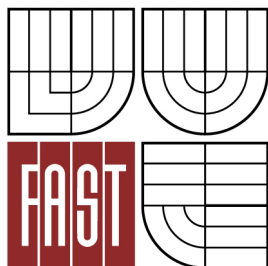


VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY



FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

ANALÝZA A NÁVRH SANACE KROVU KOSTELA ANALYSIS AND REHABILITATION OF CHURCH TIMBER ROOF

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

MARTIN MÚČKA

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. ROSTISLAV ZÍDEK, Ph.D.

BRNO 2015



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav stavební mechaniky

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Martin Múčka
Název	Analýza a návrh sanace krovu kostela
Vedoucí bakalářské práce	Ing. Rostislav Zídek, Ph.D.
Datum zadání bakalářské práce	30. 11. 2014
Datum odevzdání bakalářské práce	29. 5. 2015

V Brně dne 30. 11. 2014

.....
prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

- [1] EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] EN 1991-1-1-1 Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.
- [3] EN 1991-1-1-3 Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem.
- [4] EN 1991-1-1-4 Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem.
- [5] EN 1995-1-1: Navrhování dřevěných konstrukcí, Část 1-1: Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [6] ČSN 73 1702: Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [7] BOHUMIL KOŽELOUH (překlad a redakce) Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí, Komentář k ČSN 73 1702, ČKAIT, Praha, 2008.

Zásady pro vypracování

Konstrukce historického krovu kostela Nanebevzetí Panny Marie ve Strážnici vykazuje v současné době poruchy. Cílem práce je statická analýza a návrh sanace nosné konstrukce střechy. Bude se vycházet z doporučení uvedených v literatuře a použije se vhodný MKP program a jiné softwarové vybavení dostupné na FAST VUT v Brně.

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

.....

Ing. Rostislav Zídek, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

ABSTRAKT

Tato bakalářská práce se zabývá vytvořením statického modelu historického krovu daného kostela. Cíle práce byly provedení statické analýzy krovu, který prodělal řadu stavebních zásahů ovlivňujících tuhost, návrh sanace a stručné posouzení vybrané části konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

dřevo; krov; historický krov; sanace; rekonstrukce; statický model; statický výpočet; deformace; stavební zásah; kostel;

ABSTRACT

This bachelor thesis deals with creation of a structural model of historical roof structure of given church. The objective of the thesis were structural analysis of the roof structure which go through many of adjustments impacting the rigidity, design of rehabilitation and brief assessment of chosen part of the structure.

KEYWORDS

timber; roof structure; historical roof structure; rehabilitation; renovation; structural model; static analysis; deformation; adjustment; church;

MÚČKA, Martin *Analýza a návrh sanace krovu kostela*: bakalářská práce. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, 2015. 75 s. Vedoucí práce byl Ing. Rostislav Zídek, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

Brno
(podpis autora)

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY VŠKP

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané bakalářské práce je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 29. 5. 2015

titul jméno a příjmení studenta

Poděkování:

Na tomto místě bych rád poděkoval vedoucímu mé bakalářské práce panu Ing. Rostislavu Zídkovi, Ph.D. za jeho odborné vedení, cenné rady a zkušenosti. Především však za jeho trpělivost a ochotu. Také bych chtěl poděkovat Jaromíru Kyšovi za ochotné poskytnutí mnoha kvalitních fotografií a v neposlední řadě mému otci Janu Múčkovi za asistenci při několika zaměřováních a za pomoc při průzkumu historie. Dále poděkování patří celé mé rodině za podporu v mém studiu.

Na závěr děkuji tvůrcům svobodného softwaru $\text{\LaTeX} 2_{\epsilon}$, ve kterém byla tato práce vysázena.

OBSAH

Úvod	19
1 Průzkum historického krovu	21
1.1 Popis konstrukce	21
1.2 Dodatečné úpravy konstrukce	23
1.3 Zjištěné problémy	23
2 Výpočtový model	27
2.1 Základní rozměry konstrukce	27
2.2 Okrajové podmínky	28
2.3 Odsazení prutů	29
2.4 Modelování spojů	29
2.5 Zatížení	31
2.6 Kombinace	31
2.7 Materiálový model	32
2.8 Zavedení dodatečných úprav	33
3 Analýza výsledků	35
3.1 Vyhodnocení napětí	36
3.2 Grafický výstup	37
3.3 Posouzení vybraného prvku	54
4 Návrh sanace	57
4.1 Výpočet	57
4.2 Posouzení prvku po sanaci	57
Závěr	61
Literatura	63
Seznam příloh	65
A Výpočtový model	67
A.1 Výpočet zatížení	67
A.2 Model dodatečných úprav	71
B Analýza výsledků	73
B.1 Napětí na sanované konstrukci	73

SEZNAM OBRÁZKŮ

1.1	Kostel ve Strážnici	21
1.2	Neúplná vazba krovu	21
1.3	Současný stav	22
1.4	Schematický půdorys kostela	22
1.5	Táhlo ve druhé vazbě	23
1.6	Trhliny na vnitřní straně oblouků	24
1.7	Pokles hřebene u štítu	24
1.8	Klesající vaznice	25
1.9	Další deformace konstrukce krovu	25
1.10	Vstup do věže a chybějící vazný trám v první vazbě	26
2.1	Půdorys konstrukce	27
2.2	Podélný řez - pohled z boku	27
2.3	Rozměry plné vazby	28
2.4	Uložení pozednic	28
2.5	Odsazené střední, spodní a mezilehlé vaznice a pozednice	29
2.6	Uspořádání spojů - klouby a křížení	30
2.7	Všechny úpravy krovu po současnost	33
3.1	Posuny uzlů	35
3.2	Efekt vložení kloubu a odstranění podpor ve vodorovném směru	37
3.3	Vazba 1; současný stav; napětí $\oplus$	38
3.4	Vazba 1; původní stav; napětí $\oplus$	38
3.5	Vazba 1; současný stav; napětí $\ominus$	39
3.6	Vazba 1; původní stav; napětí $\ominus$	39
3.7	Vazba 2; současný stav; napětí $\oplus$	40
3.8	Vazba 2; původní stav; napětí $\oplus$	40
3.9	Vazba 2; současný stav; napětí $\ominus$	41
3.10	Vazba 2; původní stav; napětí $\ominus$	41
3.11	Vazba 3; současný stav; napětí $\oplus$	42
3.12	Vazba 3; původní stav; napětí $\oplus$	42
3.13	Vazba 3; současný stav; napětí $\ominus$	43
3.14	Vazba 3; původní stav; napětí $\ominus$	43
3.15	Vazba 4; současný stav; napětí $\oplus$	44
3.16	Vazba 4; původní stav; napětí $\oplus$	44
3.17	Vazba 4; současný stav; napětí $\ominus$	45
3.18	Vazba 4; původní stav; napětí $\ominus$	45
3.19	Vazba 5; současný stav; napětí $\oplus$	46
3.20	Vazba 5; původní stav; napětí $\oplus$	46

3.21	Vazba 5; současný stav; napětí $\ominus$	47
3.22	Vazba 5; původní stav; napětí $\ominus$	47
3.23	Vazba 6; současný stav; napětí $\oplus$	48
3.24	Vazba 6; původní stav; napětí $\oplus$	48
3.25	Vazba 6; současný stav; napětí $\ominus$	49
3.26	Vazba 6; původní stav; napětí $\ominus$	49
3.27	Vazba 7; současný stav; napětí $\oplus$	50
3.28	Vazba 7; původní stav; napětí $\oplus$	50
3.29	Vazba 7; současný stav; napětí $\ominus$	51
3.30	Vazba 7; původní stav; napětí $\ominus$	51
3.31	Vazba 8; současný stav; napětí $\oplus$	52
3.32	Vazba 8; původní stav; napětí $\oplus$	52
3.33	Vazba 8; současný stav; napětí $\ominus$	53
3.34	Vazba 8; původní stav; napětí $\ominus$	53
3.35	Posuzovaný sloupek	55
4.1	Umístění příložek	57
4.2	Účinky sanace	58
A.1	Rozmístění ostatního stálého zatížení	67
A.2	Rozmístění zatížení sněhem	68
A.3	Oblasti pro vítr	69
A.4	Rozmístění zatížení větrem	70
A.5	Průběh přidávání prvků do konstrukce	71
B.1	Vazba 4; stav po sanaci; napětí $\oplus$	74
B.2	Vazba 4; stav po sanaci; napětí $\ominus$	74
B.3	Vazba 6; stav po sanaci; napětí $\oplus$	75
B.4	Vazba 6; stav po sanaci; napětí $\ominus$	75

SEZNAM TABULEK

2.1	Zatěžovací stavy	31
2.2	Hodnoty zatížení	31
2.3	Hodnoty součinitelů	32
2.4	Vlastnosti dřeva C22	32
2.5	Návrhové pevnosti dřeva C22	33
3.1	Největší napětí na prvcích	36
3.2	Výpočet kombinace zatížení - před sanací	54
4.1	Výpočet kombinace zatížení - po sanaci	58
A.1	Výpočet stálého zatížení	67
A.2	Výpočet zatížení sněhem	68
A.3	Výpočet dynamického tlaku	69
A.4	Výpočet zatížení větrem	70

ÚVOD

Před několika desítkami let se na stropě kostela Nanebevzetí Panny Marie ve Strážnici začaly objevovat viditelné trhliny. Při zkoumání možných příčin se přišlo na to, že konstrukce historického krovu z poloviny 18. století vykazuje značné poruchy.

Od té doby už uplynulo mnoho let a konstrukce mezitím prošla velkým množstvím zásahů a stavebních úprav od výměny degradovaných částí po přidání dalších prvků.

V první kapitole je představen řešený historický krov s problémy, které byly objeveny. Pro ilustraci jsou použity fotografie dokládající neutěšený stav. Dle projevů celé konstrukce lze předběžně odhadnout slabá místa.

Druhá kapitola popisuje výpočtový model, jeho specifikace a důležité vlastnosti pro správné fungování. Nalezneme zde také vstupní údaje, mezi něž patří model zatížení a model materiálu.

Výsledky výpočtu ve třetí kapitole ukazují na kritické části konstrukce současného krovu. Tato místa jsou vyhodnocena pomocí číselných hodnot a grafických výstupů. Následně je určeno místo, kde bude provedena sanace.

Kapitola poslední pojednává o návrhu sanace vybraného problému konstrukce. Zároveň poskytuje konkrétní parametry a jednoduché posouzení účinků řešení problému.

1 PRŮZKUM HISTORICKÉHO KROVU

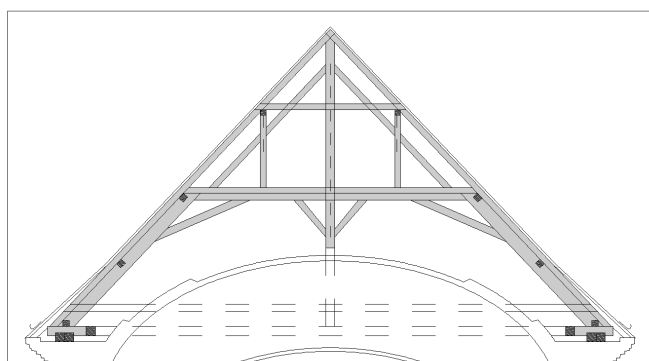
1.1 Popis konstrukce

Krov, kterým se zabývá tato práce, se nachází na kostele Nanebevzetí Panny Marie ve Strážnici. Jedná se o jednolodní chrám z období baroka. Stavba byla dokončena v roce 1746 a za autora je považován italský architekt Ignác Cyraní.



Obr. 1.1: Kostel Nanebevzetí P. Marie ve Strážnici

V rámci bakalářské práce byl proveden průzkum a zaměření krovu. Stavitelé krov zbudovali z tesaných smrkových trámů v soustavě vaznicové s ležatou stolicí, která je uložena na pětibokou spodní vaznici. Konstrukce je obvyklá dle tehdejších zvyklostí. Krokve mezilehlých vazeb jsou čepovány do krátkat uložených do výměn mezi vaznými trámy. Horní hambalek je podepřen dvěma vaznicemi na sloupcích postavených na spodním hambalku. Do něj jsou také začepovány vzpěry nesoucí středový sloup. Podélné zavětrování je řešeno ve svislé rovině ondřejskými kříži uloženými do středových sloupů.



Obr. 1.2: Neúplná vazba krovu

Krov je evidentně původní, doznal však za svoji historii několika pozdějších úprav. Střešní rovina klesá ve sklonu 49° , rozpětí krovu je 14,5 m a celková délka krovu pak 32,5 m. V konstrukci se nacházejí tři typy vazeb. Běžně známá plná a jalová vazba, dále pak ještě vazba neúplná, která vychází z vazby plné, avšak postrádá vazný trám nahrazený krátkaty (viz obr. 1.2). Toto řešení stavitelé poloviny 18. století zvolili z toho důvodu, že kopule stropní konstrukce pronikají do prostoru krovu. Zde zabírají místo, které by bývalo bylo využito pro vazné trámy (viz obr. 1.3).



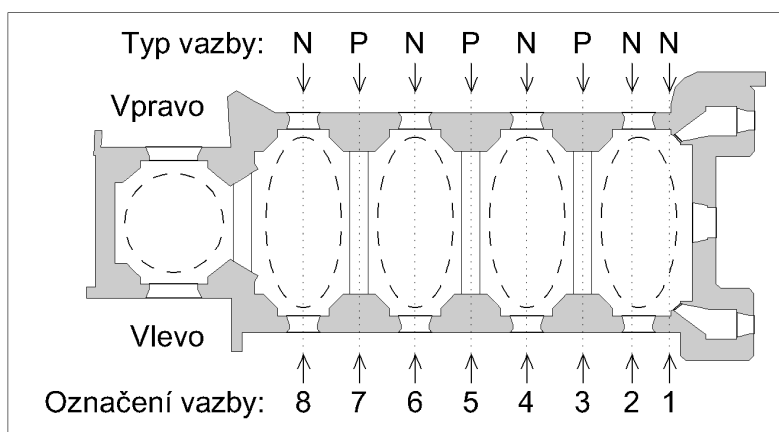
(a) Vyznačena plná a neúplná vazba



(b) Pohled na prostupující kopule

Obr. 1.3: Současný stav

Vazný trám se v celé konstrukci nachází pouze třikrát (viz obr. 1.4). Vzdálenost plných vazeb proto dosahuje cca 7,8 m, což je podstatně více, než tradiční zvyklosti pro stavbu střešních konstrukcí [8].



P = plná vazba s vazným trámem

N = neúplná vazba bez vazného trámu

Obr. 1.4: Schematický půdorys kostela

Neúplná vazba bohužel nebyla doplněna žádnými dalšími prvky pro přenos vodorovných sil, které zpravidla přenáší vazný trám. Zároveň zůstávají zachovány dimenze prvků z plných vazeb. Pokusy o záchranu situace reprezentují několikere stavební úpravy i množství přidaných prvků.

1.2 Dodatečné úpravy konstrukce

Pamětníci tvrdí, že někdy v 60. letech 20. století se začaly objevovat trhliny na obloucích mezi kopulemi. Následně bylo instalováno táhlo do místa nad vazný trám třetí vazby. Připevněno bylo ke krokším. Vzápětí do konstrukce přibýly dřevěné dvojité kleštiny. Tyto byly umístěny opět do prostoru nad vazným trámem a také do úrovně rozpěry stolice ve vazbách neúplných. Připevněny jsou ke krokším, sloupku stolice a ke středovému sloupu vždy ocelovým svorníkem $\varnothing 20$ mm. V 90. letech byla provedena výměna degradovaného dřeva a zároveň byly do krovu instalovány přídavné dřevěné prvky. Také bylo přidáno ocelové zdvojené dvakrát zalomené táhlo (na obr. 1.5) do druhé (neúplné) vazby. Připevněno je přes spodní vaznici do krokve. V místě zalomení navíc vybíhá táhlo vzhůru, kde je uchyceno ke středovému sloupu.



Obr. 1.5: Táhlo ve druhé vazbě

Poslední stavební úpravou byla instalace ocelového táhla ve třetí vazbě zvedající středový sloup. Částečně je vidět také na obr. 1.3a. Tato úprava byla provedena v roce 2014, aby se zmírnil, respektive odstranil, tlak dosedajícího středového sloupu na stropní klenbový oblouk, na kterém se šířily trhliny.

1.3 Zjištěné problémy

Na kostele jsou v současnosti pozorovatelné poruchy, které mohou být způsobeny velkými deformacemi střešní konstrukce. Viditelné trhliny na oblouku pod třetí a pátou vazbou ukazuje obr. 1.6.



(a) Oblouk pod třetí vazbou



(b) Oblouk pod pátou vazbou



(c) Celkový pohled

Obr. 1.6: Trhliny na vnitřní straně oblouků

Při pohledu na střechu z ulice vedle kostela je rozeznatelný pokles hřebene u štítu. Znázorněno na obrázku 1.7.



Obr. 1.7: Pokles hřebene u štítu

Při průzkumu uvnitř střechy byly objeveny další problémy konstrukce. Podle očekávání při pohledu na hřeben zvenku byly největší deformace viditelné u štítu kostela.

Na následujících obrázcích je vidět pokles hřebene v podobě výrazných průhybů dílčích částí konstrukce. Nejvíce je pokles zřejmý z deformací vaznic na obrázcích 1.8a a 1.8b.

Na obr. 1.9a je navíc zřejmé selhání spoje sloupku a horní vzpěry. Vaznice je opět deformovaná ve svislém směru. Zde je také vidět několik nových prvků, které přibýly do konstrukce v rámci pozdějších úprav. Pomocné kleštiny podél horní vaznice prozrazuje novodobý ocelový svorník.

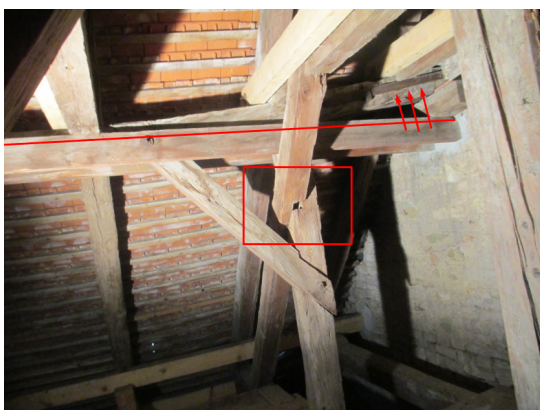


(a) Pravá horní vaznice



(b) Levá střední vaznice

Obr. 1.8: Klesající vaznice



(a) Klesající vaznice a selhání spoje



(b) Vodorovná deformace výměny

Obr. 1.9: Další deformace konstrukce krovu

Dále z pozorovatelných výrazných deformací bylo zaznamenáno prohnutí výměny krátčat ve vodorovném směru. Obr. 1.9b zachycuje odchylku od přímky cca 5 cm.

Podle uvedeného se jeví jako kritické místo celého krovu oblast v blízkosti štítu. Zde byly zjištěny největší problémy související s velkými trvalými deformacemi.

Jak již bylo zmíněno, krov sestává kromě jalových také z plných a neúplných vazeb. Plná vazba by se při zachování původního rytmu, i když nedostatečného, měla objevit také v místě první vazby u štítu. Krov by byl zakončen vazbou s vazným trámem, který je schopen dobře přenést vodorovné síly. Bohužel se stavitelé rozhodli pro jiné řešení. Ať už to byl záměr nebo ne, jisté je, že vazný trám do první vazby za daného prostorového uspořádání umístit nešlo. Důvodem budiž dvě kostelní věže zasahující do střechy, jak je vidět na obr. 1.10. Proto zůstává první vazba odsunutá více směrem ke kopuli, která se zvedá až nad teoretickou úroveň vazného trámu. Tato vazba tak zůstala neúplná a vzniklé vodorovné síly se musely přenést do jiných částí konstrukce.



