



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Hrušková

Jméno: Kateřina

Osobní číslo: 395649

Zadávací katedra: Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí - k134

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Integrální bezpečnost staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: SPONE VE STYČKOVÝCH DESKÁCH S PRODLOUVANÝM TRNÝM ZA POŽÁRU

Název diplomové práce anglicky: GANG NAIL PLATES CONNECTIONS IN FIRE

Pokyny pro vypracování:


Seznam doporučené literatury:


Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Lukáš Blesák, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 5.10.2016

Termín odevzdání diplomové práce: 8.1.2017

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

 Podpis vedoucího práce


 Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

5.10.2016

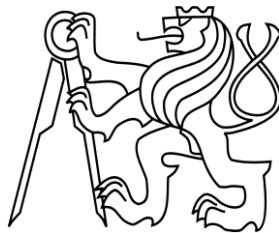
Datum převzetí zadání

 Podpis studenta(ky)

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí



Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Integrovaná bezpečnost staveb

DIPLOMOVÁ PRÁCE

SPOJE SE STYČNÍKOVÝMI DESKAMI S PROLISOVANÝMI TRNY ZA POŽÁRU

Zpracovala: Bc. Kateřina Hrušková

Vedoucí práce: Ing. Lukáš Blesák, Ph.D.

2017

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí



Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Integrovaná bezpečnost staveb

DIPLOMOVÁ PRÁCE

GANG NAIL PLATES CONNECTION IN FIRE

Zpracovala: Bc. Kateřina Hrušková

Vedoucí práce: Ing. Lukáš Blesák, Ph.D.

2017

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci na téma „Spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny za požáru“ vypracovala samostatně pod odborným vedením Ing. Lukáše Blesáka, Ph.D. a informace jsem čerpala z uvedené literatury.

V Praze dne 8.1.2017

.....
podpis

Poděkování

Chtěla bych poděkovat Ing. Lukášovi Blesákovi, Ph.D za vedení mé diplomové práce, vstřícnost při konzultacích a odborný dohled. Mé poděkování též patří rodině za podporu během studia.

Anotace

Diplomová práce je zaměřena na problematiku chování spojů dřevěných konstrukcí za požáru. Konkrétně jsou v práci řešeny spoje se styčnickovými kovovými deskami s prolisovanými trny příhradových vazníků za požáru. Jedná se o velmi efektivní spoj s vysokou tuhostí. Nicméně z požárně bezpečnostního hlediska se spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny považují za nejnebezpečnější spoje dřevěných konstrukcí. Hlavní součástí diplomové práce je řešený příklad tepelná analýza spoje. K posouzení příkladu byly použity programy GID a Atena. Výsledkem práce je vyhodnocení a porovnání chování 4 různě tepelně zatížených a protipožárně chráněných modelů spoje.

Klíčová slova

Dřevo; ocel; požár; spoje; styčnickové desky s prolisovanými trny; příhradový vazník

Annotation

The master's thesis is focused on behavior of connections of timber structures in fire. Primarily, the work involves the punched metal plates of trusses in fire. Such a connection is effective and rigid; however, the connection with punched metal plates is the most dangerous regarding to the fire safety of timber structures. The main part of the master's thesis is solved problem of thermal analysis of this connection. Numerical software GID and Atena were used to assess the models. The goal of this thesis is to evaluate and compare the behavior of the 4 models with different fire protection and considering the various boundary conditions.

Keywords

Timber; steel; fire; connection; punched metal plates; truss

OBSAH

Anotace	III
Annotation	III
Seznam použitých symbolů a zkratk.....	VI
Úvod	8
1 Spoje se styčnickovými ocelovými deskami s prolisovanými trny	11
2 Analytický výpočet spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny za běžné teploty	15
2.1 Faktory ovlivňující únosnost spojů se styčnickovými deskami s prolisovanými trny	15
2.2 Určení parametrů pevnosti styčnickových desek s prolisovanými trny	17
2.3 Posouzení únosnosti styčnickové desky s prolisovanými trny	21
2.4 Pravidla pro dimenzování styčnickových desek	24
2.5 Skutečná únosnost styčnickové desky s prolisovanými trny	25
2.6 Styčnickové desky s prolisovanými trny po zátěžových zkouškách tažených zkušebních těles za běžné teploty	27
3 Chování dřeva a ocele za požáru	29
3.1 Dřevo.....	29
3.1.1 Chování dřeva za požáru.....	30
3.1.2 Proces hoření dřeva	32
3.1.3 Prvky ovlivňující chování dřeva při požáru	35
3.1.4 Hloubka zuhelnatění	36
3.2 Ocel	37
3.2.1 Chování a negativní jevy oceli při působení požáru	38
3.2.2 Vliv vyšších teplot na mechanické a fyzikální vlastnosti oceli	38
3.2.3 Požární odolnost a kritická teplota.....	42
4 Analytický výpočet spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny za požáru	44
5 Tepelná odezva – požární scénáře	48
5.1 Normová teplotní křivka	49
5.2 Parametrická teplotní křivka	50
5.3 Čas dosažení kritické teploty požáru	57
5.4 Stupeň požární bezpečnosti požárního úseku	59
6 Reálný experiment konstrukce se styčnickovými deskami s prolisovanými trny	61
6.1 Návrh konstrukce objektu uskutečněného experimentu	61
6.2 Postup a průběh experimentu	64
6.3 Výsledky a analýza experimentu	65
7 Tepelná analýza spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny programem Atena	68
7.1 Model 1 - nechráněný spoj tepelně zatížený normovou teplotní křivkou.....	77
7.2 Model 2 - nechráněný spoj zatížený parametrickou teplotní křivkou.....	82
7.3 Model 3 - protipožárně chráněný spoj zatížený normovou teplotní křivkou.....	89
7.4 Model 4 - protipožárně chráněný spoj zatížený parametrickou teplotní křivkou ...	95

7.5	Porovnání chování modelů 1 - 4	101
7.6	Porovnání naměřených hodnot s výsledky experimentu.....	105
8	Závěr	108
	Seznam obrázků	110
	Seznam tabulek	114
	Literatura	115
	Seznam použitých programů	116

Seznam použitých symbolů a zkratek

Latinské symboly

c	Měrná tepelná kapacita	J/(kg·K)
d_{char}	Hloubka zuhelnatění	mm
k_{mod}	Modifikační součinitel pro třídy vlhkosti a trvání zatížení	-

Řecké symboly

α	Součinitele délkové teplotní roztažnosti	K ⁻¹
α_c	Součinitel přestupu tepla konvekcí	W/(m ² ·K)
β_0	Rychlosti zuhelnatění	mm/min
γ_M	Dílčí součinitel materiálu	-
ε	Součinitel emisivity	-
$\theta_{a,cr}$	Kritická teplota požáru	°C
λ	Součinitel tepelné vodivosti	W/(m·K)
ρ	Objemová hmotnost	kg/m ³

Zkratky

atd.	A tak dále
ATENA	Advanced tool for engineering nonlinear analysis
event.	Eventuálně
GID	Global innovation design
GLT	Glued laminated timber
např.	Například
max.	Maximální
MB	Monitorovací bod

MKP	Metoda konečných prvků
MSÚ	Mezní stav únosnosti
MSP	Mezní stav použitelnosti
OSB	Oriented strand board
popř.	Popřípadě
pozn.	Poznámka
SDK	Sádrokarton
tj.	To je
tl.	Tloušťka
tzv.	Takzvaný

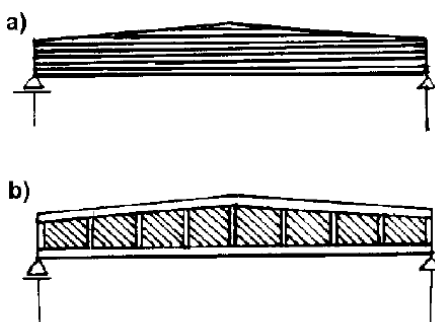
Úvod

U spojovacích prostředků ve spojích je nutno respektovat jejich tepelnou vodivost – čím bude tepelná vodivost větší, tím větší rychlostí se spojovací prostředky budou prohřívat. Například ocel má součinitel tepelné vodivosti roven přibližně $\lambda \approx 50 \text{ W/m}\cdot\text{K}$, zatímco dřevo má součinitel tepelné vodivosti podstatně menší. Součinitel tepelné vodivosti dřeva se v literatuře udává $\lambda_{\text{tepelný tok rovnoběžný s vlákny}} \approx 0,40\text{--}0,50 \text{ W/m}\cdot\text{K}$ a $\lambda_{\text{tepelný tok kolmo k vláknům}} \approx 0,15\text{--}0,22 \text{ W/m}\cdot\text{K}$. Z toho vyplývá, že dřevo má mnohem lepší tepelně izolační vlastnosti než ocel a během působících zvýšených teplot při požáru se tyto dva materiály budou chovat odlišně. Vzhledem k faktu, že se v podstatě používají ve spojích dřevěných konstrukcí už jen spojovací prostředky ocelové s různou tepelně zanedbatelnou povrchovou úpravou (např. měděná platina, žárové pozinkování atd.), je během požáru rozhodující jednak jejich tloušťka, která umožňuje koncentraci tepla, a jednak jejich rozmístění. (1) (2)

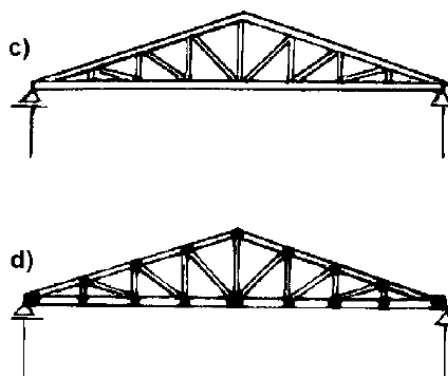
Z hlediska rychlosti montáže a snížené obtížnosti výroby se dnes velmi hojně používají dřevěné příhradoviny s ocelovými spojovacími prostředky, jako jsou hřebíky, svorníky, prolisované plechy a další. A právě ocelovými styčnickovými deskami s prolisovanými trny se diplomová práce zabývá podrobněji. Jedná se o velmi efektivní spoj, ale veškeré realizované konstrukce s těmito spoji se styčnickovými deskami musí být z hlediska požární bezpečnosti (resp. odolnosti) chráněny protipožárním podhledem, kdy jsou dřevěné vazníky zcela zakryty. Absolutně nesprávná protipožární ochrana příhradových vazníků se spoji se styčnickovými deskami je ochrana za pomoci protipožárních nátěrů či nástřiků. Neboť než se stačí na povrchu ocelové styčnickové desky vytvořit ochranná vrstva intumescentního nátěrového (resp. nástřikového) systému, tak konstrukce za zvýšených teplot ztratí stabilitu dříve a to vlivem změknutí styčnickových ocelových desek. Požární odolnost je omezena styčnickovou ocelovou deskou, zatímco hřebíkové a svorníkové spoje jsou díky vzájemnému překrytí spojovacích dílů výhodnější z hlediska požární odolnosti. U hřebíkových spojů jsou oproti svorníkovým spojům spojovací prostředky rozloženy na větší kontaktní ploše, což přispívá k lepší požární odolnosti těchto spojů. Samozřejmě, že není možné zanedbat průřezovou plochu konkrétních spojovacích prvků a to podle zásady, že čím tenčí spojovací prostředek je, tím je rychlejší jeho změknutí během zvýšených teplot. A spoje s prolisovanými ocelovými

deskami se z požárního hlediska považují za nejnebezpečnější, co se spojí dřevěných konstrukcí týká. (1)

Co se tvarů dřevěných konstrukcí týká, tak např. u krovů jsou z pravidla z požárně bezpečnostního hlediska nejcitlivějšími místy styčníky nebo spoje, v nichž jsou použity ocelové spojovací prostředky. U dřevěných vazníků hraje roli nejen jejich tvar, ale i druh konstrukce a použitý materiál. Na následujících obrázcích (Obrázek 1 a Obrázek 2) jsou uvedeny čtyři typy konstrukcí s následujícím pořadím výhodností z požárně bezpečnostního hlediska: a) plnostěnný lepený vazník; b) vazník příčného průřezu I; c) příhradový vazník sbíjený z hřebíků nebo svorníků; d) příhradový vazník s kovovými deskami s prolisovanými trny, které při vyšších teplotách kvůli tenkému plechu měknou a vazníky rychle ztrácejí stabilitu. (1)

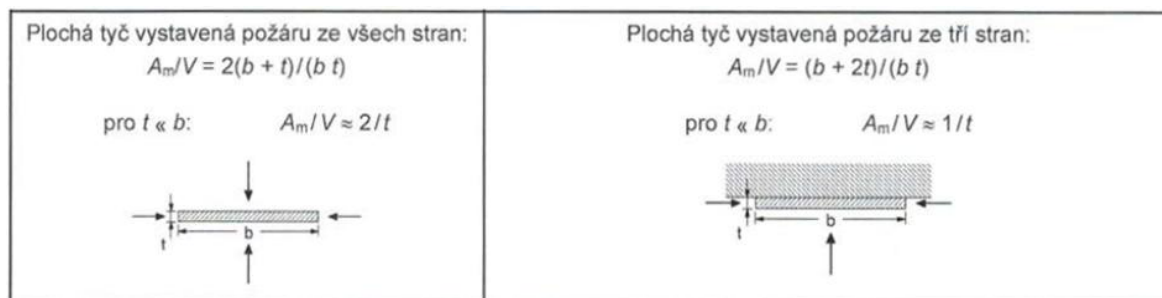


Obrázek 1 - a) plnostěnný lepený vazník; b) vazník příčného průřezu I (1)



Obrázek 2 - c) příhradový vazník sbíjený z hřebíků nebo svorníků; d) příhradový vazník s kovovými deskami s prolisovanými trny (1)

U všech stavebních konstrukcí je z hlediska jejich požární odolnosti rozhodující jejich poměr A_m/V , který se nazývá součinitel průřezu, kde A_m je obvod průřezu konstrukce a V je průřezová plocha, viz Obrázek 3. A právě tento poměr je příznivější u nosníků plného průřezu než u příhradových konstrukcí. (3)

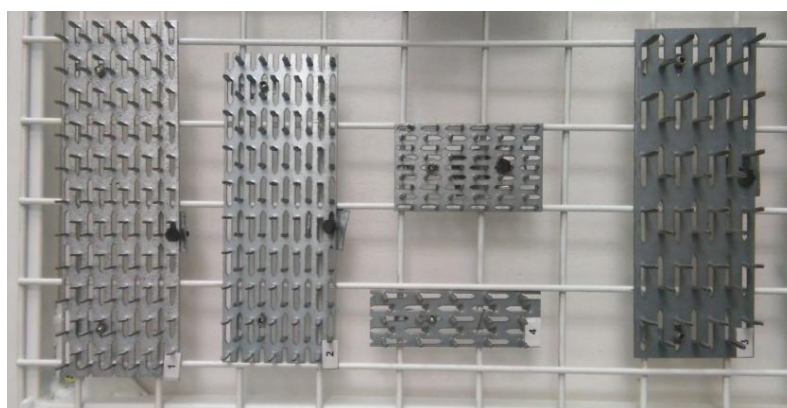


Obrázek 3 - Součinitel průřezu A_m/V nechráněných ocelových prvků z tab.4.2 dle ČSN EN 1993-1-2 (3)

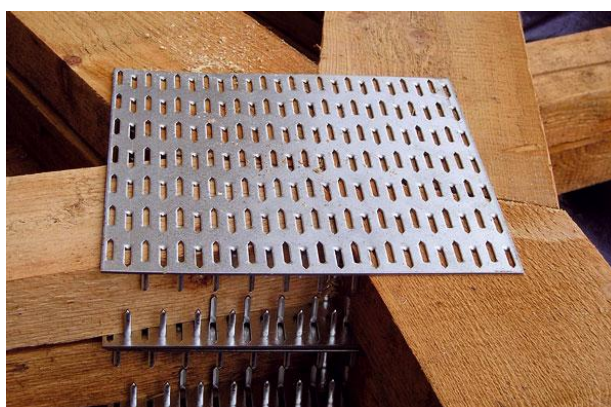
Tato všechna fakta dovádí k závěru, že je nutné se zabývat chováním spojů dřevěných konstrukcí s ocelovými prvky za požáru a to především spoji příhradových konstrukcí s ocelovými styčnickovými deskami s prolisovanými trny. (1)

1 Spoje se styčnickovými ocelovými deskami s prolisovanými trny

Styčnickové kovové desky s prolisovanými trny (Obrázek 4) jsou definovány v normě ČSN EN 1075 (731764): Dřevěné konstrukce – Zkušební metody – Spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny. Dle této normy jsou kovové styčnickové desky s prolisovanými trny (punched metal plate fastener) spojovací prostředek vyrobený z plechu nominální tloušťky nejméně 0,9 mm a nejvíce 2,5 mm s prolisovanými trny v jednom směru a ohnutými kolmo k rovině desky. Styčnicková deska se používá pro vzájemné spojení dvou nebo více dřevěných prvků (přířezů) téže tloušťky v jedné rovině (Obrázek 5). (4)



Obrázek 4 – Pohled na ocelové styčnickové desky s prolisovanými trny od firmy Bova (foto autor)



Obrázek 5 – Příklad použití spoje v příhradové konstrukci (<http://www.asb-portal.cz>)

Stavební konstrukce vytvořené pomocí integrovaných styčnickových kovových desek s prolisovanými trny (viz Obrázek 6 a Obrázek 7) patří mezi nejmodernější a nejúspěšnější technologie této kategorie. Variabilita výroby umožňuje použít tuto technologii v mnoha směrech. Spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny můžeme vidět především ve

střešních a stropních vaznicích, ale také například i v trémových roštích, nosných rámech panelových dřevostaveb, bednicích prvcích pro betonářský průmysl a v mnoho dalších konstrukcích. (5)

Výroba dřevěných konstrukcí spojovaných deskami s prolisovanými trny je velmi produktivní. Pro takto spojované konstrukce je charakteristická výroba vlastních nosných částí konstrukce (např. dřevěných vazníků) ve výrobní hale, odkud se přepravují na stavbu jako hotové nosné komponenty, Obrázek 6. Vlastní výroba se skládá z přípravy nosných dřevěných částí (přířezů, používá se především fošnové řezivo o vlhkosti přibližně 20 %) pomocí úhlové pily a z následného zalisování kovových desek s trny pomocí lisu. (6)



Obrázek 6 - Prefabrikovaná konstrukce s ocelovými styčnickovými deskami firmy Mitek Industries (<http://www.mitek.cz/>)

Dřevěné konstrukce spojované styčnickovými kovovými deskami s trny jsou nejefektivnějším způsobem náhrady klasických tesařských vazeb a sbíjených příhradových konstrukcí. Kovové desky s prolisovanými „hřebíky“ byly nejprve zavedeny ve Spojených státech amerických na konci 50. let minulého století jako další vývojový stupeň běžných, ručně hřebíkových styčnickových desek z oceli nebo překližky. Oba systémy byly vhodné pro výrobu spojů uspořádaných v jedné rovině, styčnickové desky s prolisovanými trny byly však vhodnější pro prefabrikaci příhradových nosníků v závodě a umožňovaly přenos sil prostřednictvím menších připojovacích ploch, což vedlo k úsporám materiálu. Další dobrou vlastností dřevěných příhradových vazníků je schopnost překlenout až 30 metrové rozpětí bez nutnosti mezilehlých podpor. Důkazem je obrázek velkorozponového vazníku od společnosti Mitek Industries, Obrázek 7. Příhradové vazníky se tudíž používají nejen

pro obytné stavby, ale také je možno je vidět ve výrobních, zemědělských a skladovacích halách. (6) (7)



Obrázek 7 - Velkorozponový příhradový vazník společnosti Mitek Industries (<http://www.mitek.cz/>)

Mezi další výhodné vlastnosti prefabrikovaných dřevěných příhradových konstrukcí je nejen cena (konstrukce jsou levnější především kvůli více čtnému opakování shodných vazeb), ale hlavně mají lepší užitné vlastnosti. Neboť je v těchto konstrukcích lépe využita pevnost dřeva a šetří se spotřeba dřevní hmoty. Technologie minimalizuje ztrátu řeziva během výroby. Obvodové prvky (spodní pásy a krokve) nejsou (s ohledem na použitou technologii spojů) zdvojené jako u sbíjených konstrukcí, čímž dochází k lepšímu využití řeziva. Oproti klasickým krovům a sbíjeným konstrukcím se většinou používají menší tloušťky řeziva. Obvyklé profily přířezů bývají 50, 60 x 80 - 240 mm. Diagonální prvky vycházejí pro běžná rozpětí šířky 80 mm a obvodové prvky šířky 120 až 220 mm, při modulu vazeb přibližně 1 metr. Další důležitou výhodou těchto konstrukcí je jejich snadná přepravitelnost, s ohledem na nízkou hmotnost jednotlivých nosných komponentů a malé průhyby dané tuhostí styčnickových spojení, které je po (mnohem dražších) lepených spojích nejtuzší. Nicméně nevýhodou těchto konstrukcí zůstává stále požární odolnost a fakt, že z hlediska požární bezpečnosti se příhradové dřevěné vazníky s prolisovanými ocelovými deskami považují za nejnebezpečnější, co se spojů dřevěných konstrukcí týká. (6) (5)

Styčnickové kovové desky s prolisovanými trny bývají vyrobeny z pásů ocelového plechu. Plech je zpravidla buď zároveň pozinkovaný, nebo ocelový nerezavějící, který se využívá více do agresivního prostředí. Dnes je možné se v konstrukcích setkat s řadou

různých tvarů styčnıkových desek s rozmanıtým uspořadáním, délkou a tvarem prolisovaných trnů. Dostatečná velikost styčnıkových desek každého spoje musí být stanovena na základě statického výpočtu. Statický návrh a posouzení konstrukce je možné provést za pomoci dostupných softwarů. Únosnost těchto desek je však ovlivněna faktory, které jsou všem společné a které umožňují jednotné navrhování. Navrhování bylo pro tento druh spojovacího prostředku přijato v normě - *Eurokódu 5: Navrhování dřevěných konstrukcí*, více v kapitole 2 Analytický výpočet spoje se styčnıkovými deskami s prolisovanými trny za běžné teploty. Zkoušební metody těchto spojovacích prostředků byly ustanoveny v *ČSN EN 1075: Dřevěné konstrukce – Zkoušební metody – Spojе se styčnıkovými deskami s prolisovanými trny*. (4) (5) (8) (7)

2 Analytický výpočet spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny za běžné teploty

Před posuzováním a zkoumáním problematiky chování spoje s kovovými deskami s prolisovanými trny za požáru je zkoumáno, jak se spoj chová a navrhuje za běžné teploty. *Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby* popisuje výpočet únosnosti kovové desky a posouzení spojů s kovovými deskami s prolisovanými trny. Odolnost těchto spojů je závislá na únosnosti styčnickové kovové desky s prolisovanými trny, jejíž odolnost stanovuje výpočet právě dle ČSN EN 1995-1-1 kapitoly 8. Pravidla navrhování pro styčnickové desky s prolisovanými trny uvedená v ČSN EN 1995-1-1 jsou podložena několikaletým výzkumem provedeným ve Skandinávii (Aasheim a Solli, 1990; Kangas, 1991; Kangas a Kevarinmäki, 1992), tato pravidla reprezentují evropský stav techniky.

Dle normy ČSN EN 1995-1-1 všeobecně, spoje provedené pomocí kovových desek s prolisovanými trny musí obsahovat kovové deskové spojovací prostředky stejného typu, rozměru a orientace, umístěné na každé straně dřevěných prvků. Následující pravidla platí pouze pro kovové desky s prolisovanými trny se dvěma pravoúhlými směry. (9)

2.1 Faktory ovlivňující únosnost spojů se styčnickovými deskami s prolisovanými trny

Důležitou zkoumanou vlastností spojů se styčnickovými deskami s prolisovanými trny je únosnost. Ve spoji se styčnickovými deskami s prolisovanými trny je síla přenášena nejprve z konstrukčního prvku (dřevěného přířezu) do trnů, následně z těchto trnů je síla přenášena do kovové desky a přes spáru spoje opět prostřednictvím trnů do konstrukčního prvku na druhé straně spoje. Mezní únosnost spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny je proto určena jedním ze dvou kritérií. Buď je dosažena únosnost trnů (zakotvení) v jednom z připojovaných konstrukčních prvků nebo je rozhodující únosnost čistého průřezu oceli v jedné ze spár mezi těmito konstrukčními prvky. (7)

Mezi vlivy, které ovlivňují únosnost trnů, se řadí tyto faktory:

α je úhel mezi hlavním x-směrem styčnickové desky a směrem působící síly (hlavní x-směr se uvažuje rovnoběžně se směrem prolisování desky (Obrázek 8). Jedná se

o úhel, pod kterým jsou jednotlivé trny zatíženy). Tento úhel má vliv na plochu dřeva, která je každým trnem zatížena. (tah: $0^\circ \leq \alpha < 90^\circ$, tlak: $90^\circ \leq \alpha < 180^\circ$)

β je úhel mezi směrem vláken dřeva a směrem působící síly (Obrázek 8), tj. úhel k vláknům dřeva, pod kterým trny namáhají dřevo.

A_{ef} je účinná plocha styčnickové desky, jedná se o kontaktní plochu styčnickové desky a dřevěného prvku zmenšená o 5 mm od okrajů a o 10 mm ve směru vláken od čel dřevěného prvku. Účinná plocha je kontaktní plocha desky zmenšená s ohledem na nespolutřecí trny na okrajích dřeva a na tolerance při umístění styčnickové desky. (4) (7) (9)

r_{max} je vzdálenost mezi těžištěm a bodem účinné plochy A_{ef} nejvzdálenějším od těžiště.

Posledním faktorem, který ovlivňuje únosnost trnů je druh dřeva resp. třída pevnosti dřeva ve spoji, tj. jeho odolnost proti namáhání, které je zaváděno prostřednictvím prolisovaných trnů. (9) (7)

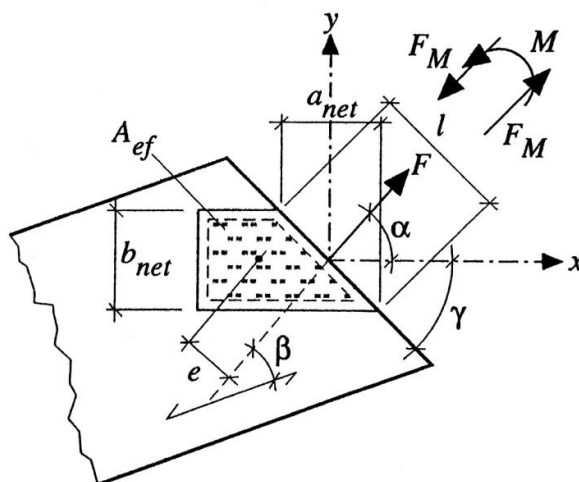
Druhé kritérium k určení mezní únosnosti spoje je rozhodující únosnost ocelové desky, která je závislá na následujících faktorech:

γ je úhel mezi podélným směrem desky a spárou spoje (Obrázek 8), tento úhel ovlivňuje čistý průřez oceli podél spojovací spáry.

l je čistá délka desky podél spáry spoje (Obrázek 8); a_{net} a b_{net} jsou příslušné promítnuté délky rovnoběžně a kolmo k hlavnímu směru desky. Tyto délky desky se ve spáře mezi dřevěnými prvky uplatní při přenosu namáhání v obou kolmých směrech desky.

Posledním faktorem ovlivňujícím únosnost ocelové desky je druh oceli, ze které je deska zhotovena, tj. pevnostní vlastnosti oceli.

Veškeré zmíněné proměnné jsou pro účely navrhování obsaženy ve vztazích, pomocí nichž je stanovena únosnost spojů v závislosti na klíčových pevnostních vlastnostech desky. (7) (9)



Obrázek 8 - Geometrie spoje se styčnickovou prolisovanou deskou zatíženého silou F a momentem M (7)

2.2 Určení parametrů pevnosti styčnickových desek s prolisovanými trny

Podle ČSN EN 1995-1-1 jsou potřebné charakteristické hodnoty pro následující vlastnosti desky stanovené podle ČSN EN 14545(732861) *Dřevěné konstrukce - Spojovací prostředky – Požadavky ze zkoušek provedených dle ČSN EN 1075 (731764) Dřevěné konstrukce - Zkušební metody - Spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny*, kde:

- $f_{a,0,0,k}$ je charakteristická pevnost připojení trnů na jednotku plochy pod úhly $\alpha = 0^\circ$ a $\beta = 0^\circ$;
- $f_{a,90,90,k}$ charakteristická pevnost připojení trnů na jednotku plochy pod úhly $\alpha = 90^\circ$ a $\beta = 90^\circ$;
- $f_{t,0,k}$ charakteristická únosnost v tahu na jednotku šířky desky pro $\alpha = 0^\circ$ (v podélném směru desky);
- $f_{c,0,k}$ charakteristická únosnost v tlaku na jednotku šířky desky pro $\alpha = 0^\circ$ (v podélném směru desky);
- $f_{v,0,k}$ charakteristická únosnost ve smyku na jednotku šířky desky pro $\alpha = 0^\circ$ (v podélném směru desky);
- $f_{t,90,k}$ charakteristická únosnost v tahu na jednotku šířky desky pro $\alpha = 90^\circ$ (v příčném směru desky);

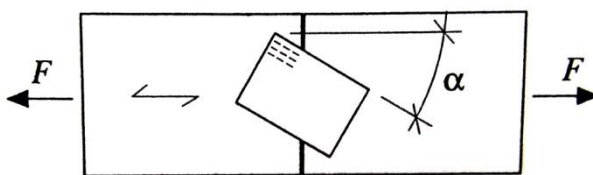
$f_{c,90,k}$	charakteristická únosnost v tlaku na jednotku šířky desky pro $\alpha = 90^\circ$ (v příčném směru desky);
$f_{v,90,k}$	charakteristická únosnost ve smyku na jednotku délky desky pro $\alpha = 90^\circ$ (v příčném směru desky);
k_1, k_2, α_0	jsou konstanty, které se mají taktéž zjišťovat zkouškami připojení podle ČSN EN 1075 a ČSN EN 14545 pro příslušný typ desky.

Každá z těchto hodnot má být určena z výsledků standardních zkoušek. Pro výpočet návrhových únosností desky v tlaku, tahy a smyku se hodnoty 5% kvantilu vynásobí modifikačním součinitelem k_{mod} a vydělí dílčím součinitelem materiálu γ_M . Pro pevnost připojení trnů se musí použít příslušné modifikační součinitele pro dřevo, zatímco pro hodnoty únosnosti desky se uvažuje použití součinitele $k_{mod} = 1,0$ event. $\gamma_M = 1,1$. (7) (9)

Charakteristická pevnost připojení desky $f_{a,\alpha,\beta,k}$ se má dle ČSN EN 1995-1-1 buď určit ze zkoušek, nebo vypočítat ze vztahů uvedených v ČSN EN 1995-1-1. (7) (9)

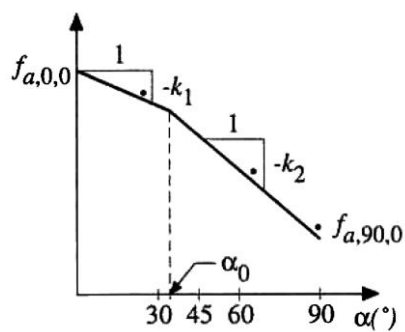
Hodnota $f_{a,\alpha,0,k}$ je charakteristická pevnost připojení trnů ve směru vláken, tj. pro úhel $\beta = 0^\circ$. Pevnost připojených trnů $f_{a,\alpha,\beta,k}$ se musí určit pro celý rozsah hodnot úhly α a β . Získá se ze zkoušek spojů (Obrázek 9) s typickým odklonem desky $\alpha = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ$ a 90° . V případě, že byl stanoven dostatečný počet hodnot $f_{a,\alpha,\beta,k}$, je dovoleno mezi těmito hodnotami provést lineární interpolaci. (7) (9)

$$0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ; \beta = 0^\circ$$



Obrázek 9 - Standardní zkušební těleso ($\beta = 0^\circ$) (7)

Těmito získanými údaji lze proložit bilineární funkci (Obrázek 10) ze které lze získat součinitel k_1, k_2, α_0 . Tito součinitelé jsou použity ve vztazích uvedených níže pod obrázkem.


 Obrázek 10 - Odvození součinitelů k_1 , k_2 , α_0 (7)

Charakteristická hodnoty odolnosti zakotvení rovnoběžně s vlákny dřeva pro desku je definována vzorcem:

$$f_{a,\alpha,0,d} = \begin{cases} f_{a,0,0,d} + k_1 \alpha & \text{pro } \alpha \leq \alpha_0 \\ f_{a,0,0,d} + k_1 \alpha_0 + k_2 (\alpha - \alpha_0) & \text{pro } \alpha_0 < \alpha \leq 90^\circ \end{cases}$$

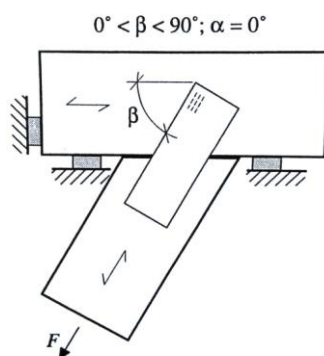
Konstanty k_1 , k_2 a α_0 se musí stále zjišťovat zkouškami, bez zkoušek není možné dojít k výsledkům uvedeného výpočtu.

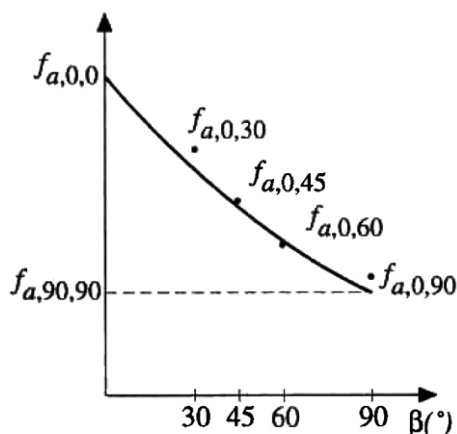
Další důležitou hodnotou pevnostního připojení je $f_{a,0,\beta,k}$. Jedná se o charakteristickou pevnost připojení trnů v podélném směru desky; $\alpha = 0^\circ$. Hodnota se získává ze zkoušek tzv. T-spojů (Obrázek 11). Hodnota je získávána pro běžné úhly $\beta = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ$ a 90° . Těmito zjištěnými údaji lze proložit sinusovou funkcí (Obrázek 12) tvaru:

$$f_{a,0,\beta,k} = f_{a,0,0} \cdot (1 - C \cdot \sin \beta)$$

Zpravidla hodnota $f_{a,0,90}$ bývá přibližně rovna hodnotě a z toho vyplývá: (9)

$$C = \frac{f_{a,0,0} - f_{a,90,90}}{f_{a,0,0}}$$


 Obrázek 11 - Standardní zkušební těleso T-spoje ($\alpha = 0^\circ$) (7)



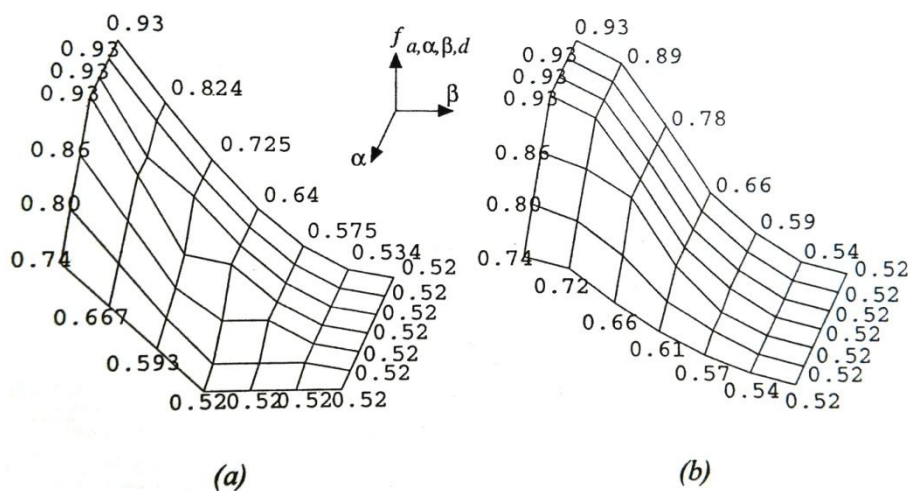
Obrázek 12 - Odvození součinitele C (7)

Po proložení křivek, představující spodní hranici závislosti mezi $f_{a,0,0}$ a $f_{a,0,90}$ (bilineární) pro přímé spoje, a mezi $f_{a,0,0}$ a $f_{a,0,90}$ nebo $f_{a,90,90}$ (sinusové) pro T-spoje, jsou v ČSN EN 1995-1-1 uvedeny vzorce definující interpolační metodu pro jakékoliv hodnoty mezi těmito extrémními hodnotami: (7) (9)

$$f_{a,\alpha,\beta,d} = \max \begin{cases} f_{a,\alpha,0,d} - (f_{a,\alpha,0,d} - f_{a,90,90,d}) \frac{\beta}{45^\circ} & \text{pro } \beta \leq 45^\circ, \text{ nebo} \\ f_{a,0,0,d} - (f_{a,0,0,d} - f_{a,90,90,d}) \sin(\max(\alpha, \beta)) & \end{cases}$$

$$f_{a,\alpha,\beta,d} = f_{a,0,0,d} - (f_{a,0,0,d} - f_{a,90,90,d}) \sin(\max(\alpha, \beta)) \quad \text{pro } 45^\circ < \beta \leq 90^\circ$$

Charakteristický průběh proložené plochy $f_{a,\alpha,\beta,d}$ podle zmíněných vztahů je porovnán s experimentálními údaji pro typickou styčnickovou desku s prolisovanými trny – Obrázek 13. (7)


 Obrázek 13 - Typické plochy $f_{a,\alpha,\beta,d}$ určené: (a) teoreticky, (b) experimentálně (7)

2.3 Posouzení únosnosti styčnickové desky s prolisovanými trny

Namáhání trnů účinkem sil a momentů, které působí na plochy styčnickové desky je v ČSN EN 1995-1-1 definováno za prvé jako návrhové napětí v připojení $\tau_{F,d}$ v jediném kovovém deskovém spojovacím prostředku s prolisovanými trny vyvolané silou F_{Ed} a za druhé jako návrhové napětí v připojení $\tau_{M,d}$ vyvolané momentem M_{Ed} . Toto namáhání se má uvažovat takto: (9)(7)

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{A,Ed}}{A_{ef}}$$

$$\tau_{M,d} = \frac{M_{A,Ed}}{W_p}$$

$$W_p = \int_{A_{ef}} r \, dA$$

- kde $F_{A,Ed}$ je návrhová síla působící na styčnickovou desku v těžišti účinné plochy A_{ef} (tj. polovina celkové síly v dřevěném prvku);
- $M_{A,Ed}$ návrhový moment působící na jednu desku v těžišti účinné plochy A_{ef} ;
- dA výsečová plocha kovové desky s prolisovanými trny;
- r vzdálenost od těžiště desky k výsečové ploše desky dA .

