vyznačenými novými stropními konstrukcemi	120

5. Seznam grafů

Graf 1: Výsledné velikosti reakcí	60
Graf 2: Průběhy vnitřních sil na vaznici a pásku v závislosti na zavedených tuhostech spojů	64
Graf 3: Průběhy vnitřních sil na vazném trámu v závislosti na zavedených tuhostech spojů	70
Graf 4: Průběhy vnitřních sil na vyzném trámu, vaznici a krokách plné i jalových vazeb v závislosti na zavedených tuhostech spojů	76
Graf 5: Stupeň využití prvků krovu u prostorového modelu bez zohlednění a se zohledněním tuhostí spojů	78
Graf 6: Plochy průřezů stropních trámů jednotlivých metod	89
Graf 7: Hmotnosti stropních trámů jednotlivých průřezů a metod	89

6. Seznam použité literatury a programů

6.1. Seznam použitých norem

ČSN EN 1990

(Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí)

ČSN EN 1991-1-1

(Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb)

ČSN EN 1992-1-1

(Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby)

ČSN EN 1993-1-1

(Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby)

ČSN EN 1995-1-1

(Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby)

ČSN EN 1996-1-1+A1

(Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce)

6.2. Seznam ostatní použité literatury

1. www.npu.cz [online]. Národní památkový ústav, © 2022. [vid. 24.06.2022]. Dostupné

z:<https://www.npu.cz/cs/uop-stredni-cechy/pamatky-v-nasem-kraji/ohrozene-pamatky>.

2. Pešta Jan. Zámek Pravonín. In: www.pruzkumpamatek.cz [online]. Národní památkový ústav, 2000. [29.04.2021]. Dostupné z:

<https://web.archive.org/web/20150924082801/http://www.pruzkumypamatek.cz/pdf/2000-01-07.pdf>.

3. Lapáčková Jana. Historie. In: pravonin.cz [online]. Obec

Pravonín. 2009. [vid. 24.06.2022]. Dostupné

z:https://www.pravonin.cz/vismo/dokumenty2.asp?id_org=13303&id=20439&n=historie.

4. Čeněk. Stavebně-technický průzkum zámku Pravonín a návrh sanačních opatření. Praha, 2021. Bakalářská práce. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí pozemních staveb.

5. www.ags.czuk.cz [online]. Český úřad zeměměřický a katastrální, © 2004-2021. [vid. 02.05.2021]. Dostupné z:
https://ags.czuk.cz/archiv/openmap.html?typ=cioc&idrastru=B2_a_6C_6093-1_3.
6. Pravonín-zámek. In: lovecpokladu.cz [online]. Detektory Mlejnský s.r.o, 2021. [24.06.2022]. Dostupnost z: <https://www.lovecpokladu.cz/mista/m/pravonin-zamek-1063>.
7. www.dlubal.com [online]. Dlubal Software s.r.o., © 2021. [vid. 27.03.2021]. Dostupné z: <https://www.dlubal.com/cs/produkty/rfem/zakladni-informace>.
8. Kouželouh Bohumil. Dřevěné konstrukce podle eurokódu 5 - Navrhování detailů a nosných systémů. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2004, 80-86 769-13-5.
9. *Sanace a vysoušení staveb*. In: sanace-staveb.cz [online]. *Sanace a vysoušení zdiva s.r.o.*, 2022. [11.09.2022]. Dostupné z: <https://sanace-staveb.cz/sanacni-technologie/staticke-zajistovani-zdiva>.
10. *Kuklíková Anna. Dřevobetonové stropy pro lehké skelety dřevostaveb*. In: stavba.tzb-info.cz [online]. *Topinfo s.r.o.*, 2012. [15.09.2022]. Dostupné z: <https://stavba.tzb-info.cz/drevostavby/8717-drevobetonove-stropy-pro-lehke-skelety-drevostaveb>.
11. Kott Jiří, Beran Pavel, Fajman Petr. Zesílení kleneb rubovou skořepinou [online]. 2004. [15.04.2022]. Dostupné z: <http://power2.fsv.cvut.cz/~fajman/zesileni2.pdf>.
12. Statické zajištění. In: statickezajisteni.cz [online]. Saron statika s.r.o., 2021. [15.04.2022]. Dostupné z: <https://www.statickezajisteni.cz/staticke-zajisteni.html#prettyPhoto>.
13. CarboLamela, Technický list. Sanax chemical construction s.r.o..2022. Dostupné z: https://www.sanax.cz/static/files/product/TL/TL_CarboLamela_5.pdf?_gl=1*so3u8t*_ga*Nzc2ODE1NTlwLjE2NTE2Njg0NjU.*_up*MQ..
14. CarboResin, Technický list. Sanax chemical construction s.r.o..2022. Dostupné z: https://www.sanax.cz/static/files/product/TL/TL_CarboResin.pdf?_gl=1*qdv35n*_ga*MjExMjU1Nzg2Mi4xNjUxNDlyODcw.*_up*MQ..
15. CarboWrap, Technický list. Sanax chemical construction s.r.o..2022. Dostupné z: https://www.sanax.cz/static/files/product/TL/TL_CarboWrap_2.pdf?_gl=1*1j1ggb7*_ga*NDUyMDE4ODY3LjE2NTE2NjgzMTY.*_up*MQ..
16. *Gerner Manfred. Tesařské spoje*. Grada Praha, 2003, ISBN 80-247-0076-X.
17. *Informační centrum ČKAIT. Dřevěné konstrukce podle Eurokodu 5 STEP 2*. Nová tiskárna Pelhřimov, 2004, ISBN 80-86 769-13-5.
18. *SFS*. In: sfs.com [online]. *SFS Group CZ s.r.o.*, 2022. [22.10.2022]. Dostupné z: <https://cz.sfs.com/drevene-konstrukce>.
19. *Mařík Miroslav. Spoje dřevěných konstrukcí*. Praha, 2018. *Bakalářská práce. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí*.

Seznam příloh

20. *Straka Bohumil, Šmak Milan. Kolíkové spoje v dřevěných konstrukcích, výsledky experimentů a využití v praxi. In: casopisstavbnictvi.cz [online]. INFORMAČNÍ CENTRUM ČKAIT s.r.o., 2022. [05.10.2022].*

21. *Straka Bohumil, Šmak Milan, Vaněrek Jan. Působení dřevěných konstrukcí v nepříznivých podmínkách. In: stavba.tzb-info.cz [online]. VUT FAST Brno. 2019. [vid. 03.08.2022]. Dostupné z: <https://stavba.tzb-info.cz/drevene-konstrukce/19450-pusobeni-drevenych-konstrukci-v-nepriznivych-podminkach>.*

22. *Straka Bohumil, Šmak Milan, Vaněrek Jan. Dřevo v historických konstrukcích. In: stavba.tzb-info.cz [online]. VUT FAST Brno. 2019. [vid. 03.08.2022]. Dostupné z: <https://stavba.tzb-info.cz/historicke-stavby/17637-drevo-v-historickych-konstrukcich>.*

6.3. Seznam použitých programů

Dlubal RFEM 5.22

SCIA Engineer 20.0

FIN EC 2021

AutoCAD 2020

Revit 2020

PTC Mathcad Prime 5.0.0.0.

Microsoft Word 2010

Microsoft Excel 2010

7. Seznam příloh

P01 – Zatížení krovu

P02 – Posouzení prvků krovu na MSÚ

P03 – Spřažený dřevobetonový strop

P04 – Nespřažený dřevobetonový strop

P05 – Nespřažený ocelobetonový strop