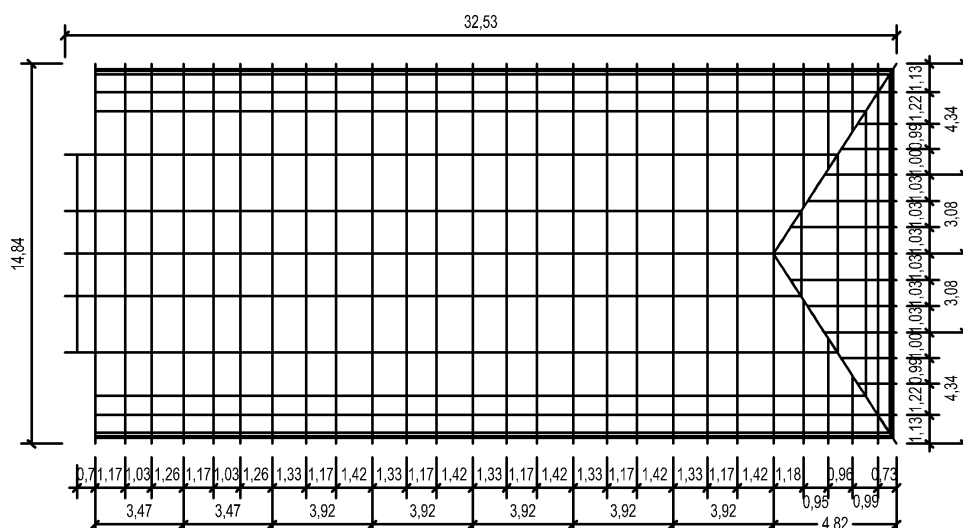
Obr. 1.10: Vstup do věže a chybějící vazný trám v první vazbě

2 VÝPOČTOVÝ MODEL

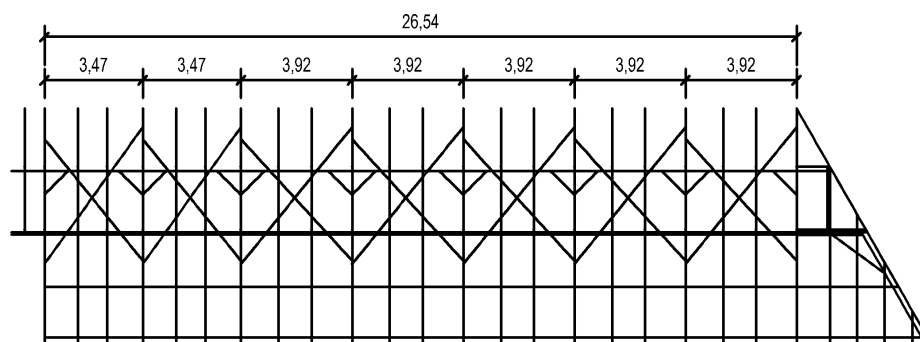
Podle naměřených údajů na reálné konstrukci byl vytvořen výpočtový model v programu Scia Engineer 14. Snahou bylo přiblížit se v maximální míře původnímu tvaru, který konstrukce měla na začátku své životnosti. Následně byly v modelu zadány také všechny úpravy konstrukce, kterými krov prošel.

Nutno říci, že součástí kompletního zastřešení je také konstrukce střechy nad presbytářem s půdorysem pravidelného čtverce. Tato část však není v této práci řešena, protože nevykazuje žádné zřejmé poruchy. Krov nad presbytářem stojí odděleně od zbývajících střešní konstrukce nad lodí kostela, proto je možné jej zanedbat.

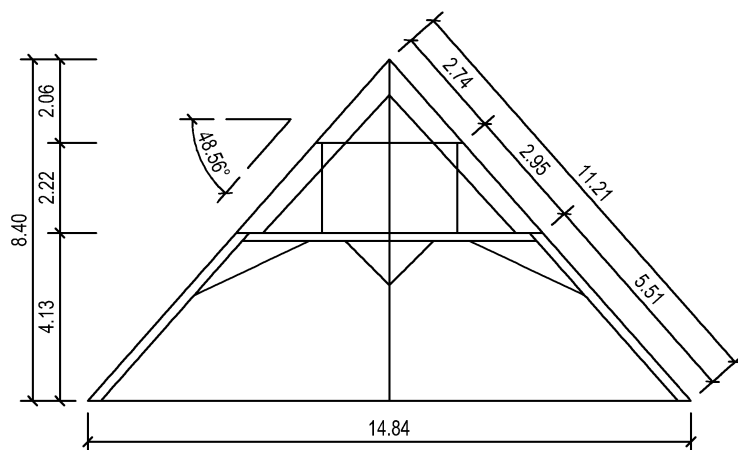
2.1 Základní rozměry konstrukce



Obr. 2.1: Půdorys konstrukce



Obr. 2.2: Podélný řez - pohled z boku

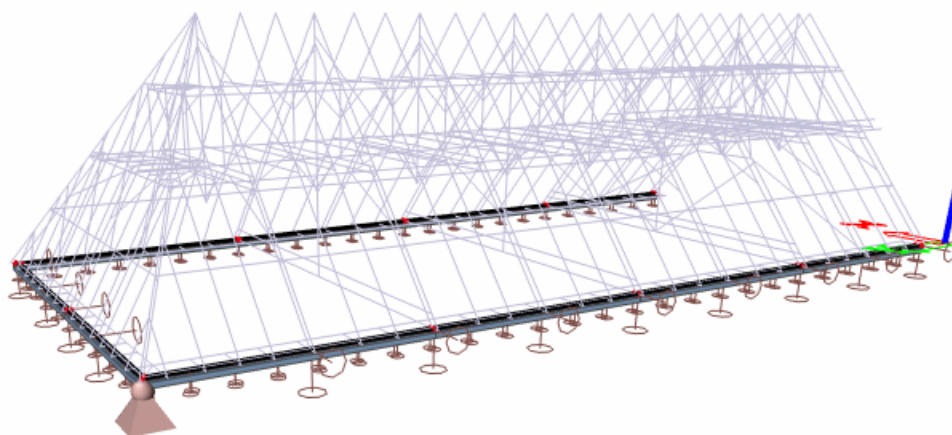


Obr. 2.3: Rozměry plné vazby

2.2 Okrajové podmínky

Krov je uložen na pozednici ležící na zdivu, kterou tvoří dva souběžné trámy vedle sebe. V modelu jsou tedy navrženy liniové podpory ve svislém směru pod všemi pozednicemi. Dále potom zvláštní bodové podpory v následujícím uspořádání. V jednom rohu konstrukce je podpora všesměrná. Další podpory zamezující příčný pohyb se nacházejí pod plnými i neúplnými vazbami tak, aby tvořily prosté uložení pro tyto vazby, a pod neúplnými vazbami valby. Dále potom ve dvou dalších (protilehlých) rozích konstrukce. Ve čtvrtém rohu už zvláštní podpora není. Uložení pozednic je zobrazeno na obr. 2.4.

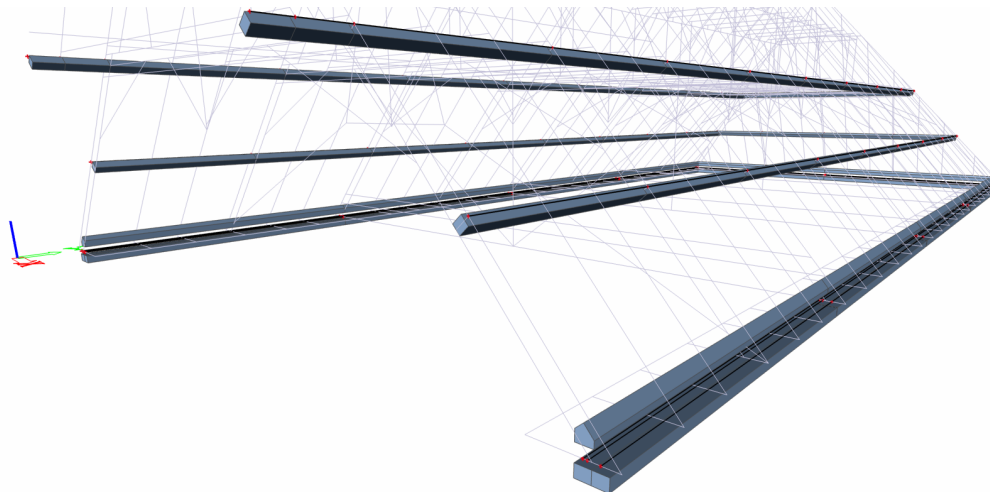
Vaznice jsou uloženy do kapes ve štítě, což v modelu představují podpory v obou příčných směrech.



Obr. 2.4: Uložení pozednic

2.3 Odsazení prutů

Aby připojení prvků lépe vystihovalo skutečnost, bylo u některých prvků konstrukce použito odsazení od systémové osy. Tato funkce byla využita pro vaznice střední, spodní a mezilehlé a též pro pozednice (viz obr. 2.5). Dále některé dodatečné úpravy krovu jsou též řešeny tímto způsobem.



Obr. 2.5: Odsazené střední, spodní a mezilehlé vaznice a pozednice

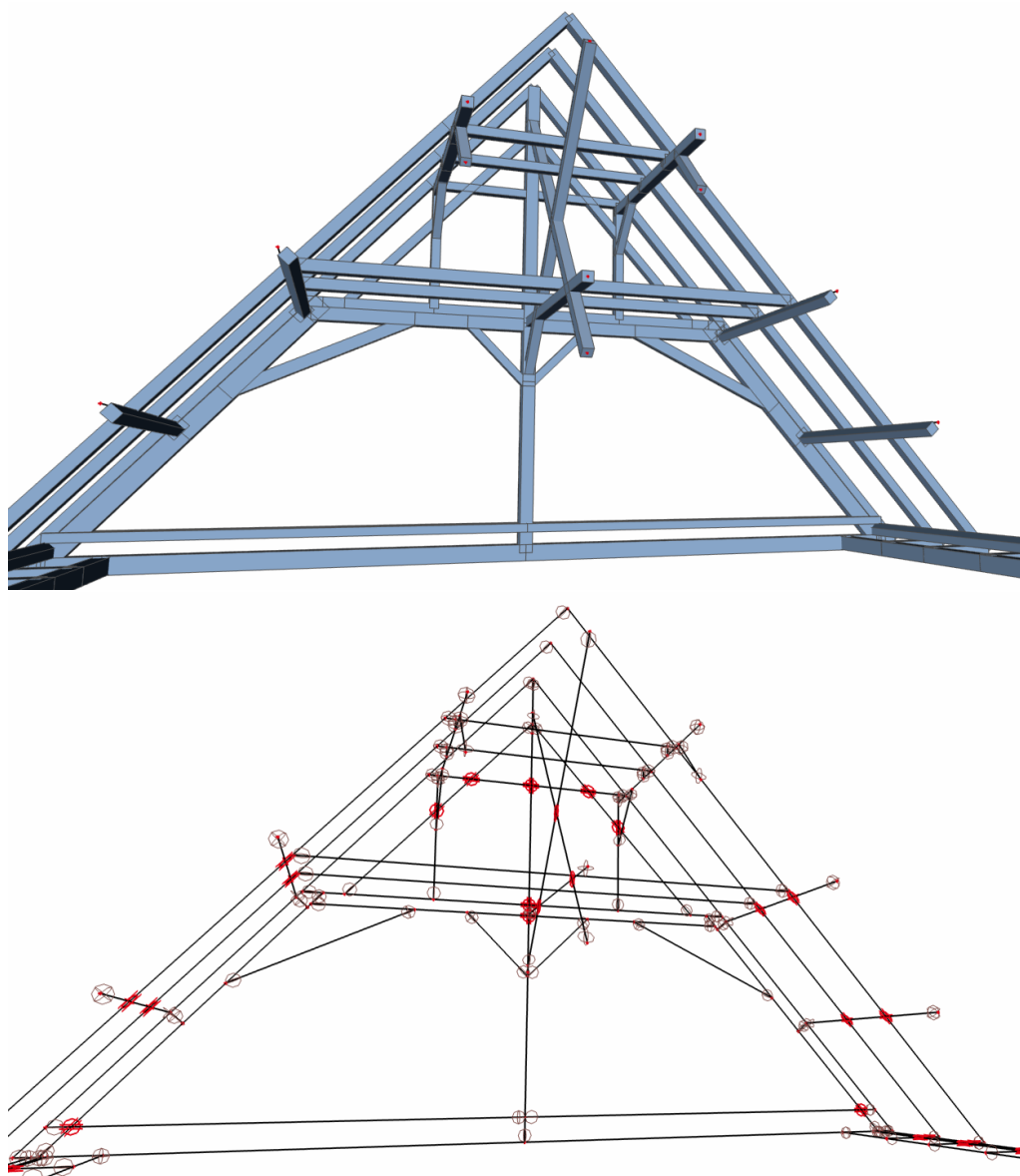
2.4 Modelování spojů

Všechny spoje byly v této práci řešeny kloubově. Velká většina prvků byla také uvolněna v kroucení na jednom konci, aby se tak zamezilo přenosu kroutících momentů na další prvky, kde by znehodnocovaly výsledky. Reálné tesařské spoje přenášejí kroucení jen v omezené míře.

Bohužel při uvolnění všech prvků v kroucení vycházela matice tuhosti singulární. Z tohoto důvodu nebylo možné toto opatření aplikovat u některých skupin prvků. Těmito prvky, které kroucení ve spojích přenášejí, jsou ondřejské kříže podélného zavětrování, horní hambalky a valbové krokve.

Další spoj, který byl použit k modelování konstrukce, je spoj typu *kloubové křížení*. Používá se k přenosu sil pro dva průběžné pruty v místě křížení jejich systémových os. *Kloubové křížení*, použité v projektu na více než 350 místech, přenášejí ve spoji posuny ve všech třech směrech a naopak pootočení nepřenášejí. Spoj vyznačený na obr. 1.9a byl z výpočtového modelu odstraněn.

Na obrázku 2.6 je zobrazena plná vazba a část konstrukce k ní přiléhající. Křížení jsou zde označena červenou barvou. Také jsou vidět klouby na koncích prutů.



Obr. 2.6: Uspořádání spojů - klouby a křížení

2.5 Zatížení

Kombinaci zatížení tvoří 8 zatěžovacích stavů dle tabulky 2.1. Hodnoty jsou k nalezení v tabulce 2.2 a jejich výpočet včetně rozmístění na modelu potom v příloze v kapitole A.1 na straně 67.

Jméno	Zatížení	Skupina zatížení
ZS1	vlastní tíha	standard
ZS2	ostatní stálé	standard
ZS3	sníh plný	výběrová - sníh
ZS4	sníh levý	výběrová - sníh
ZS5	sníh pravý	výběrová - sníh
ZS6	vítr zleva	výběrová - vítr
ZS7	vítr zprava	výběrová - vítr
ZS8	vítr do valby	výběrová - vítr

Tab. 2.1: Zatěžovací stavy

Zatížení	Hodnota	Poznámka
Vlastní tíha		generováno automaticky
Ostatní stálé	$g_1 = 0,634 \text{ kN/m}^2$	
Sníh	$s_k = 0,141 \text{ kN/m}^2$	I. oblast, včetně μ , na šikmou délku
Vítr	$q_k = 0,898 \text{ kN/m}^2$	II. oblast, bez C_{pe}

Tab. 2.2: Hodnoty zatížení

2.6 Kombinace

Kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti byla provedena dle normy [1] a je vyjádřena jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

Do kombinací vstupují součinitele, jejichž hodnoty jsou v tabulce 2.3.

Součinitel zatížení	γ_G	1,35	nepříznivé účinky
		1,00	příznivé účinky
Součinitel zatížení	γ_Q	1,50	nepříznivé účinky
		1,00	příznivé účinky
Kombinační součinitel	ψ_0	0,50	zatížení sněhem
		0,60	zatížení větrem
Redukční součinitel	ξ	0,85	

Tab. 2.3: Hodnoty součinitelů

2.7 Materiálový model

V tomto projektu byly použity dva materiály. Jsou jimi především dřevo pro krov a ocel pro některé pozdní úpravy. Třída pevnosti dřeva byla použita C 22 a stanovena byla odhadem. Pro ocelové části byla v projektu použita běžná ocel třídy S 235 s modulem pružnosti $E = 210$ GPa, a to rovněž odhadem. V následující tabulce jsou uvedeny charakteristické vlastnosti materiálu dřeva dle [6].

$f_{m,k}$	22	MPa	Ohyb
$f_{t,0,k}$	13	MPa	Tah rovnoběžně s vlákny
$f_{t,90,k}$	0,5	MPa	Tah kolmo k vláknům
$f_{c,0,k}$	20	MPa	Tlak rovnoběžně s vlákny
$f_{c,90,k}$	2,4	MPa	Tlak kolmo k vláknům
$f_{v,k}$	2,4	MPa	Smyk
$E_{0,mean}$	10	GPa	Průměrná hodnota modulu pružnosti rovnoběžně s vlákny
ρ_k	340	kg/m ³	Hustota

Tab. 2.4: Charakteristické vlastnosti konstrukčního dřeva třídy C 22

Návrhová hodnota X_d pevnostní vlastnosti se vypočte dle [5] takto:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (2.1)$$

kde X_k je charakteristická hodnota pevnostní vlastnosti;

γ_M dílčí součinitel vlastnosti materiálu;

k_{mod} modifikační součinitel zohledňující vliv trvání zatížení a vlhkosti.

Použité hodnoty součinitelů:

$k_{mod} = 0,90$ (třída vlhkosti 2, rostlé dřevo, krátkodobé trvání zatížení);

$\gamma_M = 1,30$ (rostlé dřevo).

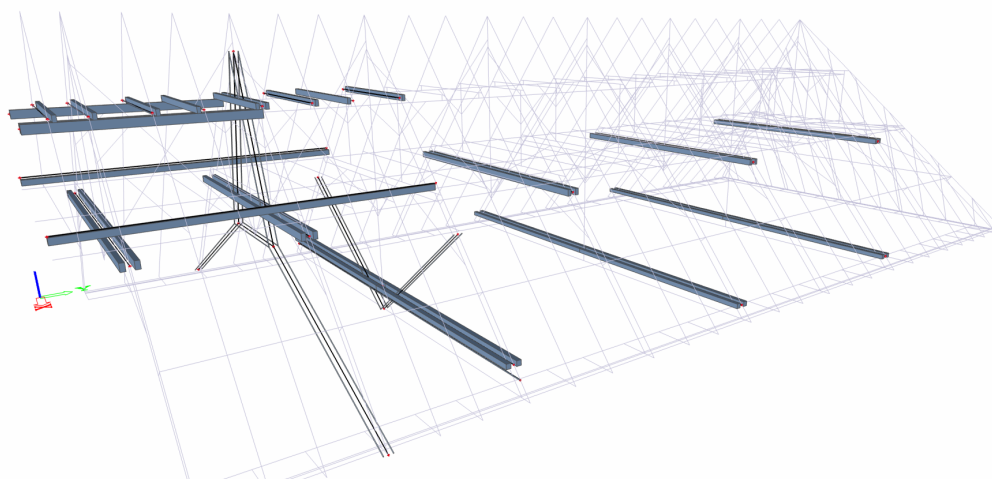
Vypočtené návrhové pevnosti dřeva jsou tabulce 2.5.

$f_{m,d}$	15,2	MPa
$f_{t,0,d}$	9,00	MPa
$f_{t,90,d}$	0,346	MPa
$f_{c,0,d}$	13,8	MPa
$f_{c,90,d}$	1,66	MPa
$f_{v,d}$	1,66	MPa

Tab. 2.5: Návrhové pevnosti dřeva C22

2.8 Zavedení dodatečných úprav

Po vytvoření modelu krovu, který byl postaven v polovině 18. století, byly doplněny všechny nepůvodní úpravy konstrukce s respektováním historie svého vzniku. Toto doplnění je zobrazeno na obr. 2.7. Jednotlivé úpravy seřazené chronologicky se nacházejí v příloze na obr. A.5 na straně 71.