Jako alternativa k výpočtu W_p , může být W_p zjednodušeně a konzervativně přibližně stanoven ze vztahu: $W_p = \frac{A_{ef}d}{4}$ s $d = \sqrt{\left(\frac{A_{ef}}{h_{ef}}\right)^2 + h_{ef}^2}$ kde h_{ef} je maximální výška účinné plochy připojení kolmo k delší straně.

Kontaktní tlak mezi dřevěnými prvky se může uvážit, aby se zmenšila hodnota F_{Ed} v tlaku za předpokladu, že mezera mezi prvky má průměrnou hodnotu, která není větší než 1,5 mm, a maximální hodnotu 3 mm. V takových případech se má spoj navrhovat na minimální tlakovou návrhovou sílu $F_{A,Ed}/2$.

Kontaktní tlak mezi dřevěnými prvky ve stycích tlačných pásů se může uvážit tak, že jednu desku navrhujeme na návrhovou sílu $F_{A,Ed}$ a návrhový moment $M_{A,Ed}$ podle následujících vztahů:

$$F_{A,Ed} = \sqrt{\left(\frac{F_{Ed}\cos\beta}{2} - \frac{3|M_{Ed}|}{2h}\right)^2 + (F_{Ed}\sin\beta)^2}$$

$$M_{A,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2}$$

kde F_{Ed} je návrhová osová síla pásu působící na jednu desku (tlak nebo nula);
 M_{Ed} návrhový moment pásu působící na jednu desku;
 h výška pásu.

Má být splněna následující podmínka:

$$\left(\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{M,d}}{f_{a,0,0,d}}\right)^2$$

Podle obrázku (Obrázek 8) se celkový moment M_A obecně skládá z vnějšího momentu M a z momentu vyvozeného vnitřní mimostředností: $M_A = F \cdot e + M$

Moment vyvozený vnitřní excentricitou může působit proti vnějšímu momentu.

V každé ploše připojení musí být splněny dané mezní stavy únosnosti připojení trnů:(9)(7)

$$\tau_{f,d} \leq f_{a,\alpha,d}$$

$$\tau_{M,d} \leq 2 \cdot f_{a,90,90,d}$$

$$\tau_{F,d} + \tau_{M,d} \leq 1,5 \cdot f_{a,0,0,d}$$

Pro posouzení únosnosti desky se pro každou určitou spáru spoje podle ČSN EN 1995-1-1 mají všechny síly a únosnosti desky ve dvou kolmých hlavních směrech uvažovat takto:

$$F_{x,Ed} = F_{Ed} \cos\alpha \pm 2 F_{M,Ed} \sin\gamma$$

$$F_{y,Ed} = F_{Ed} \sin\alpha \pm 2 F_{M,Ed} \cos\gamma$$

kde F_{Ed} je návrhová výsledná síla v jedné desce, resp. ve spáře, tj. polovina celkové síly ve dřevěném prvku, (tlak = mínus);

$F_{M,Ed}$ návrhová síla vyvozená od momentu na jednu desku, resp. ve spáře Mající hodnotu $F_{M,Ed} = 2 M_{Ed}/l$ (Obrázek 8)

v každé spáře musí být splněna následující podmínka:

$$\left(\frac{F_{x,Ed}}{F_{x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,Ed}}{F_{y,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

kde $F_{x,Ed}$ a $F_{y,Ed}$ jsou návrhové síly působící v x a y směru

$F_{x,Rd}$ a $F_{y,Rd}$ jsou odpovídající návrhové hodnoty únosnosti desky. Ty jsou určovány z maxima charakteristických únosností v řezech rovnoběžných nebo kolmých k hlavním osám, založených na následujících vztazích pro charakteristické únosnosti desky v těchto směrech:

$$F_{x,Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} |f_{n,0,k} | \sin(\gamma - \gamma_0 \sin(2\gamma))| \\ |f_{v,0,k} \cos\gamma| \end{array} \right.$$

$$F_{y,Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} |f_{n,90,k} | \cos\gamma| \\ |k f_{v,90,k} | \sin\gamma| \end{array} \right.$$

kde

$$f_{n,0,k} = \begin{cases} f_{t,0,k} & \text{pro } F_{x,Ed} > 0 \dots \text{při tahu} \\ f_{c,0,k} & \text{pro } F_{x,Ed} \leq 0 \dots \text{při tlaku} \end{cases}$$

$$f_{n,90,k} = \begin{cases} f_{t,90,k} & \text{pro } F_{y,Ed} > 0 \dots \text{při tahu} \\ f_{c,90,k} & \text{pro } F_{y,Ed} \leq 0 \dots \text{při tlaku} \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} 1 + k_v \sin(2\gamma) & \text{pro } F_{x,Ed} > 0 \\ 1 & \text{pro } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases}$$

Jestliže deska překrývá více než dvě spáry na prvku, potom síly v každé rovné části spáry se mají určovat tak, aby byla splněna rovnováha, a aby byl splněn vztah:

$$\left(\frac{F_{x,Ed}}{F_{x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,Ed}}{F_{y,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

V každé rovné části spáry. Mají se uvážit všechny kritické průřezy

γ_0 a k_v jsou konstanty zjišťované ze smykových zkoušek podle „ČSN EN 1075 Dřevěné konstrukce - Zkušební metody - Spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými

trny“ a odvozené podle postupu uvedeného v „ČSN EN 14545 Dřevěné konstrukce - Spojovací prostředky – Požadavky“ pro příslušný typ desky.

Závěrem konstatovat, že určení parametrů pevnosti styčnickových desek s prolisovanými trny je složitý proces a mnoho parametrů jako jsou např. konstanty k_1 , k_2 , α_0 , γ_0 a k_v musí být zjištěny patřičnými zkouškami. Bez zkoušek není možné dojít k výsledkům uvedených výpočtů. Tudíž v diplomové práci poslouží ke zjištění patřičným vlastností ocelových styčnickových desek s prolisovanými trny software a to konkrétně Truss4 v kapitole 2.5. (7) (9)

2.4 Pravidla pro dimenzování styčnickových desek

Mimo výše uvedených pravidel navrhování obsahuje ČSN EN 1995-1-1 jiná následující pravidla pro dimenzování spojů se styčnickovými deskami s prolisovanými trny:

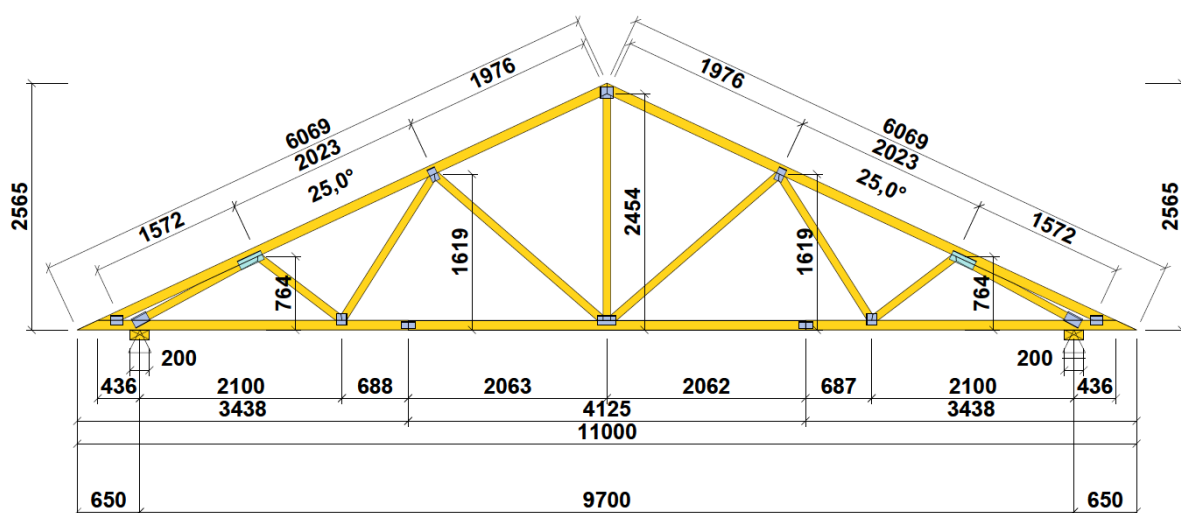
- Nezávisle na ostatních návrhových požadavcích musí všechny styčnickové desky s prolisovanými trny překrývat minimálně 40 mm nebo třetinu výšky dřevěného přířezu, přičemž rozhodující je větší hodnota.
- U tlačných přípojů a tlačných styků musí být přeneseno ocelovou deskou pouze 50 % tlakové síly. Zbývající sílu je možné přenést přímým kontaktem dřevěných přířezů.
- Styčnickové desky u styků pásových prutů musí překrývat nejméně 2/3 výšky dřevěného přířezu.
- Všechny spoje musí být schopné přenést sílu $F_{r,d} = 1,0 + 0,1 \cdot L$ v kN (pozn. L je rozpětí příhradového vazníku v metrech). Tato síla $F_{r,d}$ může mít působení v jakémkoli směru za předpokladu krátkodobé třídy trvání zatížení.
- Styky se při výpočtu konstrukce mohou považovat za tuhé, vyskytují-li se v oblastech, ve kterých napětí v ohybu vyvozené ohybovým momentem přenášeným spojem dosahuje maximálně 30% pevnosti prvku v ohybu. Zároveň musí být konstrukce tvarově stálá, pokud by všechny tyto styky působily kloubově. Taktéž to platí pro styky, jejichž únosnost při kombinovaném zatížení přímými silami a působícími momenty má rezervu minimálně 50%. (7)

2.5 Skutečná únosnost styčnickové desky s prolisovanými trny

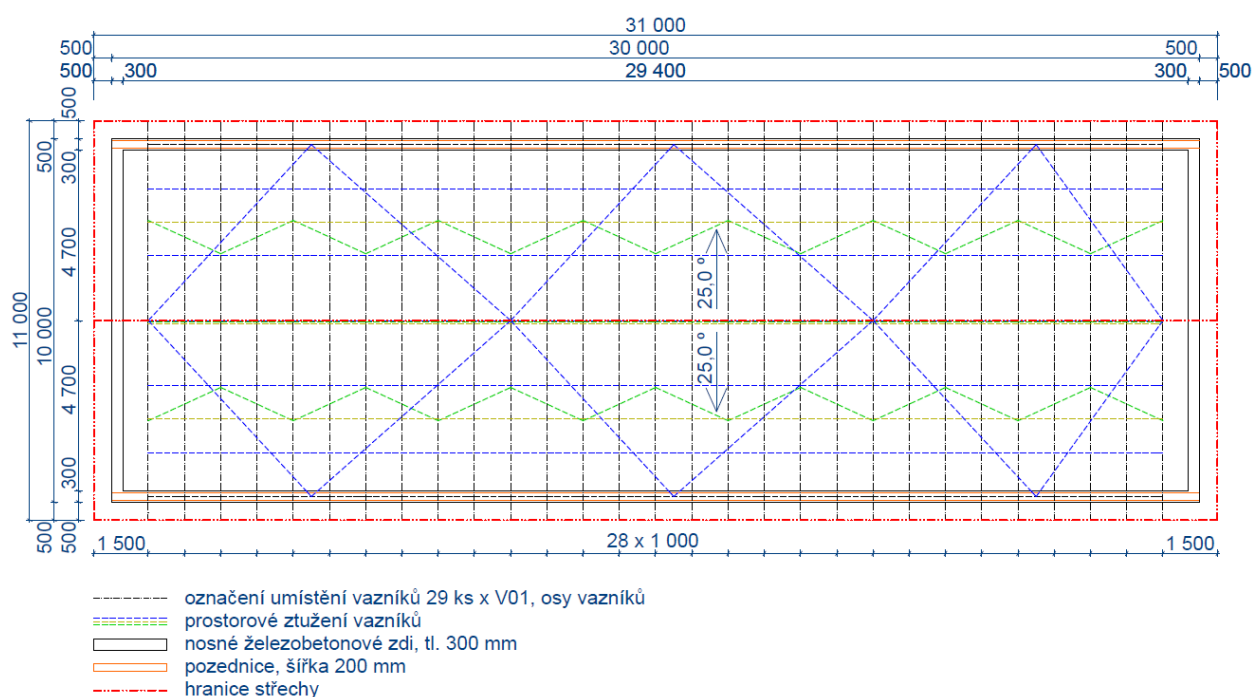
V rámci diplomové práce byl použit program Truss4, vyvinutý společností Fine, ke zjištění potřebných parametrů styčnickových desek a jejich návrhu. Program Truss4 je komplexní software pro výrobce příhradových dřevěných vazníků spojovaných styčnickovými deskami. Program je schopný navrhnout dostatečné styčnickové desky technologie Bovana-nail, jejich vhodné rozmístění, rozměry dřevěných přířezů atd. Program řeší všechny části dané problematiky od modelování konstrukcí přes statický návrh až po přípravu výrobní dokumentace. V programu je nutné definovat, podle které normy má program výpočet provést, dále je třeba do programu zadat půdorysné rozměry objektu, všechny potřebné vlastnosti vazníků (materiál krytiny, osazení, tloušťka vazníků, spodní detail vazníku apod.), rozměry konstrukce (výška a tloušťka zdi, umístění pozednice atd.), prostorové ztužení konstrukce a všechna potřebná stálá i užitná zatížení. Po té program vygeneruje zatěžovací stavy, kombinace MSÚ, kombinace MSP.

Následně program provede automatický návrh konstrukce (Obrázek 14 a Obrázek 15) a její posouzení dle následujících zvolených norem:

- zatřídění dřeva: Eurokód 5 - Česká republika; ČSN EN 73 2824-1-Třídění dřeva podle pevnosti – Část 1: Jehličnaté řezivo
- materiálové charakteristiky dřeva: ČSN EN 338 – Konstrukční dřevo – Třídy pevnosti
- zatížení: ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí; ČSN EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- posouzení dřevěných prvků: EN 1995-1-1 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- únosnosti spon: EN 1995-1-1 Eurokód 5
- posouzení spon: EN 1995-1-1 Eurokód 5
- podélné smykové připojení výztuh: EN 1995-1-1 Eurokód 5
- národní příloha EN: Česká republika



Obrázek 14 - Navržený a okótovaný vazník programem Truss, obrázek převzatý z výrobní dokumentace (výstup z programu Truss4)



Obrázek 15 - Údaje o zastřešení (vytvoreno na základě výstupu programu Truss4 programem Archicad 19)

Výstupem programu Truss4 je návrh rozmístění spon, typů spon (BV15 – tloušťka desky 1,5 mm; BV20 – tloušťka desky 2 mm), detailů spon (umístění ve styčnicku, šířka a délka desky; Obrázek 36) a návrh dřevěných přířezů vazníků zastřešující namodelovaný půdorys objektu. Program Truss4 navrhl parametry pevnosti spon potřebné k dalšímu

výpočtu v diplomové práci (Obrázek 16), konkrétně potřebné k výpočtu kritické teploty požáru v kapitole 4.

1.3 Parametry pevnosti spon podle EN 1995-1-1 (EC5)

SPONY BV15		
Parametry pevnosti připojení při $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$	Parametry pevnosti spony při $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$	Parametry tuhosti připojení při $\rho_{\text{mean}} = 420 \text{ kg/m}^3$
$f_{a,0,0,k}$: 4,02 N/mm ²	$f_{t,0,k}$: 300,10 N/mm	k_{ser} : 4,25 N/mm ³
$f_{a,90,90,k}$: 1,44 N/mm ²	$f_{t,90,k}$: 114,30 N/mm	
k_1 : -0,0152 N/mm ^{2/°}	$f_{c,0,k}$: 189,60 N/mm	
k_2 : -0,0152 N/mm ^{2/°}	$f_{c,90,k}$: 156,30 N/mm	
α_0 : 0,00 °	$f_{v,0,k}$: 93,20 N/mm	
	$f_{v,90,k}$: 117,90 N/mm	
	γ_0 : 0,000 °	
	k_v : 0,930	
SPONY BV20		
Parametry pevnosti připojení při $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$	Parametry pevnosti spony při $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$	Parametry tuhosti připojení při $\rho_{\text{mean}} = 420 \text{ kg/m}^3$
$f_{a,0,0,k}$: 2,75 N/mm ²	$f_{t,0,k}$: 386,60 N/mm	k_{ser} : 4,96 N/mm ³
$f_{a,90,90,k}$: 1,37 N/mm ²	$f_{t,90,k}$: 149,90 N/mm	
k_1 : -0,0100 N/mm ^{2/°}	$f_{c,0,k}$: 268,30 N/mm	
k_2 : -0,0100 N/mm ^{2/°}	$f_{c,90,k}$: 243,70 N/mm	
α_0 : 0,00 °	$f_{v,0,k}$: 221,30 N/mm	
	$f_{v,90,k}$: 170,60 N/mm	
	γ_0 : 0,000 °	

Obrázek 16 - Výstup ze statického výpočtu programu Truss4 – pevnosti spon pod EN 1995-1-1 (výstup programu Truss4)

2.6 Styčnickové desky s prolisovanými trny po zátěžových zkouškách tažených zkušebních těles za běžné teploty

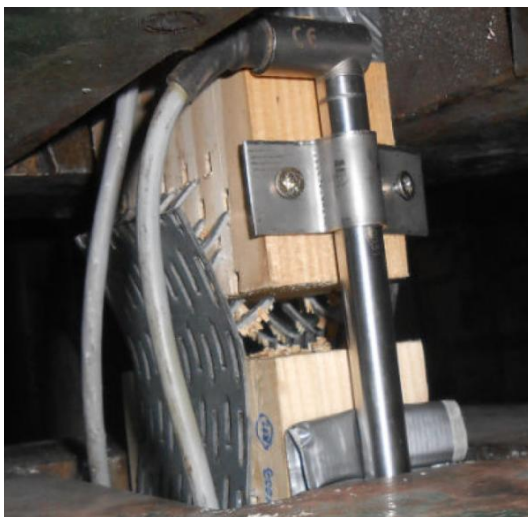
Jak se ve skutečnosti chová spoj zatížený tahovým namáháním za běžné teploty, je patrné z obrázků po zátěžových zkouškách, kdy byla zkušební tělesa (Obrázek 17) zatížena tahovým namáháním a byla překročena jejich únosnost. Z předchozích kapitol je zřejmé, že na základě výpočtu odolnosti spoje je možné určit jeho únosnost, není však možné z výpočtu určit, jakým způsobem dojde k selhání spoje při překročení únosnosti zakotvení desky – vysunutí desky z materiálu ve směru kolmo působícího zatížení, zatlačení trnů do dřevěného přířezu, deformace trnů v přířezu apod.

Z následujících obrázků (Obrázek 18 a Obrázek 19) po laboratorních zkouškách je patrné, že u zkoušených spojů došlo k selhání spoje vlivem porušení styčnickové kovové desky a ne samotného porušení dřevěných přířezů. Zkoušený spoj byl navržen tak, aby došlo k selhání spoje a ne k selhání kotvení nebo samotného taženého prvku. Selhání spojů nastalo následkem namáhání styčnickové desky ohybem v místě styku trnu a části desky na vnější straně připojovaného prvku. Z fotodokumentace je zřejmé, že rozhodujícím faktorem selhání styčnickové desky je selhání nevtačené části desky při namáhání ohybem.

Aby bylo dosaženo dříve selhání dřeva v okolí spoje než selhání ocelové desky, bylo by nutné např. zvýšit ohybovou tuhost nevtačené části desky zvětšením její tloušťky nebo případně zvýšit odolnost trnu proti vytažení ze dřeva. Závěrem konstatovat, že únosnost spoje je závislá na kovové desce. (10)



Obrázek 17 - Vzorek před zatížením (10)



Obrázek 18 - Typické porušení spoje (10)



Obrázek 19 - Typické porušené spoje po vytáhnutí ze zatěžovacích čelistí (10)

3 Chování dřeva a ocele za požáru

Vlivem zvýšených teploty dochází ke změnám mechanických vlastností stavebních materiálů. U organických látek (např. dřevo) jsou tyto změny zároveň spojeny i s procesem hoření, což se projevuje úbytkem vlastní struktury materiálu. V důsledku těchto změn nastává porušení celistvosti materiálu, sdílení teplota do okolního prostoru, pokles únosnosti prvku apod. Tyto všechny změny vlastností materiálů se promítnou v požární odolnosti stavebních materiálů. U většiny stavebních hmot se s teplotou mění tepelná vodivost a měrné teplo. V některých případech (např. u výrobků ze skelných či minerálních vláken) dochází i k několikanásobnému zvýšení tepelné vodivosti, u jiných materiálů (např. u cihel) i k poklesu tepelné vodivosti. (11)

Jak již bylo zmíněno v úvodu, u spojovacích prostředků v dřevěných konstrukcích je nutno respektovat právě jejich tepelnou vodivost, čím bude tepelná vodivost větší, tím větší rychlostí se spojovací prostředky budou prohřívat. V případě dnešních technologií se používají ve spojih dřevěných konstrukcí už jen spojovací prostředky ocelové. V případě spojů s ocelovými prolisovanými deskami se ocel bude během požáru prohřívat podstatně rychleji než dřevěné přířezy, které mají mnohem lepší tepelně izolační vlastnosti právě kvůli nízkému součiniteli tepelné vodivosti. Během zvýšených teplot se ve spoji tyto dva materiály budou chovat velmi odlišně. (1)

Přesto, že je dřevo materiálem hořlavým, při narušení tepelným zatížením může vykazovat i některé pozitivnější charakteristiky než ocel. Ocelový prvek ztrácí únosnost náhle po dosažení kritické teploty a tento proces je nevratný. Dřevo na rozdíl od oceli, tepelně degraduje postupně a v případě jeho částečného poškození ohněm je nejednou možné dřevěné konstrukce využívat nadále. (12)

3.1 Dřevo

Dřevo stále je a v nejbližší budoucnosti zůstane jedním z nejpoužívanějších stavebních konstrukčních materiálů. Přes své nesporně výborné vlastnosti, jako je např. snadná opracovatelnost, výhodný poměr mezi pevností a hmotností konstrukce atd., má však přírodní dřevo a materiály na jeho bázi i některé závažné nedostatky omezující rozsah jeho použití. Nejzávažnějšími z nich jsou malá odolnost proti napadení biotickými škůdci (houby, plísně, hmyz) a především jeho snadná zápalnost a hořlavost. (13)

Příčinou obou těchto nedostatků je skutečnost, že dřevo je organická hmota složená převážně z uhlíku (50 %), kyslíku (42 %) a vodíku (5 %). Při praktickém používání dřeva ve stavbách a hodnocení požárního rizika znamená, že ze tří základních podmínek pro vznik hoření a požáru (přítomnost hořlavé látky, přítomnost vzdušného kyslíku a dostatečná zápalná teplota) jsou v případě dřevěných konstrukcí vždy splněny první dvě podmínky. Proto byl ještě donedávna zastáván názor, že dřevo je nevhodným stavebním materiálem a jeho používání ve stavebnictví je z hlediska požární bezpečnosti značně rizikové. Pravý opak je však pravdou. Dostatečně dimenzované dřevěné trámy (krovy, stropní konstrukce apod.) zachovávají při požárech svoji stabilitu a únosnost několikanásobně déle než např. ocelové prvky, které jsou klasifikovány jako „nehořlavé“.

(11) (13)

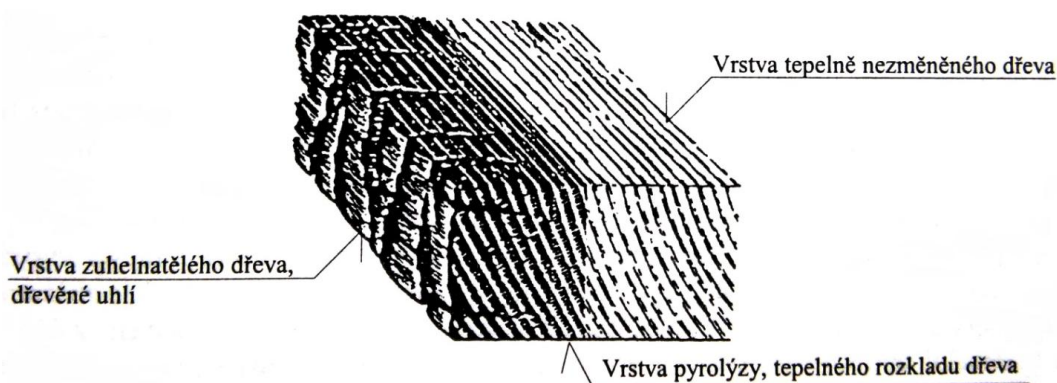
Dřevo a materiály na bázi dřeva jsou klasifikovány jako hořlavé hmoty. A i když jejich hořlavost je možné modifikovat povrchovou úpravou nebo impregnací ohnivzdornými solemi a energie potřebná pro jejich zapálení bude větší, není možné těmito opatřeními nikdy dosáhnout jejich úplné nehořlavosti. Chemické prostředky, které snižují hořlavost dřeva nebo omezují šíření plamene po povrchu, se dělí do dvou skupin: a) amonné soli tvořící plynné zplodiny, které zabraňují přístupu vzduchu; b) pěnotvorné vícesložkové systémy, které obsahují pojivo, nadouvadlo a retardéry hoření. Tyto pěnotvorné prostředky jsou obecně nejúčinnější impregnací, mají nejdelší životnost a také vzhled jimi ošetřeného dřeva je přijatelný. Nicméně na druhou stranu, impregnace dřeva může mít navíc i negativní důsledky jako např. pokles pevnosti dřeva, korozi spojovacích prvků nebo koroze samotného dřeva, což je tzv. rozvláknování dřevní hmoty. (6) (14)

3.1.1 Chování dřeva za požáru

Chování dřeva při požáru není možné jednoduše popsat. Rozlišují se dvě fáze požáru – vznikající požár a plně rozvinutý požár – chování dřeva při rozhořívání a při plně rozvinutém požáru. Vznikající požár je ovlivněn hořlavostí materiálu, stupněm jeho zápalnosti, rychlosti šíření ohně, respektive plamene na jeho povrchu a mírou předávání tepla. Plně rozvinutý požár představuje fázi po vzplanutí, kdy jsou všechny hořlavé materiály zachváceny ohněm. Požadavky na materiály během této fáze jsou zaměřeny na jejich schopnost zachovat si své mechanické vlastnosti a omezovat oheň na oblast jeho vzniku, aby nedocházelo k šíření ohně nebo kouře a působení příliš vysokých teplot na

straně odvrácené ohni, které by mohly vést k nepřímému přenosu požáru na sousední části konstrukce. (6) (14)

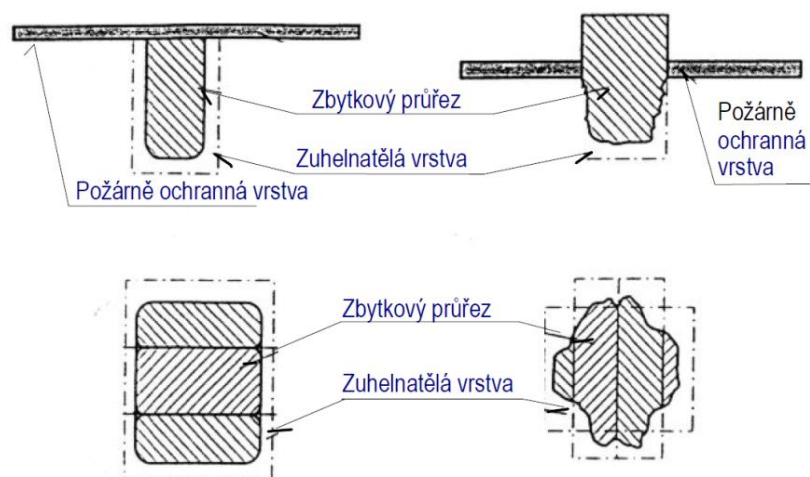
Jsou-li konstrukční prvky ze dřeva a materiálů na bázi dřeva vystaveny plně rozvinutému požáru, dochází k řadě příznivých okolností. Je-li tepelný tok dostatečně velký, nejprve na povrchu vzplanou a poměrně silně hoří do té doby, než se na jejich povrchu vytvoří tepelně izolační zuhelnatělá vrstva dřevní hmoty (tzv. dřevěné uhlí), Obrázek 20. Tato vrstva brání přístupu vzduchu do vnitřních částí průřezu prvků, tlumí hoření a má rovněž dobré tepelně izolační vlastnosti. V důsledku toho zůstává teplota ve zbytkovém průřezu (zbytkový průřez je definován jako průřez původního prvku zmenšený o hloubku zuhelnatění, Obrázek 24) prvků již v malé vzdálenosti od povrchu nezměněna. Kromě toho prakticky nedochází ke změně fyzikálních a mechanických vlastností dřeva a materiálů na bázi dřeva ve zbytkovém průřezu prvků a úbytek únosnosti těchto prvků je dán pouze redukcí jejich průřezu účinkem požáru. Dřevní hmota při požáru nepraská a ani příliš nesesychá, a proto nedochází k tvorbě trhlin a jejich povrch je uzavřený. Pro lepší představu je pod zuhelnatělou vrstvou v případě požáru trvajících déle než 20 minut přibližně 30 mm vrstva dřeva zasažená vysokou teplotou. Část této vrstvy s teplotou nad 200 °C je vrstva pyrolýzy (tj. tepelný rozklad na plyny), ve vrstvě pyrolýzy je dřevo ohněm již chemicky změněno, ale ještě není zcela rozloženo. A protože dřevo je špatným vodičem tepla a do zbytkového průřezu je přiváděno velmi málo tepla, v hloubce přibližně 30 mm pod zuhelnatělou vrstvou je pak již dřevo, jehož teplota je stejná jako při pokojové teplotě. (6) (14) (15)



Obrázek 20 - Změna dřeva v průřezu konstrukčního prvku při požáru (6)

Tepelná vodivost zuhelnatělé vrstvy, dřevěného uhlí, je pouze asi jednou šestinou tepelné vodivosti dřeva. Vrstva dřevěného uhlí působí jako izolační vrstva a rozklad dřeva pod ní probíhá zpomaleně. Z tohoto důvodu a vzhledem k nízké tepelné vodivosti dřeva

zůstává teplota uprostřed průřezu mnohem nižší než na povrchu. Požární odolnost dřevěných konstrukcí je proto podstatně vyšší, než se obecně předpokládá. Na obrázku (Obrázek 21) jsou zobrazeny nosníky a sloupky, které byly vystaveny namáhání požárem ze tří popř. ze čtyř stran. (6)



Obrázek 21 - Průřez nosníků a sloupů před a po namáhání požárem (14)

3.1.2 Proces hoření dřeva

Zahříváním dřevní hmoty dojde k rozkmitání makromolekul a narušení vazeb, tím se makromolekuly rozpadají na menší stavební částice – v konečné fázi na monomery, které se vyskytují převážně v plynném skupenství a snadno reagují se vzdušným kyslíkem. Z hlediska povahy vznikajících reakcí dochází postupně k endotermické reakci (při níž je teplo dřevem absorbováno a dochází k sušení dřeva) a k exotermické reakci (při níž se uvolňuje značné množství tepla a probíhá oxidace rozkladných produktů). Jestliže oxidační proces probíhá pomalu, stačí převládající část uvolněného tepla uniknout do okolního prostoru. Při dosažení určité rychlosti se uvolněné teplo nestačí rozptýlit do okolí a dochází k samozahřívání dřeva, které může vyvrcholit samovznícením. Dřevo se může tepelně rozkládat i při zahřívání bez přístupu vzduchu. Potom se probíhající děj obecně nazývá suchou destilací. U chráněné dřevní hmoty probíhá proces rozkladu s omezeným přístupem vzduchu, doprovázeným světelným efektem bez plamenů (bezplamenné hoření), tzv. žhnutí. (11) (16)

V závislosti na druhu dřeva a jeho vlhkosti se průměrná hodnota bodu vzplanutí¹ pohybuje v rozmezí 180-275 °C; bodu hoření² pohybuje v rozmezí 260-290 °C a bodu vznícení³ v rozmezí 330-470 °C. Odolnost dřeva vůči vzplanutí a hoření se udává v minutách nebo sekundách, a to od počátku působení určité teploty na dřevo do jeho vzplanutí nebo hoření. Za kritickou mez deformace zatížené nosné dřevěné konstrukce se považuje průměrná teplota jádra okolo 120 °C, respektive teplota vznícení na povrchu okolo 300 °C. (11) (16)

Během hoření dřeva za přístupu vzduchu lze sledovat různě velký plamen. Na začátku hoření odcházejí z povrchu dřeva těkavé produkty hořící značně velkým plamenem a bod vzplanutí těchto látek (pryskyřic, tuků a éterických olejů) má nižší hodnotu než bod vzplanutí rozkladných produktů. Potom dochází ke zmenšení plamene v důsledku nedostatečné rychlosti zahřátí těkavých látek na potřebnou teplotu v hlubších vrstvách dřeva a špatné vodivosti dřeva. Jakmile snížená teplota dosáhne potřebné hodnoty, dochází opět ke zvětšování plamene, k rozkladu celulózy a k přímé reakci mezi uhlíkem a kyslíkem. Tato fáze je provázána snižováním původní pevnosti dřeva. Rychlost hoření dřeva roste s obsahem pryskyřice, tuků apod. a klesá se stoupající vlhkostí a objemovou hmotností. Vlastní hoření a vzplanutí dřeva závisí také na kvalitě povrchu, jeho rozměrech a pórovitosti. Například hladce ohoblovaná prkna jsou ve srovnání s nehoblovanými hůře spalitelná a také hůře hoří. Díky porézности dřeva může kyslík i teplo přispět nejen při jeho iniciaci, ale též při jeho hoření. To je důkazem i menší hořlavosti dřeva o vyšší objemové hmotnosti ke stejným dřevům lehčím. (11) (16)

Tepelný rozklad dřeva lze rozdělit do následujících etap:

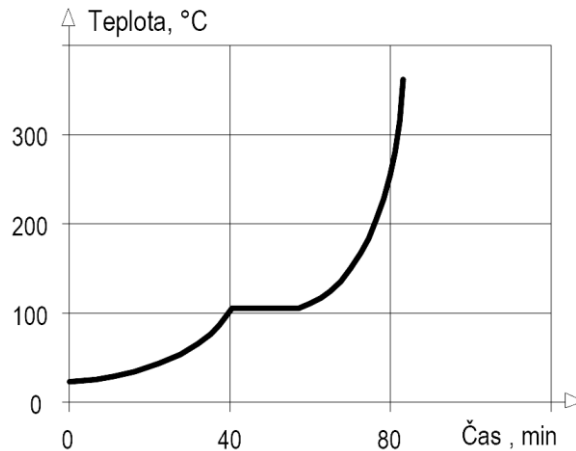
- při teplotách menších než 100 °C, ale vyšších než je pokojová teplota, se začíná dřevo vysušovat, čímž začíná docházet ke ztrátě volné vlhkosti (vyplňující vnitřní prostory dřeva),
- při teplotě 100 °C se voda ve dřevu začíná odpařovat a pára uniká cestou nejmenšího odporu, tj. v rozích, hranami, spoji, otevřenými póry a trhlinkami, v těchto místech dřevo vysychá rychleji. Teplota zůstává konstantní, než se voda zcela vypaří. Na grafu

¹ **Bod vzplanutí (teplota vzplanutí)** – nejnižší teplota, při které se látka přiblížením plamene vznítí a opět zhasne (10)

² **Bod hoření** – nejnižší teplota, při které se zahříváním látky vyvine takové množství plynů, že při přiblížení plamene plyny vzplanou a hoří déle než 5 sekund bez přerušení (10)

³ **Bod vznícení (teplota vznícení)** – nejnižší teplota, při které se látka na vzduchu samostatně bez pomoci otevřeného plamene vznítí (10)

(Obrázek 22) je znázorněn průběh teploty pod vrstvou pyrolýzy v závislosti na čase, jestliže je dřevo vystaveno zahříváním podle normové teplotní křivky (ISO 834).