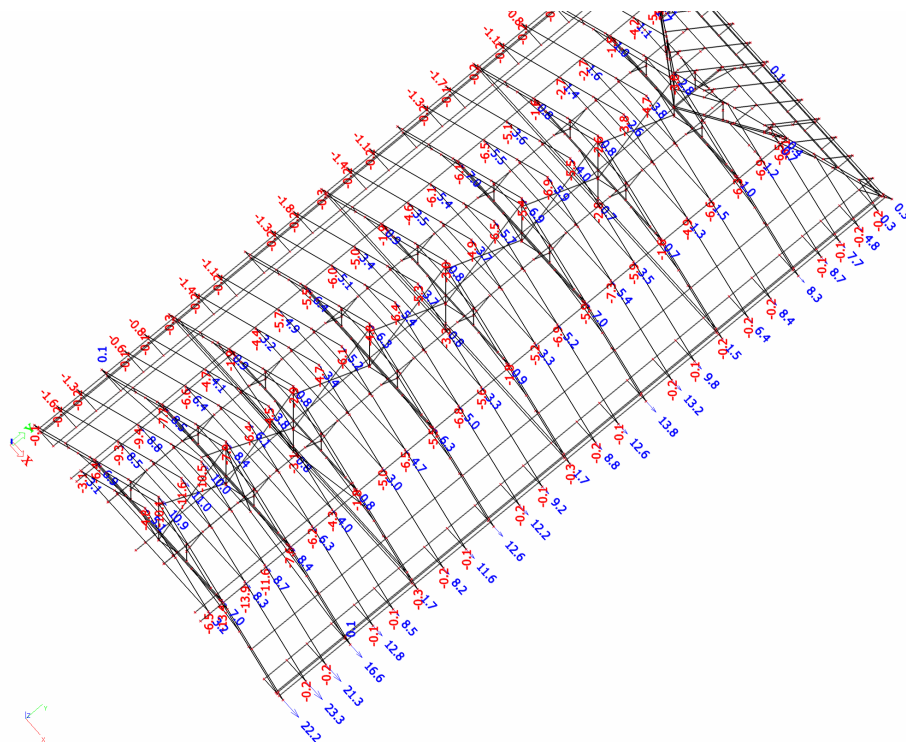
Obr. 2.7: Všechny úpravy krovu po současnost

Tímto krokem vznikl model, který má tvar původní nedeformované konstrukce, ale navíc obsahuje později přidávané prvky. Zároveň byly některé nevyhovující části odstraněny (spoj z obr. 1.9a). Nazvěme tedy výše popsany model konstrukce krovu *současným stavem* a pusťme se do vyhodnocení výsledků v následující kapitole.

3 ANALÝZA VÝSLEDKŮ

Výchozím modelem pro následné vyhodnocení je model *současného stavu*. Je určen tvarem původní konstrukce na začátku životnosti. Navíc obsahuje pozdější změny. Je to varianta teoretická a zjednodušující. Skutečný krov je značně pokrivený proběhlými plastickými (trvalými) deformacemi a zahrnuje neznámé vnitřní napětí. Toto napětí je těžko definovatelné, zvláště pokud vezmeme v potaz několik úplných výměn degradovaných dřevěných prvků. Vytvoření modelu zahrnujícího v dostatečné míře také vnitřní napětí přesahuje schopnosti autora této bakalářské práce.

Program Scia Engineer počítal konstrukci lineárně, tedy pružně. Znamená to, že také spočtené deformace jsou pružné. Na reálné konstrukci jsou pozorovatelné změny, které se však skládají z vratných pružných i nevratných plastických deformací. Na obrázku 3.1 jsou zobrazeny posunutí vybraných uzlů ve směru svislém a ve směru příčném k hlavní ose kostela. Tato posunutí jsou tvořena pouze stálým zatížením, tzn. bez zatížení sněhem a větrem. Z obrázku tedy vyplývá, že maximální svislá pružná deformace, v místě pravé vaznice, činí svými 13,9 mm jen cca 7 % celkové pozorovatelné deformace. Ta činí odhadem cca 200 mm.



Obr. 3.1: Posuny vybraných uzlů od stálého zatížení; hodnoty v mm

Kritériem hodnocení je tedy napětí na prvcích konstrukce, nikoli deformace. Program umožňuje spočtení a vykreslení napětí, které bylo dále vyhodnoceno a na vybraném místě posouzeno.

3.1 Vyhodnocení napětí

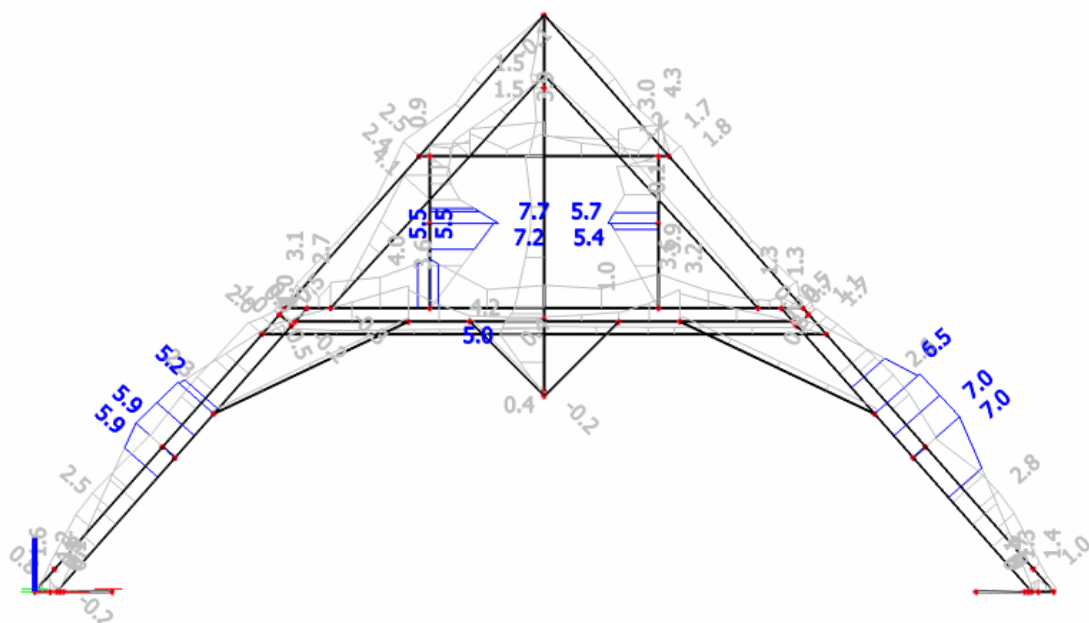
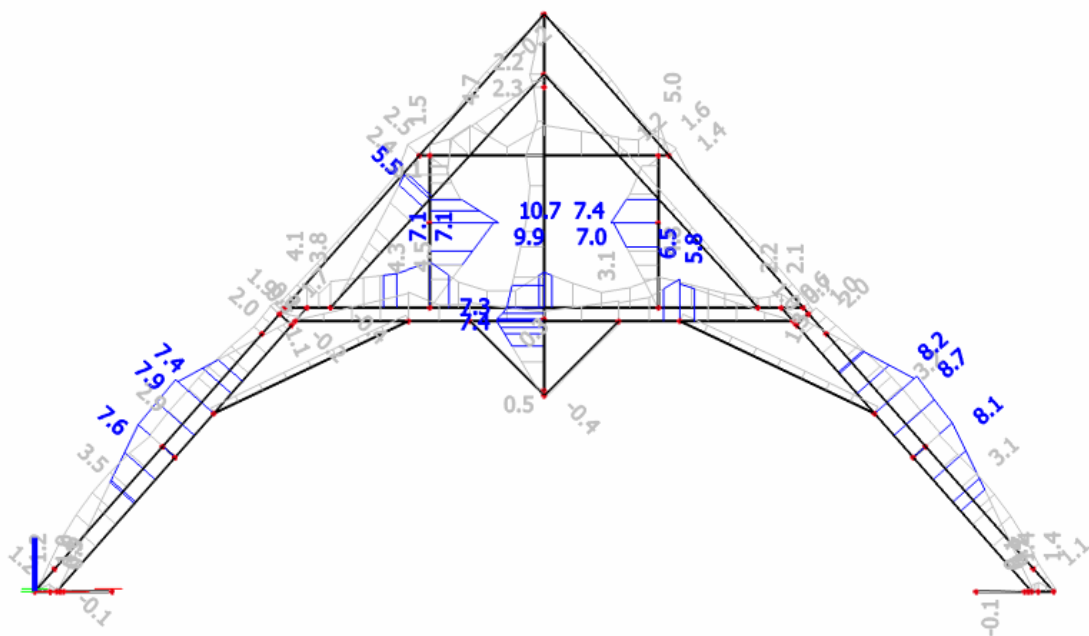
V programu Scia Engineer bylo spočítáno napětí na prvcích modelu *současného stavu*. Pro srovnání bylo spočítáno také napětí na konstrukci původní. V následující tabulce se nachází výpis tří prvků s největším napětím na dané vazbě. Je možno porovnat změny napětí, které nastaly po provedení všech dodatečných úprav historického krovu.

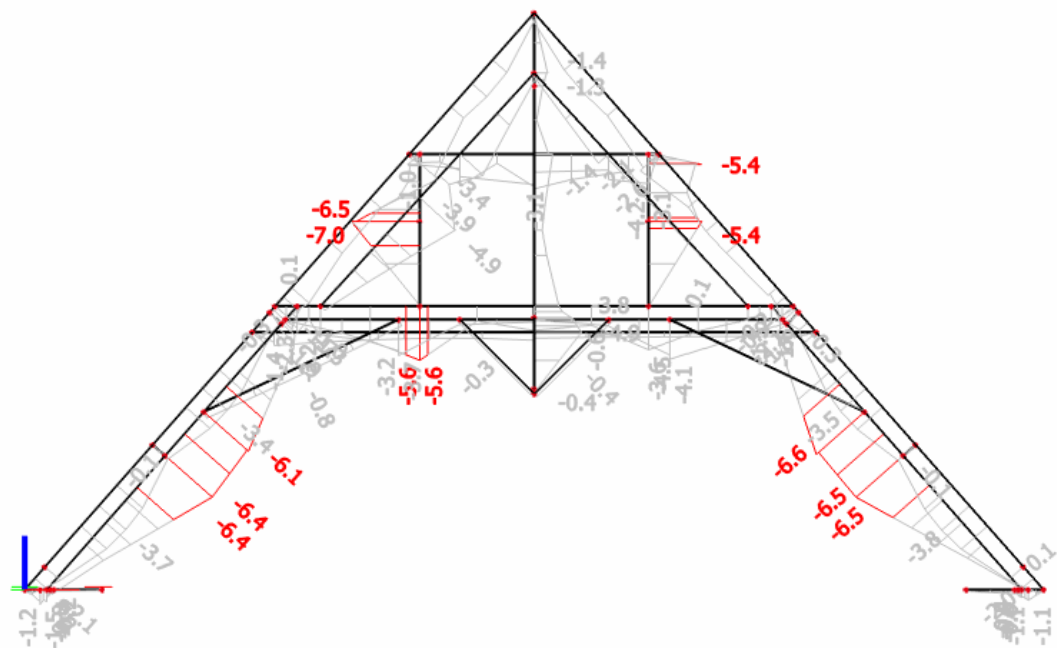
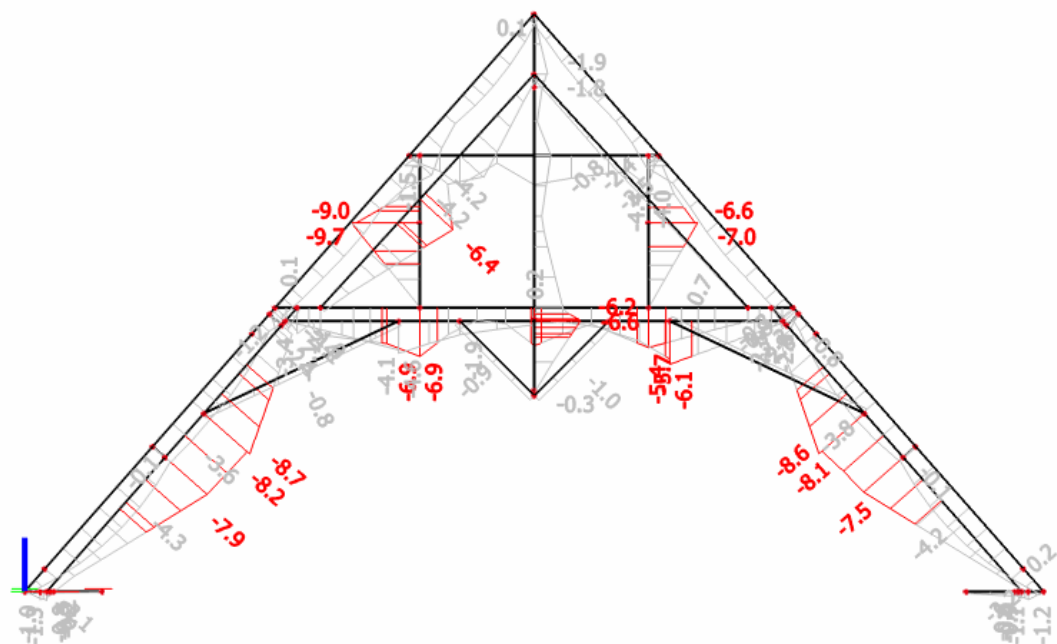
v MPa	Původní stav			Současný stav		
Vazba 1 ⊕	10,7	8,7	7,9	7,7	7,0	5,9
Vazba 1 ⊖	−9,7	−8,7	−8,6	−7,0	−6,5	−6,4
Vazba 2 ⊕	17,4	12,9	12,8	11,9	10,0	9,7
Vazba 2 ⊖	−16,0	−13,7	−13,7	−11,5	−10,8	−9,9
Vazba 3 ⊕	11,2	10,4	10,4	8,2	7,7	6,9
Vazba 3 ⊖	−10,9	−10,8	−10,6	−7,8	−7,6	−6,5
Vazba 4 ⊕	13,9	11,2	9,8	14,0	11,3	7,7
Vazba 4 ⊖	−12,2	−11,9	−10,7	−12,2	−10,6	−9,4
Vazba 5 ⊕	11,7	8,7	8,6	11,6	8,8	8,5
Vazba 5 ⊖	−12,1	−10,9	−9,6	−12	−11,2	−9,8
Vazba 6 ⊕	14,4	11,3	10,7	14,4	11,4	9,8
Vazba 6 ⊖	−12,8	−12,0	−10,9	−12,7	−11,0	−10,9
Vazba 7 ⊕	12,1	8,4	7,9	12,2	8,3	7,9
Vazba 7 ⊖	−12,4	−10,3	−9,5	−12,5	−10,6	−9,5
Vazba 8 ⊕	7,0	5,3		6,3	5,3	
Vazba 8 ⊖	−7,4			−6,7	−5,0	
Vaznice ⊕	35,8	32,4	27,4	25,5	15,0	13,3
Vaznice ⊖	−35,8	−32,0	−27,4	−25,6	−15,5	−13,3

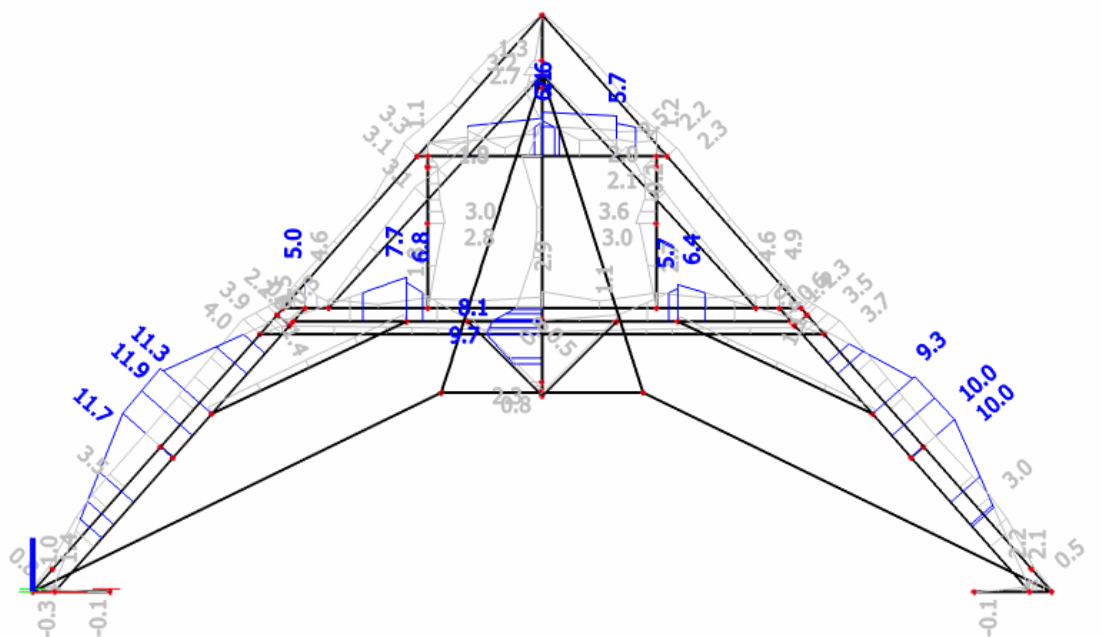
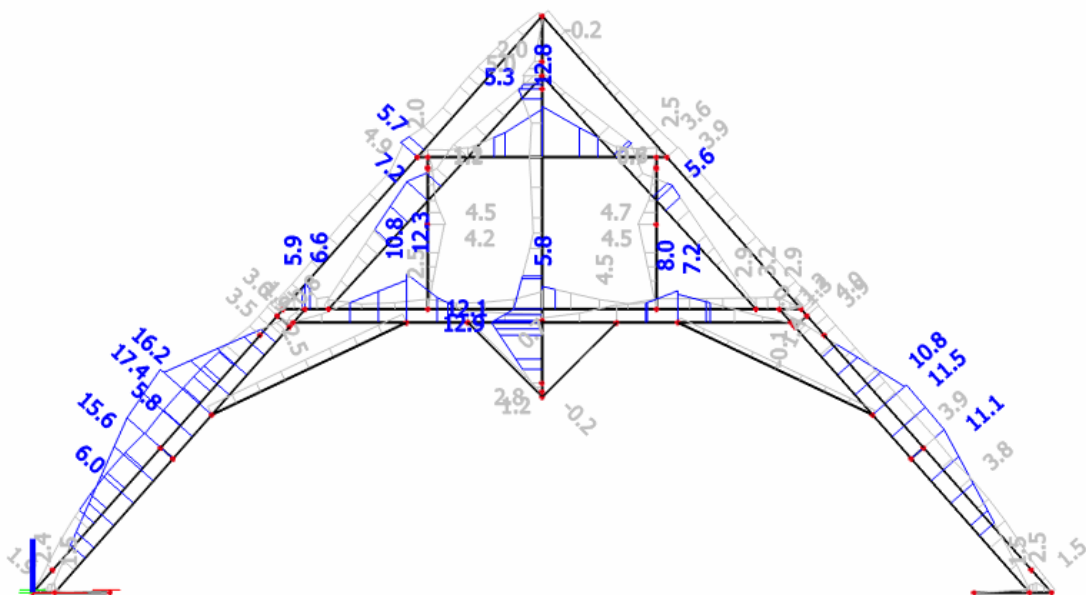
Tab. 3.1: Největší napětí na 3 nejvíce namáhaných prvcích

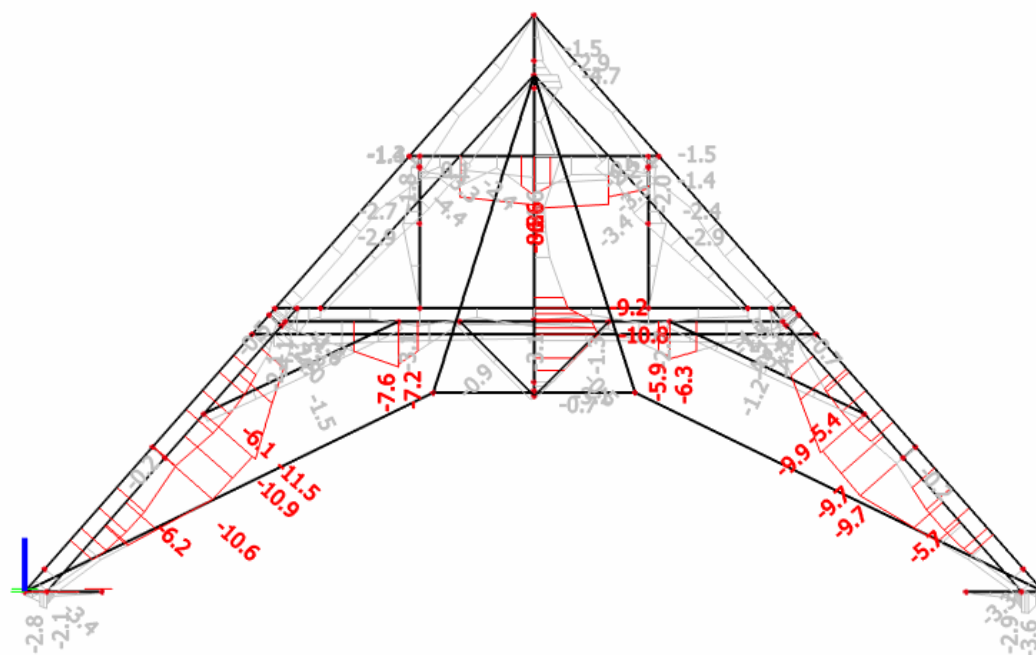
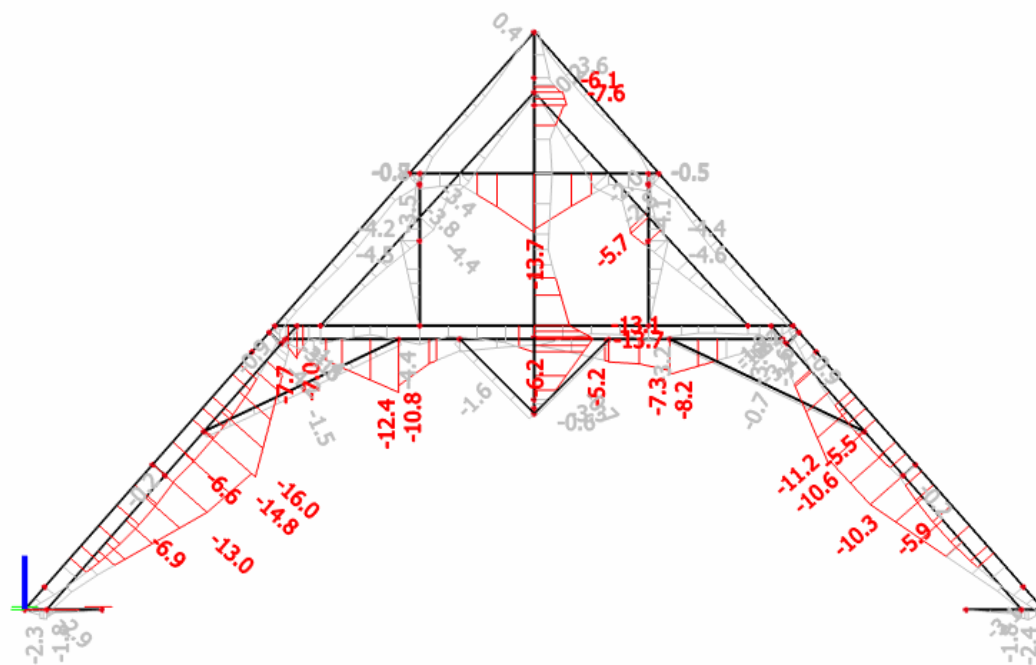
V tabulce jsou zvýrazněna problematická místa s vysokým napětím na prvcích. Viditelné je zlepšení v prvních třech vazbách, což znamená, že pozdější úpravy byly prospěšné. Nelze však toto tvrdit o konstrukci jako celku, protože se v těchto místech nacházejí vaznice, které jsou stále extrémně namáhané. Napětí sice pokleslo o cca 30 %, stále však dosahuje vysokých hodnot.

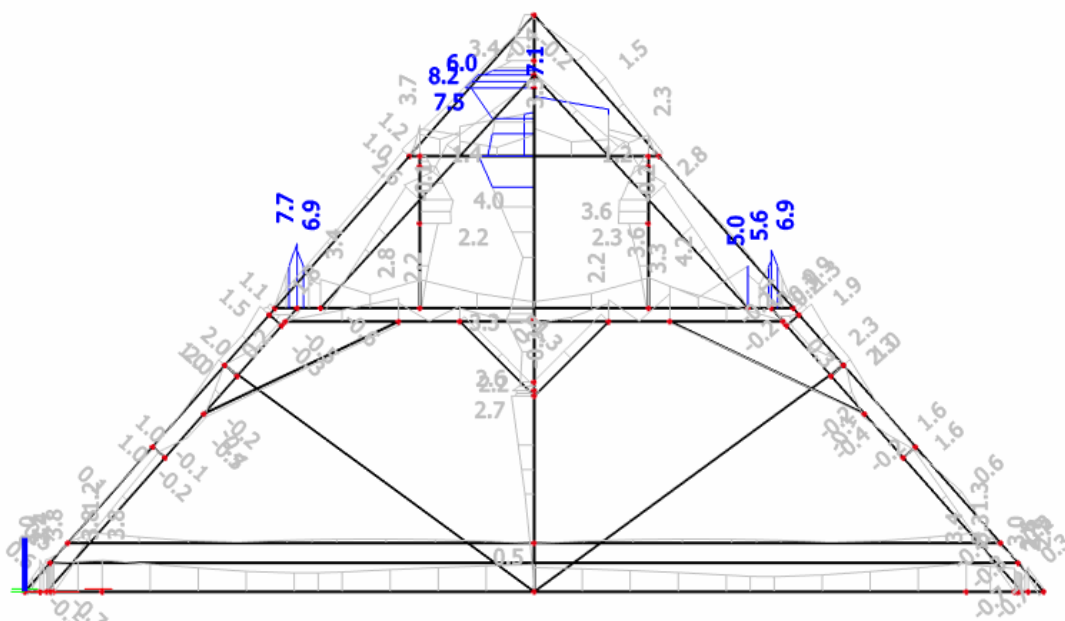
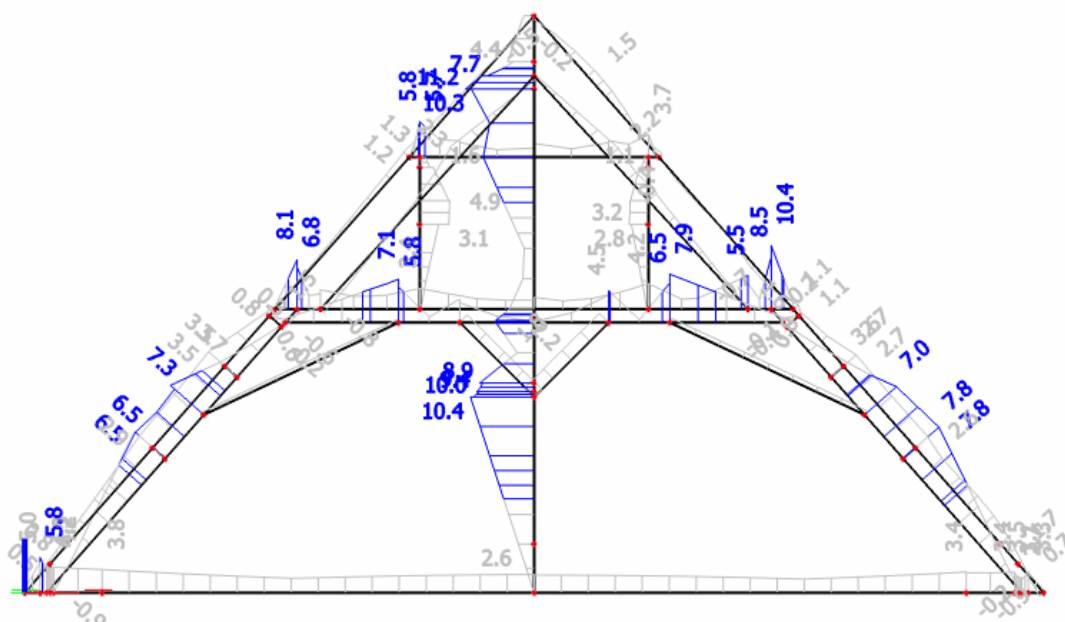
Jedná se o poměrně složitou problematiku spolupůsobení dřevěného krovu a zděného štítu. Pro návrh řešení tohoto problému neměl autor dostatek informací o charakteristikách zděné konstrukce. Po vložení kloubu do nejvíce namáhaného průřezu dojde k redistribuci vnitřního napětí do ostatních vaznic, kde následně vzroste

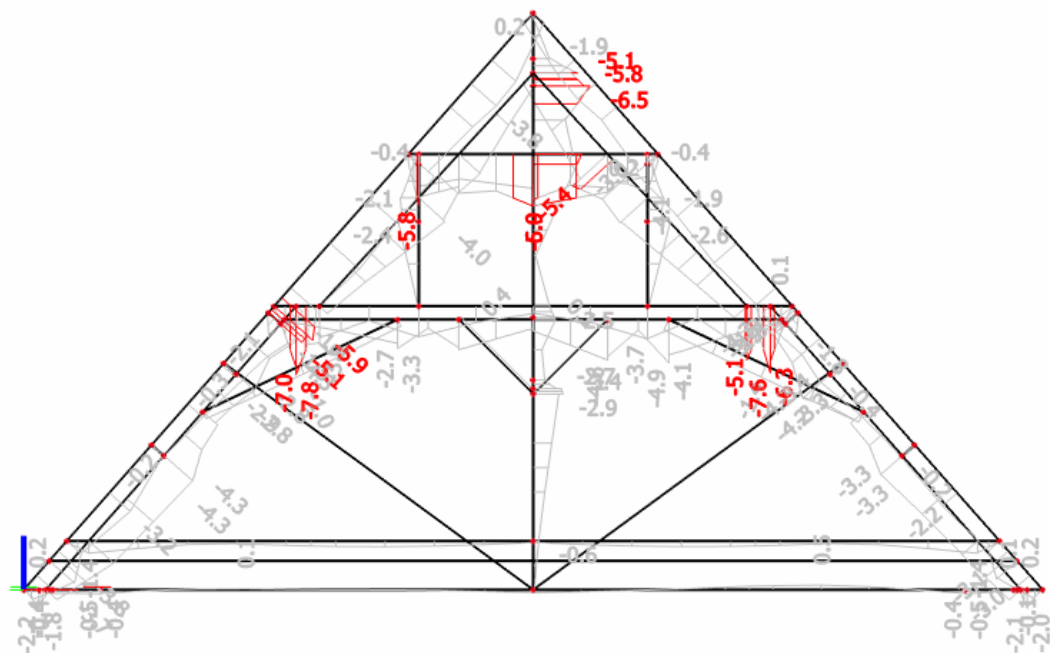
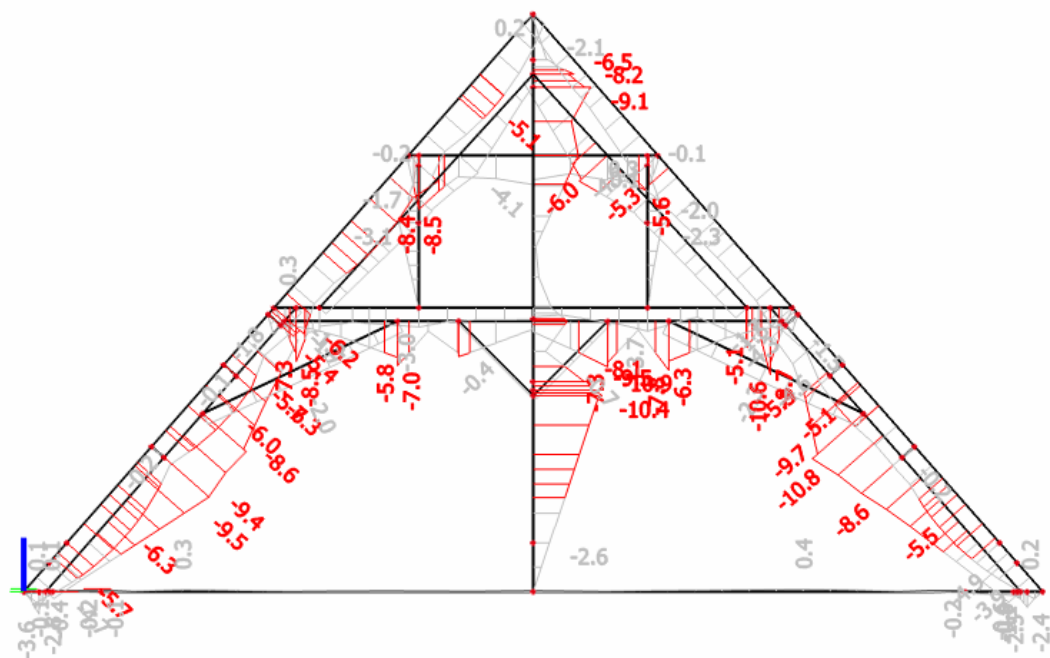
Obr. 3.3: Vazba 1; současný stav; napětí $\oplus$ Obr. 3.4: Vazba 1; původní stav; napětí $\oplus$

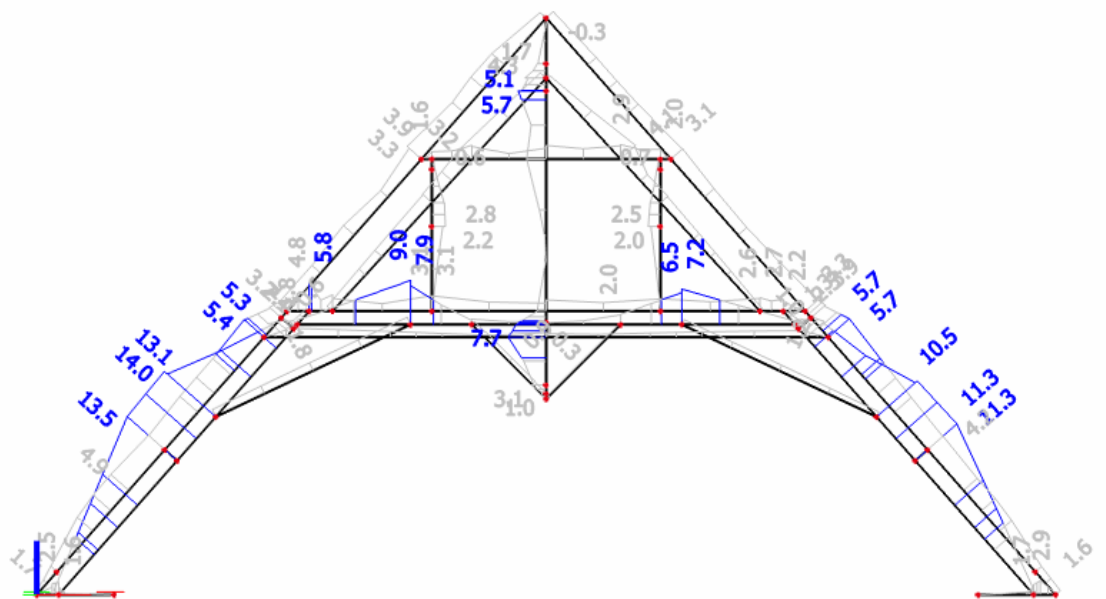
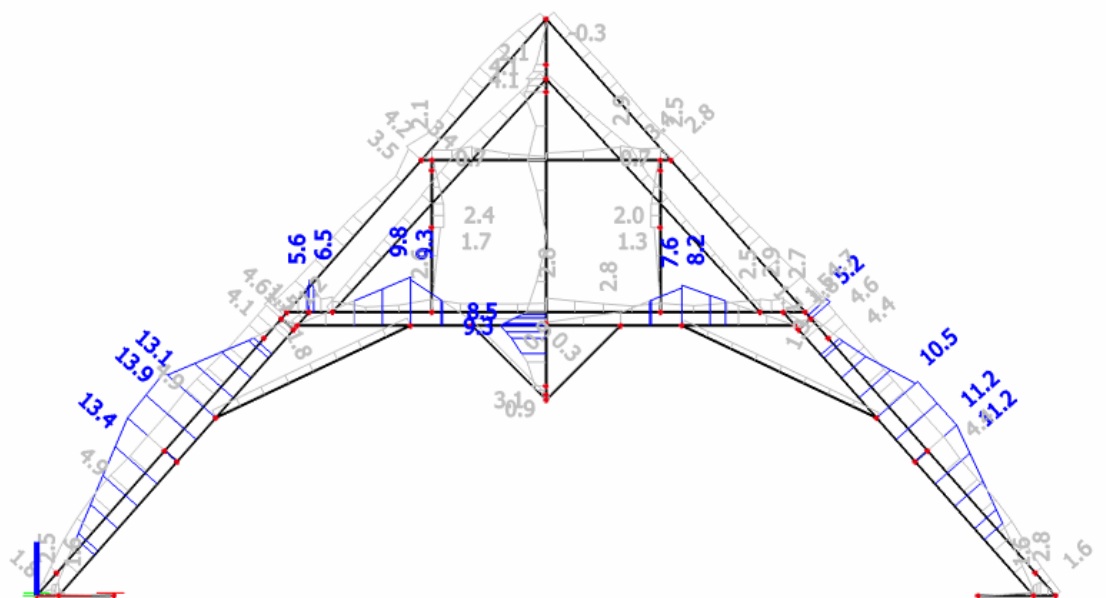
Obr. 3.5: Vazba 1; současný stav; napětí $\ominus$ Obr. 3.6: Vazba 1; původní stav; napětí $\ominus$