Obrázek 22 - Teplota dřeva pod vrstvou pyrolýzy, požár dle normové teplotní křivky (14)

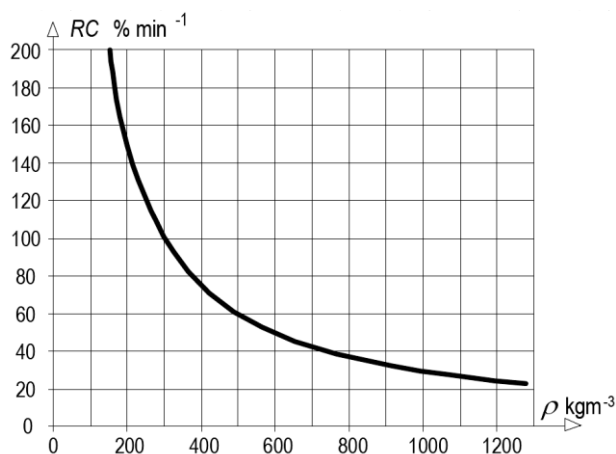
- v intervalu od 100 do 150 °C nastává při dlouhodobém působení celková ztráta volné vlhkosti,
- v intervalu od 150 do 200 °C se vyvíjí vodní pára, tvoří se povrchové plyny (cca 70 % nehořlavého oxidu uhličitého a 30 % hořlavého oxidu uhelnatého) a nastává ztráta vázané (hygroskopické) vlhkosti,
- v intervalu od 200 do 280 °C dochází k pomalé pyrolýze, narůstá vývoj vodní páry, uvolňují se těkavé látky o malé výhřevnosti – cca do $5000 \text{ kJ}\cdot\text{m}^{-3}$,
- v intervalu od 280 do 400 °C dochází k exotermické reakci, kdy teplota rychle stoupá, vzniká směs lehce zápalných plynů se značným množstvím uhlovodíků s vysokou výhřevností, a to od 8400 do $16800 \text{ kJ}\cdot\text{m}^{-3}$,
- v intervalu od 400 do 500 °C se uvolňuje maximální množství hořlavých plynů s výhřevností až do $20000 \text{ kJ}\cdot\text{m}^{-3}$, nejvíce hořlavé směsi vznikají při teplotách mezi 400 a 420 °C,
- nad teplotu 500 °C se vývin plynů redukuje. (11) (14) (16)

Na druhé straně se na povrchu vytváří vrstva nespáleného uhlíku, který je špatným vodičem tepla a zamezuje přístup tepla k vnitřním nerozloženým vrstvám, a tím znemožňuje přívod dalších spalitelných plynů na povrch, až může v tomto stadiu u rozměrnějších průřezů konstrukcí oheň i ustát, nedejde-li k popraskání a odprýskání této vrstvy. (14)

3.1.3 Prvky ovlivňující chování dřeva při požáru

Chování prvků ze dřeva při požáru je velmi výrazně ovlivněno také jejich tvarem, povrchem, obvodem a rozměry průřezu. Hořlavost závisí na poměru povrchu k objemu prvků. Čím větší je tento poměr, tím rychleji se šíří plamen. Mnoho ostrých hran a drsný povrch zvětšují tento poměr a vedou k méně příznivému chování dřeva za požáru. Proto se dřevěné prvky hoblují a zaoblují se jejich hrany. Trhliny a praskliny rovněž zvyšují možnost napadení ohněm. Z těchto důvodů lepené lamelové dřevo, které je převážně bez trhlin, vykazuje menší zuhelnatění než dřevo rostlé. (6) (14)

Doba do zapálení dřeva a šíření ohně závisí na objemové tíze (v zcela suchém stavu) a proto různé druhy dřeva vykazují rozdílné chování při požáru. Vztah mezi objemovou tíhou a mírou zuhelnatění je znázorněn na obrázku - Obrázek 23. Vztah mezi objemovou tíhou a zápalností dřeva je podobný vztahu mezi hustotou a mírou zuhelnatění. Čím vyšší je hustota, tím později se dřevo zapálí. Dalším důležitým parametrem, ovlivňující chování dřeva za požáru je vlhkost dřeva. U dřevěných konstrukcí je obsah vlhkosti zpravidla mezi 8 % a 15 %. Z každé tuny dřeva musí uniknout 80-120 kg vody předtím, než bude dřevo hořet. (6) (14)



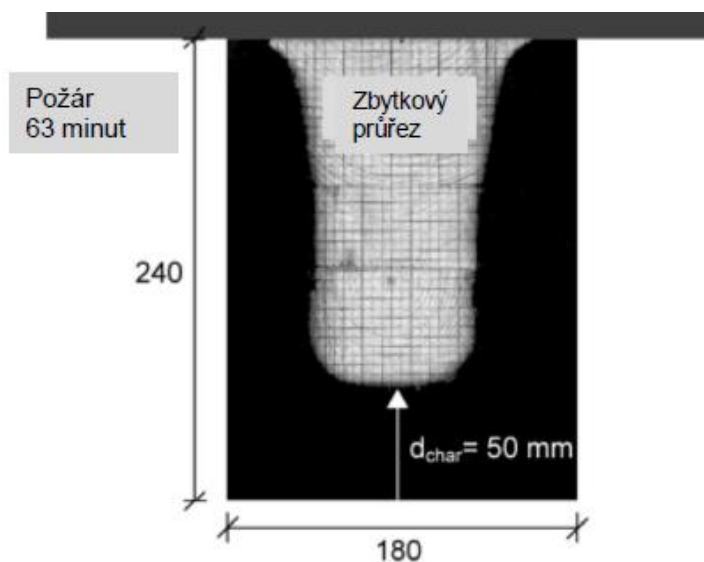
Obrázek 23 - Vztah mezi objemovou tíhou a mírou zuhelnatění dřeva RC (14)

Co se týká vlivu druhu dřeva na požární odolnost, není nijak významný. Požární testy ukázaly, že prvky z lepeného lamelového dřeva GLT vystaveny požáru se chovají v zásadě stejně jako rostlé dřevo stejného průřezu. Rostlé dřevo je obtížně zápalné a je zaznamenání velmi málo případů, kdy došlo k zapálení dřeva dříve než jiných materiálů. Rostlé dřevo vyžaduje pro samovznícení, tj. pro zapálení bez přítomnosti zdroje zapálení, povrchovou teplotu více než 400 °C, působící v krátkém až středně dlouhém časovém

úseku. Dokonce i v případě přítomnosti zdroje zapálení musí být povrchová teplota po určitou dobu větší než 300 °C. Dřevo se obvykle používá jako srovnávací materiál pro požární zatřídění jiných materiálů, protože je považováno za materiál, který vykazuje ve většině případů použití přijatelné riziko zapálení. (6) (14)

3.1.4 Hloubka zuhelnatění

Četnými zkouškami dřeva byla zjištěna lineární závislost na zuhelnatění a dobou požáru. Pro výpočet požární odolnosti průřezu se může předpokládat stálá rychlost zuhelnatění. Pro jednoduché postupy navrhování na účinky požáru bez uvážení zaoblení hran mohou být použity rychlosti zuhelnatění β_0 podle tabulky (Obrázek 26) z ČSN EN 1995-1-2. Zbytkový průřez se pro navrhování na účinky požáru uvažuje jako ostrohranný. (6) Skutečný tvar zbytkového průřezu je zobrazen na obrázku - Obrázek 24 a Obrázek 25. (6)



Obrázek 24 - Průřez vystavený ze tří stran požáru po 63 minutách (17)



Obrázek 25 – Skutečný obrázek ohořelého dřeva (foto: Lukáš Blesák)

Pro požární namáhání podle nominální normové teplotní křivky se určuje hloubka zuhelnatění takto: $d_{\text{char}} = \beta_0 \cdot t$

kde β_0 je rychlost zuhelnatění [mm/min]
 t čas [min]

Pro dřevo jsou rychlosti zuhelnatění uvedeny v následující tabulce podle ČSN EN 1995-1-2 tabulky 3.1 (Obrázek 26): (15)

	β_0 mm/min	β_n mm/min
a) Dřevo jehličnatých stromů a buk		
Lepené lamelové dřevo s charakteristickou hustotou $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Rostlé dřevo s charakteristickou hustotou $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8
b) Dřevo listnatých stromů		
Rostlé nebo lepené lamelové dřevo listnatých stromů s charakteristickou hustotou 290 kg/m^3	0,65	0,7
Rostlé nebo lepené lamelové dřevo listnatých stromů s charakteristickou hustotou $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
c) LVL		
s charakteristickou hustotou $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
d) Desky		
Dřevěné obložení	0,9 ^a	–
Překližka	1,0 ^a	–
Desky na bázi dřeva jiné než překližka	0,9 ^a	–
^a Hodnoty platí pro charakteristickou hustotou 450 kg/m^3 a tloušťku desky 20 mm.		

Obrázek 26 - Tabulka návrhových rychlostí zuhelnatění z ČSN EN 1995-1-2 (15)

3.2 Ocel

Ocel je moderní stavební materiál, který má široké možnosti uplatnění ve všech typech staveb. Z hlediska požární odolnosti není ocel výhodný materiál. I když se jedná o materiál, který má třídu relace na oheň A1 – nehořlavý materiál, vlastní požární odolnost ocelových konstrukcí je velmi nízká. Tato nepříznivá vlastnost je způsobena rychlým prohříváním nechráněných průřezů při působení vysoké teploty vznikající při požáru. Důsledkem je ztráta mechanických vlastností (mez kluzu, modul pružnosti) oceli. (18)

3.2.1 Chování a negativní jevy oceli při působení požáru

Mechanické vlastnosti všech typů oceli jsou značně ovlivňovány teplotou. Do teploty 350°C mechanické vlastnosti oceli klesají do té míry, že neohrožují bezpečnost objektů. Při teplotě 350 °C dochází k rekrystalizaci mikrostruktury, která vede ke ztrátám zlepšených mechanických vlastností, získaných různými mechanicko-tepelnými technologiemi zpracování. To vysvětluje rozdíly sledované mezi druhy ocelí taženými za studena s vysokotažnými slitinami. Velmi nepříznivým jevem ocelových prvků je jejich narůstající deformace při jejich zahřátí na vyšší teploty. Jakmile se prohřejí na teplotu přibližně 500°C, v důsledku ztráty pevnosti se zřítí. Pokud ocel není deformována, lze ji po požáru obvykle opět použít. (11) (16)

Velkým zdrojem nebezpečí u oceli je její teplotní roztažnost. Např. při zahřátí ocelového nosníku délky 10 m na 400 °C nastane prodloužení přibližně o 50 mm. U dokonale vetknutých konstrukcí bez možnosti volného prodloužení dosahují již při 100 °C namáhání meze průtažnosti. Proto by tuhé ocelové konstrukce měly být posuzovány s ohledem na měnící se hodnoty součinitele délkové teplotní vodivosti α , protože při vyšších teplotách (cca nad 700 °C) se hodnota α liší oproti užívané hodnotě $\alpha=12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ až o 20%. (11) (16)

Co se složení týká, tak oceli s vyšším obsahem uhlíku vykazují nižší teplotní roztažnost než oceli s nižším obsahem uhlíku. Obsah uhlíku má největší vliv na pevnost oceli. Čím je větší obsah uhlíku, tím ocel vykazuje větší pevnost. Se stoupajícím obsahem uhlíku se zlepšuje tvrdost a kalitelnost, avšak tažnost, pevnost v ohybu a svařitelnost klesá. Například litinové části konstrukcí vzdorují lépe účinkům vyšších teplot při požárech než konstrukce z plávkové oceli. Litina je však velmi choulostivá na prudké ochlazení vodou při hašení požáru, takže v důsledku nestejnorodosti materiálu snadno praskne. Většina mechanických vlastností oceli během požáru je podstatně ovlivněna nejen složením, ale i jejich zpracováním. (11) (16)

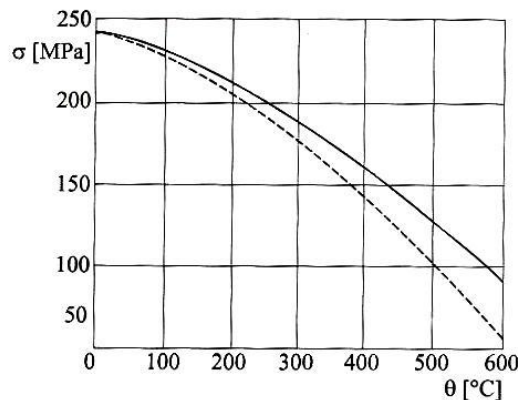
3.2.2 Vliv vyšších teplot na mechanické a fyzikální vlastnosti oceli

Fyzikální a mechanické vlastnosti oceli jsou značně ovlivňovány teplotou. Tato skutečnost je důsledkem změny vazebních sil ve struktuře oceli s rostoucí teplotou a tudíž většími rozkmity atomů v uzlových bodech strukturní mřížky. Obecně platí, že s rostoucí teplotou klesají pevnostní vlastnosti, ale tažnost a plastické vlastnosti rostou. Naopak s klesající

teplotou se pevnost zvyšuje a tažnost klesá. V průběhu požáru se mění fyzikálně mechanické vlastnosti oceli v závislosti na její stoupající teplotě. Při dosažení kritické teploty oceli ztrácí ocelový prvek schopnost plnit stanovené požadavky dané mezním stavem únosnosti a mezním stavem přetvoření. Změny, které vlivem růstu teploty nastanou, snižují únosnost a přetvoření. (12)

Jako první jsou v diplomové práci řešeny mechanické vlastnosti oceli za zvýšených teplot.

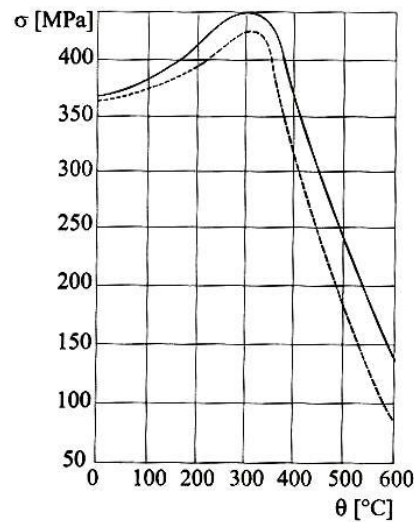
Mez kluzu – vlivem vyšších teplot má mez kluzu téměř od počátku zvyšujících se teplot klesající tendenci a tím se snižuje únosnost stavební konstrukce. Závislost je podobná parabole s vrcholem v bodě s teplotou cca 20 °C, viz. Obrázek 27 – plná čára znázorňuje průběh meze kluzu okamžitě po dosažení konkrétní teploty, přerušovaná křivka znázorňuje průběh meze kluzu měřené po pětihodinové prodlevě. Z podrobných zkoušek bylo zjištěno, že ocel vyšší pevnosti má pokles kluzu menší než ocel nižší pevnosti. Mez pevnosti nejprve mírně stoupá, kolem 250 °C dosahuje maxima a po 300 °C nabývá opět původní hodnoty. Dále nastává prudký pokles až k teplotě 650 °C, kde pevnost dosahuje 20% původní hodnoty; 50% lze uvažovat přibližně kolem 550 °C. (12) (16)



Obrázek 27 - Hodnoty meze kluzu stavebních ocelí v závislosti na teplotě (12)

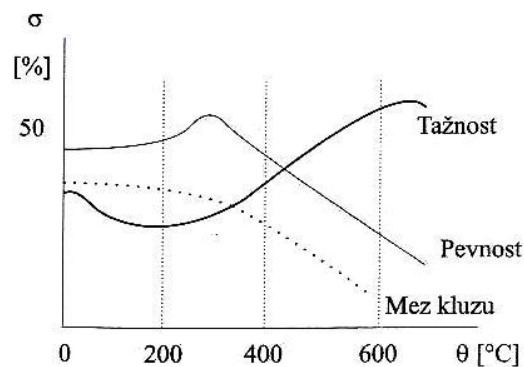
Mez pevnosti – pevnost oceli roste přibližně do teploty 350-400 °C, Obrázek 28. Mezi jednotlivými druhy oceli jsou však značné rozdíly a s obsahem uhlíku růst pevnosti klesá. U jakostnějších ocelí je maximální zvýšení pevnosti při teplotě 350 °C. Obecně lze předpokládat, že do teploty 350 °C pevnost oceli neklesá, při teplotě 500 °C činí zhruba 60% a při 650 °C činí pouhých 20-25 % původní hodnoty. Současně se zmenšují rozdíly mezi jednotlivými druhy stavebních ocelí. I v procesu chladnutí může pevnost oceli nadále

po omezení čas klesat. Přerušovaná křivka na obrázku (Obrázek 28) znázorňuje průběh pevnosti po pětihodinové prodlevě. (12)



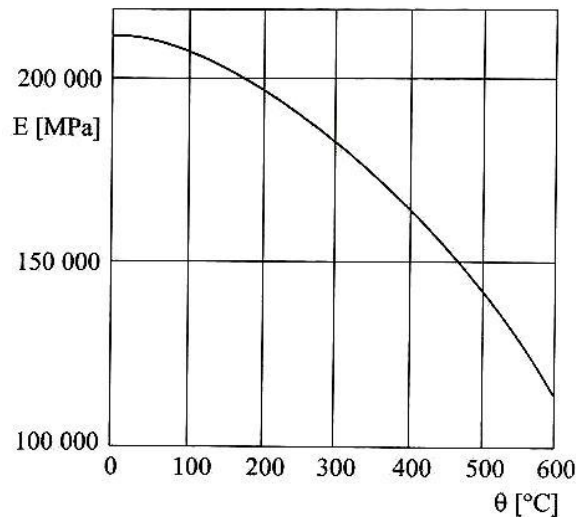
Obrázek 28 - Hodnoty meze pevnosti v tahu stavebních ocelí (12)

Tažnost – tažnost do 250 °C klesá a od této teploty nastává poměrně prudký vzestup (Obrázek 29). (11)



Obrázek 29 - Změny pevnosti, meze kluzu a tažnosti v závislosti na teplotě (12)

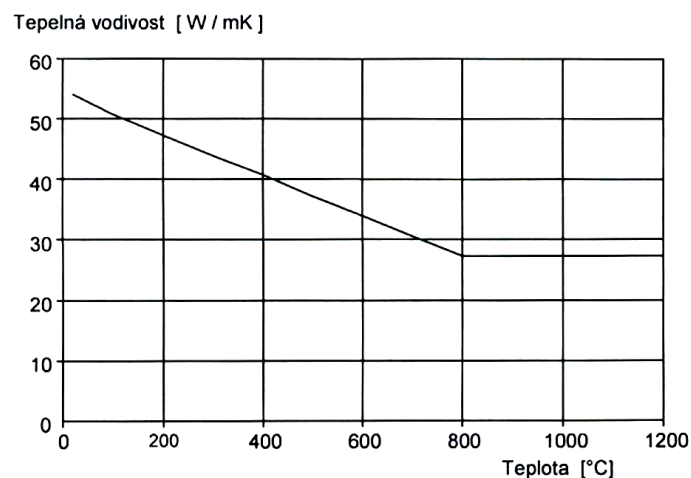
Modul pružnosti – vykazuje konstantní hodnotu pouze do meze úměrnosti, Obrázek 30. Jestliže se zvýší napětí, modul pružnosti klesá. Při požáru vzrůstem teploty klesá mez úměrnosti, napětí se stává vyšší než tato mez a dostává se do plastické oblasti. Zde je hodnota modulu pružnosti závislá na napětí a rychle klesá. (12)



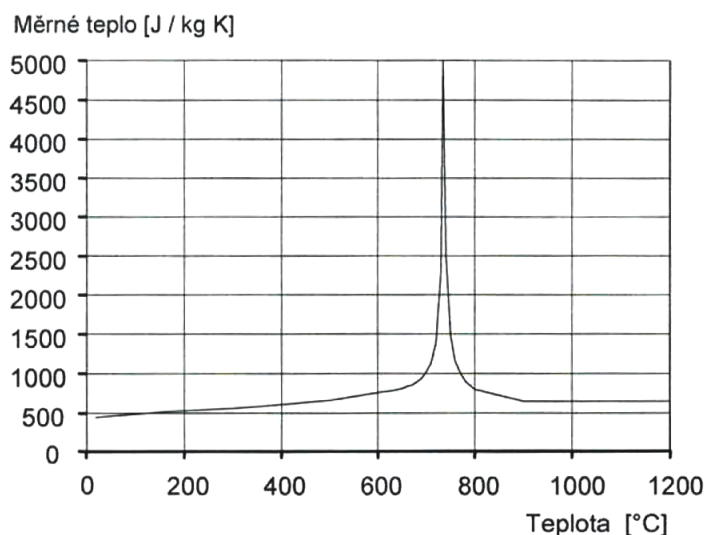
Obrázek 30 - Průběh modulu pružnosti stavebních ocelí (12)

Nejen mechanické vlastnosti oceli se mění v závislosti na teplotě, ale během požáru dochází i ke změnám fyzikálním.

Teplotní roztažnost a tepelná vodivost – teplotní roztažnost má lineární závislost a součinitel délkové teplotní roztažnosti teplem pro konstrukční ocel α daný ČSN EN 1993-1-1 hodnotou $12 \cdot 10^{-6}$ platí pro teploty cca 700 °C. V intervalu od 700 až 800 °C dochází ke smršťování v důsledku zpětných změn její mikrostruktury. Nad touto hranicí dochází opět ke stejné lineární roztažnosti. Podle ČSN 73 0540-3 je součinitel tepelné vodivosti λ roven pro železo 58 W/m·K a uhlíkovou ocel 50 W/m·K. Z tohoto byl statisticky odvozena závislost tepelné vodivosti na teplotě – Obrázek 31. Měrné teplo oceli c je dáno podle stejné normy hodnotou 440 J/kg·K k odpovídající počáteční teplotě uvedené v grafu – Obrázek 32. Teplotní roztažnost může být zdrojem nebezpečí ztráty stability a únosnosti ocelových konstrukcí. (11)



Obrázek 31 - Tepelná vodivost oceli v závislosti na teplotě (3)



Obrázek 32 - Měrné teplo oceli v závislosti na teplotě (3)

Další vlastností oceli je její tečení za vyšších teplot, běžně označované jako creep na rozdíl od tečení oceli, ke kterému dochází po dosažení meze kluzu při normální teplotě. Z hlediska požární bezpečnosti se jedná hlavně o zjištění velikosti růstu deformací plastické povahy. Stavební konstrukce, kde skutečné napětí obvykle dosahuje 50-70 % meze kluzu při 20 °C, nemohou být stabilní během delšího působení vyšších teplot. (16)

3.2.3 Požární odolnost a kritická teplota

Rozhodujícím parametrem pro stanovení požární odolnosti ocelových konstrukcí je již zmíněný součinitel průřezu A_m/V [m^{-1}], dříve tzv. tvarový faktor. Součinitel průřezu vyjadřuje poměr mezi ohřivaným povrchem A_m [m^2] a jeho objemem V [m^3]. Platí zde nepřímá úměra – čím větší hodnota poměru A_m/V , tím menší požární odolnost. (12)

Podle normové teplotní křivky byla např. požární odolnost nechráněného ocelového prvku pro různé hodnoty součinitele průřezu stanovena následovně:

$$100 < A_m/V \leq 150 \text{ [m}^{-1}\text{]} \quad \dots \quad 15 \text{ minut,}$$

$$150 < A_m/V \leq 300 \text{ [m}^{-1}\text{]} \quad \dots \quad 10 \text{ minut,}$$

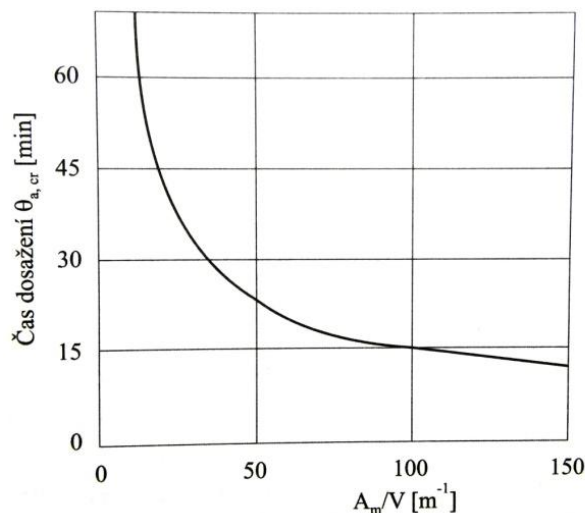
$$300 < A_m/V \leq \text{více [m}^{-1}\text{]} \quad \dots \quad 7 \text{ minut.}$$

Lze proto konstatovat, že subtilnější ocelové prvky se prohřejí na kritickou teplotu $\theta_{a,cr}$ rychleji, než prvky masivní. Součinitelem průřezu je tudíž vyjádřen vliv subtilnosti nebo naopak masivnosti průřezu na celkovou požární odolnost konstrukce. Požární odolnost nechráněné konstrukce se pohybuje od 7 až 15 minut. Základním principem zvýšení požární odolnosti ocelových konstrukcí vůči požáru je zamezení jejich prohřátí na

kritickou teplotu, tj. od teploty 500°C a vyšší. Přesnou hodnotu kritické teploty $\theta_{a,cr}$ je možné určit dle postupů podle ČSN EN 1993-1-2 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru. (12)

Jak již bylo dříve uvedeno, vlivem účinků vysokých teplot dochází při požáru k poklesu meze kluzu, pevnosti a modulu pružností ocelových konstrukcí. Snižuje se rovněž tepelná vodivost, ale teplotní roztažnost roste. Při sledování ocelových, zejména tyčových konstrukcí za vysokých teplot bylo prokázáno, že pro požární odolnost je rozhodující součinitel průřezu. Jestliže se tento poměr zvětšuje, zvětšuje se rovněž tepelná jímavost profilu a požární odolnost konstrukce klesá.(12)

Stavební konstrukce dosáhne požadované požární odolnosti tehdy, jestliže po stanovený čas nedojde k porušení její funkce, tj. k naplnění některého z mezních stavů. Pro staticky namáhané ocelové prvky přichází v úvahu pouze plnění mezního stavu nosnosti. Požární odolnost je limitována časem, ve kterém nebude překročena kritická teplota oceli $\theta_{a,cr}$. Překročení této teploty je předpokladem destrukce ocelové konstrukce. Vztah mezi A_m/V a časem dosažení kritické teploty nechráněné oceli přibližuje Obrázek 33. (12)



Obrázek 33 - Závislost mezi součinitelem průřezu A_m/V nechráněné oceli a časem dosažení kritické teploty oceli $\theta_{a,cr}$ (12)

4 Analytický výpočet spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny za požáru

Z požárního hlediska je stabilita řešeného spoje během případného požáru závislá na styčnickové kovové desce a ne na dřevěných přířezech příhradového vazníku. Během požáru ztrácí spoj svou stabilitu důsledkem zvýšených teplot a následného změknutí ocelových styčnickových desek.

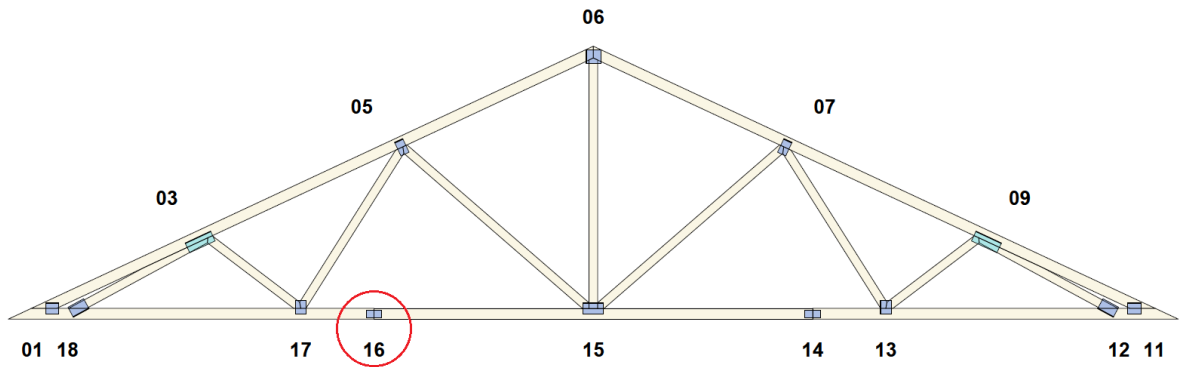
V předchozí kapitole 3 je uvedeno, že mechanické vlastnosti oceli jsou ovlivňovány zvyšující se teplotou. V dostupné literatuře je uváděno, že se do teploty 350 °C mechanické vlastnosti oceli snižují do takové míry, že neohrožují bezpečnost konstrukcí. Nad teplotu 350 °C začíná ocel ztrácet své mechanické vlastnosti do té doby, než ocelové prvky již nebudou vykazovat potřebné mechanické vlastnosti a ztratí tak svou stabilitu a následně dojde ke kolapsu konstrukce. (16)

Podle ČSN EN 1995-1-2 kapitoly 6 článku 6.3.2 (nechráněné spoje s vnějšími ocelovými deskami) se má únosnost styčnickových ocelových desek během požáru určit podle pravidel uvedených v ČSN EN 1993-1-2, kde se podle kapitoly 4 „Navrhování konstrukcí na účinky požáru“ a článku 4.2.4 stanoví tzv. kritická teplota požáru $\theta_{a,cr}$. (15)

Ověřením kritické teploty požáru lze zjistit požární odolnost prvku, pro každý konstrukční prvek/styčnick existuje daná kritická teplota $\theta_{a,cr}$. Při kritické teplotě požáru je únosnost prvku $R_{fi,d}$ rovna účinkům působících zatížení. Při dalším zatěžování dochází k zhroucení prvku/styčnicku - po dosažení kritické teploty dojde ke kolapsu prvku/styčnicku. (14)

Spoj by teoreticky měl vydržet do té doby, než bude dosažena kritická teplota požáru $\theta_{a,cr}$. Reálně by mohlo ale k porušení spoje vlivem velkého tahového namáhání dojít ještě před dosažením kritické teploty $\theta_{a,cr}$. V takovém případě by selhání spoje nastalo následkem namáhání styčnickové desky v místě styku trnu a části desky na vnější straně připojovaného prvku, došlo by tak k vytržení ocelových trnů styčnickové desky z dřevěných přířezů vazníku.

Na obrázku (Obrázek 34) je vyznačen řešený spoj příhradového vazníku – styčnick číslo 16.



Obrázek 34 - Příhradový vazník s vyznačeným řešeným spojem - styčník číslo 16 (výstup programu Truss4)

Kritická teplota požáru $\theta_{a,cr}$ je dána výpočtem dle ČSN EN 1993-1-2 článkem 4.2.4 (19) :

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \cdot \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

Pro stanovení kritické teploty musí být stanoven výpočtem stupeň využití μ_0 [-] v čase $t=0$, který je dán následujícím vztahem:

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}}$$

kde $E_{fi,d}$ je návrhový účinek zatížení pro požární situaci, výpočet dle $E_{fi,d} = \eta_{fi,t} \cdot R_d$

$R_{fi,d,0}$ hodnota $R_{fi,d,t}$ v čase $t=0$ přičemž

$R_{fi,d,t}$ návrhová únosnost ocelového prvku pro návrhovou požární situaci v čase t

R_d návrhová hodnota únosnosti (odolnosti) prvku při normální teplotě

$\eta_{fi,t}$ úroveň zatížení pro návrhový požár, který lze stanovit dle následujícího vzorce:

$$\eta_{fi,t} = \frac{G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_k}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k}$$

kde	G_k	je	charakteristická hodnota stálého zatížení
	Q_k		charakteristická hodnota rozhodujícího proměnného zatížení
	$\Psi_{1,1}$		součinitel kombinace (v rámci diplomové práce je použit součinitel kombinace kategorie D: obchodní plochy $\Psi_{2,2} = 0,6$)
	γ_G		dílčí součinitel spolehlivosti stálého zatížení
	γ_Q		dílčí součinitel spolehlivosti proměnného zatížení

Hodnoty stálého a proměnného zatížení byly převzaty z výstupu programu Truss4 - statický výpočet.

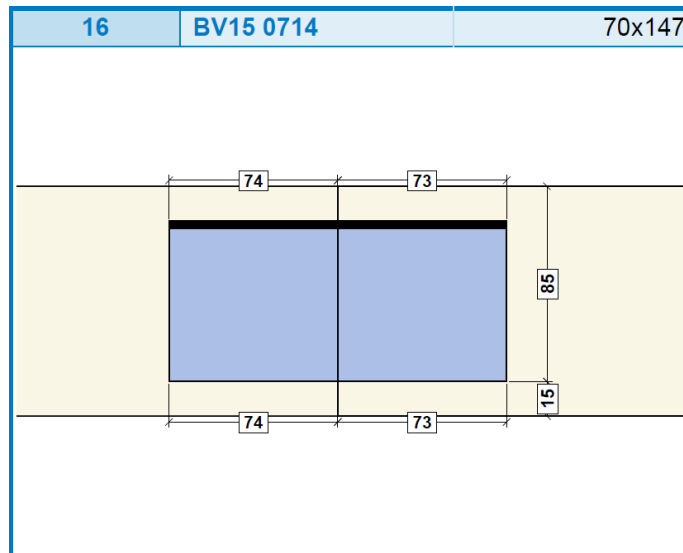
- stálé zatížení: vlastní tíha $g_k = 0,02$ kN/m; tloušťka vazníku = 0,05 m
 $\rightarrow G_k = 0,02 / 0,05 = 0,40$ kN/m²
- proměnné zatížení: rozhodující - zatížení větrem $\rightarrow Q_k = 0,82$ kN/m²
- úroveň zatížení pro návrhový požár je následně stanovena dle výpočtu:

$$\eta_{fi,t} = \frac{G_k + \Psi_{2,2} \cdot Q_k}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k} = \frac{0,40 + 0,6 \cdot 0,82}{1,35 \cdot 0,40 + 1,5 \cdot 0,82} = \mathbf{0,458}$$

Hodnoty převzaté z výstupu programu Truss4: charakteristická pevnost připojení trnů $f_{a,0,0,k} = 4,02$ N/mm² (Obrázek 35) a plocha desky $A_{desky} = 70 \cdot 147 = 10\,290$ mm² (Obrázek 36).

SPONY BV15 Parametry pevnosti připojení při $\rho_k = 350$ kg/m ³	Parametry pevnosti spony při $\rho_k = 350$ kg/m ³	Parametry tuhosti připojení při $\rho_{mean} = 420$ kg/m ³ $k_{ser} : 4,25$ N/mm ³
$f_{a,0,0,k} : 4,02$ N/mm ²	$f_{t,0,k} : 300,10$ N/mm	
$f_{a,90,0,k} : 1,44$ N/mm ²	$f_{t,90,k} : 114,30$ N/mm	
$k_1 : -0,0152$ N/mm ^{2/°}	$f_{c,0,k} : 189,60$ N/mm	
$k_2 : -0,0152$ N/mm ^{2/°}	$f_{c,90,k} : 156,30$ N/mm	
$\alpha_0 : 0,00$ °	$f_{v,0,k} : 93,20$ N/mm	
	$f_{v,90,k} : 117,90$ N/mm	
	$\gamma_0 : 0,000$ °	
	$k_v : 0,930$	

Obrázek 35 - Parametry spon BV 15 podle EN 1995-1-1 (výstup programu Truss4)



Obrázek 36 - Detail spony BV 15 - styčnik číslo 16 (výstup programu Truss4)

$$R_d = 4,02 \cdot 10\,290 = 41,366 \text{ kN}$$

$$E_{fi,d} = \eta_{fi,t} \cdot R_d = 0,458 \cdot 41,366 = 18,93 \text{ kN}$$

$$R_{fi,d,0} = N_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot f_y / \gamma_{M,fi} = (10\,290 \cdot 1,0 \cdot 4,02 / 1,0) / 2 = 82\,731,6 \text{ N}$$

$$R_{fi,d,0} = 82,732 \text{ kN}$$

$$\mu_0 = 18,93 / 82,732 = \mathbf{0,229}$$

$$\rightarrow \theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \cdot 0,366^{3,833}} - 1 \right] + 482 = \mathbf{704,7 \text{ } ^\circ\text{C}}$$

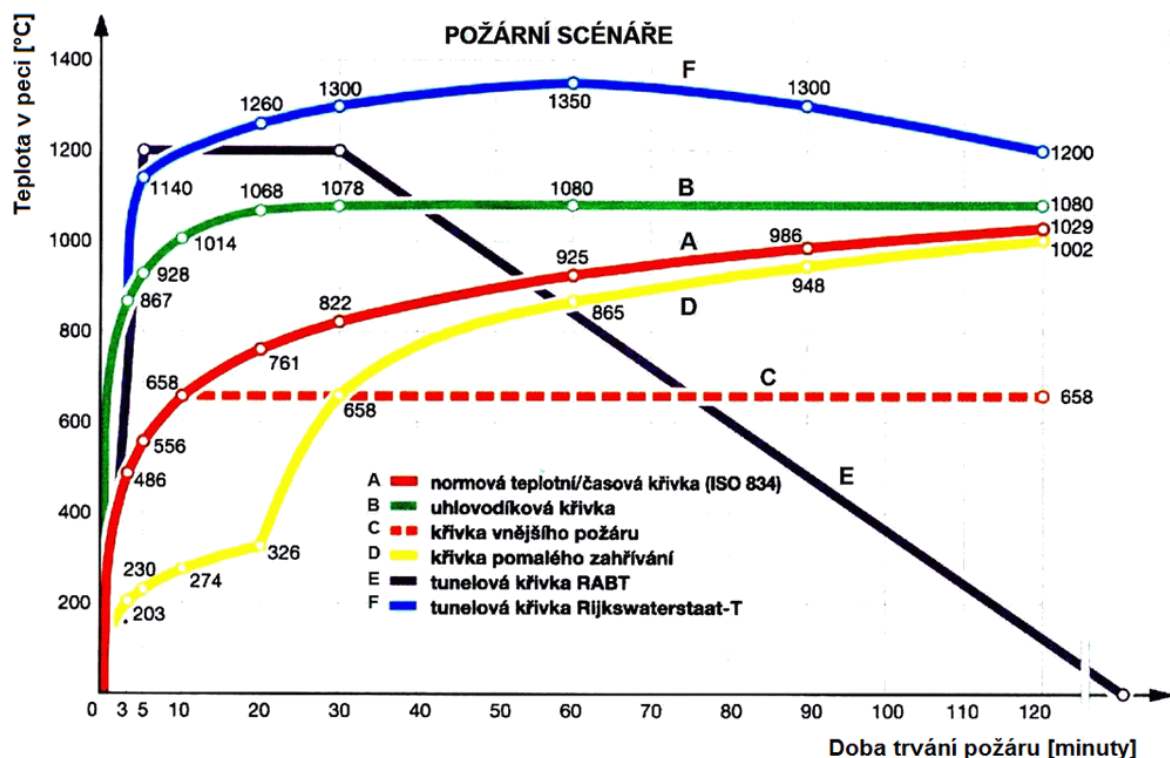
→ kritická teplota požáru $\theta_{a,cr}$ je rovna hodnotě **704,7 °C** během této teploty spoj ztrácí svou únosnost a selhává

5 Tepelná odezva – požární scénáře

Kapitola 5 se zabývá výpočtem, kdy bude dosažena kritická teplota požáru během různých požárních scénářů. Zjištění hledaného časového údaje vyžaduje znalost mnoha parametrů. Nejdůležitějším krokem je stanovení vhodného požárního scénáře, který bude odpovídat skutečné požární situaci.