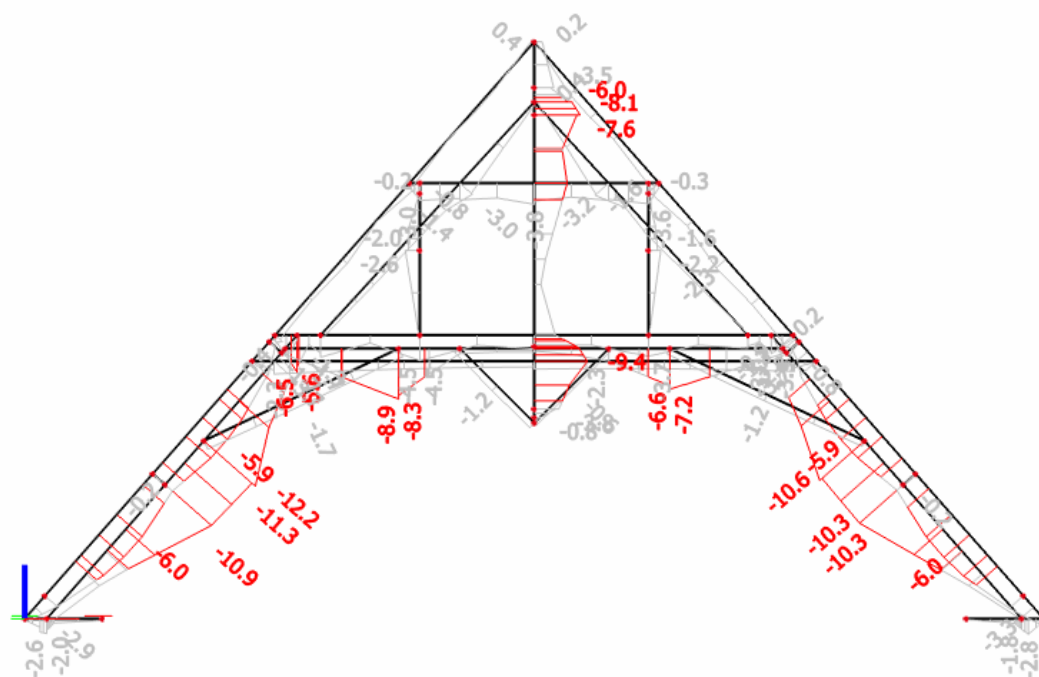
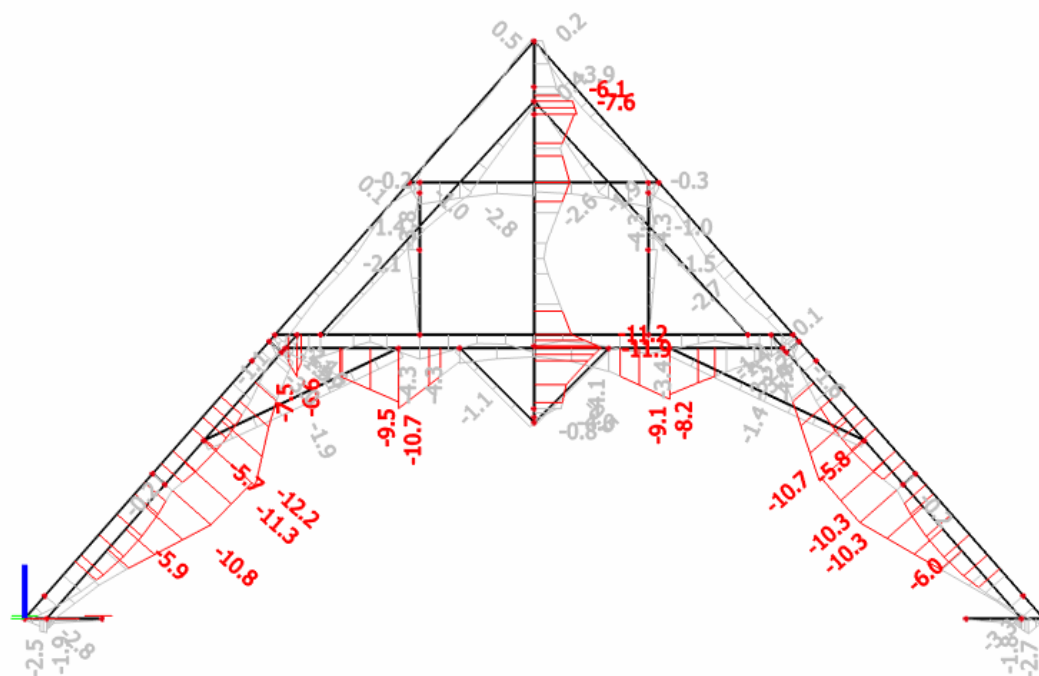
Obr. 3.7: Vazba 2; současný stav; napětí $\oplus$ Obr. 3.8: Vazba 2; původní stav; napětí $\oplus$

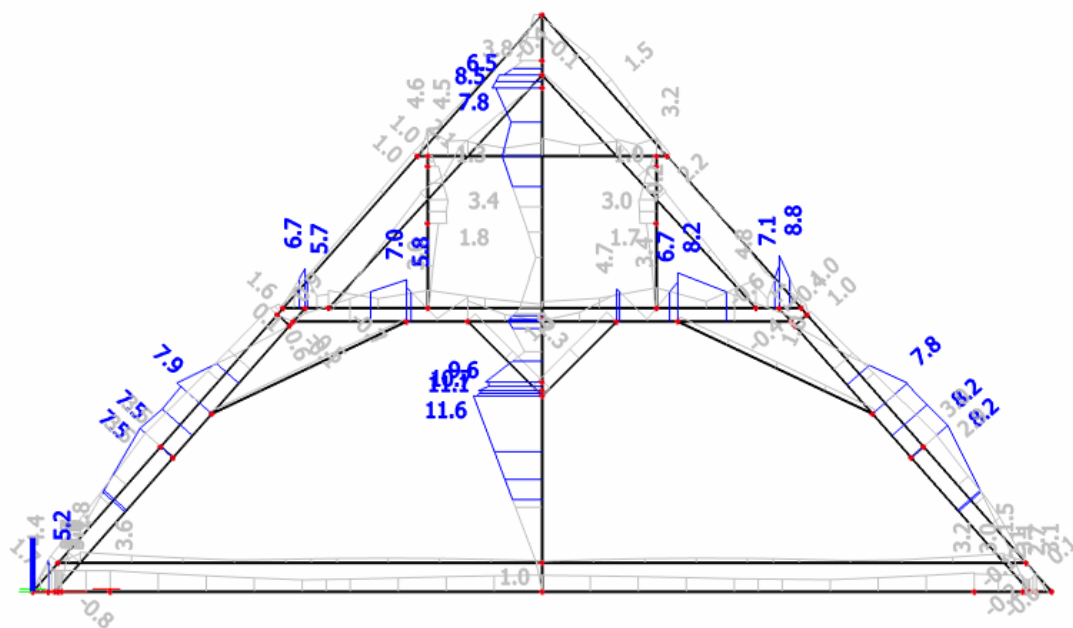
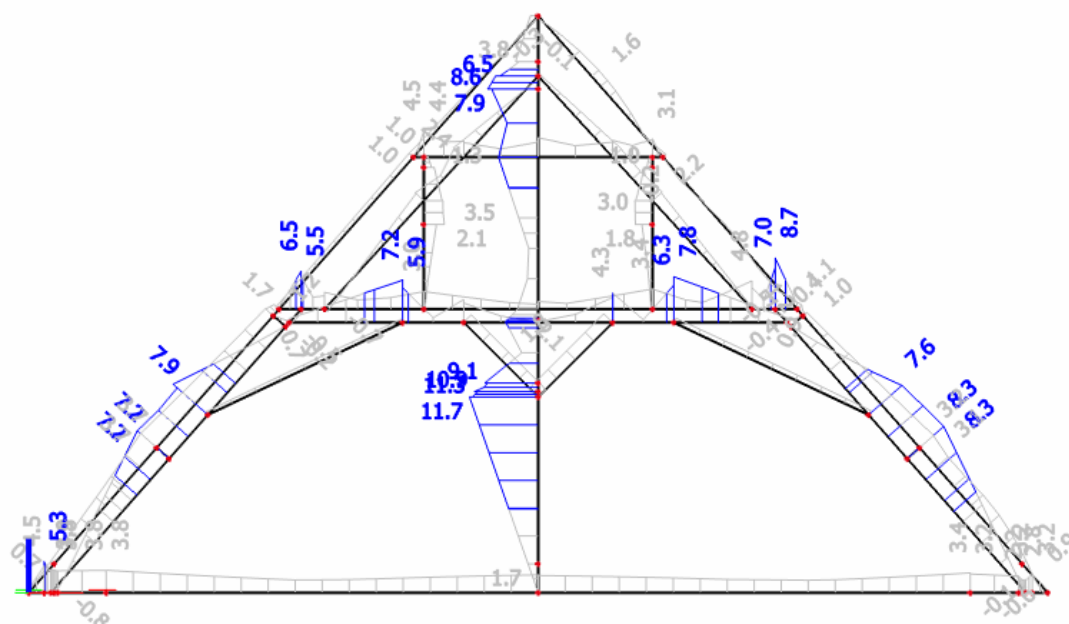
Obr. 3.9: Vazba 2; současný stav; napětí $\ominus$ Obr. 3.10: Vazba 2; původní stav; napětí $\ominus$

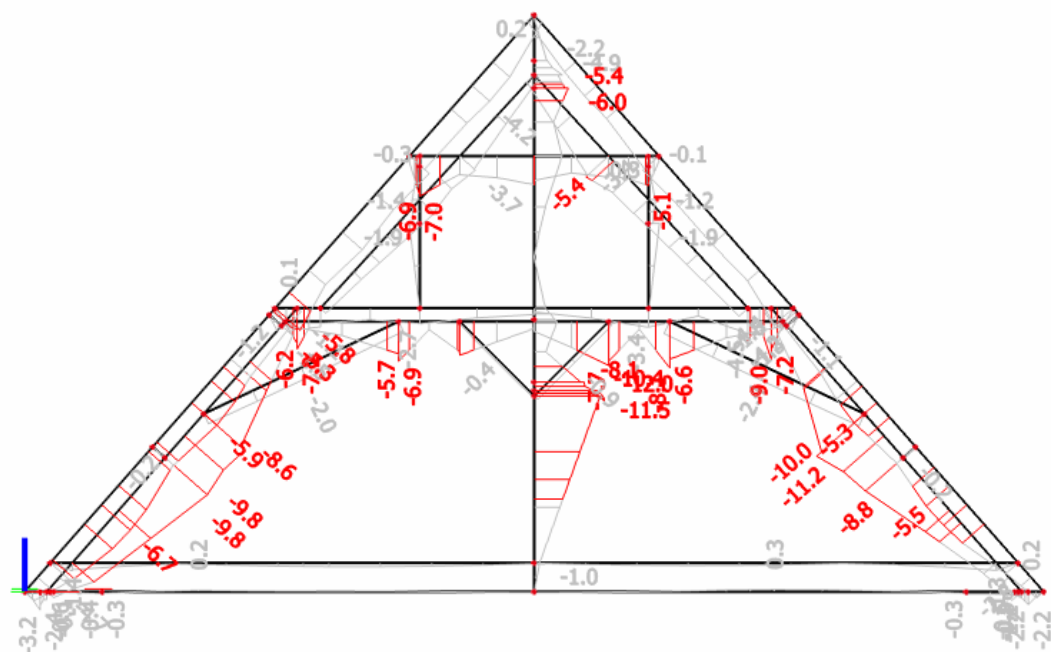
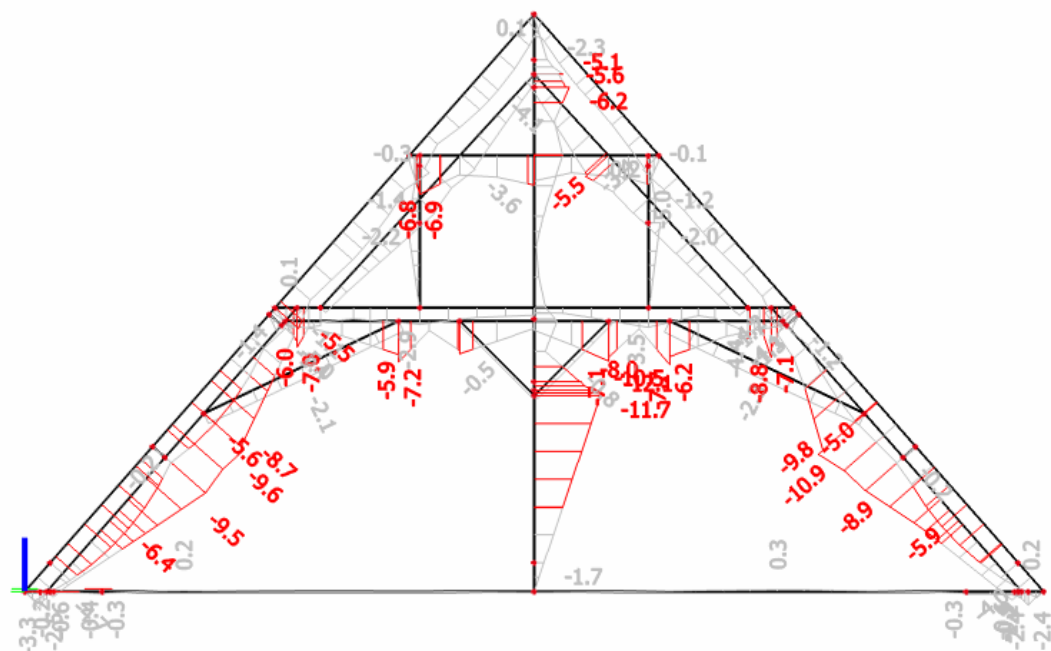
Obr. 3.11: Vazba 3; současný stav; napětí $\oplus$ Obr. 3.12: Vazba 3; původní stav; napětí $\oplus$

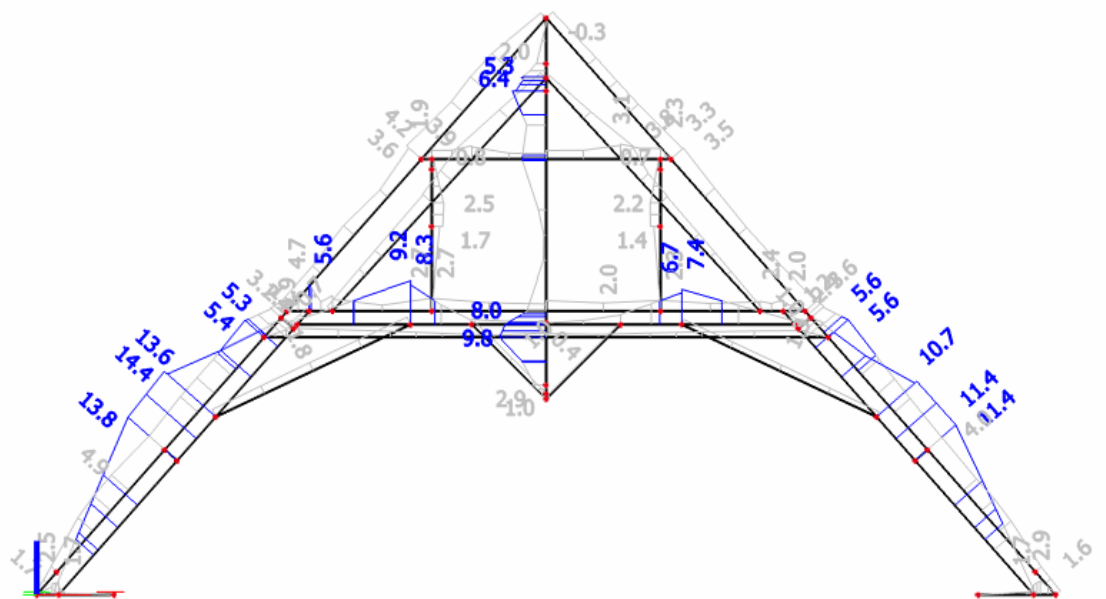
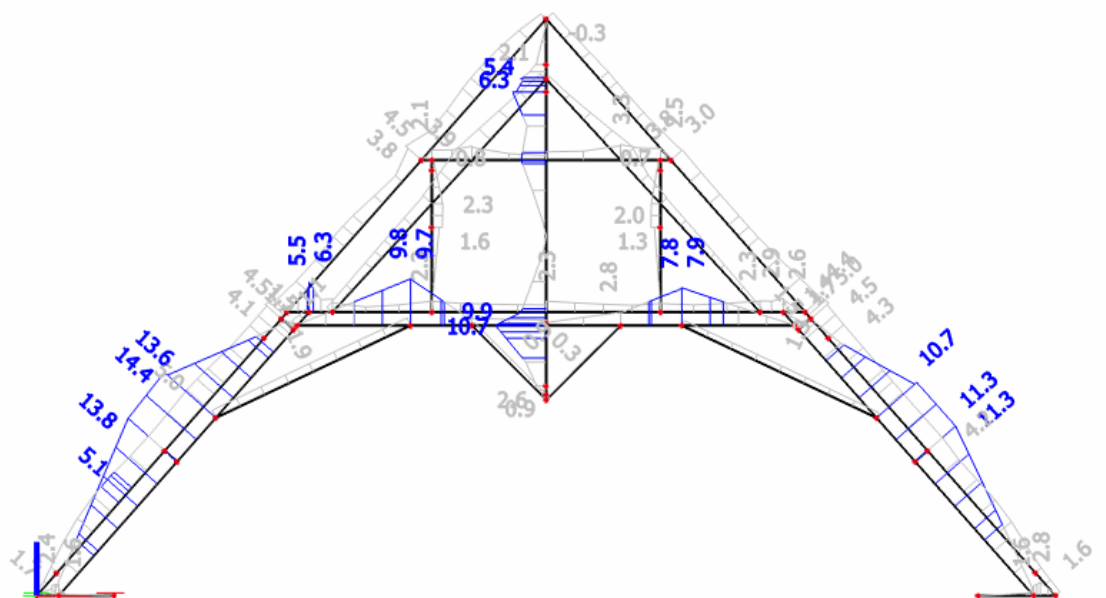
Obr. 3.13: Vazba 3; současný stav; napětí $\ominus$ Obr. 3.14: Vazba 3; původní stav; napětí $\ominus$

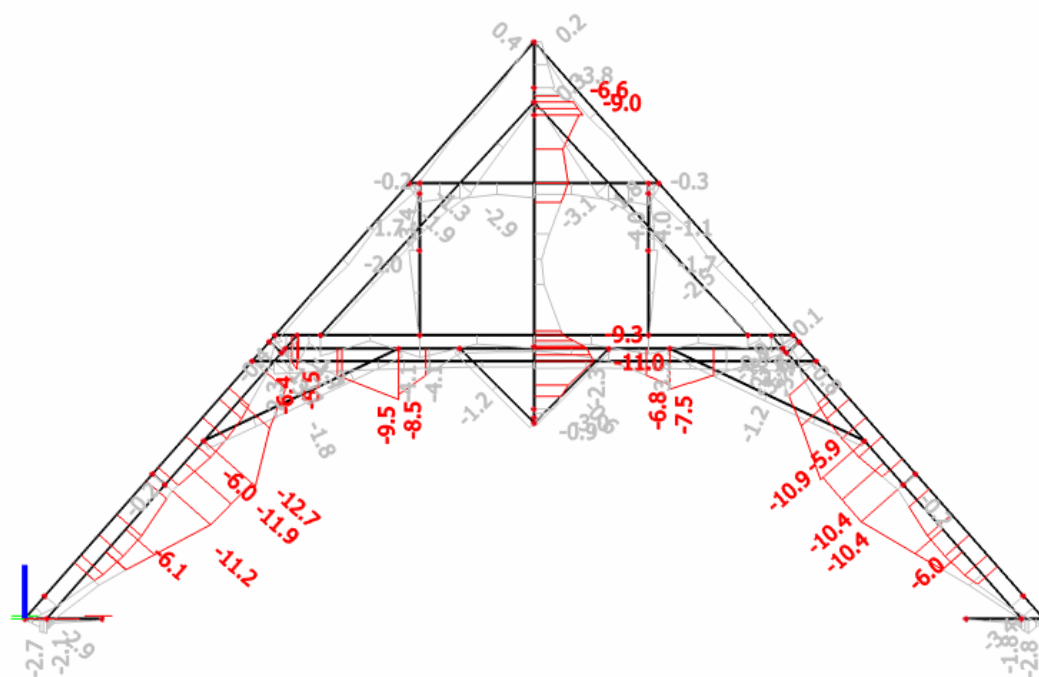
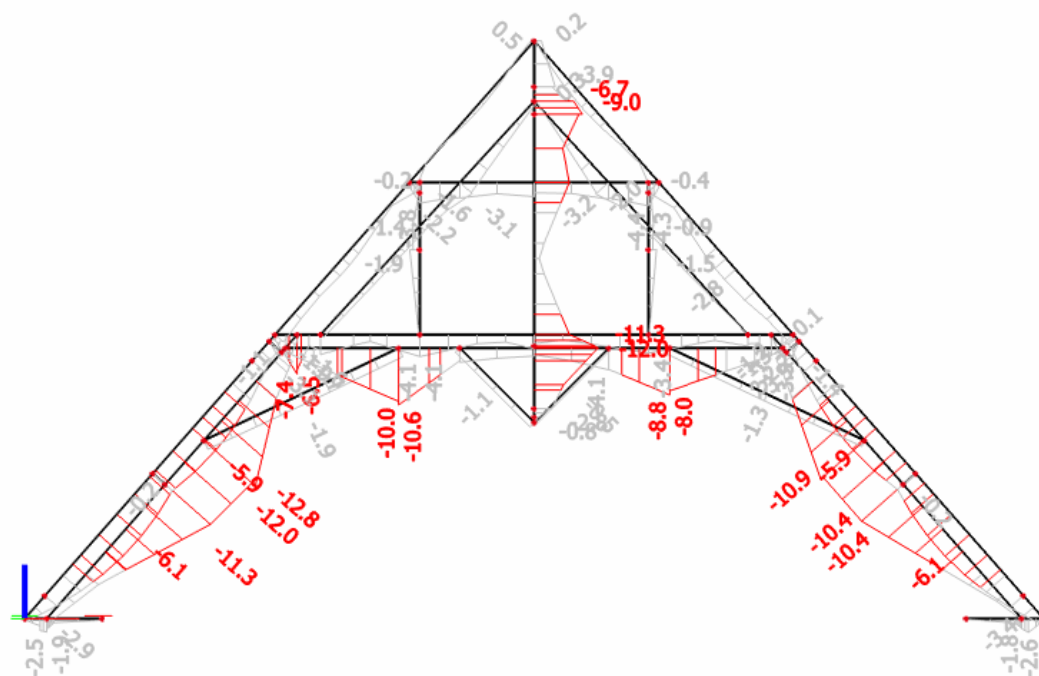
Obr. 3.15: Vazba 4; současný stav; napětí $\oplus$ Obr. 3.16: Vazba 4; původní stav; napětí $\oplus$

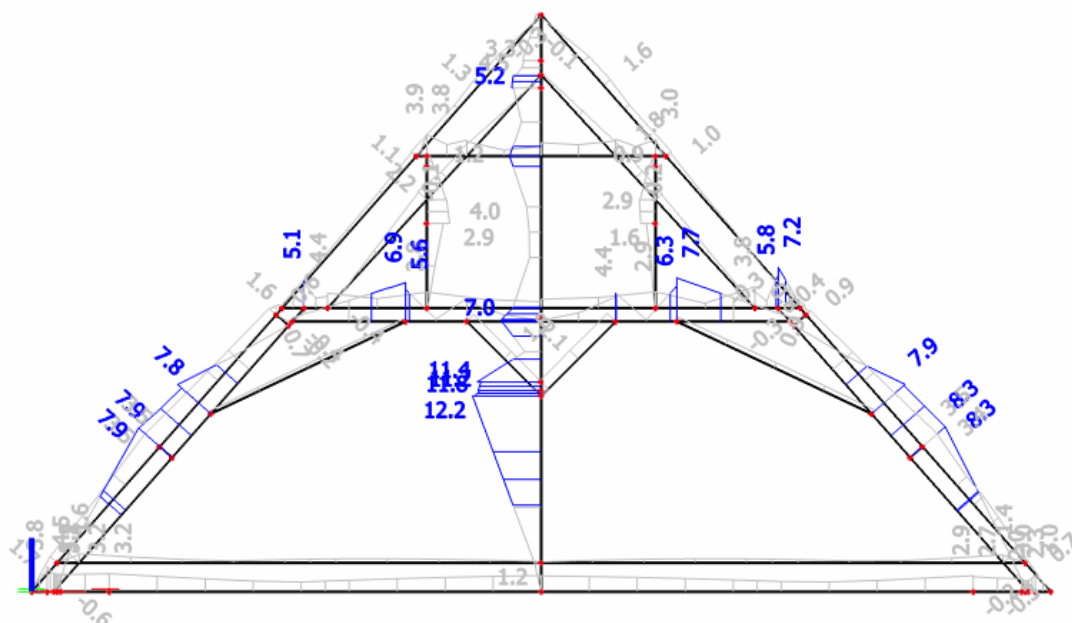
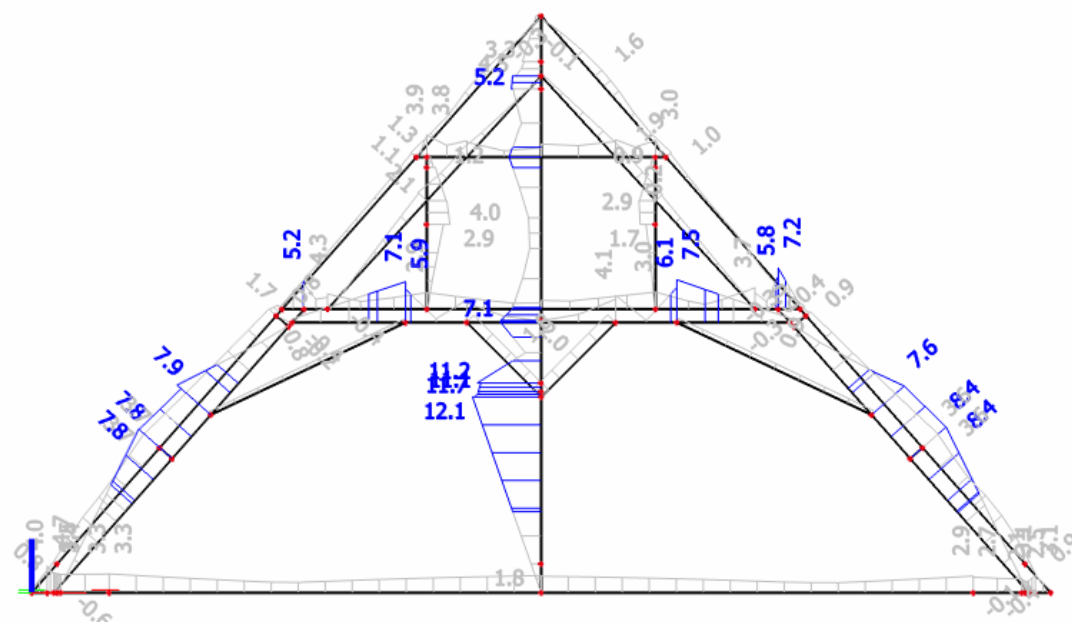
Obr. 3.17: Vazba 4; současný stav; napětí $\ominus$ Obr. 3.18: Vazba 4; původní stav; napětí $\ominus$

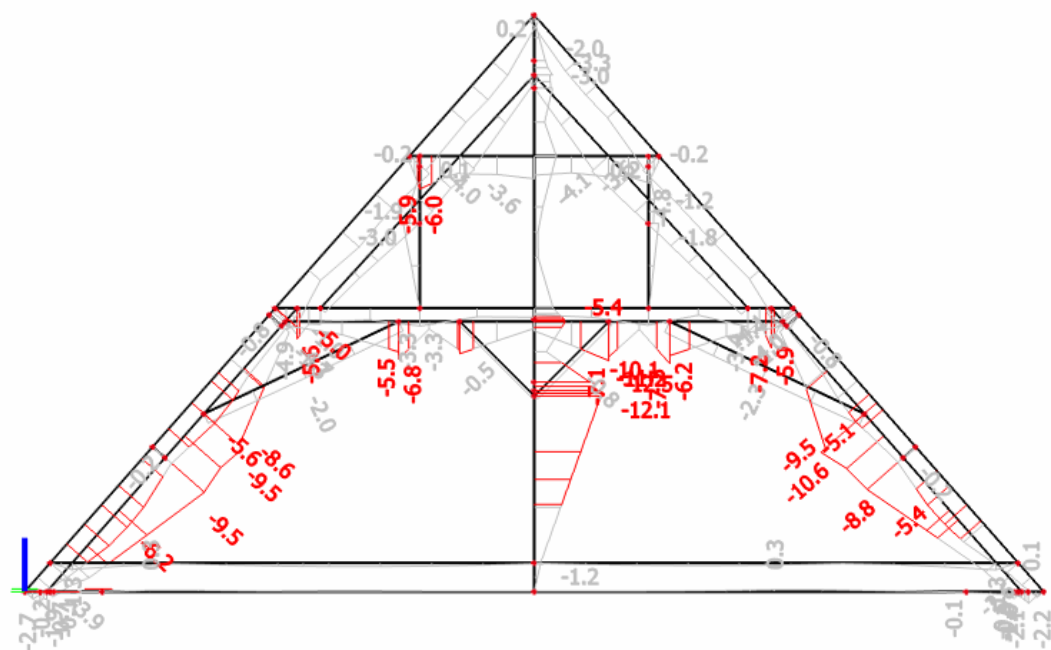
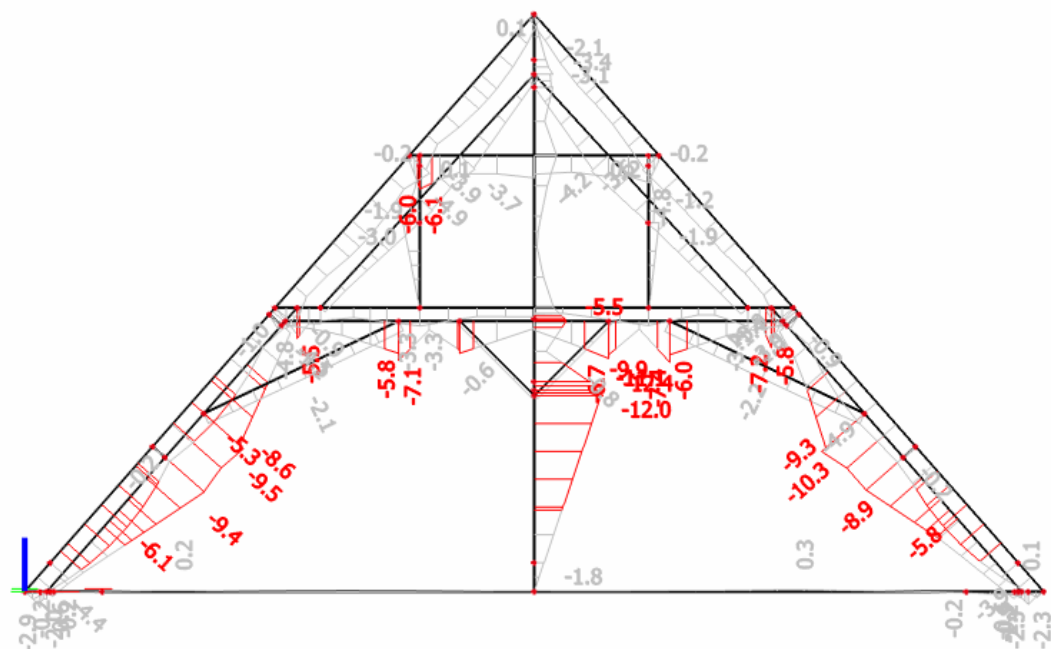
Obr. 3.19: Vazba 5; současný stav; napětí $\oplus$ Obr. 3.20: Vazba 5; původní stav; napětí $\oplus$

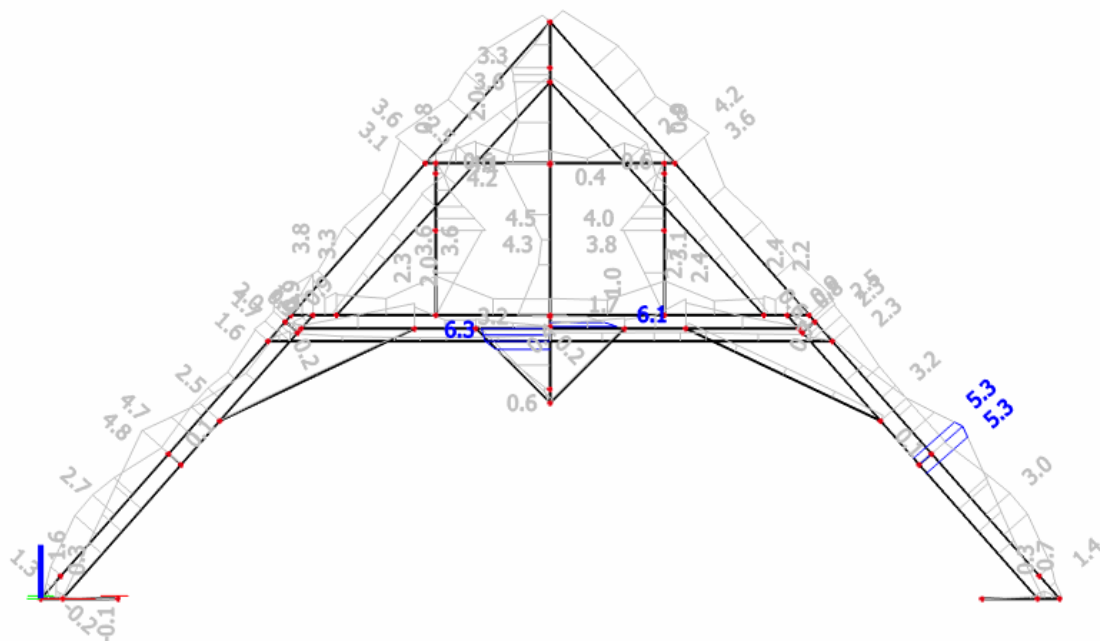
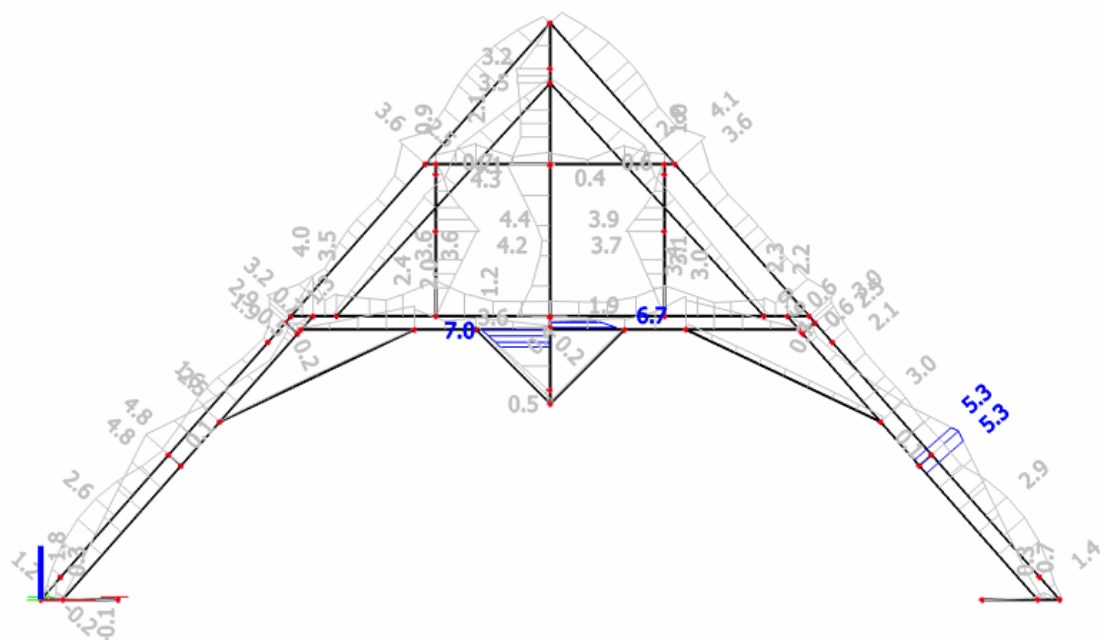
Obr. 3.21: Vazba 5; současný stav; napětí $\ominus$ Obr. 3.22: Vazba 5; původní stav; napětí $\ominus$

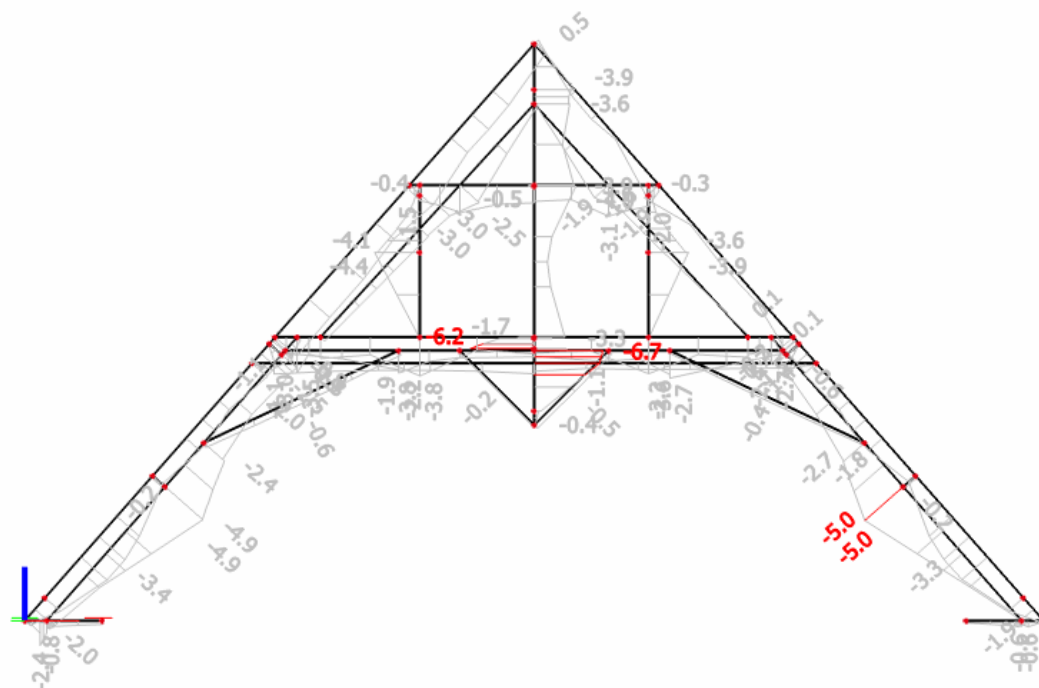
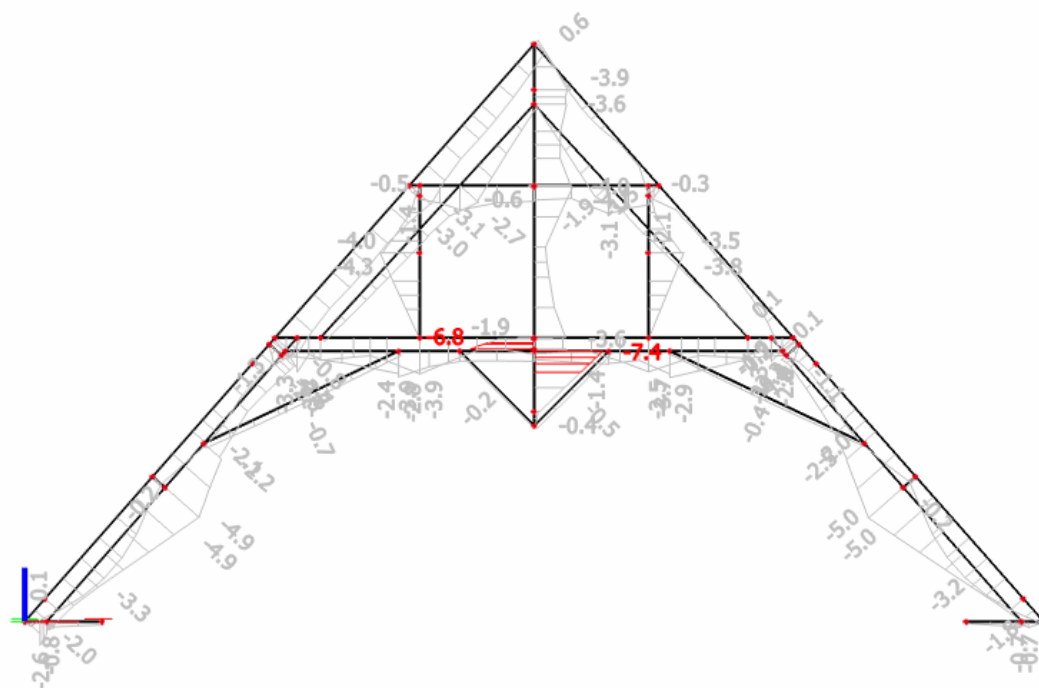
Obr. 3.23: Vazba 6; současný stav; napětí $\oplus$ Obr. 3.24: Vazba 6; původní stav; napětí $\oplus$