Úlohou požárních scénářů je zkoušení požárních odolností různých stavebních konstrukcí. Požární scénáře byly zavedeny, aby stanovovaly pro danou konstrukci jednu či více úrovní tepelného namáhání. Jednotlivým požárním scénářům jsou přiřazeny odlišné teplotní křivky popisující vývoj teploty plynů při požáru. Teplotní křivky mohou být nominální - normativní nebo parametrické. Teplotní křivky jsou popsány v normě ČSN EN 1991-1-2. (16) (19)

Na obrázku (Obrázek 37) jsou zakresleny různé druhy požárních scénářů – nominálních teplotních křivek.



Obrázek 37 - Příklady požárních scénářů – nominální teplotní křivky (20)

V podkapitolách 5.1 a 5.2 se diplomová práce zabývá normovou teplotní křivkou (ISO 834) a parametrickou teplotní křivkou.

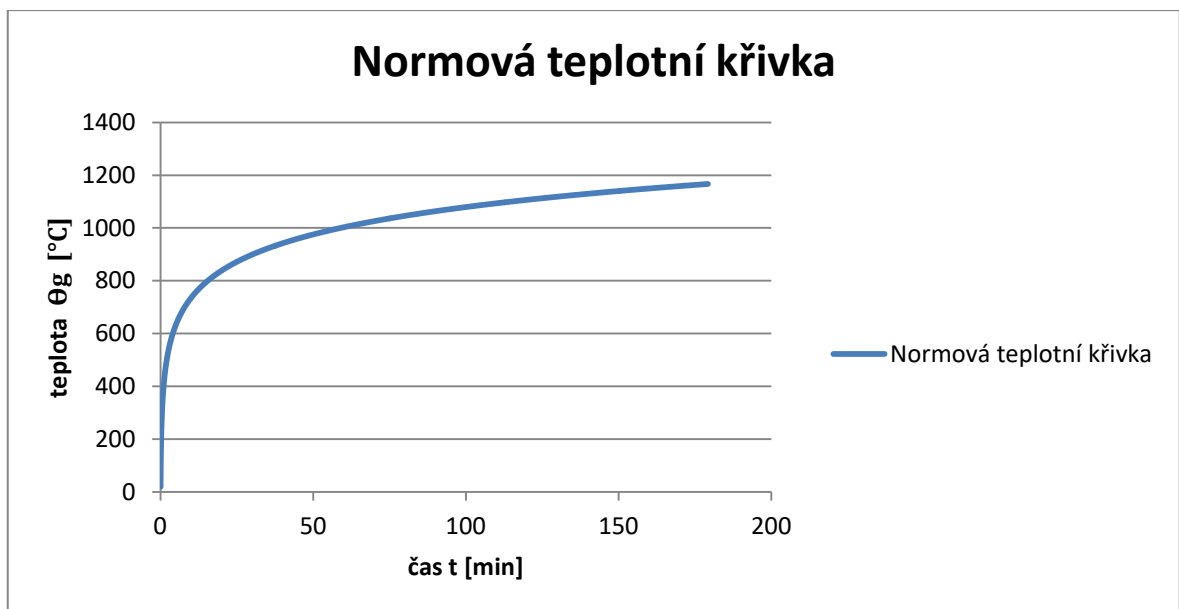
5.1 Normová teplotní křivka

Normová teplotní křivka (ISO 834) je základní možný přístup zjištění doby, kdy bude dosažena kritická teplota požáru. Normová teplotní křivka znázorňuje časový průběh teplot během požáru, který byl stanoven na základě statistik a posléze mezinárodně ustanoven. Pro každou konstrukci či požární úsek má normová teplotní křivka stejný průběh. Definice normové teplotní křivky níže je dána rovnicí z ČSN EN-1991-1-2 článku 3.2.1. (19)

NORMOVÁ TEPLITNÍ KŘIVKA (ČSN EN-1991-1-2 - článek 3.2.1) :

$$\Theta_{g,EC} = 20 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1)$$

kde $\Theta_{g,EC}$... teplota plynů v požárním úseku; [°C]
t ... čas; [min]



Obrázek 38 - Normová teplotní křivka

Z grafu (Obrázek 38) je patrné, že v normové teplotní křivce není uvažováno s poslední fází požáru, tzv. fáze dohořívání. Během fáze dohořívání nastává pokles teplot, který na grafu vidět nelze. Pokles teplot nastává důsledkem vyhoření téměř všech hořlavých hmot.

Normovou teplotní křivku nelze považovat za přirozený model požáru, není založena na fyzikálních parametrech a některé faktory ovlivňující chování skutečného požáru křivka neuvažuje. Proto je v následující kapitole definována parametrickou teplotní křivka, která by se měla průběhem přibližovat skutečnému požáru. (21)

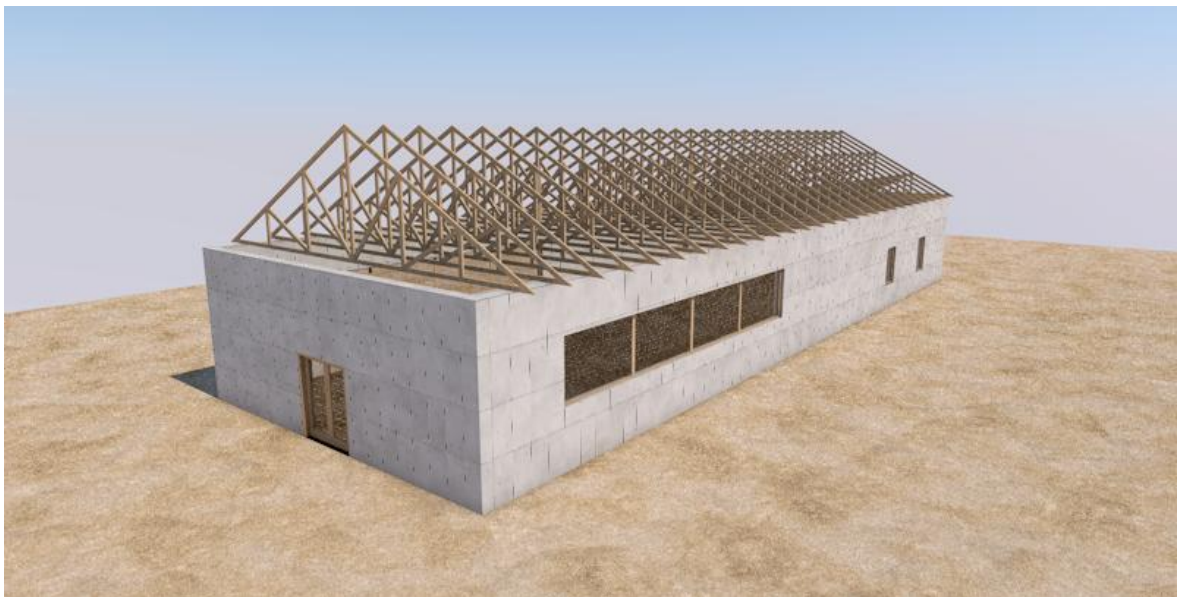
5.2 Parametrická teplotní křivka

Parametrická teplotní křivka na rozdíl od normové teplotní křivky modeluje požár založený na fyzikálních parametrech a jedná se tak o přirozený a zjednodušený model požáru.

Parametrická teplotní křivka využívá pro popis rozvoje požáru v požárním úseku především právě fyzikální vlastnosti, které ovlivňují samotné hoření. Hlavní odlišností od normové teplotní křivky je charakteristika závislosti teploty v požárním úseku na čase doplněna o další parametry, které vyjadřují skutečný požár. Téměř všechny modely parametrických teplotních křivek popsanych v dostupné literatuře uvažují následující parametry: geometrii požárního úseku, velikost otvorů v obvodových konstrukcích požárního úseku, druh obvodových konstrukcí tvořící hranice požárního úseku a požární zatížení daného požárního úseku. (21)

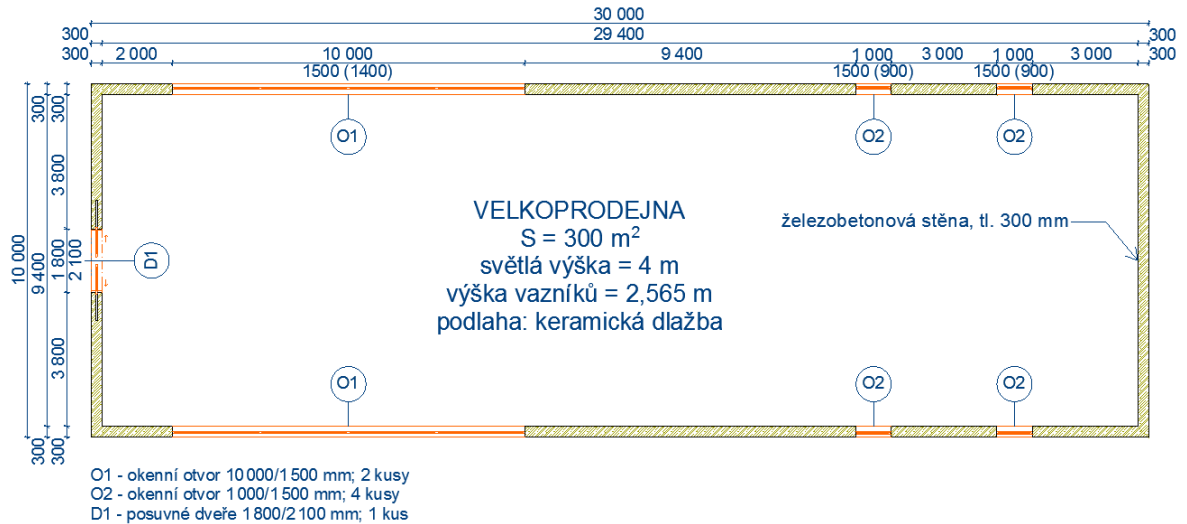
Závěrem lze konstatovat, že parametrická teplotní křivka je v porovnání s normovou teplotní křivkou významným zdokonalením při předpovědi rozložení teplot v požárním úseku během požáru.

Pro definování parametrické křivky musí být známy parametry požárního úseku. V rámci diplomové práce byl navrhnout jednoduchý a dostačující objekt o jednom požárním úseku (Obrázek 39).

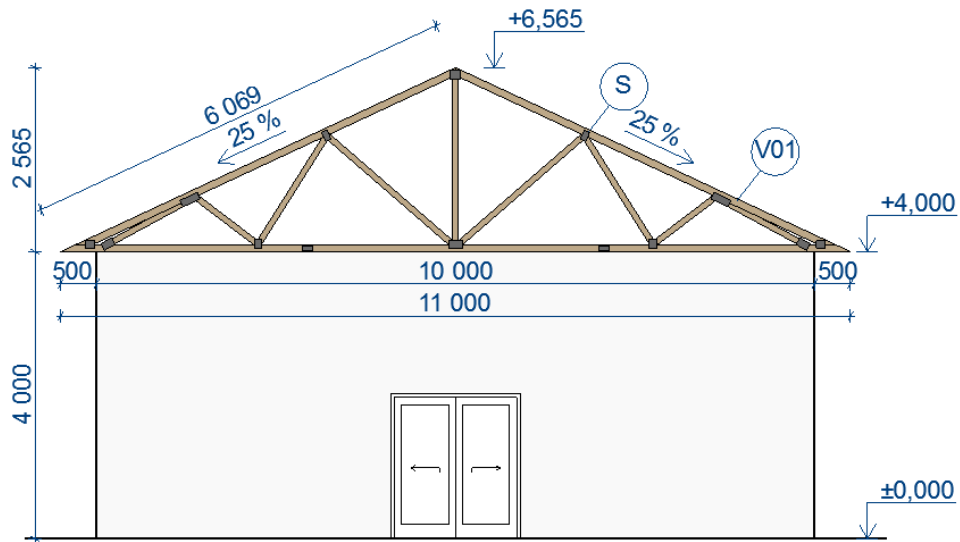


Obrázek 39 - 3D pohled na řešený objekt (výstup programu Archicad 19)

Provoz objektu byl navrhnout jako velkoprodejna o celkové půdorysné ploše 300 m², viz Obrázek 40. Obvodové stěny objektu byly navrhnuty jako železobetonové stěny o tloušťce 300 mm. Střešní konstrukce je tvořena dřevěnými příhradovými vazníky navrženými programem Truss4, jejichž rozměry jsou patrné z obrázku - Obrázek 41. Na povrch podlahy je použita keramická dlažba. Velikosti otvorů v požárním úseku jsou patrné z obrázku - Obrázek 40. Světlá výška požárního úseku je 4 m.



Obrázek 40 - Půdorysné schéma řešeného požárního úseku (výstup programu Archicad 19)



- V01 - navržený a posouzený vazník programem Truss4
 - tloušťka vazníku 50 mm; zatěžovací šířka 1000 mm
 - počet totožných vazníků 29
- S - spony navržené a posouzené programem Truss4
 - styčnickové desky s prolisovanými trny firmy Bova-Nail

Obrázek 41 - Schéma pohledu na štítovou stěnu s vazníkem (výstup programu Archicad 19)

Parametrická teplotní křivka v diplomové práci je definována dle ČSN EN 1991-1-2 přílohy A. Výpočet je omezen následujícími podmínkami: velikost podlahové plochy požárního úseku nesmí být větší než 500 m^2 , výška prostoru požárního úseku nepřesahuje 4 m, ve střešní nebo stropní konstrukci nejsou žádné otvory. Další omezení jsou uvedeny přímo ve výpočtu, který byl společně s grafy vytvořen v programu Microsoft Office Excel.

(19) (21)

VSTUPNÍ DATA**Rozměry požárního úseku :**

B =	10	[m]
C =	30	[m]
H =	4	[m]

Rozměry otvorů (vážené průměry) :

b_{eq} =	6,356	[m]
h_{eq} =	1,238	[m]

Otvory v požárním úseku

druh otvoru	šířka b_0 [m]	výška h_0 [m]	počet n_0 [m]	plocha A [m^2]	celková plocha A_v [m^2]
dveře	1,8	2,1	1	3,78	29,78
okno 1	10	1	2	20	
okno 2	1	1,5	4	6	

Musí být splněno:

$B \cdot C =$	300	[m^2]	\leq	500	[m^2]	Vyhovuje
$H =$	4	[m]	\leq	4	[m]	Vyhovuje

Celková plocha podlah v požárním úseku : $A_f = 300 \text{ [m}^2\text{]}$

Celková plocha konstrukcí ohraničujících pož. úsek : $A_t = 920 \text{ [m}^2\text{]}$

PARAMETRICKÁ TEPLITNÍ KŘIVKA (ČSN EN-1991-1-2 - Příloha A) :

$$\theta_{g,heat} = 1325 \cdot \left(1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot t_x} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot t_x} - 0.472 \cdot e^{-19 \cdot t_{x,max}} \right) + 20$$

kde $\theta_{g,heat}$... teplota plynů v požárním úseku; [$^{\circ}\text{C}$]

t_x ... čas, který uvažuje vliv otvorů a ploch; [hod]

$t_x = \Gamma \cdot t$

příčemž $\Gamma = [O / b]^2 / (0,04 / 1\,160)^2$ [-]

$b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda}$ musí být splněno: $100 \leq b \leq 2200$

ρ ... objemová hmotnost konstrukcí ohraničujících požární úsek; [kg/m^3]

c ... specifické teplo konstrukcí ohraničujících požární úsek; [J/kgK]

λ ... tepelná vodivost konstrukcí ohraničujících požární úsek; [W/mK]

O ... faktor otvorů; [$\text{m}^{1/2}$] $O = \frac{A_v}{A_t} \cdot \sqrt{h_{eq}}$ musí být splněno: $0,02 \leq O \leq 0,20$

A_v ... celková plocha svislých otvorů ve všech stěnách ohraničujících pož. úsek; [m^2]

A_t ... celková plocha konstrukcí ohraničujících požární úsek (včetně otvorů); [m^2]

h_{eq} ... vážený průměr výšek oken ve všech stěnách ohraničujících požární úsek; [m]

poznámka: v případě, že jsou použity různé materiály pro dílčí povrchy, "b" je definován pro každý povrch a následně je použit vzorec:

$$b = \frac{b_{\text{stěny}} \cdot A_{\text{stěny}} + b_{\text{podl}} \cdot A_{\text{podl}} + b_{\text{strop}} \cdot A_{\text{strop}}}{A_t - A_v}$$

Materiálové charakteristiky povrchů (c - měrná tepelná kapacita, λ - součinitel tepelné vodivosti, ρ - objemová hmotnost) v požárním úseku jsou převzaty z portálu TZB-info. (2)

VÝPOČET

Plocha	Podlaha	Strop	Stěny
Materiál	keramická dlažba	dřevo	beton
ρ [kg/m ³]	2000	800	2400
c [J/kgK]	840	1500	1020
λ [W/mK]	1,01	0,11	1,58
b [-]	1302,61	363,32	1966,68
A [m ²]	300	300	320

b =	1268,358	[-]	podmínka:	100 ≤ 1268,358 ≤ 2200	Vyhovuje
O =	0,036	[m ^{1/2}]	podmínka:	0,02 ≤ 0,036 ≤ 0,20	Vyhovuje
Γ =	0,678	[-]			

Hustota požárního zatížení (ČSN EN-1991-1-2 - Příloha E) :

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \text{ [MJ/m}^2\text{]}$$

kde $q_{f,k}$... hustota charakter. požárního zatížení na jednotku podlahové plochy [MJ/m²]
 m ... součinitel hoření (viz E.3)
 δ_{q1} ... souč. vyjadřující nebezpečí vzniku požáru v závislosti na velikosti PÚ (tab. E.1)
 δ_{q2} ... součinitel uvažující nebezpečí vzniku požáru vlivem druhu provozu (tab. E.1)
 δ_n ... součinitel, kterým se uvažují různá aktivní protipožární opatření (viz tabulka E.2 a odstavec (4) a (5))

$q_{f,k}$ =	730	[MJ/m ²]	(tab. E.4)
m =	0,80	[-]	(čl. E.3 (2))
δ_{q1} =	1,51	[-]	(tab. E.1)
δ_{q2} =	1,00	[-]	(tab. E.1)
δ_n =	1,00	[-]	(čl. E.1)
$q_{f,d}$ =	881,19	[MJ/m²]	

Součinitel $q_{f,k}$ je odečten z tabulky - Tabulka 1 z ČSN EN-1991-1-2. Součinitele δ_{q1} , δ_{q2} jsou odečteny z tabulky - Tabulka 2 taktéž z ČSN EN-1991-1-2. Součinitel δ_{q1} je vypočten pomocí interpolace, jelikož podlahová plocha úseku A_f je rovna hodnotě 300 m^2 , proto je součinitel δ_{q1} roven hodnotě 1,51 [-]. V tabulkách jsou vyznačeny hodnoty, které jsou ve výpočtu použity. (19)

Tabulka 1 - Tabulka E.4 - Hustoty požárního zatížení $q_{f,k}$ [MJ/m^2] pro různé provozy (19)

Provoz	Průměr	80 % kvantil
Byty	780	948
nemocnice (pokoje)	230	280
hotely (pokoje)	310	377
knihovny	1 500	1 824
kanceláře	420	511
školní třídy	285	347
nákupní centrum	600	730
divadla (kina)	300	365
doprava (prostory pro veřejnost)	100	122
POZNÁMKA 80% kvantil je stanoven za předpokladu Gumbelova rozdělení .		

Tabulka 2 – Tabulka E.1 - Součinitele δ_{q1} , δ_{q2} (19)

Podlahová plocha úseku A_f [m^2]	Nebezpečí vzniku požáru δ_{q1}
25	1,10
250	1,50
2 500	1,90
5 000	2,00
10 000	2,13

Nebezpečí vzniku požáru δ_{q2}	Příklady provozu
0,78	umělecké galerie, muzea, bazény
1,00	kanceláře, byty, hotely, papírenský průmysl
1,22	výroba strojů a motorů
1,44	chemické laboratoře, lakovny
1,66	výroba zábavné pyrotechniky nebo barev

Návrhová hodnota hustoty požár. zatížení vztážená k celkové ploše A_t ohraničující požár. úsek :

$$q_{t,d} = q_{f,d} \cdot A_f / A_t = 287,34 \quad [\text{MJ}/\text{m}^2]$$

$$\text{podmínka: } 50 \leq q_{t,d} \leq 1000$$

$$50 \leq 287,34 \leq 1000 \quad \text{Vyhovuje}$$

Maximální teplota Θ_{\max} ve fázi ohřevu nastává při $t_x = t_{x,\max}$ (ČSN EN-1991-1-2 - Příloha A) :

$$t_{x,\max} = t_{\max} \cdot \Gamma \quad \text{kde} \quad t_{\max} = \max [(0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d}) / O; t_{\text{lim}}]$$

$$t_{\text{lim}} = 15 \quad [\text{min}] = 0,250 \quad [\text{hod}]$$

(dle tab. E.5 - rychlosti rozvoje požáru velká $\rightarrow t_{\text{lim}} = 15 \text{ min}$)

$$0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d} / O = 1,595 \quad [\text{hod}]$$

$$t_{\max} = 1,595 \quad [\text{hod}]$$

$$t_{x,\max} = 1,082 \quad [\text{hod}] = 64,93 \quad [\text{min}]$$

$$\theta_{g,\max} := 1325 \cdot \left(1 - 0,324 \cdot e^{-0,2 \cdot t_{x,\max}} - 0,204 \cdot e^{-1,7 \cdot t_{x,\max}} - 0,472 \cdot e^{-19 \cdot t_{x,\max}} \right) + 20$$

$$\Theta_{g,\max} = 956,31 \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Teplota $\Theta_{g,\text{heat},i}$ ve fázi ohřevu (ČSN EN-1991-1-2 - Příloha A) :

$$t_x = t \cdot \Gamma_{\text{lim}} \text{ jestliže } t_{\max} = t_{\text{lim}} \quad [\text{hod}]$$

$$t_x = t \cdot \Gamma \text{ jestliže } t_{\max} = 0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d} / O \quad [\text{hod}]$$

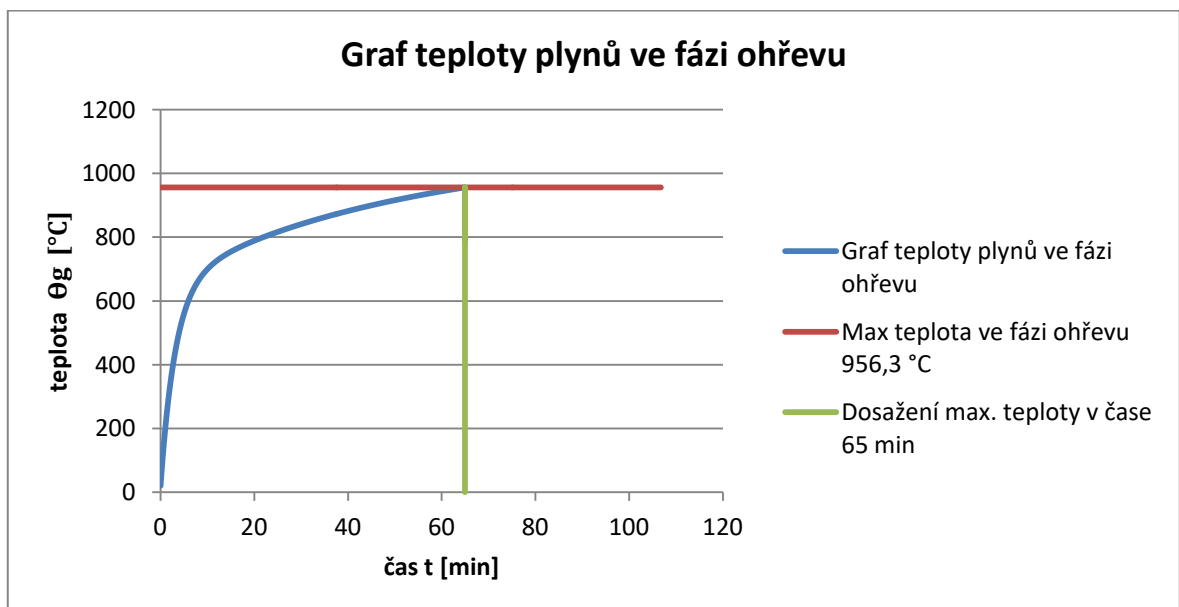
$$t_0 = 0 \quad [\text{hod}]$$

$$\text{čas. krok } \Delta_t \cdot 3600 = 5 \quad [\text{s}] = 0,001389 \quad [\text{hod}]$$

$$t_i = t_{i-1} + \Delta_t$$

$$t_{x,i} = t_i \cdot \Gamma \text{ jestliže } t_{\max} = 0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d} / O \quad [\text{hod}]$$

$$\theta_{g,\text{heat},i} := 1325 \cdot \left[1 - 0,324 \cdot e^{-0,2 \cdot (t_i \cdot \Gamma)} - 0,204 \cdot e^{-1,7 \cdot (t_i \cdot \Gamma)} - 0,472 \cdot e^{-19 \cdot (t_i \cdot \Gamma)} \right] + 20$$



Obrázek 42 - Graf teploty plynů parametrické teplotní křivky ve fázi ohřevu

Teplotní křivky ve fázi chladnutí jsou dány vztahy (ČSN EN-1991-1-2 - Příloha A) :

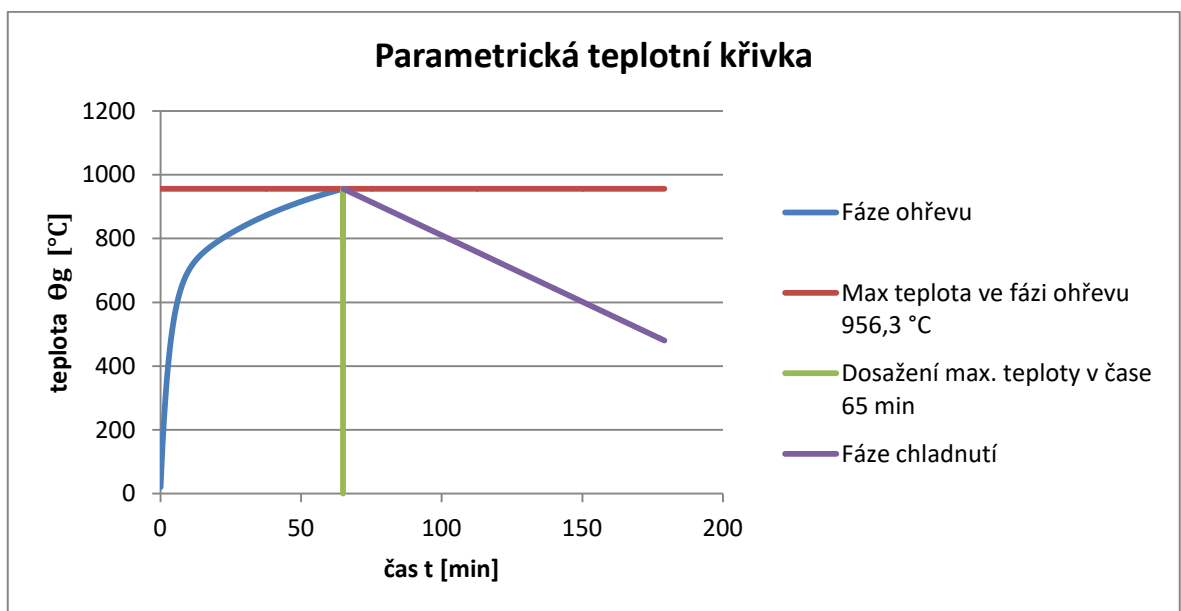
$$\begin{aligned} \Theta_{g,cool} &= \Theta_{g,max} - 625 \cdot (t_x - t_{x,max} \cdot x) && \text{pro } t_{x,max} \leq 0,5 \\ \Theta_{g,cool} &= \Theta_{g,max} - 250 \cdot (3 - t_{x,max}) \cdot (t_x - t_{x,max} \cdot x) && \text{pro } 0,5 < t_{x,max} < 2 \\ \Theta_{g,cool} &= \Theta_{g,max} - 250 \cdot (t_x - t_{x,max} \cdot x) && \text{pro } t_{x,max} \geq 2 \end{aligned}$$

$$t_{x,max} = 1,082 \text{ [hod]} \rightarrow \Theta_{g,cool} = \Theta_{g,max} - 250 \cdot (t_x - t_{x,max} \cdot x)$$

kde $t_x = \Gamma \cdot t$

$$t_{x,max} = (0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d} / O) \Gamma$$

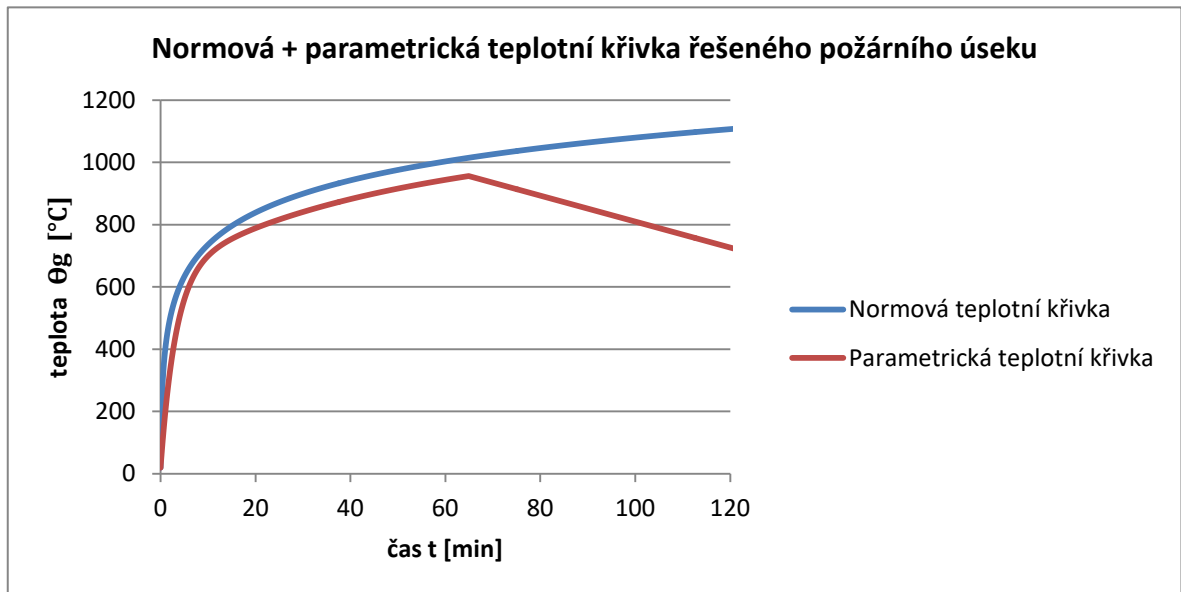
$$\text{jestliže } t_{max} = 1,595 > t_{lim} = 0,250 \text{ [hod]} \\ \text{pak } x = 1,0 \text{ [-]}$$



Obrázek 43 - Graf Parametrické teplotní křivky

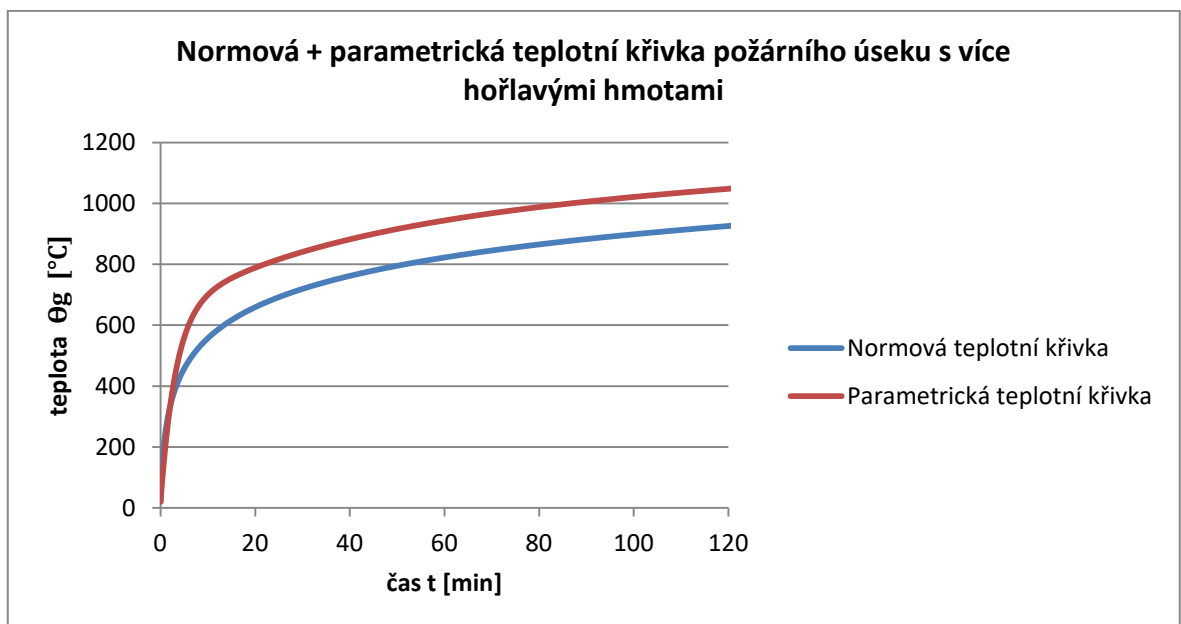
5.3 Čas dosažení kritické teploty požáru

Po vytvoření normové a parametrické teplotní křivky jsou křivky porovnány (Obrázek 44).



Obrázek 44 - Normová teplotní křivka a parametrická teplotní křivka řešeného požárního úseku

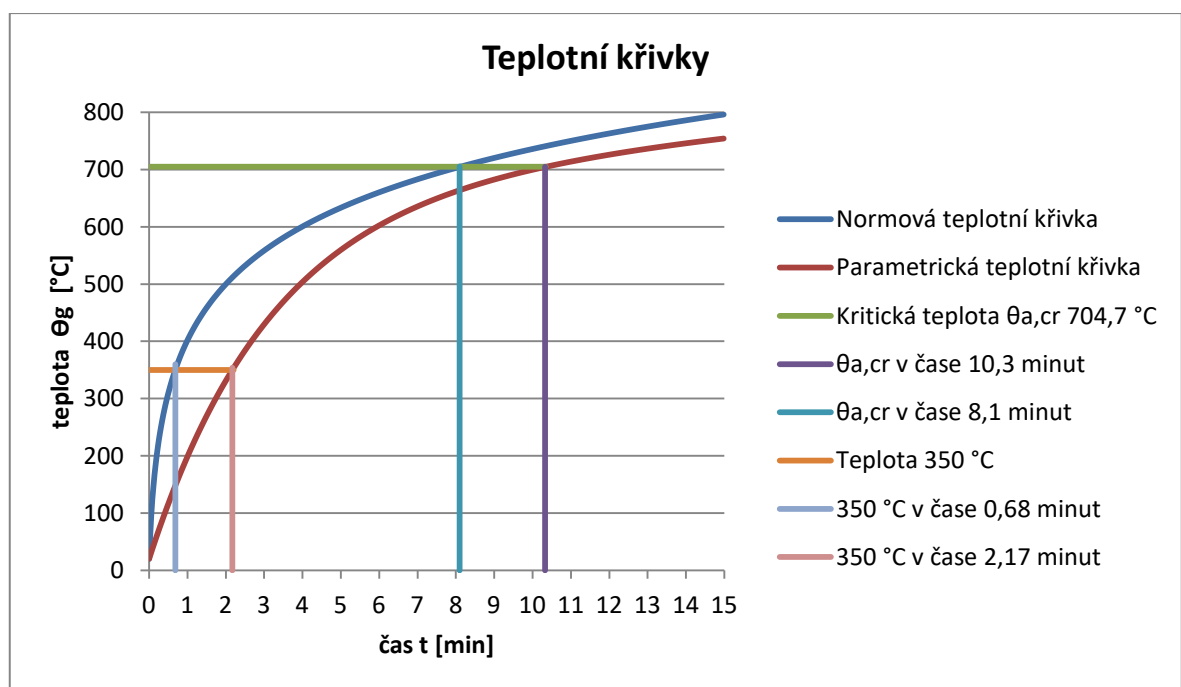
Z obrázku (Obrázek 44) lze odečíst, že dosažení kritické teploty 704,7 °C je u normové teplotní křivky v kratším časovém intervalu než u parametrické teplotní křivky zadaného požárního úseku. Pokud je ale v totožném požárním úseku umístěno více hořlavých hmot (například dřevěný obklad u všech stěn), je kritické teploty 704,7 °C dosaženo u parametrické teplotní křivky dříve než u normové teplotní křivky, Obrázek 45.



Obrázek 45 - Normová teplotní křivka a parametrická teplotní křivka požárního úseku s více hořlavými hmotami než u původního požárního úseku (max. teplota ve fázi ohřevu = 1136,96 °C)

Následně jsou do grafu (Obrázek 44) vyneseny důležité teplotní hodnoty (Obrázek 46).

- 1) **350 °C** – během dosažení teploty 350°C v ocelových styčnickových deskách dochází k začátku rekrystalizace mikrostruktury ocele, která vede ke snížení mechanických vlastností styčnickových kovových desek. Styčnickové ocelové desky začínají měknout.
- 2) **704,7 °C** – kritická teplota požáru $\theta_{a,cr} = 704,7$ °C. Dojde-li k překročení kritické teploty požáru, styčnickové kovové desky ztratí svou únosnost, příhradové vazníky požár delší dobu neustojí a dochází ke kolapsu celé konstrukce.



Obrázek 46 – Vyznačení teploty 350 °C a kritické teploty $\theta_{a,cr} = 704,7$ °C u normové teplotní křivky a parametrické teplotní křivky

Pokud jsou výsledky porovnány (Tabulka 3) je patrné, že bylo vhodné parametrickou teplotní křivku definovat nejen proto, že se parametrická teplotní křivka blíží skutečnému modelu požární situace v řešeném požárním úseku, ale i proto, že po vnesení důležitých teplotních hodnot do grafu je možné vidět, že se od normové teplotní křivky liší dosažení teploty 350°C v čase o 1 minutu 29 sekund a kritické teploty 704,7 °C o časovou hodnotu 2 minuty a 14 sekund.

Tabulka 3 - Souhrn výsledků z normové a parametrické teplotní křivky

	Normová teplotní křivka		Parametrická teplotní křivka	
Teplota [°C]	350	$\theta_{a,cr} = 704,7$	350	$\theta_{a,cr} = 704,7$
Čas [min]	0,68	8,1	2,17	10,33

V rámci tepelné analýzy spoje kapitoly 7 je na místě během teplotní analýzy do programu Atena zadat nejen teplotní zatížení definované normovou teplotní křivkou (ISO 834), ale právě i teplotní zatížení definované parametrickou teplotní křivkou, díky níž bude průběh teplot blíže charakterizovat situaci skutečného průběhu teplot během vzniklého požáru ve zvoleném požárním úseku.

5.4 Stupeň požární bezpečnosti požárního úseku

Diplomová práce se zabývá požární odolností spoje se styčnickovými prolisovanými deskami. V praxi je potřeba, aby pro daný provoz (velkoobchod potravin) vykazoval příhradový vazník požadovanou požární odolnost dle příslušných norem. Konkrétně dle ČSN 73 0802 – Požární bezpečnost staveb – Nevýrobní objekty.

Zadaný objekt (Obrázek 40, Obrázek 41) má dle ČSN 73 0802 smíšený konstrukční systém a tvoří jeden požární úsek - N1.01, jehož požární riziko je stanoveno podle následujícího výpočtu dle ČSN 73 0802 (22):

- požární zatížení: $p = p_n + p_s = 70 + 10 = 80 \text{ kg/m}^2$
- dle tabulky A.1 pol.6.2.3 a) velkoobchod potravin: $a_n = 1,05$; $p_n = 70 \text{ kg/m}^2$
- dle tabulky 1: $p_s = 10 \text{ kg/m}^2$
- dle článku 6.4.1: $a_s = 0,9$

Výpočet:

$$a = (p_n \cdot a_n + p_s \cdot a_s) / (p_n + p_s) = (70 \cdot 1,05 + 10 \cdot 0,9) / (70 + 10) = 1,03125$$

$$b = (S \cdot k) / (S_0 \cdot h_0^{1/2}) = (300 \cdot 0,15563) / (29,78 \cdot 1,4796^{1/2}) = 1,289$$

$$S = 300 \text{ m}^2; S_0 = 4 \cdot 1 \cdot 1,5 + 2 \cdot 10 \cdot 1 + 1,8 \cdot 2,1 = 29,78 \text{ m}^2; h_0 = 1,4796 \text{ m}; h_s = 4 \text{ m}$$

$$S_o / S = 0,09926; h_o / h_s = 0,3699; \text{ podle přílohy D je } n = 0,06016 \rightarrow$$

$$\rightarrow \text{ podle přílohy E, } k = 0,15563$$

$$\text{Výpočtové požární zatížení: } p_v = p \cdot a \cdot b \cdot c = 80 \cdot 1,03125 \cdot 1,289 \cdot 1 = \mathbf{106,34 \text{ kg/m}^2}$$

Podle tabulky 8 požární úsek N1.01 v objektu se smíšeným konstrukčním systémem a s $p_v = 106,34 \text{ kg/m}^2$ má stupeň požární bezpečnosti následující: **III. stupeň požární bezpečnosti**

Podle tabulky 12 položky 4 musí stavební konstrukce dřevěný příhradový vazník – nosná konstrukce střech – vykazovat požární odolnost **R 30** (*pozn. mezní stav R – kritérium únosnosti – po dobu 30 minut*).

Podle teplotních křivek definovaných v předchozích kapitolách (5.1, 5.2) je v požárním úseku dosaženo kritické teploty $704,7 \text{ }^\circ\text{C}$, během níž by spoje příhradového vazníku selhaly, pro normovou teplotní křivku již v 8. minutě a pro parametrickou teplotní křivku v 10. minutě. Před provedením teplotní analýzy programem Atena v kapitole 7 je zřejmé, že příhradové vazníky by v daném objektu, velkoobchodní prodejna potravin, musely být chráněné protipožárním podhledem, aby vykazovaly požární odolnost 30 minut. Nebo by měly být protipožárně chráněny jejich spoje, ale příhradový vazník by tak ztratil výhodnou vlastnost – rychlost montáže.

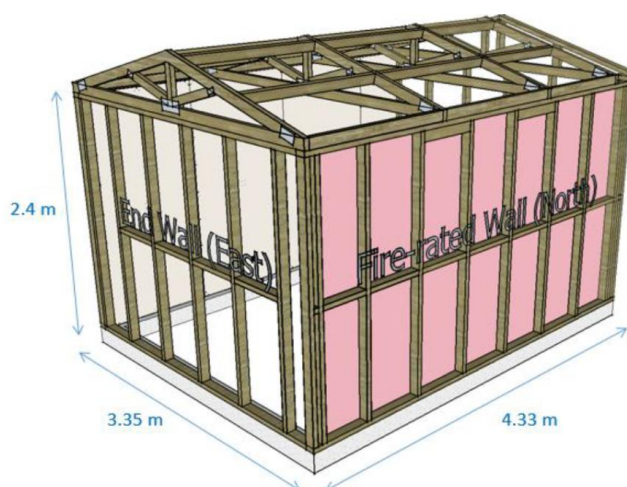
Dle normy ČSN 73 0802 tabulky 12 musí vykazovat nosné konstrukce střech i pro I. stupeň požární bezpečnosti požární odolnost 15 minut, tudíž z toho vyplývá, že příhradové vazníky musí být chráněny za jakýchkoliv okolností protipožární konstrukcí. (22)

6 Reálný experiment konstrukce se styčnickovými deskami s prolisovanými trny

Před tepelnou analýzou spoju se styčnickovými deskami s prolisovanými trny se práce bude zabývat reálným experimentem – požární zkouškou objektu s příhradovými vazníky z Nového Zélandu z března 2016. Experiment je zde uvedený a rozebraný z důvodu následného srovnání výsledků z tepelné analýzy z kapitoly 7 a reálného experimentu. Porovnáním výsledků lze docílit a provést kontrolu, zda se tepelná analýza v kapitole 7 přibližuje skutečným hodnotám, které je možné naměřit během vzniklého požáru zkoušky.

6.1 Návrh konstrukce objektu uskutečněného experimentu

Návrh konstrukce objektu byl vytvořen v souladu se státní normou Nového Zélandu *NZS 3604:2011 Timber-framed buildings. Wellingtonm New Zealand*. Jedná se o objekt, který měl charakterizovat typickou konstrukci obytných budov. Konstrukční systém objektu byl lehký dřevěný rámový skelet z druhu jehličnatých dřevin, konkrétně z borovice. Půdorysné rozměry budovy byly 4,33 m x 3,55 m, světlá výška objektu 2,4 m (Obrázek 47). Jedna stěna délky 4,33 m byla navržena jako protipožární (Fire-rated Wall), která jedním svým koncem není spojena spojovacími prostředky ke štítové zdi, na které leží vazník T5 (Obrázek 50). Ostatní konstrukční prvky objektu byly navrženy jako standardní konstrukce bez zvýšené požární odolnosti. Obvodové konstrukce požárního úseku byly tvořeny sloupky (o rozměrech 90 mm x 45 mm), horními a spodními rámy po celém obvodu objektu a horizontálními ztužidly. Sloupky byly rozmístěny po 600 mm a ukotveny hřebíky na koncích horních a spodních ráků. (23)



Obrázek 47 – Schematický obrázek objektu s jeho rozměry (23)

V objektu bylo vytvořeno obložení nosných částí objektu. Vnitřní obklad zdí a stropů se sestával ze SDK desek standardního typu tloušťky 10 mm. Výjimkou byla protipožární stěna, která byla obložena na obou stranách dřevěného rámu vláknou vyztuženými SDK deskami tloušťky 10 mm. Příhradové vazníky byly taktéž zakryty a to standardními SDK deskami o tloušťce 10 mm připevněných kovovými stropními lištami, které lze vidět na obrázku - Obrázek 49. Delší klasická zeď byla z exteriéru obložena třemi různými systémy: 10 mm standardními SDK deskami, 7 mm překližkou a 6 mm cementovláknitou deskou k napomáhání s dalším výzkumem fasádních systémů. (23)

Objekt byl zastřešen příhradovými vazníky se spoji se styčnickovými deskami s prolisovanými trny, které jsou ze 1,0 mm tlusté ocelové desky s prolisovanými trny proraženými do hloubky přibližně 8 mm. Střešní vazníky s rozpětím 3,55 m mají sklon 15° a jsou uloženy na delších zdech, kde jsou připevněny k horním ráům stěn s použitím dvou 1,55 mm tlustých ocelových pravoúhlých podpěr (Obrázek 48). Vazníky jsou tvořeny spodním pásem, horními pásy a třemi diagonálními prvky (Obrázek 49). (23)

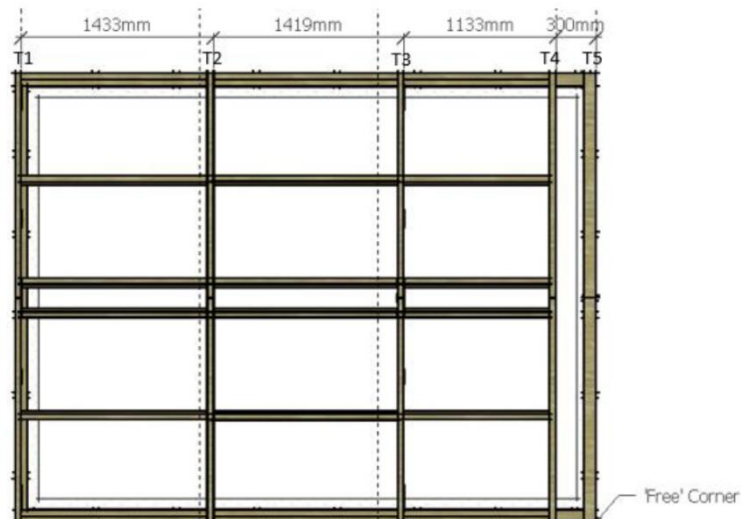


Obrázek 48 - Upevnění vazníku do horního rámu konstrukce (23)



Obrázek 49 - Fotografie zobrazující příhradové vazníky a umístění stropních ocelových lišt (23)

Na následujícím obrázku (Obrázek 50) je možné vidět půdorysné rozložení pěti příhradových vazníků pro experiment. Čtyři z pěti vazníků byly pevně připojeny k hornímu rámu protipožární stěny (T1 – T4), zatímco pátý byl na protipožární zdi volně položen bez připojení spojovacími prostředky. (23)

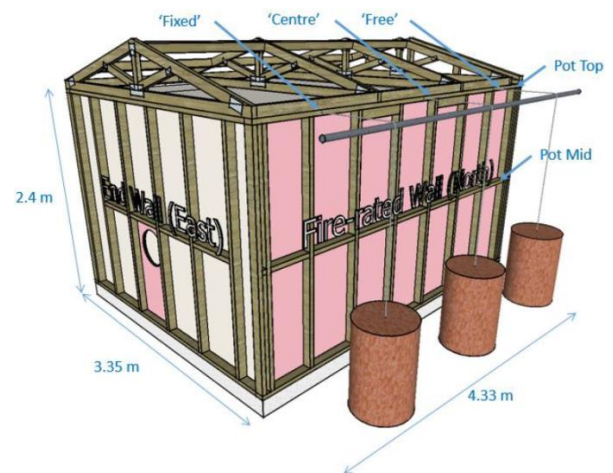


Obrázek 50 - Půdorysné rozmístění vazníků T1 až T5 (23)

V experimentu bylo aplikováno boční zatížení protipožární stěny. Boční zatížení bylo navrženo jako vnější tahové namáhání protipožární stěny. Tohoto zatížení bylo dosaženo naplněním tří ocelových sudů vodou na třech místech podél horního okraje protipožární stěny (Obrázek 51). Velikost způsobeného zatížení jedním ocelovým sudem byla 88,3 kg. Sudy byly zafixovány přes kladkový systém, z toho dva byly umístěné ve vzdálenosti 0,72 m od každého konce zdi a jeden byl umístěn ve středu zdi (Obrázek 51 a Obrázek 52). (23)



Obrázek 51 - Fotografie sudů zobrazující boční zatížení u protipožární zdi (23)



Obrázek 52 - Schéma objektu se sudy (23)

6.2 Postup a průběh experimentu

Modely vazníků byly nainstalovány společně s řadou 12 termočlánků. Termočlánky byly umístěny ve střešním prostoru požárního úseku ve stejné výšce u spodních pásů vazníků. Prolisované desky byly umístěny pouze na jedné straně příhradových vazníků tak, aby byl zaznamenán rozdíl v hloubce zuhelnatění dřevěného přířezu s ocelovými deskami a bez nich. Povrchové teploty a měření adiabatické teploty povrchu byly měřeny v řadě míst na vnitřních stěnách, obkladech a stropní konstrukce. (23)

Co se zkušební pece týká, objekt byl nejprve připevněn k ocelovému rámu a to tím způsobem, že spodní deska objektu byla přímo po obvodě ukotvena do rámu za pomoci šroubů M12 po vzdálenostech přibližně 1200 mm. Objekt byl následně zvednut a posunut k ukotvení k betonové peci s hořáky (Obrázek 53 a Obrázek 54). (23)



Obrázek 53 - Betonová pec s hořáky (23)

Obrázek 54 - Osazení objektu nad betonovou pec (23)

Boční vychýlení zatížené protipožární stěny bylo změřeno pomocí dvou metod. Jedna z nich byla manuální měření poklesu výšky bubnů, které byly zavěšeny na zdi. Druhá metoda spočívala v měření třemi lineárními potenciometry, kterými byly stanoveny po měření průhyby na spodním rámu, horizontálních ztužidlech a horním rámu. Lineární potenciometry byly umístěny na volném konci zdi. (23)

Záměrem pokusu bylo provést experiment co nejpřesněji v souladu se státními normami Nového Zélandu. Během experimentu došlo v 16. minutě k odpadnutí podhledové konstrukce a příhradové vazníky začaly být přímo vystaveny teplené zátěži z pece. Po 14,5 minutě selhání podhledu došlo ke kolapsu příhradových vazníků, tedy v čase 30,5 minut od začátku zkoušky. (Obrázek 55). (23)

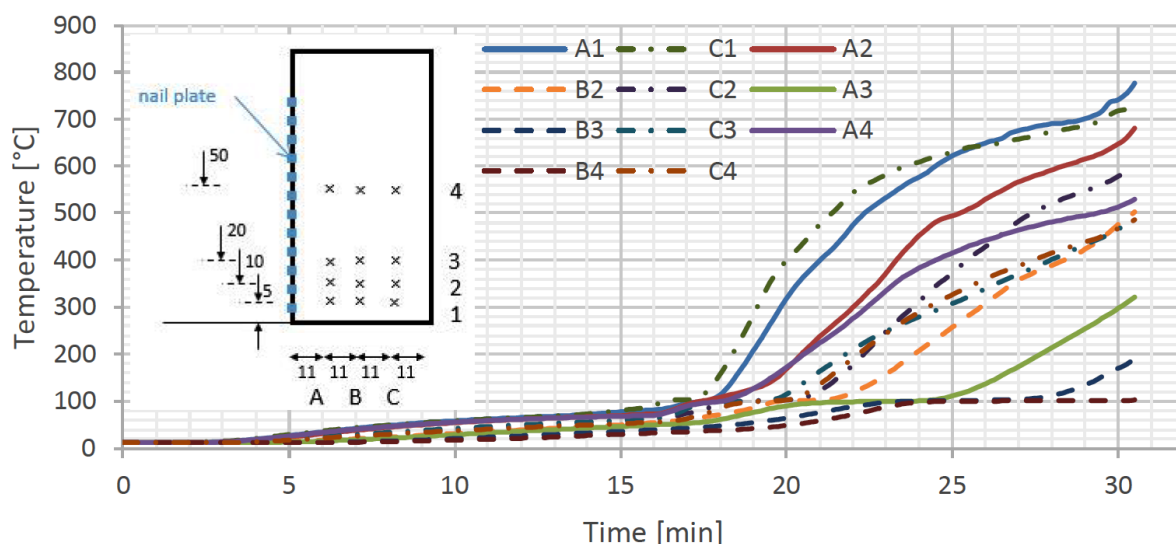


Obrázek 55 - Fotografie objektu po selhání podhledové konstrukce (cca 16 minut od začátku experimentu) (23)

6.3 Výsledky a analýza experimentu

Příhradové vazníky byly přímo vystaveny ohni ze zkušební pece po 16 minutách, kdy selhala podhledová konstrukce. Obrázek 56 zobrazuje výsledky naměřených teplot termočlánky na vazníku.

Začátek zuhelnatění dřevěných částí vazníků je považováno během dosažení teploty 300 °C. Následná analýza výsledků dosažených teplot na vazníku určila průměrnou rychlost zuhelnatění na 1,2 mm/min pro dřevní hmotu za ocelovými styčnickovými deskami a 1,1 mm/min pro dřevo na straně bez ocelových desek. První termočlánek, který indikoval zuhelnatění dřevěného přířezu (teplotu 300°C), byl termočlánek C1 a to v 19. minutě přibližně 2,5 minuty po odpadnutí podhledové konstrukce. Termočlánek A1 naměřil teplotu 300 °C o 1 minutu později, tedy 3,5 minuty po selhání podhledu. Naměřené teploty termočlánky A2 a A4 se zvyšovaly obdobným tempem a k dosažení teploty 300°C došlo po 22. minutě (pozn. měření termočlánekem A3 bylo vyhodnocené jako chybné). Termočlánky C2, C3 a C4 začaly zaměřovat teplotu 100°C v 19,5 - 20,5 minutě. C2 byl poslední z nich, který zaznamenal vyšší rychlost zuhelnatění a to po 23,75 minutě, C4 pak v 24,25 minutě a C3 přibližně ve 25. minutě. Z uvedených hodnot lze vyvést závěr, že k zuhelnatění docházelo rychleji u dřevěného přířezu na té straně, kde byly umístěné styčnickové kovové desky. (23)



Obrázek 56 - Graf výsledky měření teploty termočlánky z experimentu (23)

Co se bočního zatížení a protipožární stěny týká, tak po 30. minutě byl zaznamenán pozoruhodný nárůst v posunech umístění bubňů z pevného místa zdi, z prostřední části a z volného konce zdi se bubny posunuly o 17 mm, 28 mm a 38 mm. Stěna ztratila svou stabilitu v čase 30,5 minut. Experiment byl navržen tak, aby sudy kvůli své váze zůstaly na zemi a tím odlehčily zdi od jakéhokoli zatížení z boku po selhání. (23)

Vyšetřování prostoru po experimentu ukázalo, že hlavním mechanismem selhání celé konstrukce bylo selhání spoje se styčnickovými deskami uprostřed každého vazníku ve spodních pásech (Obrázek 57, Obrázek 58, Obrázek 59). (23)



Obrázek 57 - Fotografie selhání prostředního vazníku (T3) po experimentu (23)



Obrázek 58 - Fotografie selhání vazníku na konci (T5) po experimentu (23)

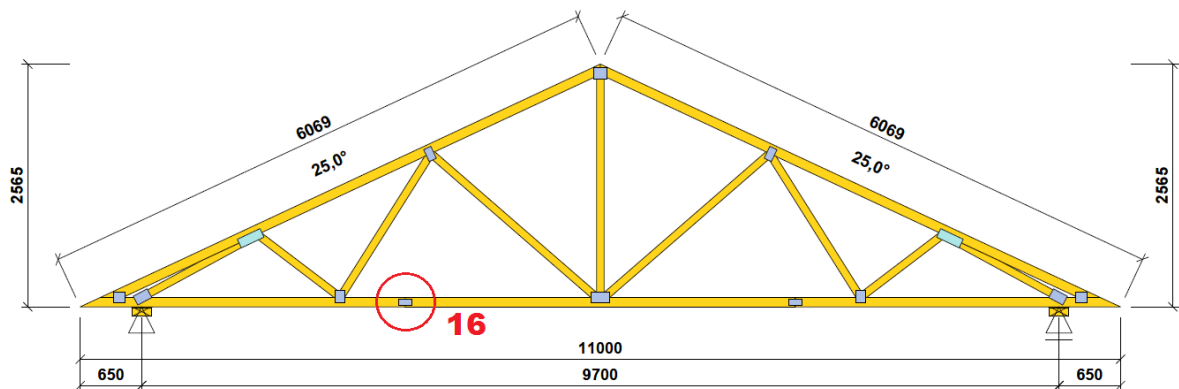


Obrázek 59 - Fotografie selhání vazníku T2 po experimentu (23)

Závěrem zkoušky lze konstatovat, že malý dřevěný lehký skelet zastřešený dřevěnými příhradovými vazníky obložený standardními typy SDK desek tloušťky 10 mm byl navržen tak, aby bylo docíleno udržení stability konstrukce během 30ti minutovém požáru. SDK konstrukce selhaly v 16. minutě od začátku zkoušky a příhradové vazníky ztratili svou stabilitu po dalších 14 ti minutách. (23)

7 Tepelná analýza spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny programem Atena

V kapitole 7 se diplomová práce zabývá tepelnou analýzou spoje se styčnickovými ocelovými deskami s prolisovanými trny. Teplotní analýza je provedena za pomoci programu Atena. Konkrétně je v práci řešen již zmiňovaný spoj se styčnickovými prolisovanými deskami navržený programem Truss4, jedná se o spojení přířezů spodního pásu v příhradovém vazníku - styčnick č. 16 (Obrázek 60). Styčnick je složen z dřevěných přířezů o průřezových rozměrech 50 x 100 mm. Materiál přířezů je dřevo třídy pevnosti C24 (S10) - jehličnan. Styčnickové kovové desky použité ve styčnicku 16 jsou typu BV15, mající tloušťku 1,5 mm a rozměry 70 x 147 mm (Obrázek 36).



Obrázek 60 - Schéma vazníku s vyznačeným řešeným styčnickem č. 16 (výstup programu Truss4)

Nejdříve byly namodelovány geometrie jednotlivých 4 modelů, průřezů spoje, v programu GID (tj. pre a post procesor pro numerické simulace). 1. a 2. model byl namodelován bez ochranné podhledové konstrukce, zatímco 3. a 4. model byl dočasně před teplotním zatížením chráněn podhledovou konstrukcí ze dřevoštěpových OSB desek tloušťky 12 mm.

V programu GID je následně navolen typ výpočetního programu, v případě tepelné analýzy je zvolen výpočet programem Atena typ Transport. Uživatel nadále pracuje v prostředí programu GID, který je ale přizpůsobený výpočtu, který poté provede program Atena. Následně jsou jednotlivým plochám průřezu přiřazeny jejich charakteristické materiálové vlastnosti.

Do programu jsou dále zadány pro jednotlivé materiály tyto materiálové vlastnosti:

- **součinitel tepelné vodivosti** – λ – udává, jak materiál vede teplo; čím je hodnota nižší, tím lépe materiál tepelně izoluje [$\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$]
- **měrná tepelná kapacita** – c – množství tepla potřebného k ohřátí 1 kilogramu látky o 1 teplotní stupeň; ve starší literatuře je uváděna též jako měrné teplo nebo specifické teplo [$\text{J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$]
- **emisivita** – ε – veličina definovaná jako poměr intenzity vyzařování reálného tělesa k intenzitě vyzařování absolutně černého tělesa se stejnou teplotou; emisivita určuje schopnost tělesa vyzařovat teplo [-]; dle ČSN 1995-1-2 článku 2.2 je hodnota emisivity uvažována v programu Atena hodnotou 0,8
- **objemová hmotnost** – ρ – poměr hmotnosti tělesa ku objemu tělesa [kg/m^3]

Materiálové vlastnosti zadané do programu Atena mají tyto hodnoty:

- **dřevěný přířez 50/100 mm – C24 (hodnoty jsou uvažovány za teploty 20°C):**

Součinitel tepelné vodivosti: $\lambda_{20^\circ\text{C}} = 0,12 \text{ W}/\text{m}\cdot\text{K}$

Měrná tepelná kapacita: $c_{20^\circ\text{C}} = 1530 \text{ J}/\text{kg}\cdot\text{K}$

Objemová hmotnost: $\rho_{20^\circ\text{C}} = 350 \text{ kg}/\text{m}^3$

- **ocelové styčnickové desky BV15 o tloušťce 1,5 mm:**

Součinitel tepelné vodivosti: $\lambda = 50 \text{ W}/\text{m}\cdot\text{K}$

Měrná tepelná kapacita: $c = 440 \text{ J}/\text{kg}\cdot\text{K}$

Objemová hmotnost: $\rho = 7850 \text{ kg}/\text{m}^3$

- **dřevoštěpové OSB desky o tloušťce 12 mm:**

Součinitel tepelné vodivosti: $\lambda_{20^\circ\text{C}} = 0,12 \text{ W}/\text{m}\cdot\text{K}$

Měrná tepelná kapacita: $c_{20^\circ\text{C}} = 1530 \text{ J}/\text{kg}\cdot\text{K}$

Objemová hmotnost: $\rho_{20^\circ\text{C}} = 350 \text{ kg}/\text{m}^3$

Následně jsou do programu zadány takové vlastnosti dřeva třídy pevnosti C24, díky nimž bude během tepelné analýzy zohledněna změna vlastností dřeva vlivem zvýšených teplot. Jedná se o zohlednění měnící se tepelné vodivosti dřeva s rostoucí teplotou

(Tabulka 4) a zohlednění měnící se hustoty a měrné tepelné kapacity dřeva se zvyšující se teplotou (Tabulka 5).

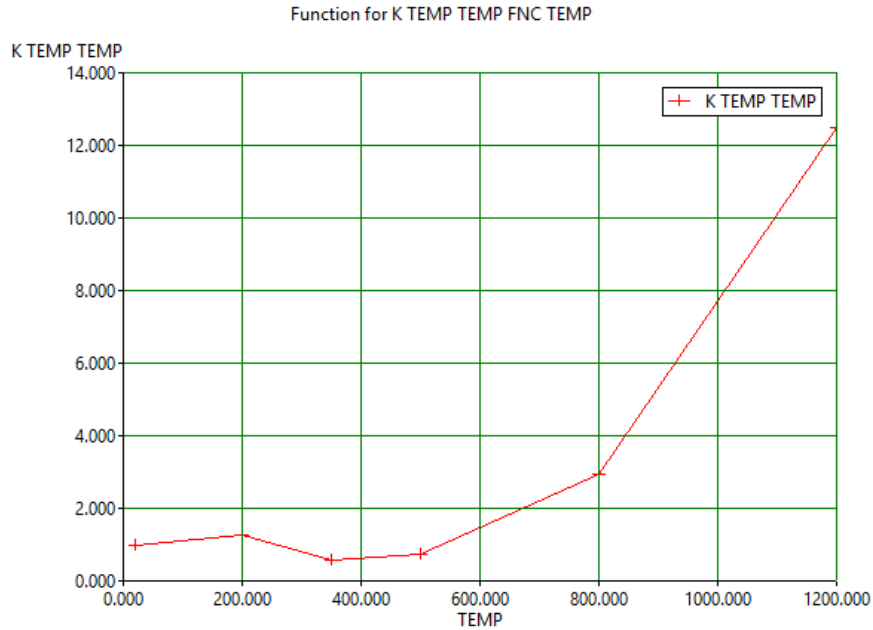
Materiál dřevoštěpové OSB desky je do programu zadán se stejnými hodnotami jako materiál dřevěných přířezů, jelikož dle norem je možné zjistit potřebné materiálové charakteristiky dřeva třídy pevnosti C24 a zohlednit tak veškeré změny vlastností za zvýšených teplot. Toto by například u SDK desek nebylo možné, ač jsou sice hojně využívané jako podhledové konstrukce a protipožární ochrana dřevěných příhradových vazníků.

Tepelné vlastnosti dřeva jsou převzaty z ČSN EN 1995-1-2 tabulek B.1 a B.2., následně jsou z těchto tabulek vypočteny potřebné koeficienty, které jsou zadány do programu Atena. Nejprve jsou do programu zadány tepelné vlastnosti dřeva pomocí součinitelů $\lambda_T/\lambda_{20^\circ\text{C}}$ z tabulky B.1 (Tabulka 4 – červeně zvýrazněné hodnoty).

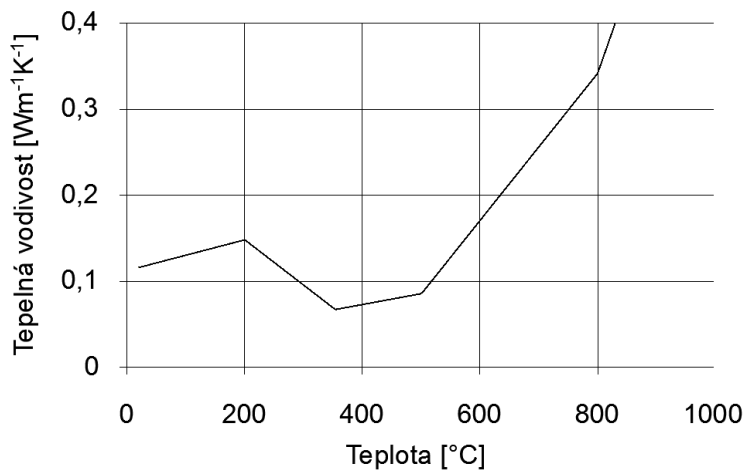
Tabulka 4 - Tabulka B.1 - Vztah teplota-tepelná vodivost pro dřevo a zuhelnatělou vrstvu (15)

Teplota	Součinitel tepelné vodivosti	Součinitel tepelné vodivosti - numerická simulace	Hodnota zadaná do Ateny
T [°C]	λ [W/(m.K)]	λ [J/(s.C.m)] pozn. $W = J/s$	$\lambda_T/\lambda_{20^\circ\text{C}}$
20	0,12	0,12	1,00
200	0,15	0,15	1,25
350	0,07	0,07	0,58
500	0,09	0,09	0,75
800	0,35	0,35	2,92
1200	1,50	1,50	12,50

Zadání součinitelů vypočtené z tabulky B.1 (Tabulka 4) do programu Atena jsou rovny poměru hodnoty λ „Součinitel tepelné vodivosti dané teploty“ a hodnoty $\lambda_{20^\circ\text{C}}$ „Součinitel tepelné vodivosti za teploty 20°C“. Jako kontrola, že zadané hodnoty jsou správné, poslouží graf vynesovaných hodnot vytvořený programem Atena (Obrázek 61), který se shoduje s grafem uvedeným v ČSN EN 1995-1-2, obrázek B.1 (Obrázek 62).



Obrázek 61 - Graf vztahu teploty a tepelné vodivosti pro dřevo a zuhelnatělou vrstvu z programu Atena (výstup programu Atena)



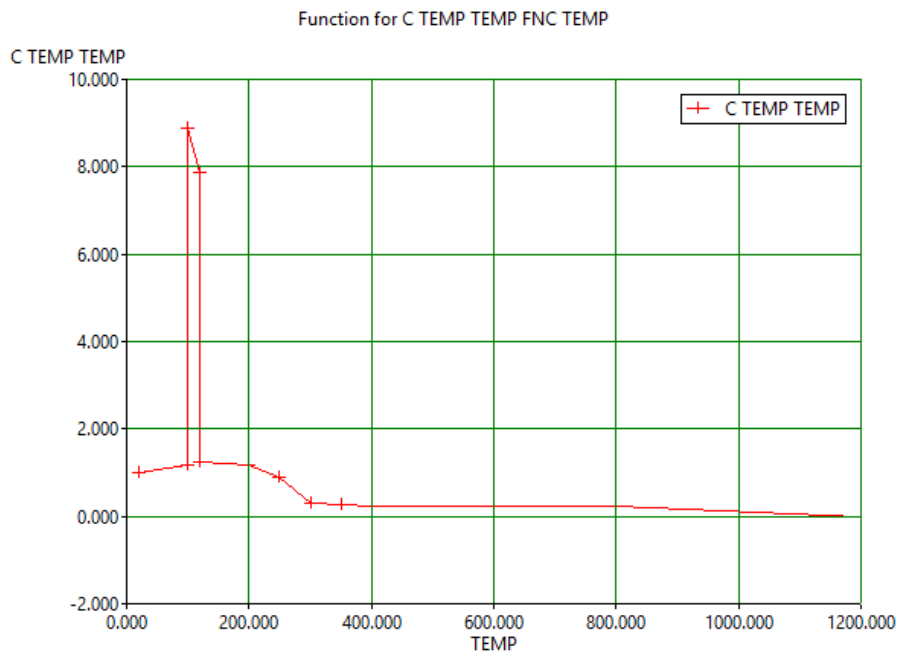
Obrázek 62 - Graf vztahu teploty a tepelné vodivosti pro dřevo a zuhelnatělou vrstvu z ČSN EN 1995-1-2 (15)

Následně jsou do programu zadány tepelné vlastnosti dřeva z tabulky B.2 (Tabulka 5). Součinitele vypočtené z tabulky B.2 jsou rovny poměru hodnoty „Měrné tepelné kapacity – numerická simulace dané teploty“ a hodnoty „Měrné tepelné kapacity – numerická simulace za teploty 20°C“.

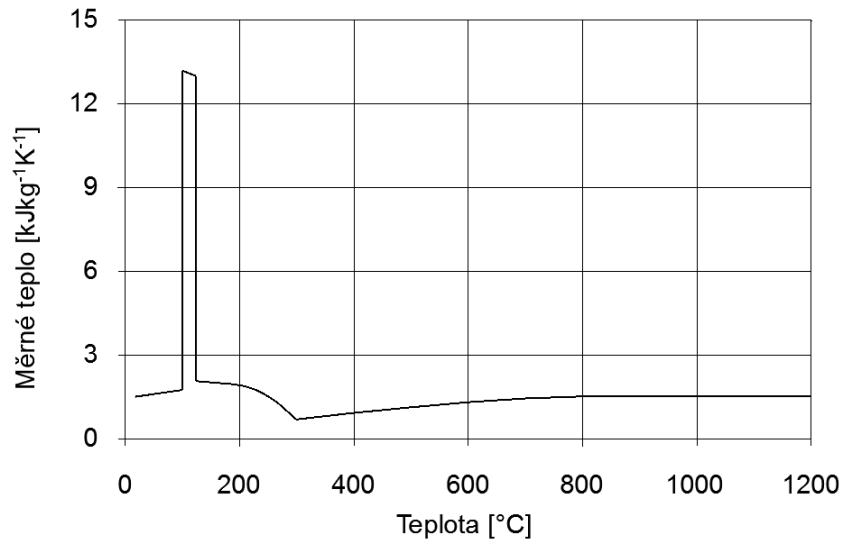
Tabulka 5 - Tabulka B.2 – Měrná tepelná kapacita a poměr hustoty k hustotě po vysušení u dřeva jehličnatých dřevin C24 pro třídu provozu I (15)

Teplota	Měrná tepelná kapacita	Hustota	Vlhkost	Měrná tepelná kapacita - numerická	Měrná tepelná kapacita - numerická simulace	Hodnota zadaná do Ateny
T [°C]	c [kJ/(kg.K)]	ρ [kg/m ³] pozn. $\rho(20\text{ C}) = 350$	w [%]	c [J/(m ³ .C)]	c [kJ/(m ³ .C)]	$c_T/c_{20^\circ\text{C}}$
20	1,53	350,00	12	535500	535,5	1,00
99	1,77	350,00	12	619500	619,5	1,16
99	13,60	350,00	12	4760000	4760,0	8,89
120	13,50	312,50	0	4218750	4218,8	7,88
120	2,12	312,50	0	662500	662,5	1,24
200	2,00	312,50	0	625000	625,0	1,17
250	1,62	290,63	0	470812,5	470,8	0,88
300	0,71	237,50	0	168625	168,6	0,31
350	0,85	162,50	0	138125	138,1	0,26
400	1,00	118,75	0	118750	118,8	0,22
600	1,40	87,50	0	122500	122,5	0,23
800	1,65	81,25	0	134062,5	134,1	0,25
1200	1,65	0,00	0	0	0,0	0,00

Jako kontrola, že zadané hodnoty jsou správné, poslouží opět graf vynesných hodnot vytvořený programem Atena (Obrázek 63), který se shoduje s grafem uvedeným v ČSN EN 1995-1-2, obrázek B.2 (Obrázek 64).