Obr. 3.25: Vazba 6; současný stav; napětí $\ominus$ Obr. 3.26: Vazba 6; původní stav; napětí $\ominus$

Obr. 3.27: Vazba 7; současný stav; napětí $\oplus$ Obr. 3.28: Vazba 7; původní stav; napětí $\oplus$

Obr. 3.29: Vazba 7; současný stav; napětí $\ominus$ Obr. 3.30: Vazba 7; původní stav; napětí $\ominus$

Obr. 3.31: Vazba 8; současný stav; napětí $\oplus$ Obr. 3.32: Vazba 8; původní stav; napětí $\oplus$

Obr. 3.33: Vazba 8; současný stav; napětí $\ominus$ Obr. 3.34: Vazba 8; původní stav; napětí $\ominus$

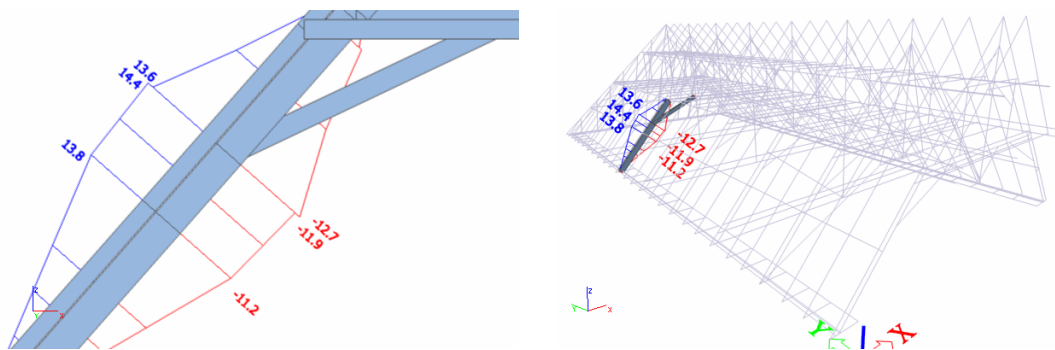
3.3 Posouzení vybraného prvku

Pro posouzení byl vybrán prvek, na kterém bylo v programu Scia Engineer spočítáno nejvyšší napětí vyjma původních vaznic u štítu. Je to šikmý sloupek ležaté stolice na levé straně v šesté vazbě. Prvek je namáhán kombinací ohybu a normálové síly. Sloupek je dimenze 160×300 mm a v kritickém místě je do něj čepována vzpěra ležaté stolice. Posouzení bylo provedeno v programu MS Excel a sestavený výpočet byl převzat od Ing. Rostislava Zídka, PhD. Z důvodu oslabení průřezu byly rozměry sloupku pro výpočet v Excelu sníženy na 160×270 mm.

V tabulce 3.2 jsou vypsány vnitřní síly od jednotlivých zatěžovacích stavů spočítané programem Scia Engineer. Následně byla provedena jejich kombinace dle 6.10a a 6.10b za účelem nalezení nejhorší sestavy normálové síly a ohybového momentu. Tato sestava byla potom použita pro posouzení. Zároveň tento výpočet posloužil pro kontrolu automaticky generovaných kombinací programem Scia Engineer. Byly použity kombinační součinitele dle tabulky 2.3.

	N		M_y	
ZS1	0,75 kN		0,80 kNm	
ZS2	5,04 kN		2,50 kNm	
ZS3	1,04 kN		0,56 kNm	
ZS4	1,92 kN		1,26 kNm	
ZS5	1,03 kN		−0,42 kNm	
ZS6	34,24 kN		17,81 kNm	
SZ7	−35,00 kN		−17,11 kNm	
SZ8	−0,83 kN		−0,36 kNm	
6.10a	$N \Rightarrow M_y$		$M_y \Rightarrow N$	
extrém $\oplus$	40,07	21,43	21,43	38,31
extrém $\ominus$	−25,71	−12,10	−12,41	−24,94
6.10b	$N \Rightarrow M_y$		$M_y \Rightarrow N$	
extrém $\oplus$	59,44	31,45	31,45	−44,42
extrém $\ominus$	−46,71	−22,37	−22,68	−45,94

Tab. 3.2: Výpočet kombinace zatížení - před sanací



Obr. 3.35: Posuzovaný sloupek

Posudek normálová síla + ohyb

Součinitel materiálu

(1) Dřevo, materiály na bázi dřeva

 γ_M 1.3

Třída použití

(2) Zastřešené, uzavřené stavby

2

Rozhodující zatížení

(4) Krátkodobé

Součinitel trvání zatížení

 k_{mod} 0.9

Průřez

(1) Obdelník

Šířka průřezu

 b 0.16 m

Výška průřezu

 h 0.27 m

Plocha průřezová

 A 0.0432 m²

Modul průřezu

 W_y 1.94E-03 m³

Modul průřezu

 W_z 1.15E-03 m³

Třída použitého dřeva

C22

Charakteristická hodnota pevnosti v ohybu

 $f_{m,k}$ 22 MPa

Návrhová hodnota pevnosti v ohybu

 $f_{m,d}$ 15.231 MPa

Char. hodnota pevnosti v tlaku rovnoběžně s vlákny

 $f_{c,0,k}$ 20 MPa

Návrhová hodnota pevnosti v tlaku rovnoběžně s vlákny

 $f_{c,0,d}$ 13.846 MPa

Char. hodnota pevnosti v tahu rovnoběžně s vlákny

 $f_{t,0,k}$ 13 MPa

Návrhová hodnota pevnosti v tahu rovnoběžně s vlákny

 $f_{t,0,d}$ 9.000 MPa

Součinitel

 k_{red} (1) Pro obdel. průřezy s $h/b \leq 4$ z RD, LLD a LD ze 2 nebo 3 lamel k_{red} 0.7

Návrhová hodnota normálové síly

 N 59.44 kN

Návrhová hodnota ohybového momentu

 M_y 31.450 kNm

Návrhová hodnota ohybového momentu

 M_z 0.1 kNm

Napětí normálové od normálové síly

 $\sigma_{t0d}, \sigma_{c0d}$ 1.376 MPa

Napětí normálové od ohybu

 σ_{myd} 16.178 MPa

Napětí normálové od ohybu

 σ_{mzd} 0.087 MPa

Kritérium 1

1.219

Kritérium 2

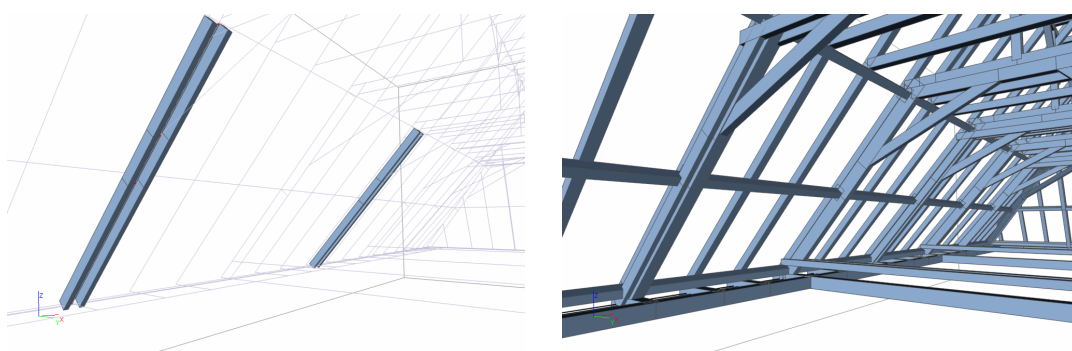
0.902

NEVYHOVUJE

4 NÁVRH SANACE

Ve čtvrté a šesté vazbě bylo zjištěno velké napětí na prvcích přesahující návrhovou pevnost materiálu. Původní dimenze šikmých sloupků ležaté stolice nevyhovují. Bylo proto navrženo následující opatření.

Po stranách levých i pravých šikmých sloupků čtvrté a šesté vazby budou připevněny dřevěné příložky o rozměrech 80×200 mm a délce 4,35 m. Na každý sloupek budou použity dvě příložky, každá z jedné strany. Dohromady 8 dřevěných příložek. Upevněny budou na svých koncích ocelovými svorníky. Dále pro zajištění spolupůsobení v ohybu budou příložky přibity hřebíky po své délce ke sloupku. V této práci připojení dimenzováno nebylo.



Obr. 4.1: Umístění příložek

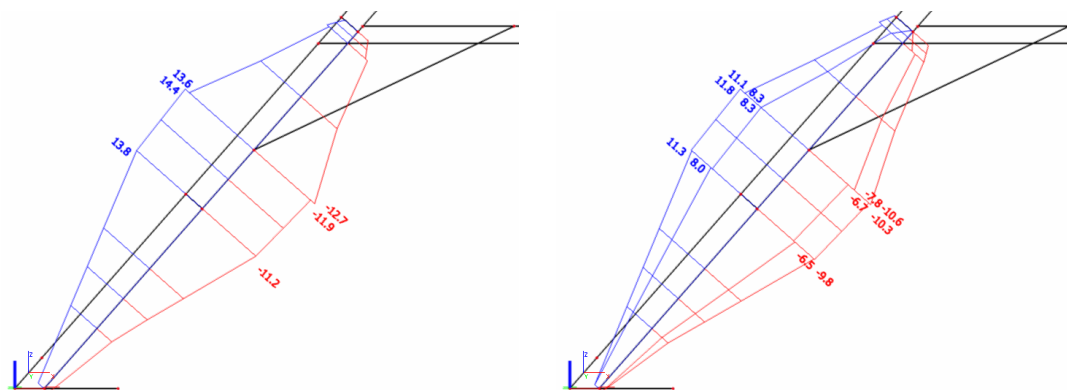
4.1 Výpočet

Výpočet byl proveden v programu Scia Engineer. Příložky byly navrženy s klouby na koncích, jeden uvolněn pro pootočení kolem podélné osy prvku. Pro zajištění spolupůsobení v ohybu byl prvek na několika místech propojen se šikmým sloupkem.

Výpočtem bylo dokázáno, že napětí na šikmém sloupku pokleslo ze 14,4 MPa na 11,8 MPa, jak ilustruje obrázek 4.2. Napětí na příložkách je nízké. Grafické výstupy jsou k dispozici v příloze B.1 na straně 73.

4.2 Posouzení prvku po sanaci

Vzhledem k tomu, že program Scia Engineer počítal konstrukci bez oslabených průřezů, byl proveden posudek v programu MS Excel. Posouzen byl šikmý sloupek šesté vazby vlevo a použit byl stejný výpočet jako v kapitole 3.3. Posudek vyhověl.



(a) Napětí před provedením sanace; v MPa (b) Napětí po provedení sanace; v MPa

Obr. 4.2: Účinky sanace

	N		M_y	
ZS1	0,49 kN		0,78 kNm	
ZS2	4,27 kN		2,30 kNm	
ZS3	0,89 kN		0,52 kNm	
ZS4	1,13 kN		1,06 kNm	
ZS5	0,66 kN		-0,27 kNm	
ZS6	20,17 kN		14,66 kNm	
SZ7	-20,64 kN		-13,84 kNm	
SZ8	-0,38 kN		-0,36 kNm	
6.10a	$N \Rightarrow M_y$		$M_y \Rightarrow N$	
extrém $\oplus$	25,43	18,15	18,15	23,93
extrém $\ominus$	-13,82	-9,38	-9,58	-13,32
6.10b	$N \Rightarrow M_y$		$M_y \Rightarrow N$	
extrém $\oplus$	36,56	26,32	26,32	-24,65
extrém $\ominus$	-26,20	-17,68	-17,88	-25,71

Tab. 4.1: Výpočet kombinace zatížení - po sanaci

Posudek normálová síla + ohyb

Součinitel materiálu	(1) Dřevo, materiály na bázi dřeva		
	γ_M	1.3	
Třída použití	(2) Zastřešené, uzavřené stavby		
		2	
Rozhodující zatížení	(4) Krátkodobé		
Součinitel trvání zatížení	k_{mod}	0.9	
Průřez	(1) Obdelník		
Šířka průřezu	b	0.16	m
Výška průřezu	h	0.27	m
Plocha průřezová	A	0.0432	m ²
Modul průřezu	W_y	1.94E-03	m ³
Modul průřezu	W_z	1.15E-03	m ³
Třída použitého dřeva		C22	
Charakteristická hodnota pevnosti v ohybu	$f_{m,k}$	22	MPa
Návrhová hodnota pevnosti v ohybu	$f_{m,d}$	15.231	MPa
Char. hodnota pevnosti v tlaku rovnoběžně s vlákny	$f_{c,0,k}$	20	MPa
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku rovnoběžně s vlákny	$f_{c,0,d}$	13.846	MPa
Char. hodnota pevnosti v tahu rovnoběžně s vlákny	$f_{t,0,k}$	13	MPa
Návrhová hodnota pevnosti v tahu rovnoběžně s vlákny	$f_{t,0,d}$	9.000	MPa
Součinitel	k_{red}		
	(1) Pro obdel. průřezy s $h/b \leq 4$ z RD, LLD a LD ze 2 nebo 3 lamel		
	k_{red}	0.7	
Návrhová hodnota normálové síly	N	36.56	kN
Návrhová hodnota ohybového momentu	M_y	26.320	kNm
Návrhová hodnota ohybového momentu	M_z	0.1	kNm
Napětí normálové od normálové síly	$\sigma_{t0d}, \sigma_{c0d}$	0.846	MPa
Napětí normálové od ohybu	σ_{myd}	13.539	MPa
Napětí normálové od ohybu	σ_{mzd}	0.087	MPa
Kritérium 1		0.987	
Kritérium 2		0.722	
		VYHOVUJE	

ZÁVĚR

Původní historická konstrukce dřevěného krovu byla navržena nedostatečně, což mělo za následek vznik a postupné rozvíjení poruch. Nejhorší situace byla evidentně v oblasti prvních dvou až třech vazbách u štítu. To také potvrdil statický výpočet. Do roku 2014 se uskutečnilo vícero stavebních zásahů, které se dle provedeného výpočtu zdají být svým účinkem přijatelné.

Situace rozhodně není vyřešena, ale již provedenými úpravami se přinejmenším zmírnila. Svoji váhu tak mohly dostat problémy, skryté ve stínu velmi výrazných deformací vaznic a prvních vazeb u štítu. Byl proveden návrh sanace vybrané části konstrukce včetně posouzení.

Cílem této bakalářské práce bylo vytvořit výpočtový model složité prostorové prutové konstrukce, který bude reagovat na zatížení podobně, jako se projevuje reálná konstrukce. Nutno říci, že historický krov zahrnuje velké množství nepravidelností od odlišných rozměrů a dimenzí přes různou úroveň degradace materiálu až po přidávané prvky reagující svým umístěním na deformovaný stav. V rámci rozsahu bakalářské práce byla proto přijata zjednodušení v podobě zanedbání problematiky únosnosti tesařských spojů a též degradace materiálu některých prvků. Uvážením těchto skutečností by byly oslabeny průřezy, což by mělo za následek zvýšení napětí v těchto místech. Pro odborný statický posudek je sice zahrnutí posouzení z těchto hledisek nezbytně nutné, pro účely této práce však postačí zjednodušení.

Výsledné chování modelu konstrukce lze považovat za korespondující se skutečností, a proto se autor domnívá, že cíle práce bylo dosaženo.

LITERATURA

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, duben 2002. 75 s.
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, březen 2004. 44 s.
- [3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, červen 2005. 51 s.
- [4] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, duben 2007. 126 s.
- [5] ČSN EN 1995-1-1 Eurokód 5: *Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, prosinec 2006. 114 s.
- [6] ČSN EN 338 *Konstrukční dřevo - Třídy pevnosti*. Praha: Český normalizační institut, květen 2010.
- [7] KUKLÍK, P., KUKLÍKOVÁ, A. *Navrhování dřevěných konstrukcí: příručka k ČSN EN 1995-1-1*. 1. vydání, Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2009, 106 s. ISBN 978-80-87093-88-7
- [8] VINAŘ, J., KUFNER, V. *Historické krovy – Konstrukce a statika* 1. vydání, Praha: Vydala Grada Publishing, a. s., 2004, 272 s. ISBN 80-7169-575-0
- [9] VINAŘ, J., KYNCL, J., RŮŽIČKA, P., ŽÁK, J. *Historické krovy II – Průzkumy a opravy* 1. vydání, Praha: Vydala Grada Publishing, a. s., 2005, 304 s. ISBN 80-247-1111-7

SEZNAM PŘÍLOH

A	Výpočtový model	67
A.1	Výpočet zatížení	67
A.2	Model dodatečných úprav	71
B	Analýza výsledků	73
B.1	Napětí na sanované konstrukci	73

A VÝPOČTOVÝ MODEL

A.1 Výpočet zatížení

A.1.1 Stálá

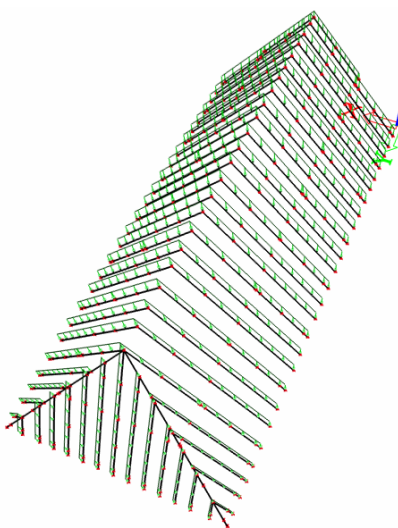
Vlastní tíha (ZS1)

Program Scia Engineer generuje vlastní tíhu automaticky podle dimenzí prvků.

Ostatní stálé (ZS2)

Krytina	$10 \text{ m/s}^2 \cdot 60 \text{ kg/m}^3 =$	600 N/m^2
Laťování	$0,03 \text{ m} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 \cdot 340 \text{ kg/m}^3 \cdot \frac{1}{0,15} \text{ m} =$	34 N/m^2
		634 N/m^2

Tab. A.1: Výpočet stálého zatížení



Obr. A.1: Rozmístění ostatního stálého zatížení

A.1.2 Nahodilá

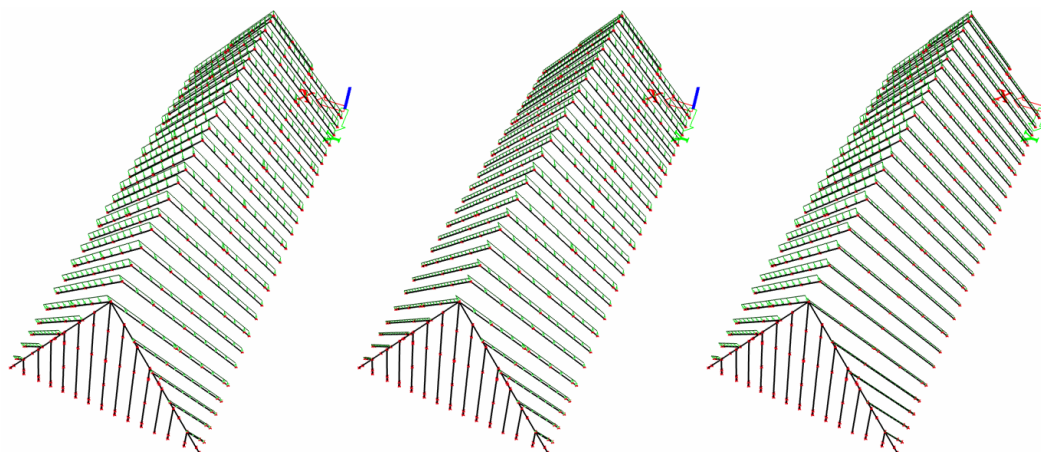
Klimatická zatížení jsou vztažena k poloze a charakteristikám řešené stavby. Kostel se nachází ve městě Strážnice na jižní Moravě, čemuž odpovídá I. sněhová a II. větrová oblast.