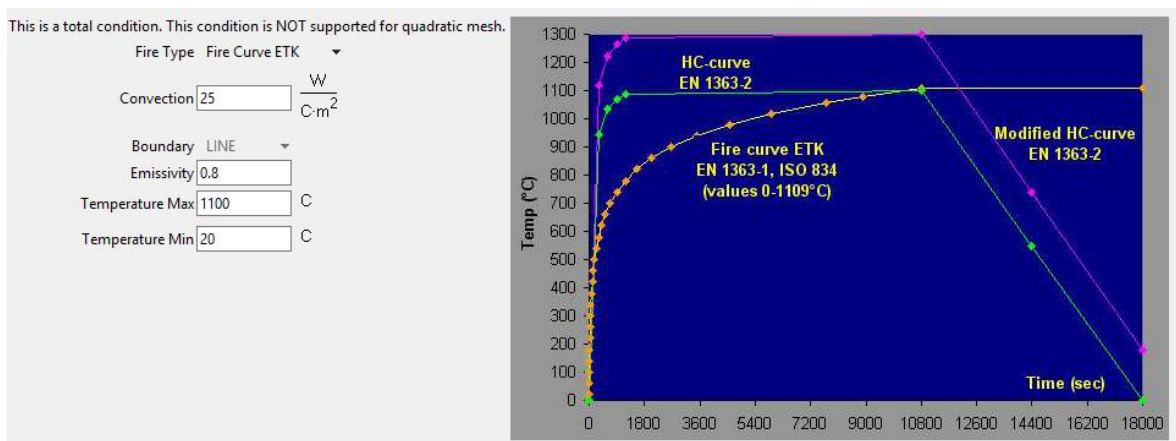
Obrázek 63 - Graf vztahu teploty a měrného tepla pro dřevo a dřevěné uhlí z programu Atena (výstup programu Atena)



Obrázek 64 - Graf vztahu teploty a měrného tepla pro dřevo a dřevěné uhlí z z ČSN EN 1995-1-2 (15)

Po zadání materiálových charakteristik všech použitých materiálů je každý posuzovaný průřez zatížen požárem definovaným normovou teplotní křivkou (kapitola 5.1) a parametrickou teplotní křivkou definovanou v kapitole 5.2.

Normová teplotní křivka je již v programu předem nadefinovaná (Obrázek 65). K nadefinování tepelného namáhání normovou teplotní křivkou je doplněn součinitel přestupu tepla konvekcí $\alpha_c = 25 \text{ W/K}\cdot\text{m}^2$ (dle ČSN EN 1991-1-2); emisivita $\varepsilon = 0,8$; minimální teplota = $20 \text{ }^\circ\text{C}$.



Obrázek 65 - Normová teplotní křivka (Fire curve ETK, ISO 834) definovaná programem Atena (výstup programu Atena)

Parametrická teplotní křivka je do programu zadána jako typ uživatelsky definované křivky „User curve“ a následně jsou doplněny další příslušné hodnoty: součinitel přestupu tepla konvekcí $\alpha_c = 35 \text{ W/K}\cdot\text{m}^2$ (dle ČSN EN 1991-1-2); emisivita $\varepsilon = 0,8$; maximální teplota = $956 \text{ }^\circ\text{C}$ (jedná se o maximální teplotu ve fázi ohřevu parametrické křivky z kapitoly 5.2); minimální teplota = $20 \text{ }^\circ\text{C}$ (Obrázek 66).

Fire Type	USER CURVE	
Convection	35	$\frac{\text{W}}{\text{C}\cdot\text{m}^2}$
Boundary	LINE	
Emissivity	0.8	
Temperature Max	956	°C
Temperature Min	20	°C

Obrázek 66 - Zadání uživatelsky definované teplotní křivky do programu Atena (výstup programu Atena)

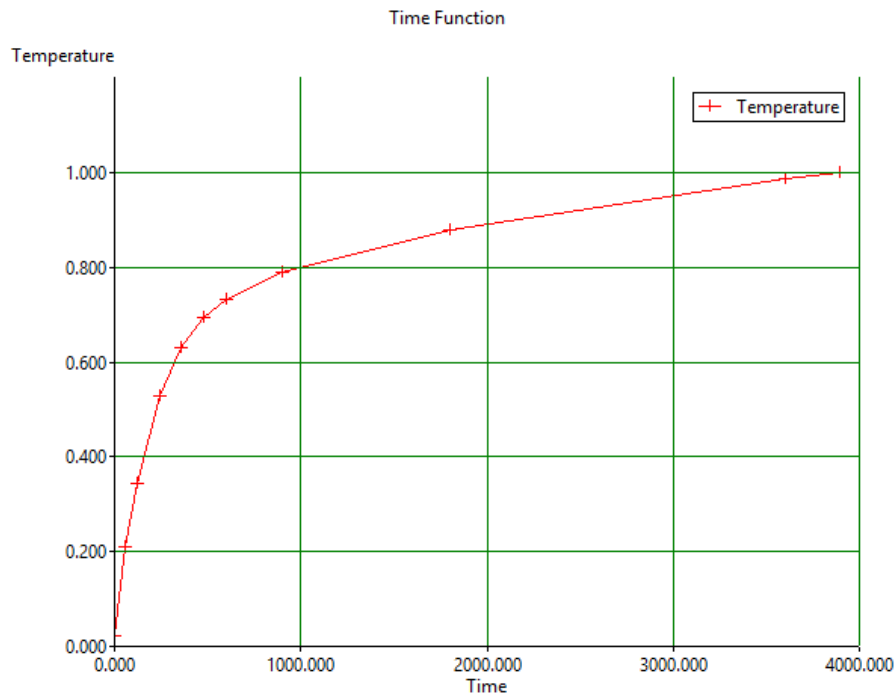
Parametrická teplotní křivka je do programu Atena definována pomocí časových hodnot v sekundách a hodnot součinitelů teploty, které jsou přepočtené v poměru vztaženému k maximální teplotě 956°C dosažené ve fázi ohřevu. Teplota 956°C je dosažena v čase 3893 sekund (Obrázek 67). Křivku není nutné zadávat pro další časové hodnoty, jelikož dosažení maximální teploty je v čase 65 minut a spoj zajisté nedisponuje takovou požární odolností.

!!! CAUTION!!! This is a total condition. This condition is NOT supported for quadratic mesh.

Time Function	Time	Temperature
Click	0.0	0.0209
	60	0.2106
	120	0.3438
	240	0.5278
	360	0.6299
	480	0.6928
	600	0.7319
	900	0.7894
	1800	0.8796
	3600	0.9875
		3893

Obrázek 67 - Definování parametrické teplotní křivky do programu Atena s vyznačením dosažení maximální teploty v čase 3893 sekund (výstup programu Atena)

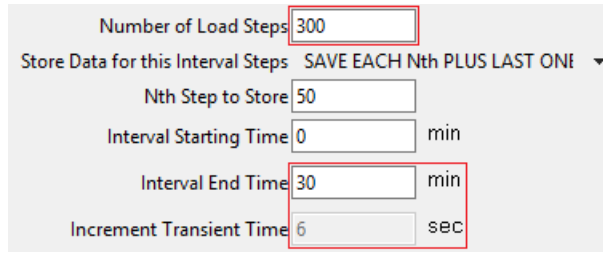
K ověření, že zadané hodnoty parametrické teplotní křivky ve fázi ohřevu jsou správné, poslouží graf vynesných hodnot vytvořený programem Atena (Obrázek 68), který se shoduje s grafem v kapitole 5.2 (Obrázek 42).



Obrázek 68 - Parametrická teplotní křivka ve fázi ohřevu zobrazena programem Atena (výstup programu Atena)

Po nadefinování materiálových charakteristik a tepelných zatížení je každému modelu vygenerována síť – mesh, jedná se o metodu konečných prvků. V této síti konečných prvků jsou následně vyznačeny monitorovací body. Síť MKP jednotlivých modelů a monitorovací body jsou zobrazeny v následujících podkapitolách. Pro zadané monitorovací body jsou díky následné tepelné analýze programem Atena vytvořeny grafy teplot v závislosti na čase.

V nastavení programu Atena v záložce „Interval data“ je uživatelsky zadáno, že program má měřit teplotu v monitorovacích bodech po dobu 30 minut během 300 zatěžovacích kroků což znamená, že program bude ukládat hodnoty teplot pro každý monitorovací bod v každé 6. sekundě (Obrázek 69 a Obrázek 70).

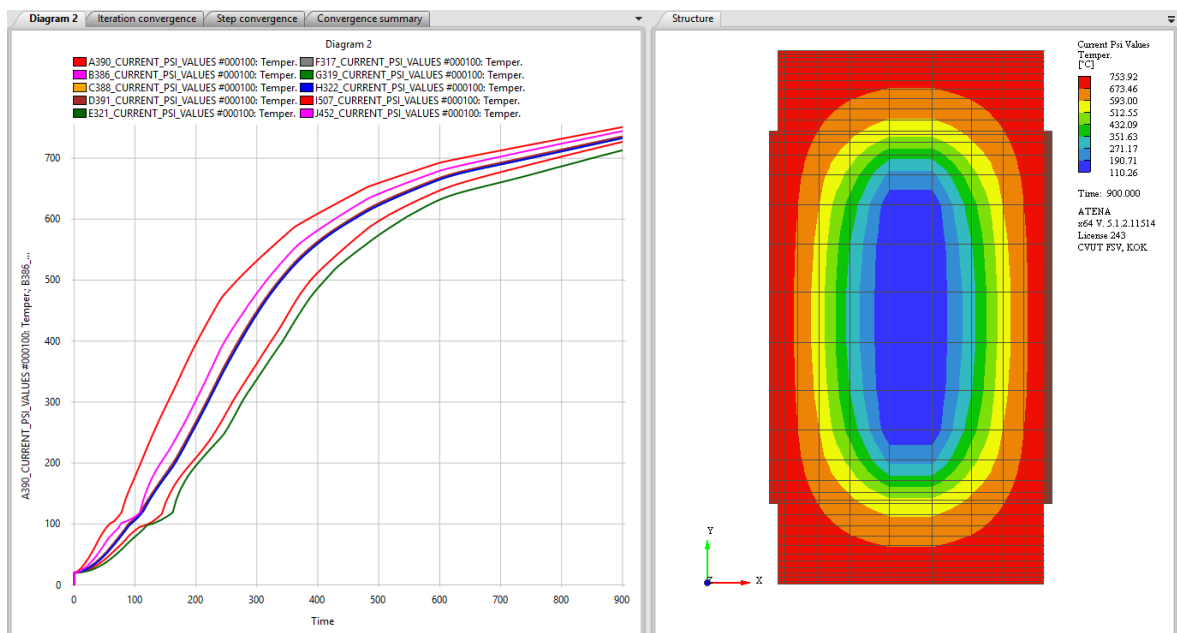


Obrázek 69 - Zadání časového intervalu pro ukládání teplot do programu Atena (výstup programu Atena)

	A	B	C	D	E	F
1	Time [s]	A	B	C	D	E
2	0	0	0	0	0	0
3	0	20	20	20	20	20
4	6	21,4153	24,2058	24,011	24,0275	20,754
5	12	24,8195	30,1985	29,9407	29,9605	22,7233
6	18	29,8977	37,6985	37,3544	37,3813	25,9077
7	24	36,2281	46,2366	45,8371	45,8683	30,1796
8	30	43,4442	55,7289	55,2622	55,2971	35,4075
9	36	51,213	65,6578	65,1789	65,2201	41,4368
10	42	59,5039	76,2438	75,7208	75,7661	48,1572
11	48	68,3277	87,1045	86,5633	86,6121	55,4549
12	54	76,312	98,331	97,775	97,8299	63,2522

Obrázek 70 - Výstup programu Atena ; naměřené teploty v monitorovacích bodech po 6ti sekundách

Následně je proveden výpočet tepelné analýzy programem Atena a výstupem jsou nejen grafy teplot v závislosti na čase po dobu 30ti minut, ale také vykreslení rozložení teploty po celém průřezu namodelovaného spoje, např. Obrázek 71.



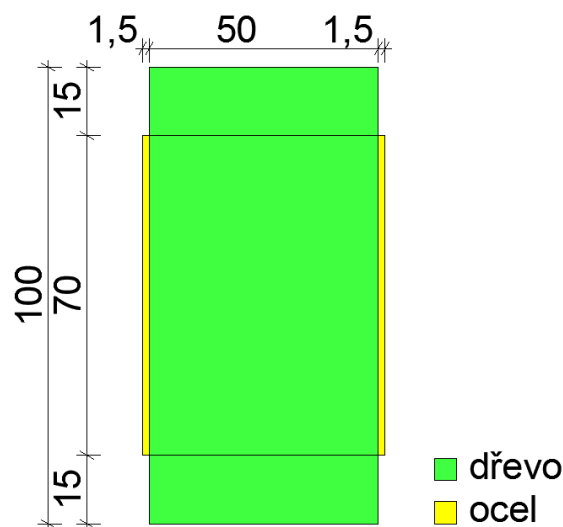
Obrázek 71 – Příklad výstupu z programu Atena

U každého modelu je díky získaným datům zjišťováno, kdy dosáhne teplota ve styčnickové kovové desce 350°C. Při této teplotě ocel začíná ztrácet své mechanické vlastnosti, ale spoj v této chvíli prozatím neselhává, zachovává si svou reziduální odolnost a až za následných zvyšujících se teplot dochází ke kolapsu.

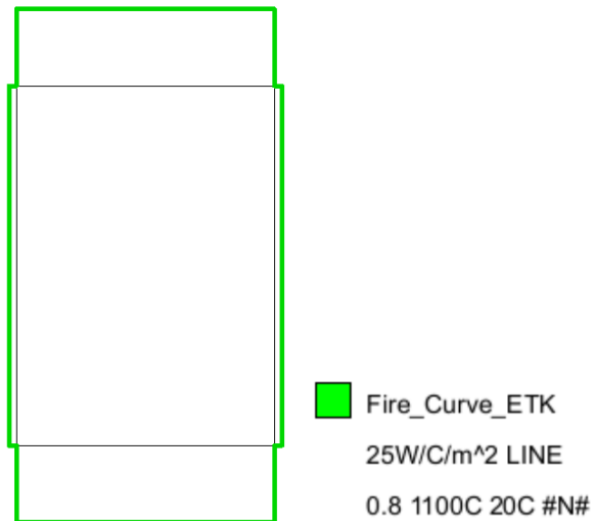
Dále je zkoumáno, zda bude v modelech u styčnickových desek naměřena kritická teplota $\theta_{a,cr} = 704,7$ °C, během níž spoj ztrácí svou únosnost a selhává, ovšem ke kolapsu může dojít již před dosažením kritické teploty a to tak, že dojde k vytržení ocelových trnů z dřevěných přířezů vlivem změknutí a oslabení styčnickové desky. V případě modelů 3 a 4 je také zjištěna časová hodnota, během které dojde k odpadnutí podhledové konstrukce.

7.1 Model 1 - nechráněný spoj tepelně zatížený normovou teplotní křivkou

Průřez modelu 1 se skládá z dřevěného přířezu o rozměrech 50/100 mm a z ocelových styčnickových desek o výšce 70 mm a tloušťce 1,5 mm. Geometrie a materiály průřezu jsou znázorněny na obrázku, Obrázek 72. Spoj modelu 1 je zatížen normovou teplotní křivkou (kapitola 5.1) po celém obvodu průřezu (Obrázek 73) a není během tepelného namáhání chráněn žádnou podhledovou konstrukcí. Požár po celém obvodu průřezu je uvažován z toho důvodu, že pokud by v daném požárním úseku vznikl požár, nebyl by příhradový vazník tepelně namáhán pouze ze spodní části, ale vlivem teplých plynů by byl tepelně namáhán i z počátku požáru po celé ploše.

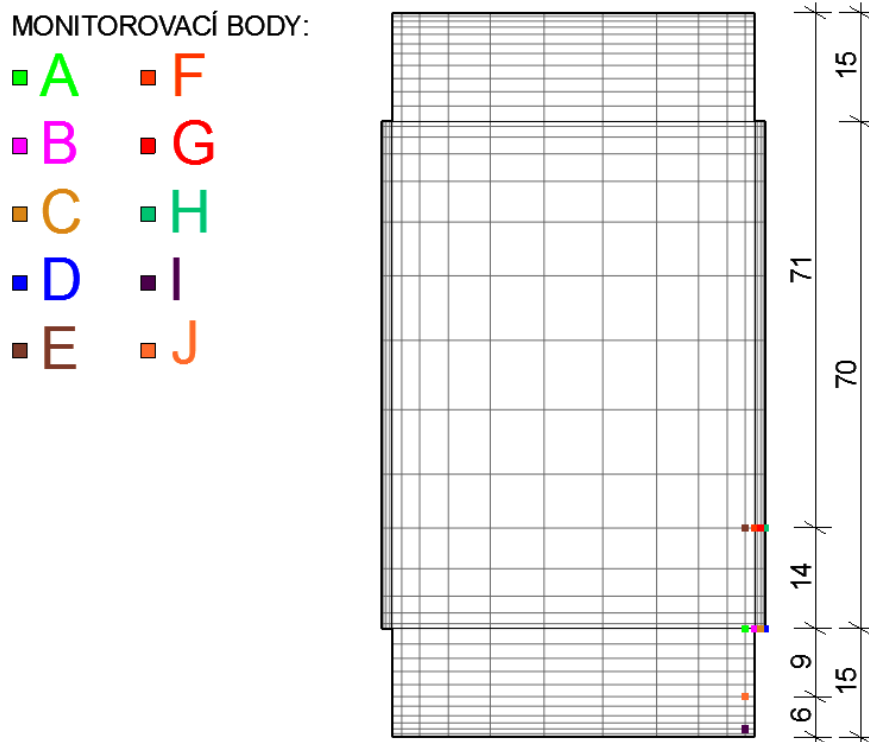


Obrázek 72 – Rozměry a materiál modelu



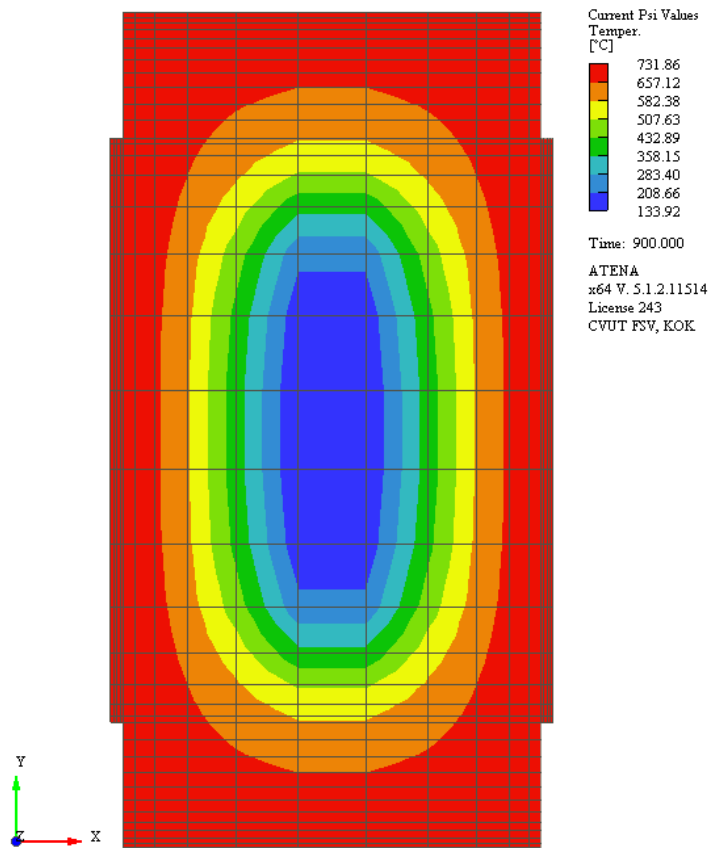
Obrázek 73 - Tepelné zatížení modelu 1 normovou teplotní křivkou

Zadané monitorovací body jsou zobrazeny na obrázku s vygenerovanou sítí konečných prvků – „mesh“, Obrázek 74. Program je schopný sám vygenerovat sítí konečných prvků. Do programu je zadáno, aby byla sítí MKP prvků hustější po obvodě průřezu, tedy tam, kde je zadané tepelné zatížení, kde je větší tepelný tok. Je to z toho důvodu, aby program pracoval a počítal správně.

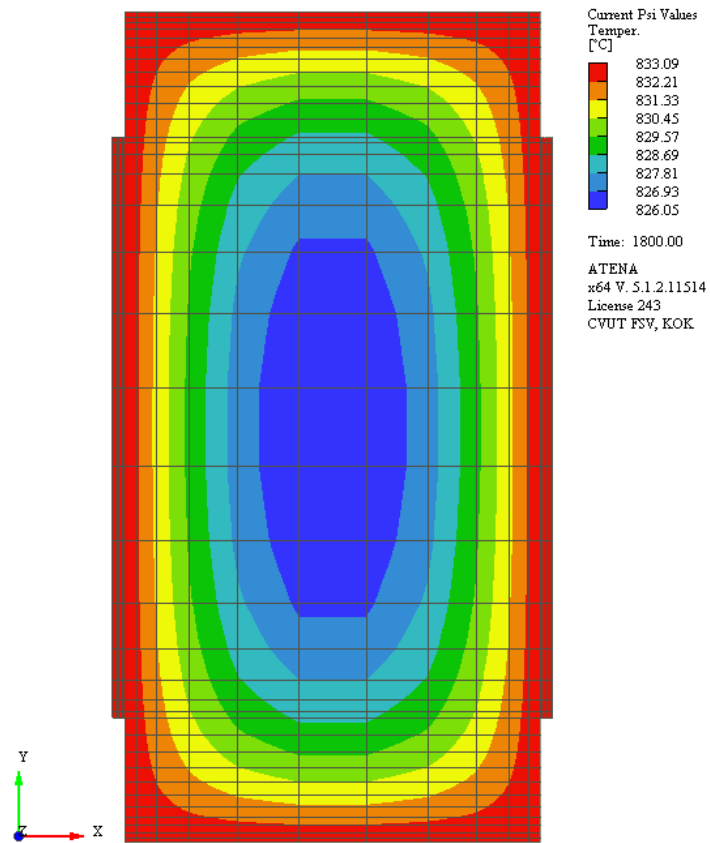


Obrázek 74 – Vygenerovaná sítí konečných prvků a zadané monitorovací body modelu 1

Na následujících obrázcích je zobrazeno rozložení teploty v průřezu v čase 15 minut (Obrázek 75) a 30 minut (Obrázek 76).

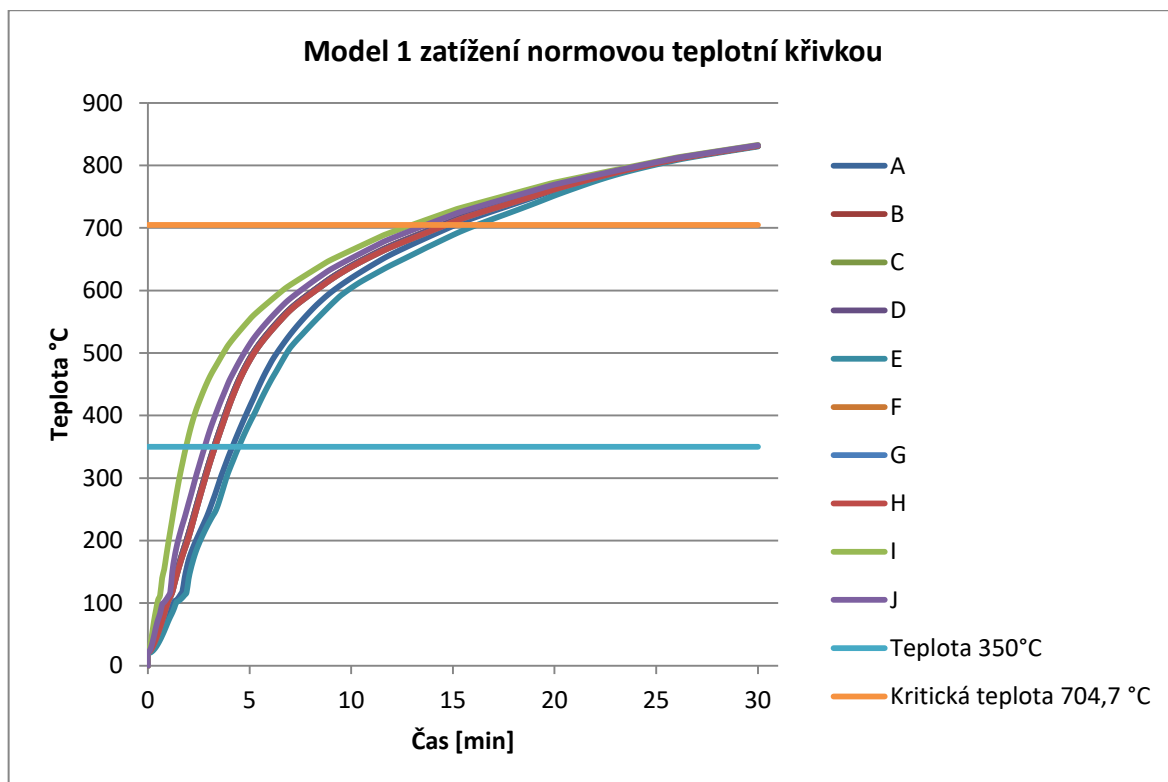


Obrázek 75 - Rozložení teploty v průřezu modelu 1 po 15ti minutovém požáru



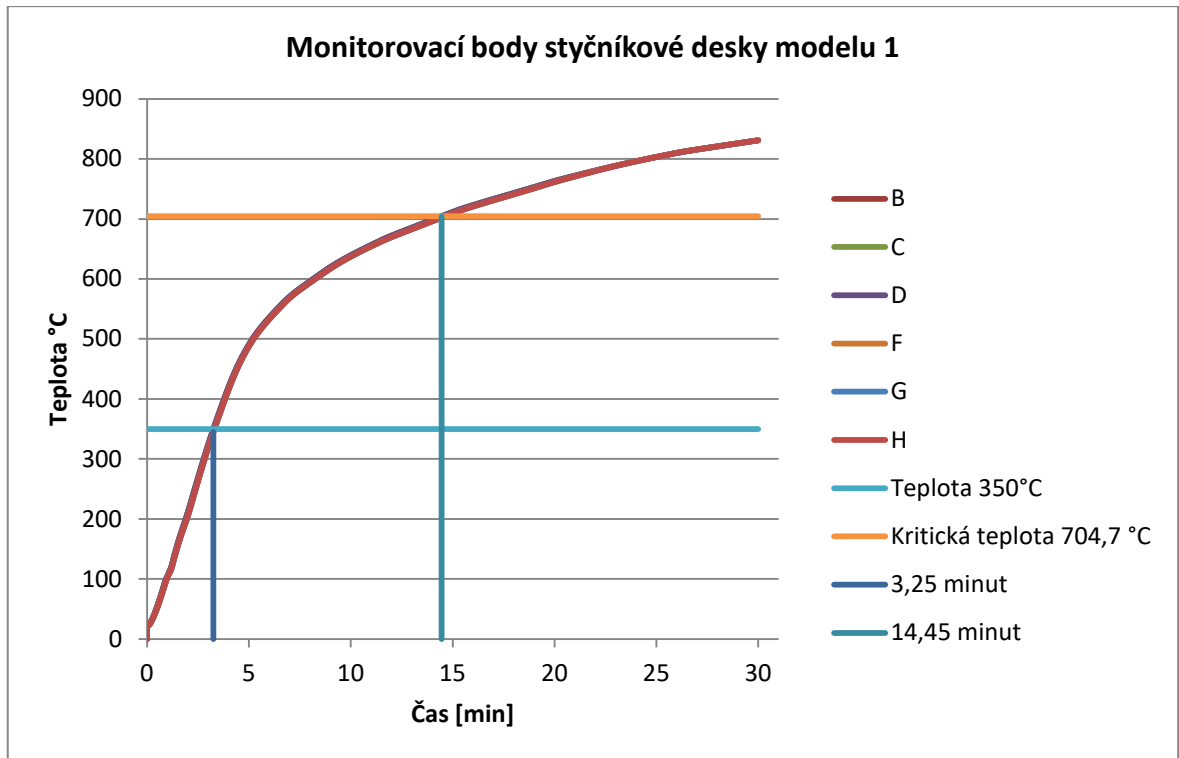
Obrázek 76 - Rozložení teploty v průřezu modelu 1 po 30ti minutovém požáru

Z obrázků (Obrázek 75, Obrázek 76) lze dojít k závěru, že již při 15ti minutovém požáru bude v ocelových styčnickových deskách dosažena hodnota kritické teploty 704,7 °C. Kdy bude dosažena kritická teplota 704,7 °C a teplota 350 °C lze odečíst z grafu, který je výstupem z programu Atena, Obrázek 77. Graf zobrazuje závislost teploty na čase po dobu 30ti minut pro všechny monitorovací body.

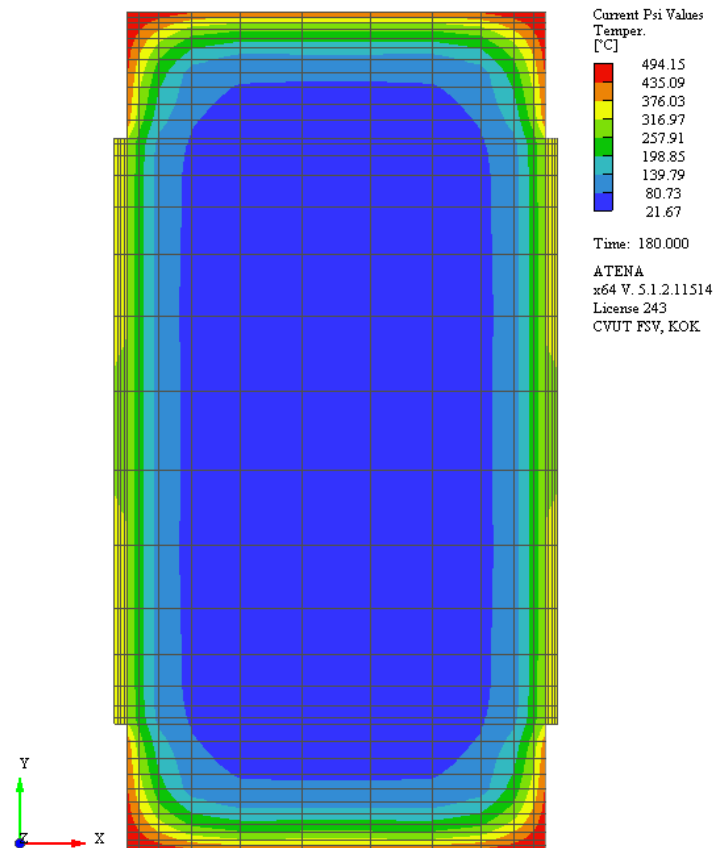


Obrázek 77 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut naměřených všemi monitorovacími body modelu 1

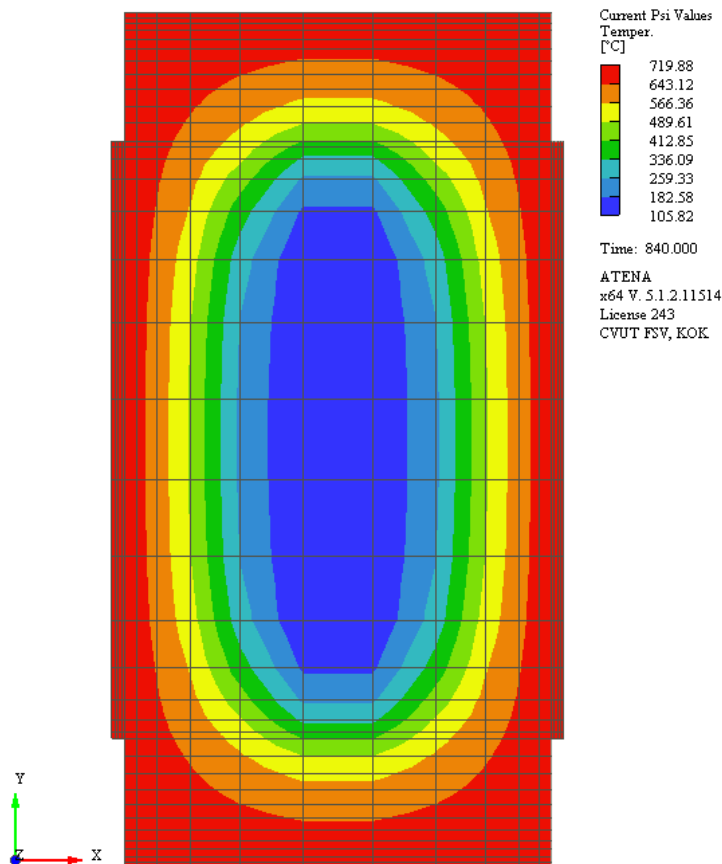
Pro přehlednější odečtení časových hodnot dosažení kritické teploty 704,7 °C a teploty 350 °C jsou v dalším grafu zobrazeny závislosti teplot na čase pouze u monitorovacích bodů styčnickových desek, Obrázek 78. V grafu je viditelné, že ohřívání všech styčnickových desek je téměř totožné, je to tím, že deska je tloušťky 1,5 mm. V prvních bodech ve styčnickové desce, kde byla naměřena teplota 350 °C (doba kdy se začínají měnit materiálové vlastnosti oceli), byla odečtena časová hodnota 3,25 minut, rozložení teploty v průřezu čase 3 minuty – Obrázek 79. Od té doby deska měkne, ale spoj okamžitě neselhává. Co je ale jisté, že pokud nedojde ke kolapsu konstrukce dříve vlivem vytržení trnů z dřevěného přířezu, tak v čase 14,45 minut ke kolapsu konstrukce dojde, neboť je v této chvíli v ocelových deskách dosažena kritická teplota 704,7 °C, rozložení teploty v průřezu v čase 12 minut - Obrázek 80.



Obrázek 78 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut naměřených monitorovacími body styčnickové desky modelu 1



Obrázek 79 - Rozložení teploty v průřezu modelu 1 v čase 3 minuty, tj. těsně před dosažením teploty 350°C ve styčnickových deskách v čase 3,25 minut

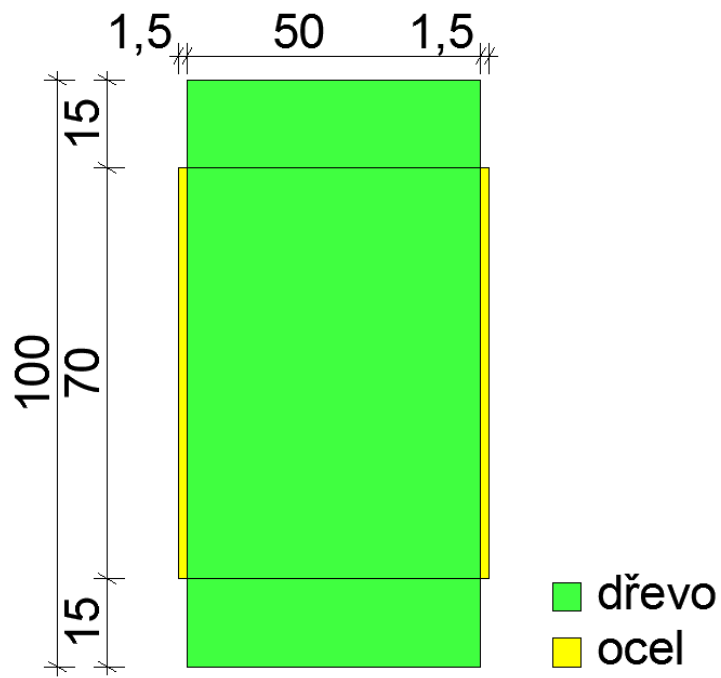


Obrázek 80 - Rozložení teploty v průřezu modelu 1 v čase 14 minut, tj. těsně před dosažením kritické teploty 704,7°C ve styčnickových deskách v čase 14,45 minut

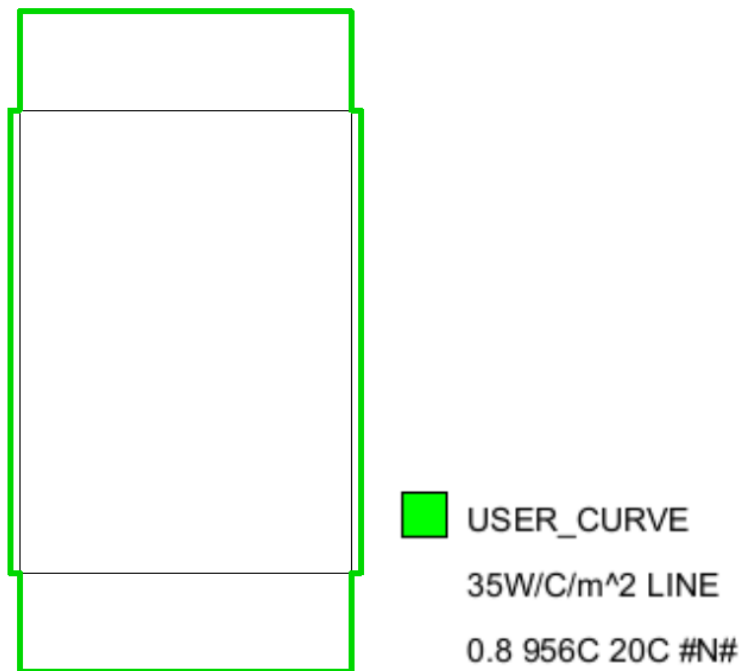
Spoj modelu 1 od začátku normového požáru do 3 minut a 15 sekund je zcela stabilní, od této doby si zachovává odolnost a v čase 14 minut a 27 sekund již dojde k selhání konstrukce, pokud by v reálném experimentu nedošlo dříve k selhání spoje vlivem vytržení trnů styčnickové desky z dřevěného přířezu.

7.2 Model 2 - nechráněný spoj zatížený parametrickou teplotní křivkou

Geometrie průřezu 2 je totožná s průřezem modelu 1. Model 2 se taktéž skládá z dřevěného přířezu o rozměrech 50/100 mm a z ocelových styčnickových desek o výšce 70 mm a tloušťce 1,5 mm. Geometrie a materiály průřezu jsou znázorněny na obrázku, Obrázek 72. Na rozdíl od modelu 1 je průřez modelu 2 zatížen parametrickou teplotní křivkou definovanou pro zadaný požární úsek z kapitoly 5.2. Tepelné zatížení je opět zadáno po celém obvodu průřezu (Obrázek 73). Průřez modelu 2 není během tepelného namáhání chráněn žádnou pohledovou konstrukcí.

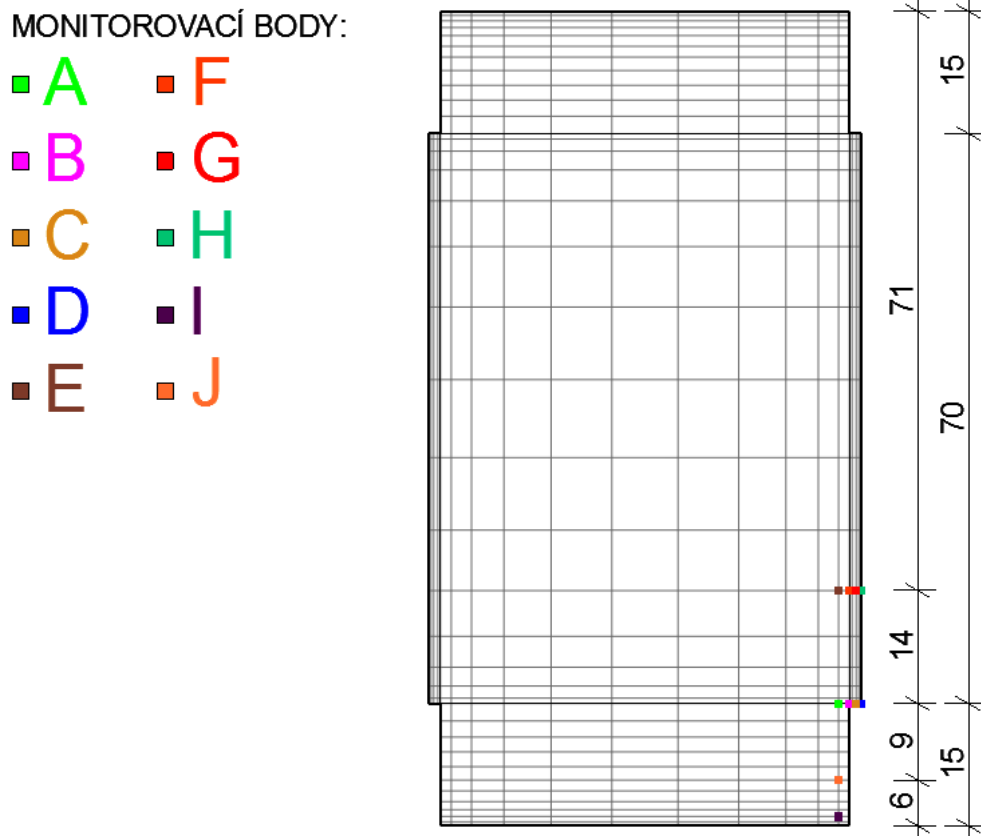


Obrázek 81 - Rozměry a materiál modelu 2



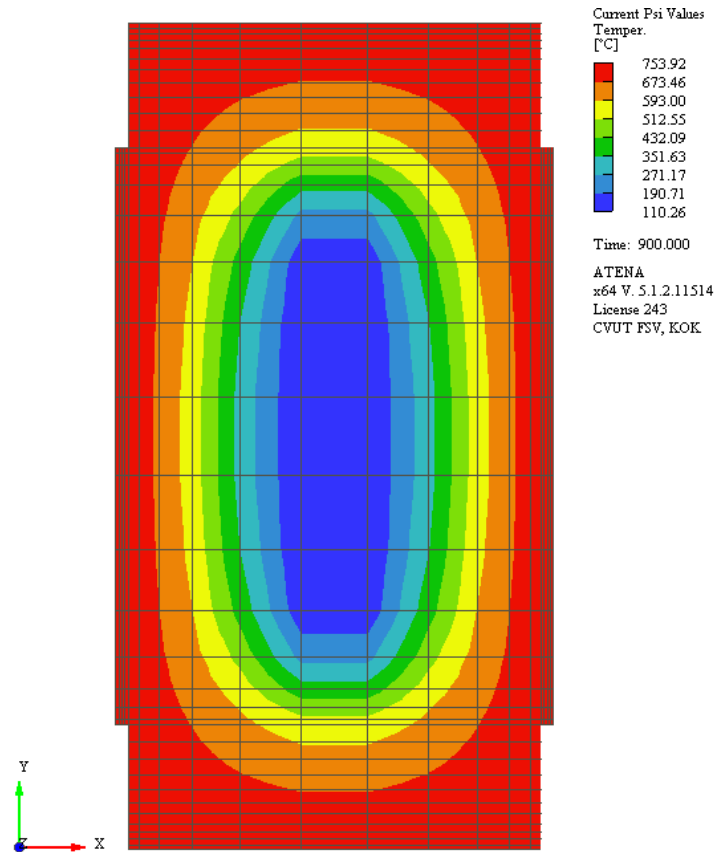
Obrázek 82 - Tepelné zatížení modelu 2 parametrickou teplotní křivkou

Monitorovací body jsou totožné s monitorovacími body modelu 1 a jsou zobrazeny na obrázku, Obrázek 83.

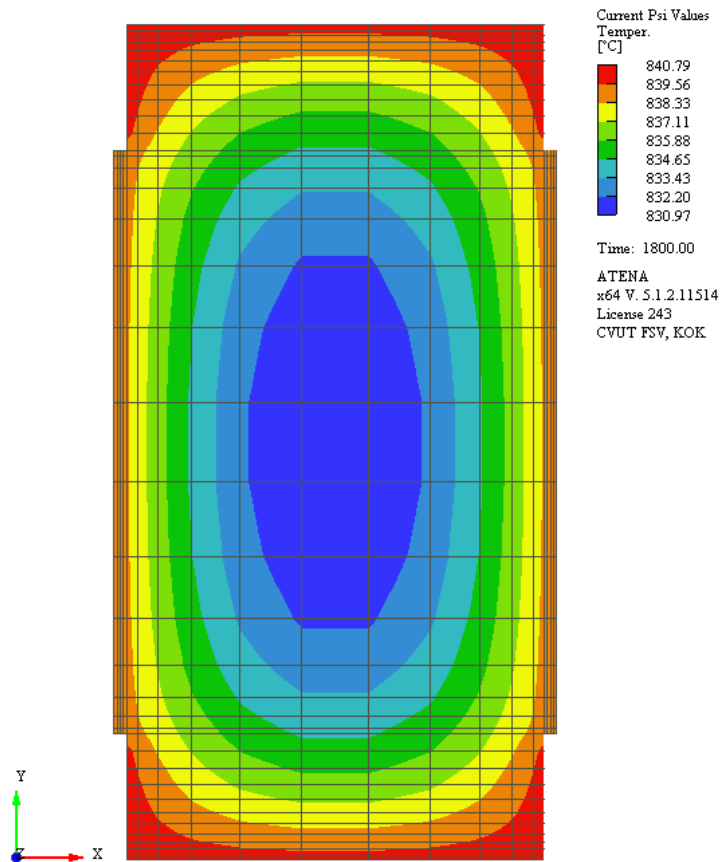


Obrázek 83 – Vygenerovaná síť konečných prvků a zadané monitorovací body modelu 2

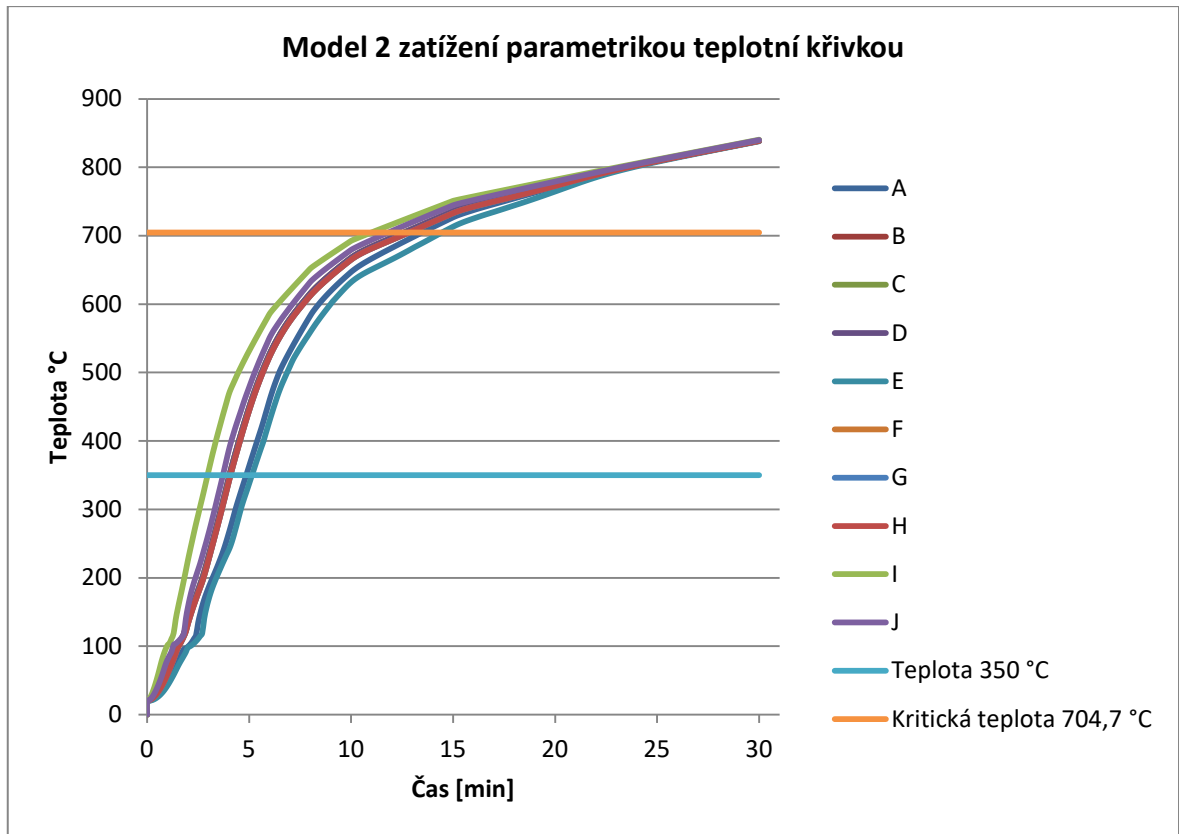
Na následujících obrázcích je zobrazeno rozložení teploty v průřezu modelu 2 v čase 15 minut (Obrázek 84) a 30 minut (Obrázek 85). Výstupem z programu Atena je opět graf, který charakterizuje tyto teploty v závislosti na čase dosažených u všech zadaných monitorovacích bodech - Obrázek 86. Z obrázku (Obrázek 84) je patrné, že styčnickové desky spoje zatíženého parametrickou teplotní křivkou budou opět do 15. minuty zahřány na kritickou teplotu 704,7 °C a dojde tak k selhání spoje.



Obrázek 84 - Rozložení teploty v průřezu modelu 2 po 15ti minutovém požáru

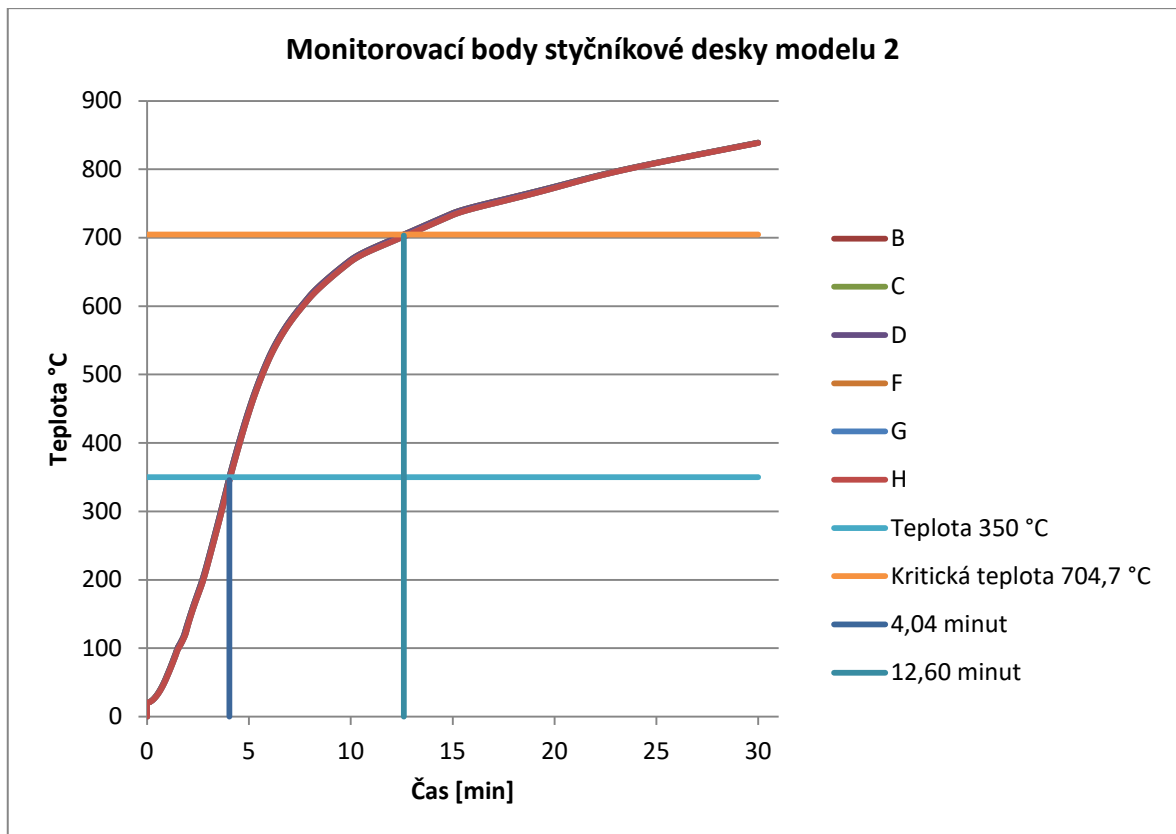


Obrázek 85 - Rozložení teploty v průřezu modelu 2 po 30ti minutovém požáru



Obrázek 86 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut naměřených všemi monitorovacími body modelu 2

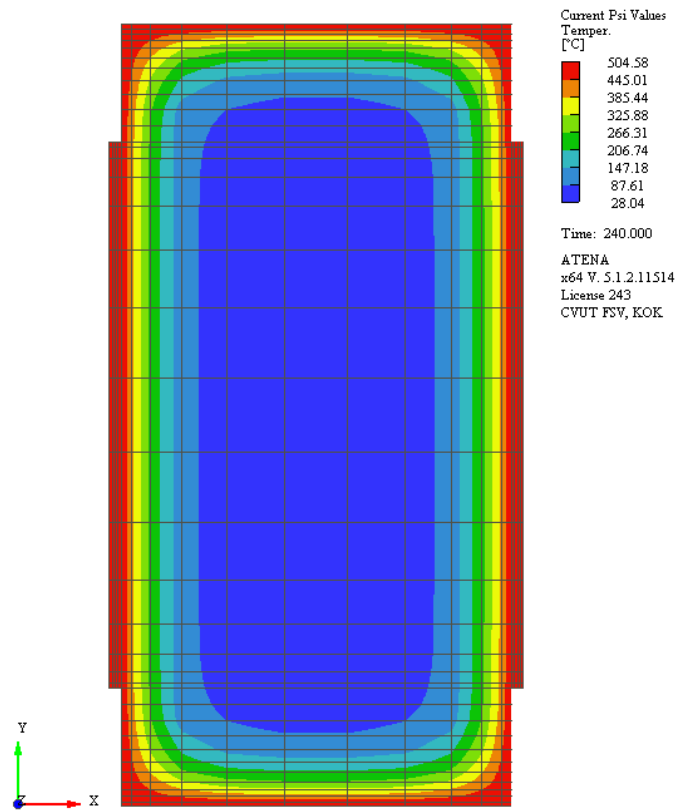
Pro přehlednější analýzu teplot opět poslouží graf pouze s monitorovacími body styčnickových desek. Na grafu je zvýrazněno dosažení časových hodnot kritické teploty 704,7 °C a teploty 350 °C, Obrázek 78. Z grafu je patrné, že v prvních bodech ve styčnickové desce, kde byla naměřena teplota 350 °C (doba kdy se začínají měnit materiálové vlastnosti oceli), byla zaznamenána časová hodnota 4,04 minut, což je téměř o celou minutu později než u zatížení spoje normovou teplotní křivkou (3,25 minut). Rozložení teploty modelu 2 v čase 4 minuty je na obrázku - Obrázek 88.



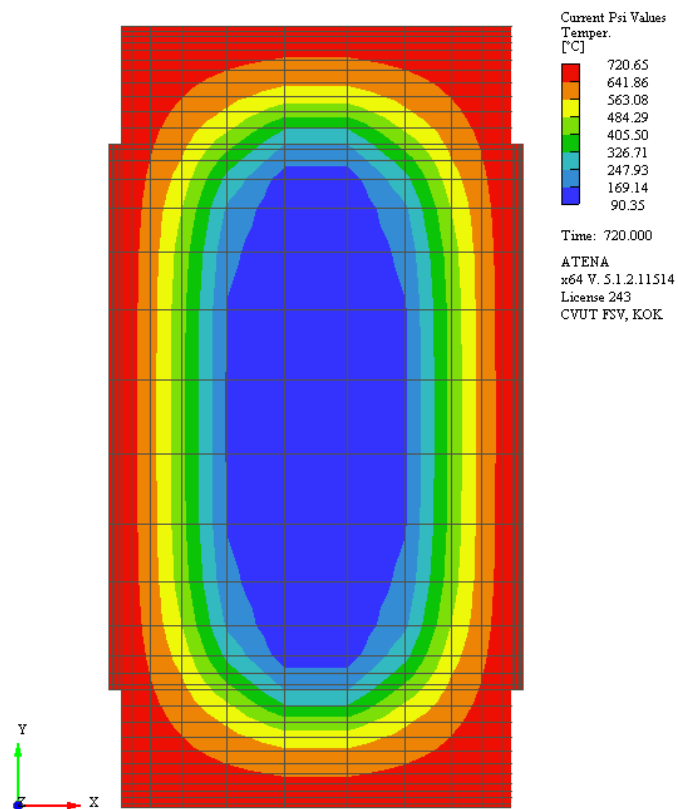
Obrázek 87 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut naměřených monitorovacími body styčnickové desky modelu 2

Pokud by došlo k úplnému kolapsu konstrukce vlivem dosažení kritické teploty 704,7 °C a ne vytržením trnů mezi teplotami 350 °C - 704,7 °C, tak by k selhání konstrukce zatížené parametrickou teplotní křivkou došlo v čase 12,6 minut. Na rozdíl od modelu 1, který je zatížen normovou teplotní křivkou se jedná o dosažení kritické teploty v modelu 2 o necelé 2 minuty dříve (14,45 minut). Rozložení teploty modelu 2 v čase 12 minut je na obrázku - Obrázek 89.

Vymodelovaný spoj modelu 2 od začátku zadání tepelného zatížení parametrickou teplotní křivkou do 4,04 minut je zcela stabilní, od této doby si zachovává únosnosti a v čase 12,6 minut již dojde ke kolapsu konstrukce, pokud by v reálném experimentu nedošlo dříve k selhání spoje vlivem vytržení trnů styčnickové desky z dřevěného přířezu.



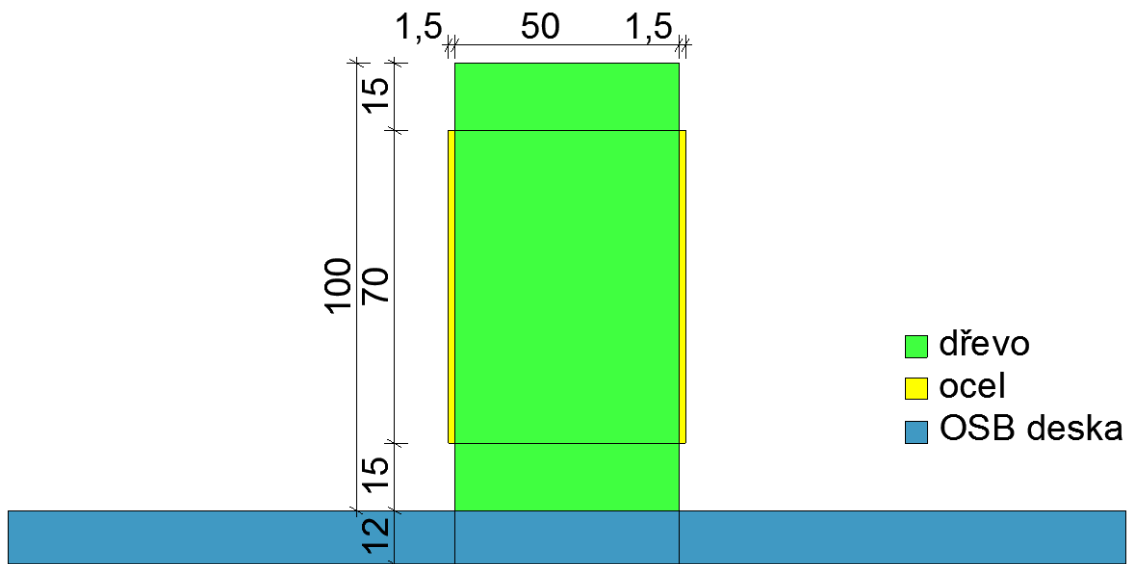
Obrázek 88 - Rozložení teploty v průřezu modelu 2 v čase 4 minuty, tj. těsně před dosažením teploty 350°C ve styčnickových deskách v čase 4,04 minut



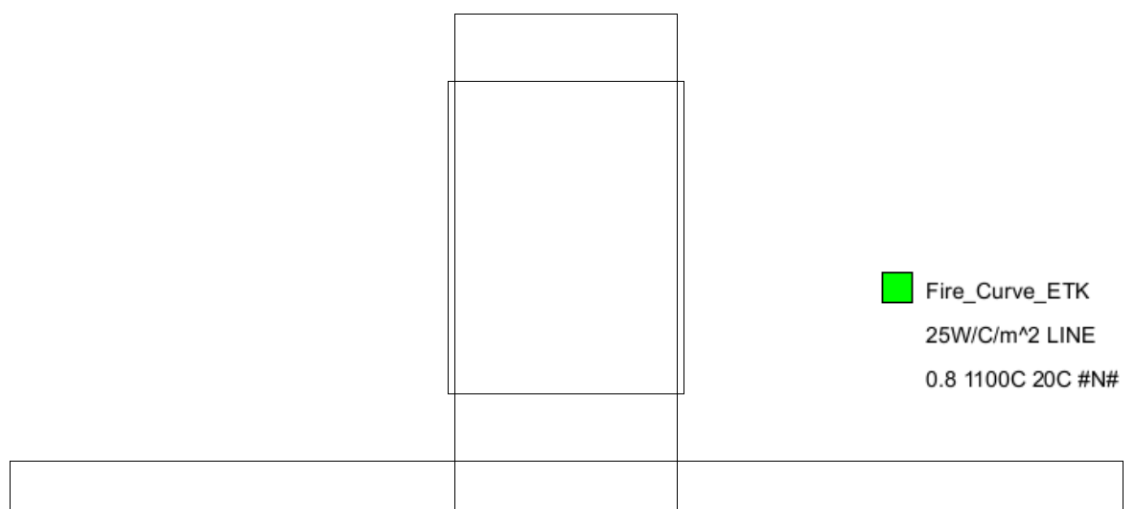
Obrázek 89 - Rozložení teploty v průřezu modelu 2 v čase 12 minut, tj. těsně před dosažením kritické teploty 704,7°C ve styčnickových deskách v čase 12,60 minut

7.3 Model 3 - protipožárně chráněný spoj zatížený normovou teplotní křivkou

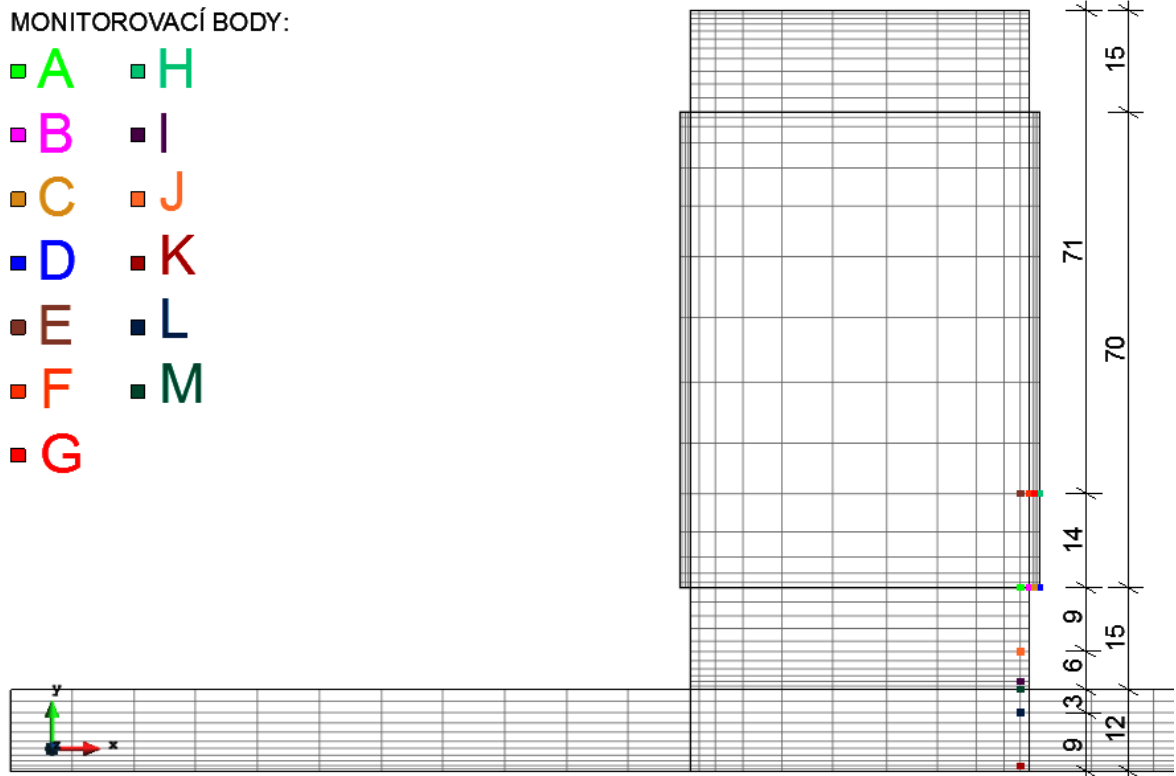
Průřez modelu 3 se skládá z dřevěného přířezu o rozměrech 50/100 mm, z ocelových styčnickových desek o výšce 70 mm, tloušťce 1,5 mm a z dřevoštěpové OSB desky tloušťky 12 mm, která poskytuje počátkem teplotního namáhání spoji protipožární ochranu. Geometrie a materiály průřezu jsou znázorněny na obrázku, Obrázek 90. Spoj modelu 3 je zatížen normovou teplotní křivkou (kapitola 5.1) ze spodní hrany OSB desky, Obrázek 91. Monitorovací body jsou zobrazeny společně se sítí konečných prvků - mesh na obrázku, Obrázek 92. Síť konečných prvků je opět zhuštěna u linie, kde je zadáno tepelné namáhání, na spodní hraně podhledové desky.



Obrázek 90 - Rozměry a materiál modelu 3

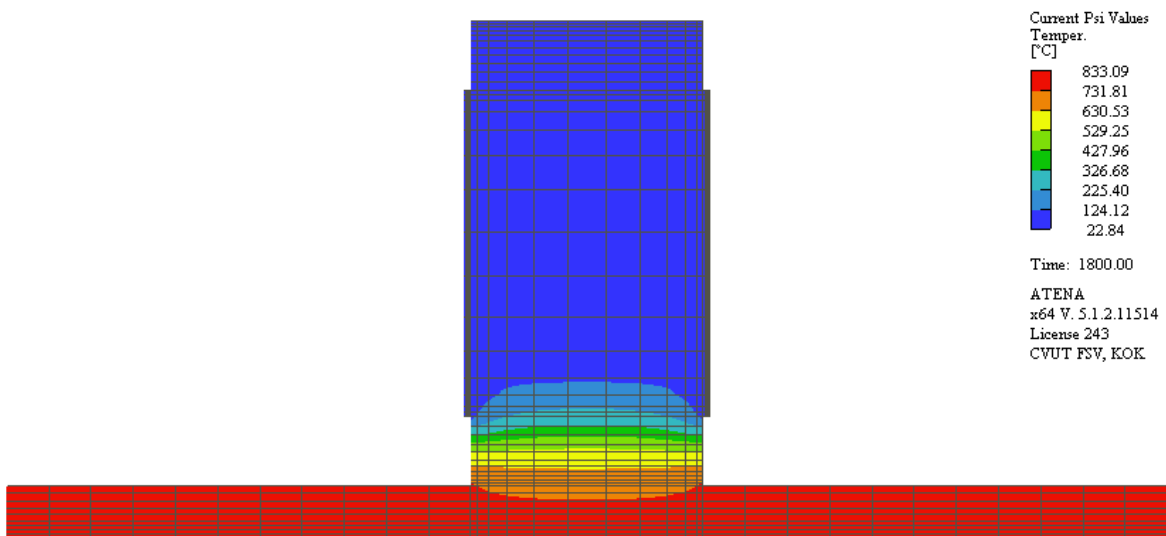


Obrázek 91 - Tepelné zatížení modelu 3 normovou teplotní křivkou



Obrázek 92 – Vygenerovaná síť konečných prvků a zadané monitorovací body modelu 3

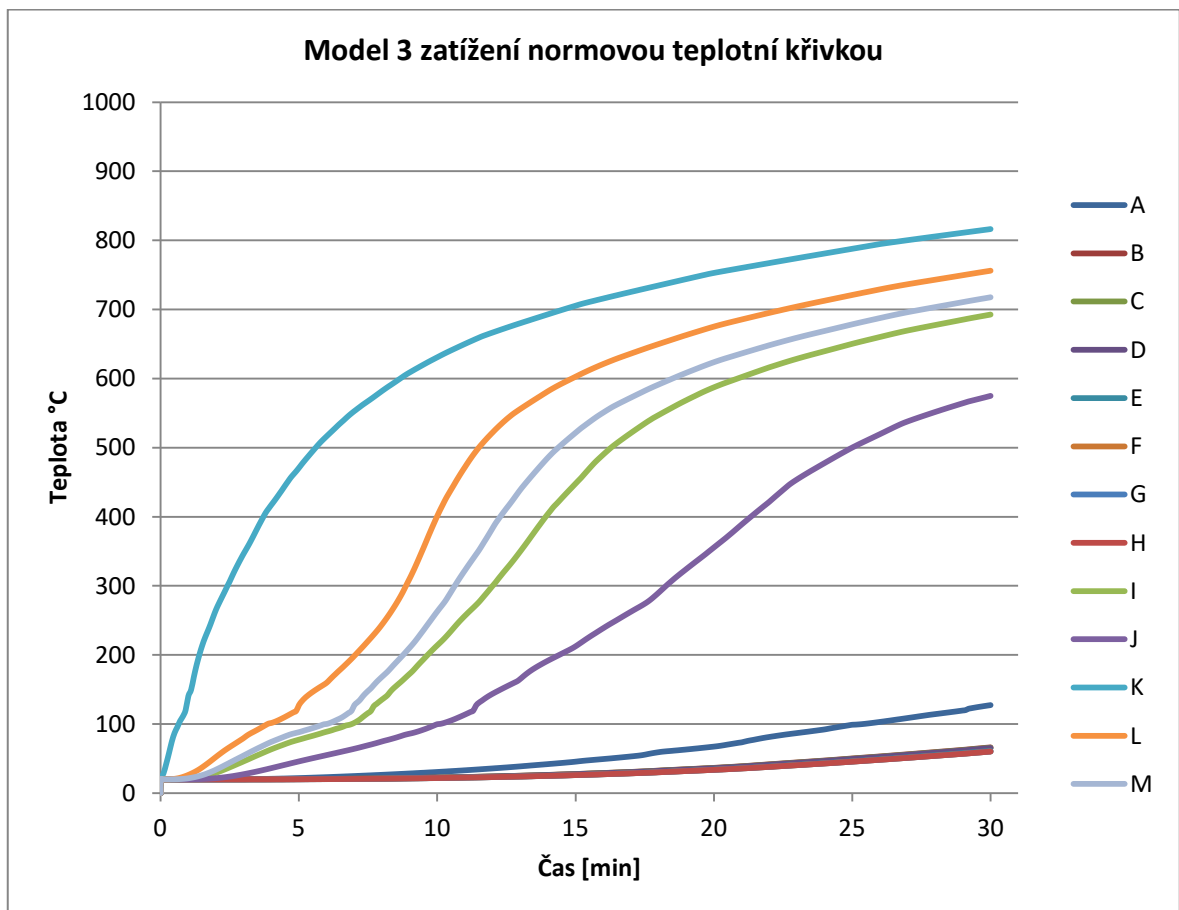
Na následujícím obrázku (Obrázek 93) je zobrazeno rozložení teploty v průřezu modelu 3 po dobu 30 minut působení normového požáru. Po 30ti minutách je OSB deska prohřátá na teplotu 833 °C a styčnickové desky vykazují teplotu pouze 22,84 °C. Po 30ti minutách by ale podhledová konstrukce selhala. Dokud program uvažuje s faktem, že podhledová konstrukce (i když prohřátá na maximální teplotu) neodpadne, dřevěný přířez a styčnickové desky se neprohřívají tak, jak by tomu bylo, kdyby OSB deska selhala.



Obrázek 93 - Rozložení teploty v průřezu modelu 3 po 30ti minutovém požáru

Je nutné zjistit dobu, během které dojde k odpadnutí (odhoření) dřevoštěpové OSB desky a spoj bude tak vystaven přímému normovému požáru a bude se následně téměř stejně chovat jako model číslo 1 – na rozdíl od modelu 1 nebude od začátku odpadnutí podhledové konstrukce mít v každé části průřez pokojovou teplotu, ale jeho spodní část dřevěného průřezu bude již předehrána na větší než pokojovou teplotu 20 °C. Tepelné namáhání se ale u modelu 3 po odpadnutí podhledové konstrukce rozšíří po celém obvodu průřezu jako u modelu 1.

Program Atena vytvořil graf závislosti teploty na čase všech monitorovacích bodů (Obrázek 94). Výsledkem následujících kroků je zjištění času, při kterém dojde k selhání monitorovacích bodů – K, L, M – odpadnutí dřevoštěpové OSB desky.