Sníh (ZS3, ZS4 a ZS5)

Zatížení sněhem bylo spočítáno dle normy [3]. Následně byla ještě přepočítána vodorovná hodnota zatížení na šikmou, která byla zadána do výpočtového programu. Na valbě se sníh nevyskytuje, protože sklon střešní roviny pro valbu je $60,18^\circ$, což je větší než 60° .

Sněhová oblast		I.
Charakteristická hodnota na zemi	s_k	$0,70 \text{ kN/m}^2$
Uspořádání střechy		sedlová
Sklon střešní roviny	α	$48,56^\circ$
Okolní prostředí		normální
Součinitel expozice	C_e normová hodnota	1,00
Součinitel teploty	C_t normová hodnota	1,00
Tvarový součinitel	$\mu_1 = 0,8 \cdot \left(\frac{60-\alpha}{30}\right) =$	0,31
Zatížení sněhem – půdorysný průmět	$s = \mu_1 C_e C_t s_k =$	$0,214 \text{ kN/m}^2$
Zatížení sněhem na šikmou délku	$s \cdot \cos(48,56^\circ) =$	$0,141 \text{ kN/m}^2$

Tab. A.2: Výpočet zatížení sněhem

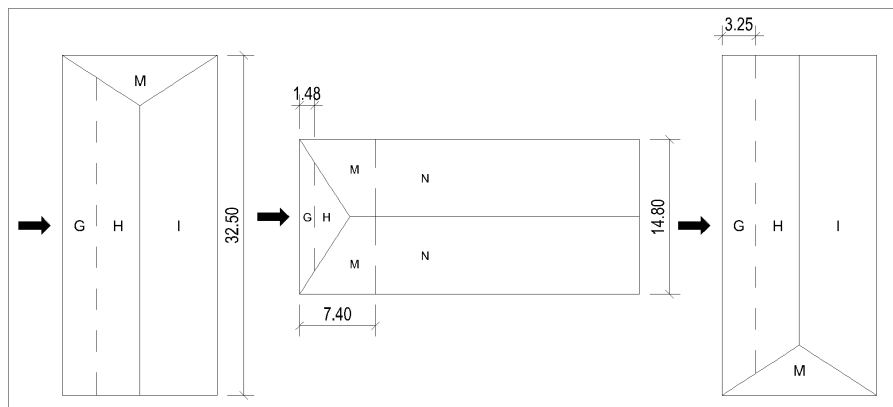


Obr. A.2: Rozmístění zatížení sněhem

Vítr

Zatížení větrem bylo spočítáno podle normy [4]. V tabulce A.3 je vypsán výpočet dynamického tlaku působícího na konstrukci. Následuje výpočet zatížení větrem v tabulce A.4 podle vzorce $w_e = C_{pe} \cdot q_p(z)$. V rámci zjednodušení byly sloučeny některé oblasti. V hlavičce tabulky A.4 jsou v závorkách napsány zanedbávané oblasti.

Rozmístění použitých oblastí je zřejmé z obrázku A.3. Čtvrtý směr (to je směr od štítu) byl zanedbán, protože příslušné součinitele vnějšího tlaku jsou mírnější než ty, které byly už na daných místech použity.



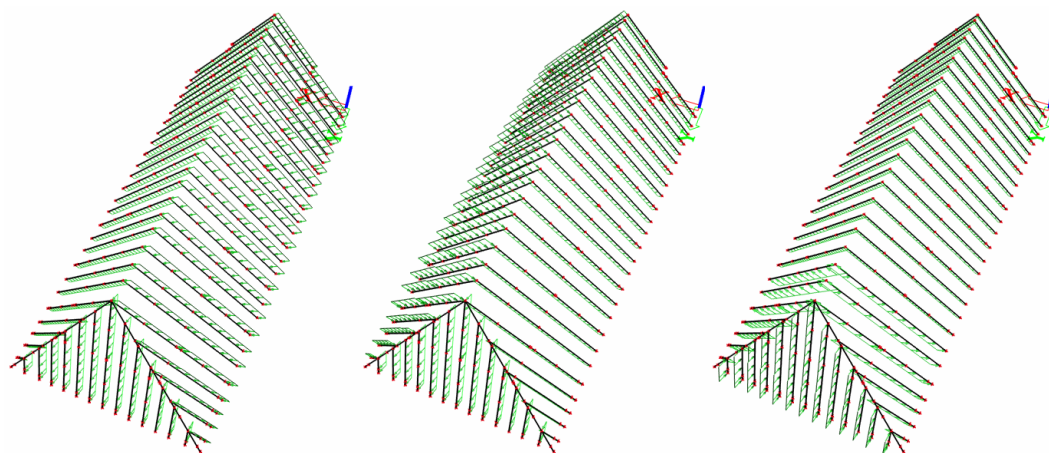
Obr. A.3: Oblasti pro vítr

Větrová oblast		II.
Kategorie terénu		III.
Výchozí základní rychlost větru	$v_{b,0}$	25,0 m/s
Měrná hmotnost vzduchu	ρ	1,25 kg/m ³
Součinitel směru větru	c_{dir}	1,00
Součinitel ročního období	c_{season}	1,00
Součinitel orografie	c_o	1,00
Součinitel turbulence	k_I	1,00
Výška hřebene nad terénem	z	23,5 m
Parametr drsnosti terénu	z_0	0,3 m
Parametr drsnosti terénu	$z_{0,II}$	0,05 m
Základní rychlost větru	$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} =$	25,0 m/s
Součinitel terénu	$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} =$	0,215
Drsnost terénu	$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) =$	0,939
Střední rychlost větru	$v_m = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b =$	23,5 m/s
Intenzita turbulence	$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} =$	0,229
Maximální dynamický tlak	$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_m^2(z) =$	898 Pa

Tab. A.3: Výpočet dynamického tlaku

		G (= F)	H	I (= J = K)	M (= L)	N
$C_{pe,i}$	45°	0,70	0,60	-0,30	-0,80	-0,20
$C_{pe,i}$	60°	0,70	0,70	-0,30	-0,40	-0,20
$C_{pe,i}$	$48,56^\circ$	0,70	0,62	-0,30	-0,71	-0,20
$w_{e,i}$ [kN/m ²]	$\theta = 0^\circ$	0,63	0,56	-0,27	-0,63	-
$w_{e,i}$ [kN/m ²]	$\theta = 90^\circ$	0,63	0,56	-	-0,63	-0,18

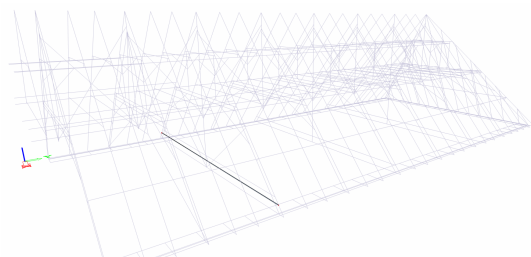
Tab. A.4: Výpočet zatížení větrem



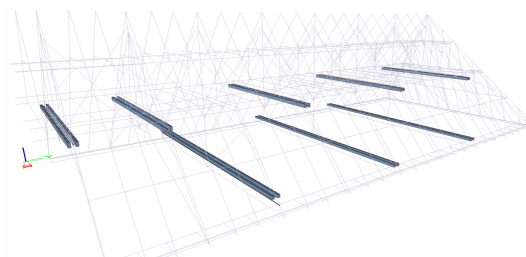
Obr. A.4: Rozmístění zatížení větrem

A.2 Model dodatečných úprav

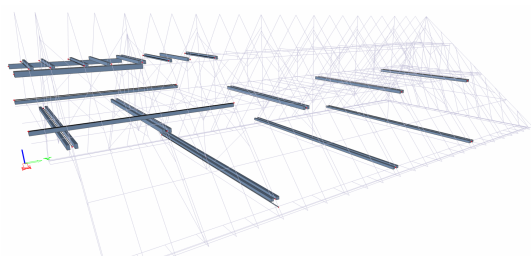
Na následujících obrázcích jsou vidět jednotlivé stavební úpravy v pořadí, jak postupně vznikaly.



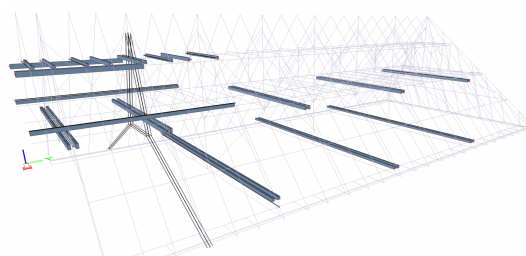
(a) Ocelové táhlo v třetí vazbě (cca 1960)



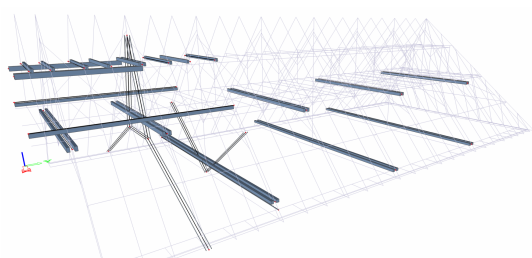
(b) Dřevěné kleštiny (cca 1960)



(c) Dřevěné příložky a další prvky (1992)



(d) Ocelové táhlo ve druhé vazbě (1992)



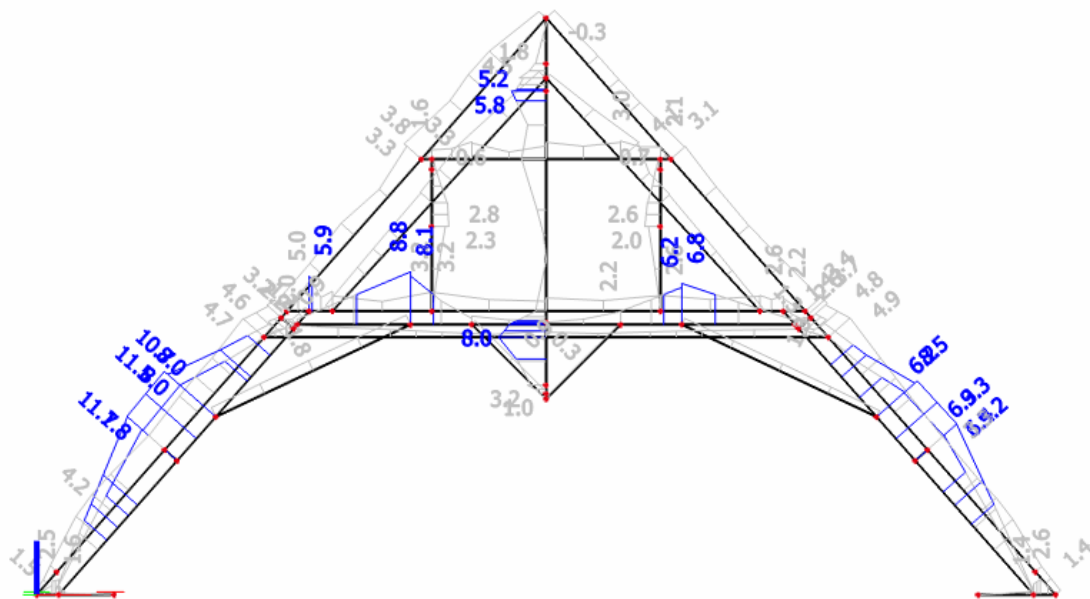
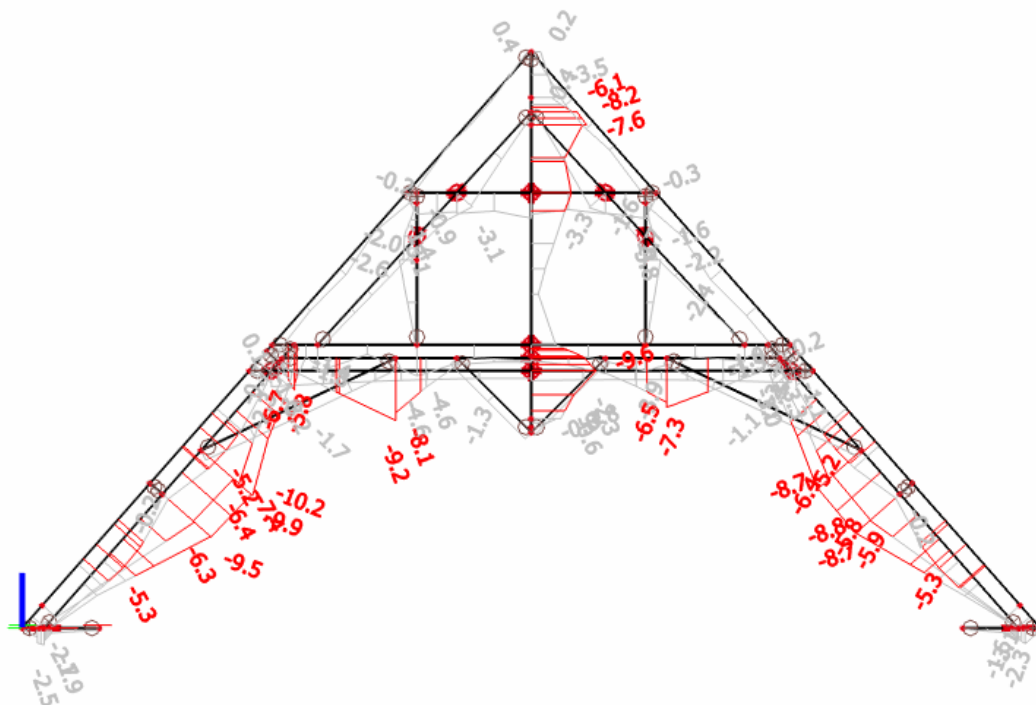
(e) Ocelové táhlo ve třetí vazbě (2014)

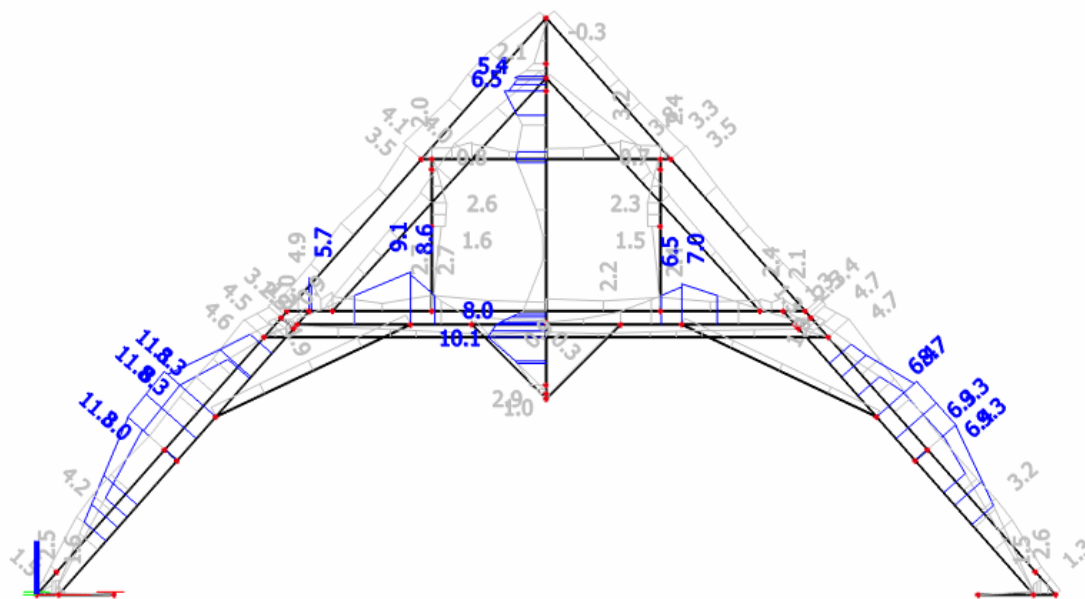
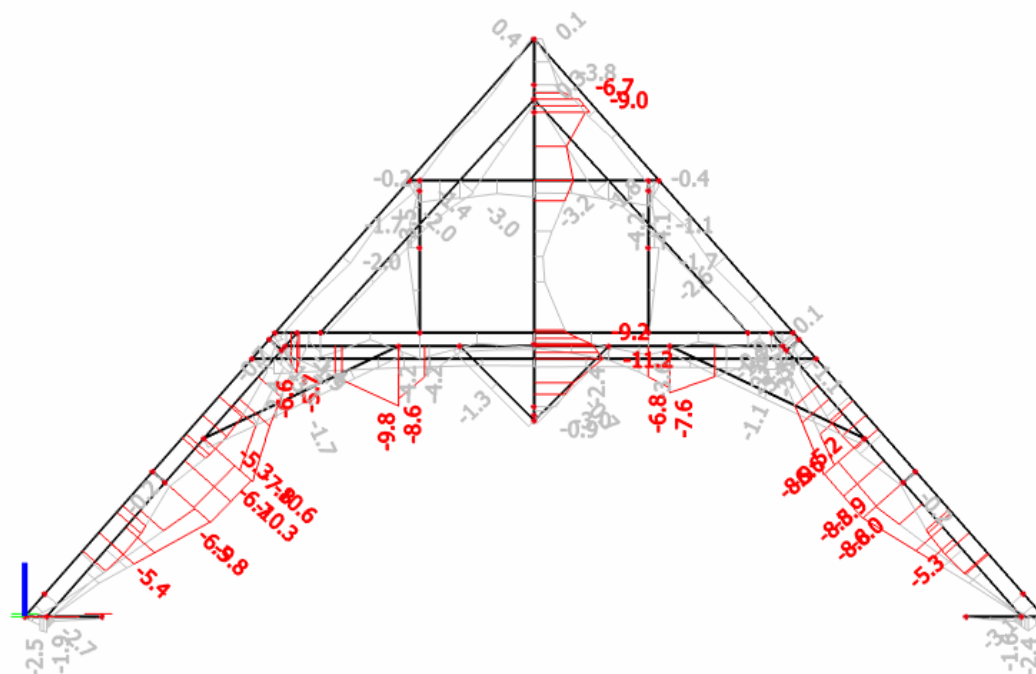
Obr. A.5: Průběh přidávání prvků do konstrukce

B ANALÝZA VÝSLEDKŮ

B.1 Napětí na sanované konstrukci

V této příloze se nacházejí grafické výstupy charakterizující napětí na konstrukci po započítání navržené sanace. Hodnoty jsou v MPa. Zobrazeny jsou vazby 4 a 6, na kterých se změny projevily. Ostatní části konstrukce zaznamenaly zanedbatelnou změnu napětí řádově desetin MPa.

Obr. B.1: Vazba 4; stav po sanaci; napětí $\oplus$ Obr. B.2: Vazba 4; stav po sanaci; napětí $\ominus$

Obr. B.3: Vazba 6; stav po sanaci; napětí $\oplus$ Obr. B.4: Vazba 6; stav po sanaci; napětí $\ominus$