Obrázek 94 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut naměřených všemi monitorovacími body modelu 3

Podle ČSN EN 1995-1-2 článku 3.4.3.3 se pro protipožární obvodové pláště skládající se z jedné nebo několika vrstev desek na bázi dřeva nebo dřevěného obložení (dřevoštěpková OSB deska) má čas počátku zuhelnatění t_{ch} chráněného dřevěného prvku (dřevěného přířezu příhradového vazníku) uvažovat takto: (15)

$$t_{ch} = \frac{h_p}{\beta_0}$$

kde h_p je tloušťka desky [mm]
 t_{ch} čas počátku zuhelnatění [min]
 β_0 rychlost zuhelnatění [mm/min]

Podle článku 3.4.3.4 pro protipožární obvodové pláště z dřevěného obložení a desek na bázi dřeva, nebo SDK desek, připevněných k nosníkům nebo sloupům, se má čas do porušení určitě následovně: (15)

$$t_f = t_{ch} \rightarrow t_f = \frac{h_p}{\beta_0}$$

Dle článku 3.4.2 pro tloušťky desek menší než 20 mm (dřevoštěpková OSB deska má tloušťku 12 mm) se má rychlost zuhelnatění vypočítat ze vztahu: (15)

$$\beta_{0,p,t} = \beta_0 \cdot k_p \cdot k_h$$

$$k_p = \sqrt{\frac{450}{\rho_k}}$$

$$k_h = \sqrt{\frac{20}{h_p}}$$

kde ρ_k je charakteristická hustota [kg/m^3]

Podle ČSN EN 1995-1-2 tabulky 3.1 je návrhová rychlost zuhelnatění pro dřevěné desky rovna hodnotě 0,9 mm/min. (15)

Po zjištění potřebných vzorců a hodnot je možné provést výpočet doby, kdy zcela odhoří dřevoštěpková OSB deska tloušťky 12 mm. V programu Atena jsou pro dřevoštěpkovou OSB desku zadány stejné materiálové charakteristiky jako pro dřevěný přířez z dřeva C24, proto se uvažuje hodnota charakteristické hustoty 350 kg/m^3 .

$$k_p = \sqrt{\frac{450}{\rho_k}} = \sqrt{\frac{450}{350}} = 1,134$$

$$k_h = \sqrt{\frac{20}{h_p}} = \sqrt{\frac{20}{12}} = 1,291$$

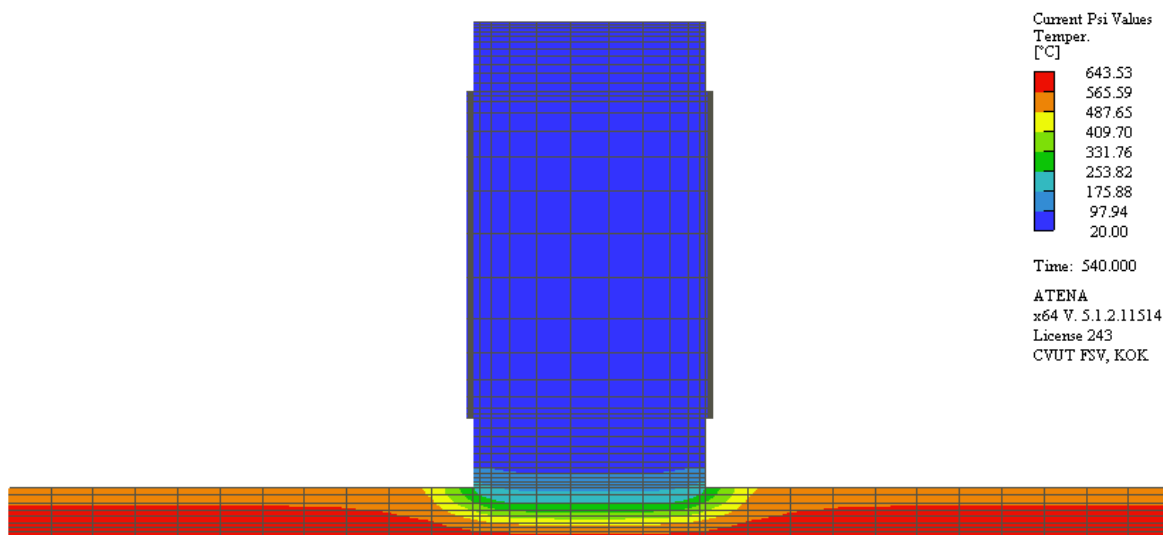
$$\beta_{0,\rho,t} = \beta_0 \cdot k_p \cdot k_h = 0,9 \cdot 1,134 \cdot 1,291 = 1,317 \text{ mm/min}$$

$$t_f = \frac{h_p}{\beta_{0,\rho,t}} = \frac{12}{1,317} = \mathbf{9,108 \text{ minut}}$$

Podle výpočtu dřevoštěpková OSB deska zcela odhoří a následně odpadne v čase 9 minut a 6 sekund, od této doby se model 3 začíná chovat jako model 1, který je také zatížen normovou teplotní křivkou a není chráněn žádnou podhledovou konstrukcí. S výjimkou spodní části přířezu, kde bude rychleji dosaženo větších teplot oproti modelu 1, neboť spodní část přířezu již těsně před odpadnutím vykazuje vyšší teploty.

Podle tepelné analýzy je naměřena v monitorovacím bodě M (Obrázek 92; rozhraní OSB desky a dřevěného přířezu) v čase 9,1 minut teplota $215,1 \text{ }^\circ\text{C}$ a v hloubce 6 mm od okraje dřevěného přířezu je v čase 9,1 minuty naměřena v monitorovacím bodě J teplota $87,0 \text{ }^\circ\text{C}$. Monitorovací body styčnickových desek B, C, D zaznamenávají totožné teploty v čase 9,1 minut a to $21,9 \text{ }^\circ\text{C}$ a v monitorovacích bodech F, G, H je naměřena teplota $21,4 \text{ }^\circ\text{C}$. Tudiž s čím větší vzdáleností od OSB desky jsou umístěny monitorovací body, tím jsou v čase 9,1 minuty naměřeny menší hodnoty teplot.

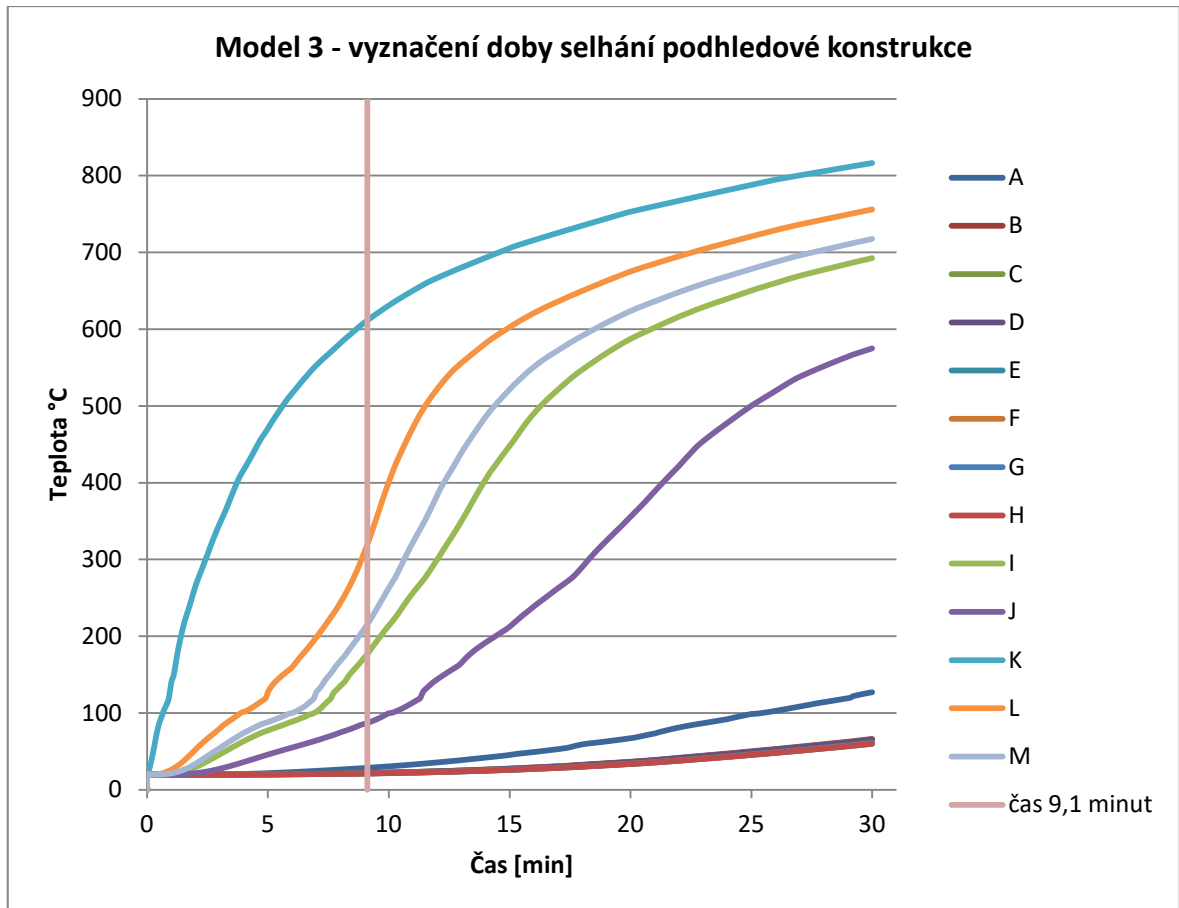
Na následujícím obrázku (Obrázek 95) je zobrazeno rozložení teploty průřezu modelu 3 v 9. minutě od začátku normového požáru. Z obrázku je patrné, že ve styčnickových deskách nedochází k výraznému zvýšení teplot a teplota styčnickových desek je téměř rovna pokojové teplotě $20 \text{ }^\circ\text{C}$.



Obrázek 95 - Rozložení teploty v průřezu modelu 3 v čase 9 minut, tj. těsně před odpadnutím podhledové konstrukce v čase 9,1 minuty

Z kapitoly 7.1 Model 1 - nechráněný spoj tepelně zatížený normovou teplotní křivkou bylo zjištěno, že bez podhledové konstrukce bude ve styčnickových deskách naměřena teplota 350 °C v čase 3,25 minut a kritická teplota 704,7 °C v čase 14,45 minut. Po přičtení k těmto časovým hodnotám časové hodnoty odhoření podhledové konstrukce 9,1 minut lze dojít k závěru, že ve styčnickových deskách u modelu 3 bude naměřena hodnota teploty 350 °C v čase 12,35 minut a kritická teplota 23,55 minut. Tzn. že od času 12,35 minut se začínají měnit materiálové vlastnosti ocelových styčnickových desek a pokud do kritické teploty nedojde k vytržení trnů vlivem oslabení styčnickové desky, tak dojde ke kolapsu konstrukce až v čase 23,55 minut. V těchto časových údajích není zohledněno předeřtání spodní části průřezu před odpadnutím podhledové konstrukce, k naměření teploty 350 °C a kritické teploty 704,7 °C by tak došlo o nepatrný čas dříve.

Na následujícím grafu (Obrázek 96) je vyznačena doba 9,1 minut, během níž dojde k celkovému odhoření a odpadnutí dřevoštěpové OSB desky – monitorovací body K, L a M.



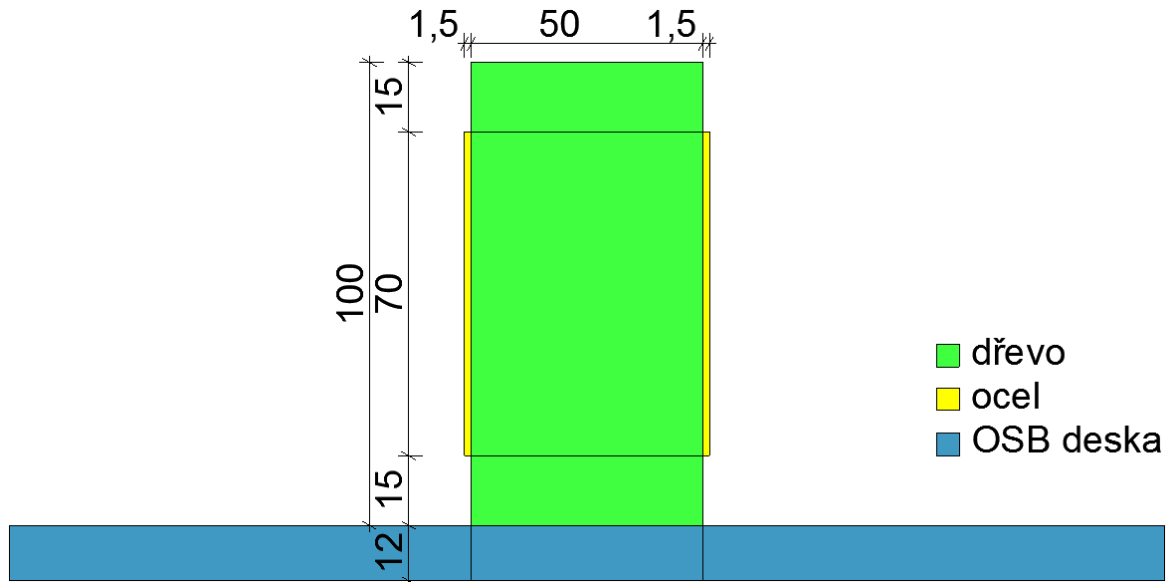
Obrázek 96 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut modelu 3 s vyznačení času selhání podhledové konstrukce - 9,1 minut

7.4 Model 4 - protipožárně chráněný spoj zatížený parametrickou teplotní křivkou

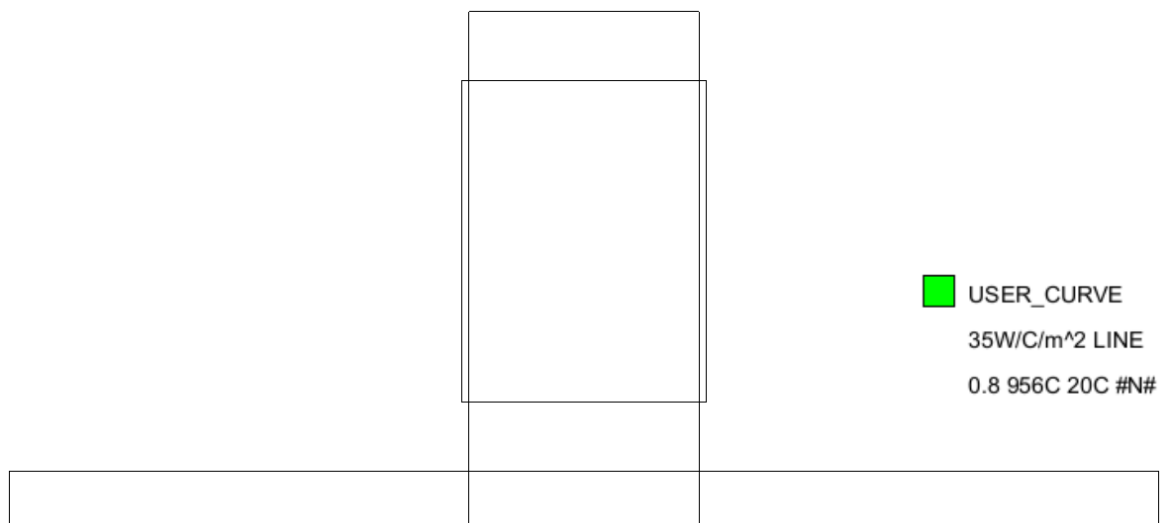
Geometrie a materiálové vlastnosti průřezu modelu 4 jsou totožné s průřezem modelu 3. Model 4 se skládá z dřevěného přířezu o rozměrech 50/100 mm, z ocelových styčnickových desek o výšce 70 mm, tloušťce 1,5 mm a z dřevoštěpové OSB desky tloušťky 12 mm. OSB deska opět během počátku teplotního namáhání poskytuje spoji protipožární ochranu. Geometrie a materiály průřezu jsou znázorněny na obrázku, Obrázek 97.

Spoj modelu 4 je, na rozdíl od modelu 3, zatížen parametrickou teplotní křivkou definovanou v kapitole 5.2. Tepelné namáhání je zadáno na stejné linii jako u modelu 3, tj. na spodní hraně OSB desky, Obrázek 98. Monitorovací body modelu jsou zobrazeny na obrázku, Obrázek 99, a jsou totožné jako u modelu 3. Sít' konečných prvků byla opět

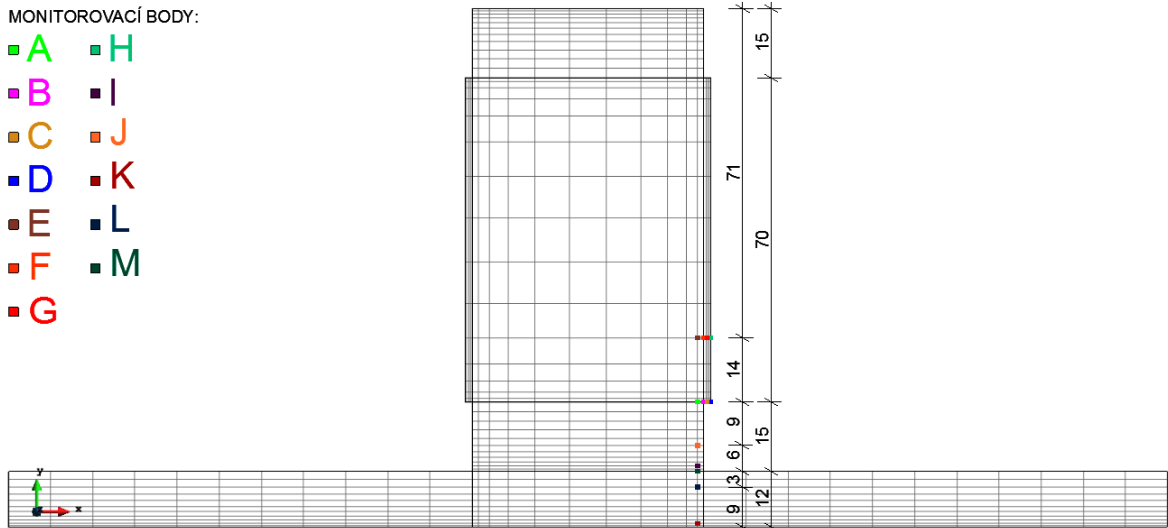
zhuštěna u linie, kde bylo zadáno tepelné namáhání, tedy na spodní hraně podhledové desky.



Obrázek 97 - Rozměry a materiál modelu 4

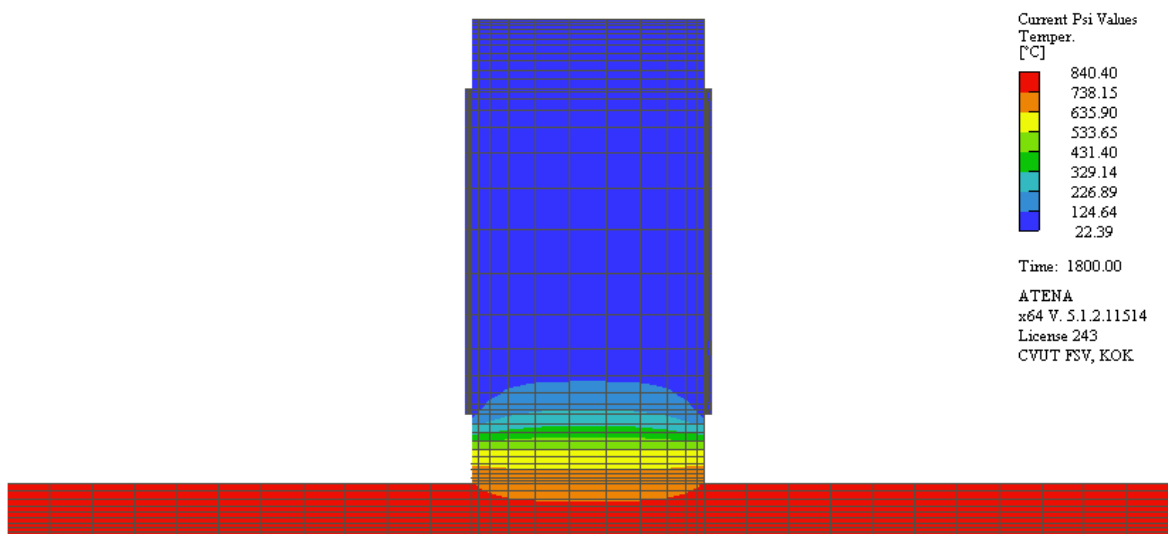


Obrázek 98 - Tepelné zatížení modelu 4 parametrickou teplotní křivkou

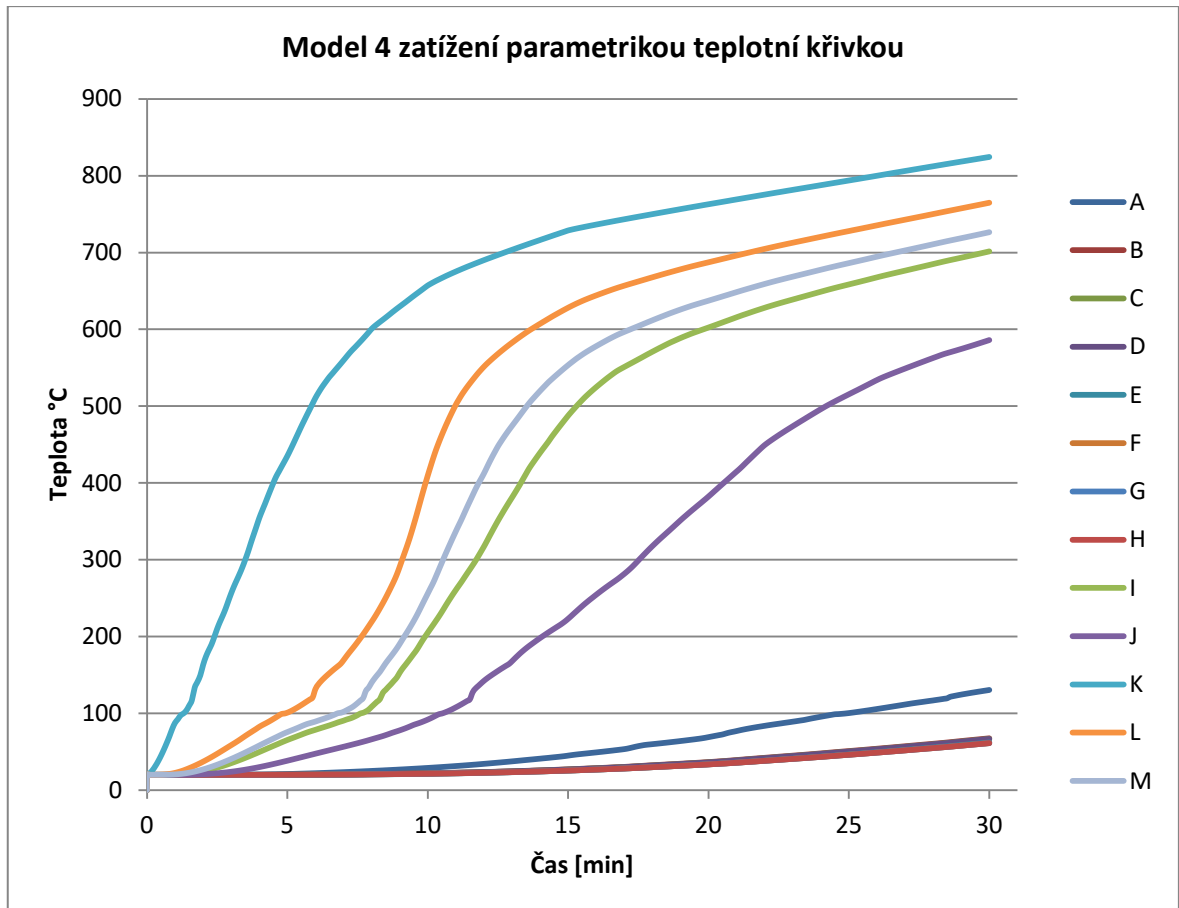


Obrázek 99 – Vygenerovaná síť konečných prvků a zadané monitorovací body modelu 4

Na následujícím obrázku (Obrázek 100) je zobrazeno rozložení teploty v průřezu modelu 4 po dobu 30ti minut během zatížení parametrickou teplotní křivkou a na obrázku (Obrázek 101) je zobrazen graf závislosti teplot na čase po dobu 30 minut u všech monitorovacích bodů. Z obrázků je zřejmé, že celá OSB deska je prohřátá na teplotu 840,4 °C a styčnickové desky vykazují teplotu pouze 22,39 °C. Opět se průřez po 30ti minutách chová stejně jako u modelu 3. Podhledová konstrukce by během 30ti minutovém požáru zajisté zcela odhořela. Ale dokud program uvažuje s faktem, že podhledová konstrukce (i když prohřátá na maximální teplotu) neselhala, dřevěný přířez a styčnickové desky se neprohřívají tak, jak by tomu bylo, kdyby podhledová konstrukce odpadla.



Obrázek 100 - Rozložení teploty v průřezu modelu 4 po 30ti minutovém požáru



Obrázek 101 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut naměřených všemi monitorovacími body modelu 4

U modelu 4 je opět nutné zjistit, kdy zcela odhoří a odpadne podhledová konstrukce. Výpočet je pro model 4 stejný jako u modelu 3, neboť se materiálové charakteristiky u modelu 4 nezměnily. Výpočet doby odhoření OSB desky modelu 4 je totožný jako výpočet z kapitoly 7.3:

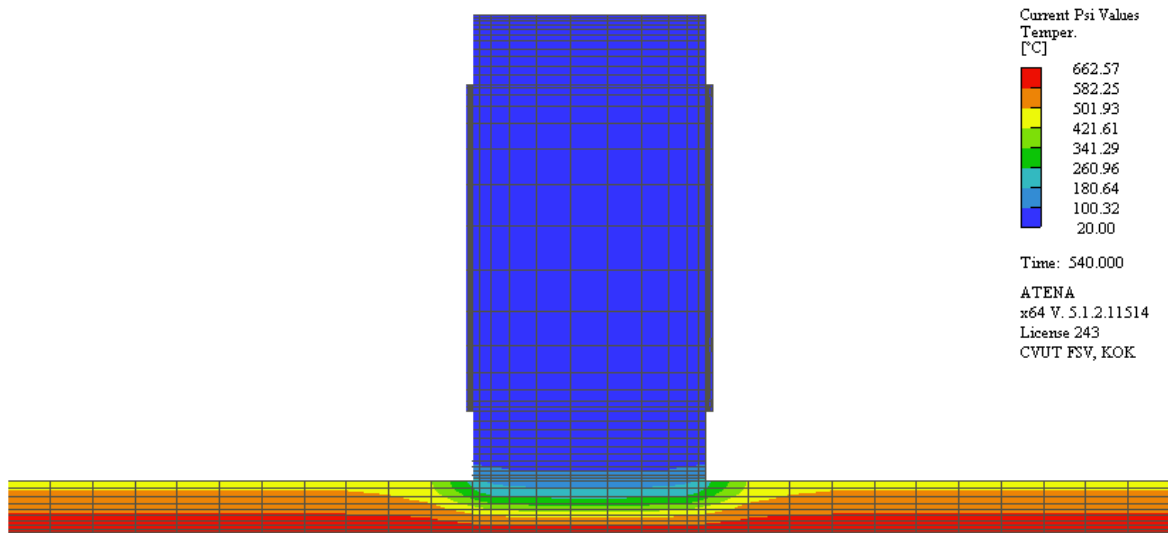
$$k_p = \sqrt{\frac{450}{\rho_k}} = \sqrt{\frac{450}{350}} = 1,134$$

$$k_h = \sqrt{\frac{20}{h_p}} = \sqrt{\frac{20}{12}} = 1,291$$

$$\beta_{0,\rho,t} = \beta_0 \cdot k_p \cdot k_h = 0,9 \cdot 1,134 \cdot 1,291 = 1,317 \text{ mm/min}$$

$$t_f = \frac{h_p}{\beta_{0,\rho,t}} = \frac{12}{1,317} = \mathbf{9,108 \text{ minut}}$$

K selhání podhledové konstrukce opět dojde v čase 9,1 minut. Na následujícím obrázku (Obrázek 102) je zobrazeno rozložení teploty průřezu u modelu 4 v 9. minutě od začátku parametrického požáru, tj. těsně před odpadnutím podhledové konstrukce. Z obrázku je patrné, že styčnickové desky před odpadnutím OSB desky, jako v případě modelu 3, dosahují opět pokojových teplot.



Obrázek 102 - Rozložení teploty v průřezu modelu 4 v čase 9 minut, tj. těsně před odpadnutím podhledové konstrukce v čase 9,1 minuty

Po čase 9,1 minut podhledová konstrukce dřevoštěpková OSB deska zcela odhoří a odpadne. Spoj modelu 4 tak zůstane nechráněn před požárním zatížením a začne se chovat jako model 2, který je taktéž zatížen parametrickou teplotní křivkou a není chráněn žádnou podhledovou konstrukcí. S výjimkou spodní části průřezu, kde bude rychleji dosaženo větších teplot u modelu 4 oproti modelu 2, neboť spodní část průřezu již těsně před odpadnutím vykazuje vyšší teploty.

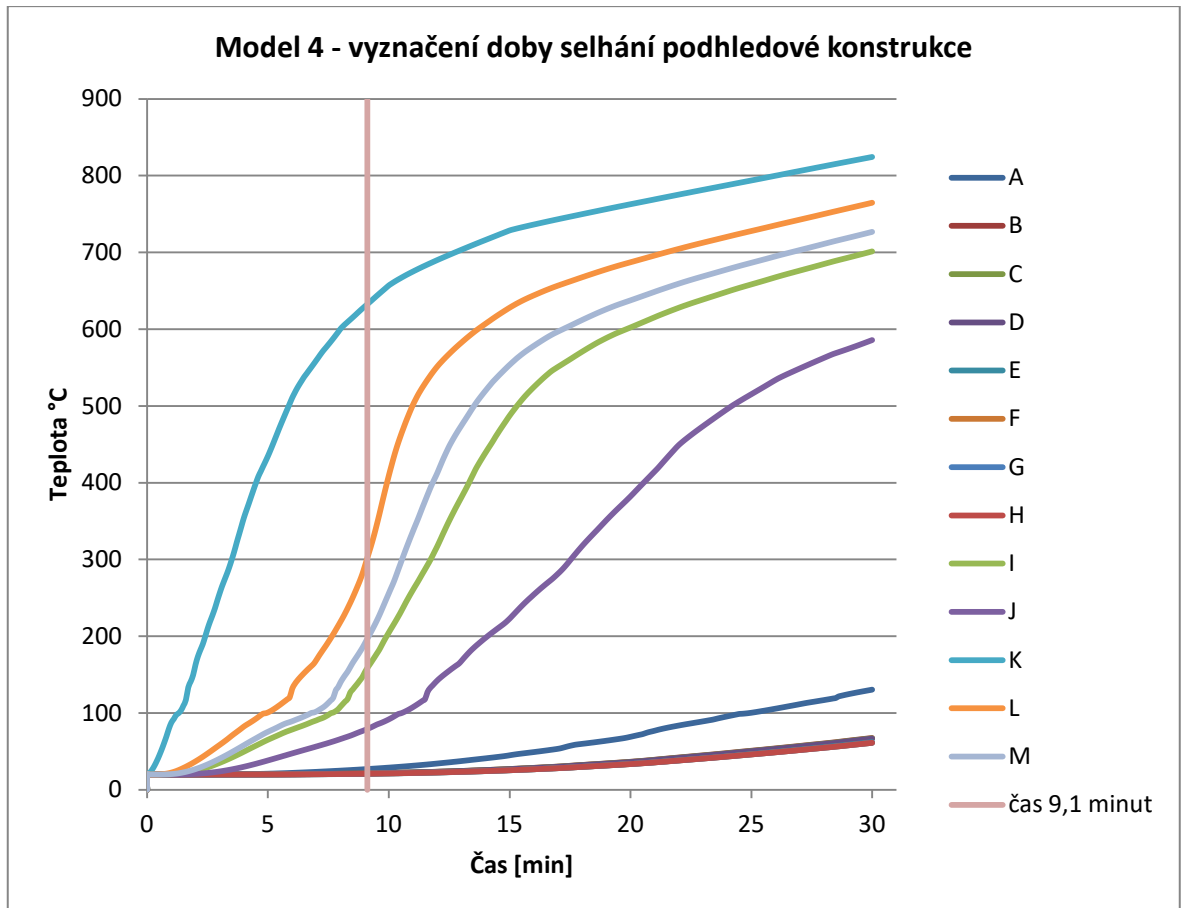
Podle tepelné analýzy je naměřena v monitorovacím bodě M (Obrázek 99; rozhraní OSB desky a dřevěného průřezu) v čase 9,1 minut teplota 196,2 °C (pozn. u modelu 3 - 215,1 °C) a v hloubce 6 mm od okraje dřevěného průřezu je v čase 9,1 minuty naměřena v monitorovacím bodě J teplota 79,1 °C (pozn. u modelu 3 - 87,0 °C). Monitorovací body styčnickových desek B, C, D zaznamenávají totožné teploty v čase 9,1 minut a to 21,5 °C (pozn. u modelu 3 - 21,9 °C) a v monitorovacích bodech F, G, H je naměřena teplota 21,1

°C (pozn. u modelu 3 - 21,4 °C). Tudíž s čím větší vzdáleností od OSB desky jsou umístěny monitorovací body, tím jsou v čase 9,1 minuty naměřeny menší hodnoty teplot.

Co se srovnání modelu 4 s modelem 3 týká, tak u modelu 4 (zatížený parametrickou teplotní křivkou) byly naměřeny v čase 9,1 minuty hodnoty teplot v dřevěném průřezu a styčnickových deskách vždy menší než u modelu 3, který byl zatížen normovou teplotní křivkou.

Z kapitoly 7.2 *Model 2 - nechráněný spoj zatížený parametrickou teplotní křivkou* bylo zjištěno, že bez podhledové konstrukce bude ve styčnickových deskách naměřena teplota 350 °C v čase 4,04 minut a kritická teplota 704,7 °C v čase 12,60 minut. Po přičtení k těmto časovým hodnotám časové hodnoty odhoření podhledové konstrukce 9,1 minut lze dojít k závěru, že ve styčnickových deskách u modelu 4 bude naměřena hodnota teploty 350 °C v čase 13,14 minut a kritická teplota 21,70 minut. Tzn. že od času 13,14 minut se začínají měnit materiálové vlastnosti ocelových styčnickových desek a pokud do kritické teploty nedojde k vytržení trnů vlivem oslabení styčnickové desky, tak dojde ke kolapsu konstrukce až v čase 21,70 minut. V těchto časových údajích není zohledněno předežhřátí spodní části průřezu před odpadnutím podhledové konstrukce, k naměření teploty 350 °C a kritické teploty 704,7 °C by tak došlo o nepatrný čas dříve. V porovnání s modelem 2 by k naměření těchto teplot došlo také o nepatrný časový interval dříve.

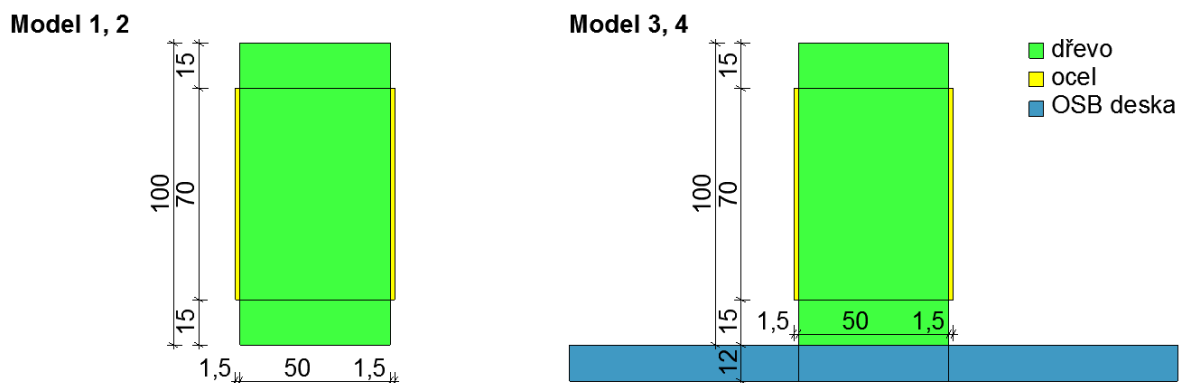
Na následujícím grafu (Obrázek 103) je vyznačena doba 9,1 minut, během níž dojde k celkovému odhoření a odpadnutí dřevoštěpové OSB desky u modelu 4 – monitorovací body K, L a M.



Obrázek 103 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut modelu 4 s vyznačením času selhání podhledové konstrukce - 9,1 minut

7.5 Porovnání chování modelů 1 - 4

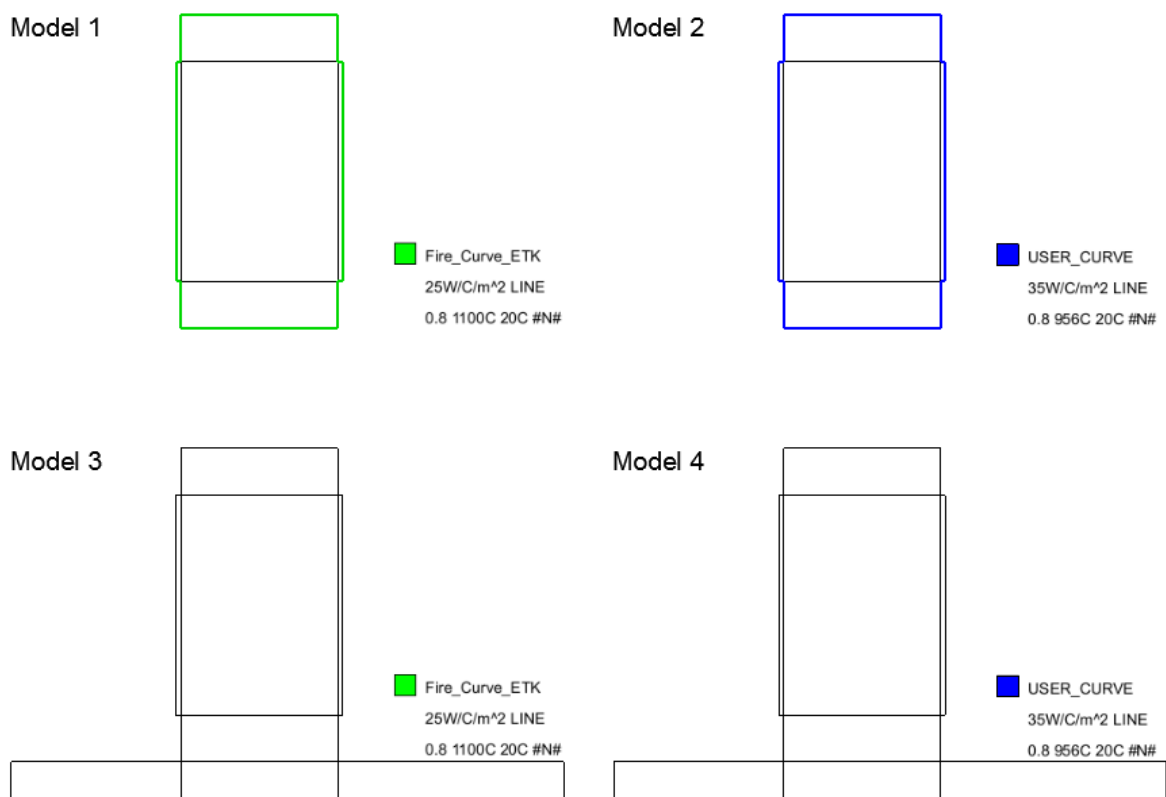
Závěrem je porovnávána geometrie, materiály namodelovaných spojů a jejich chování za tepelného namáhání. Na následujícím obrázku (Obrázek 104) je zobrazeno geometrické uspořádání a použité materiály jednotlivých modelů.



Obrázek 104 - Geometrické uspořádání a použité materiály namodelovaných průřezů

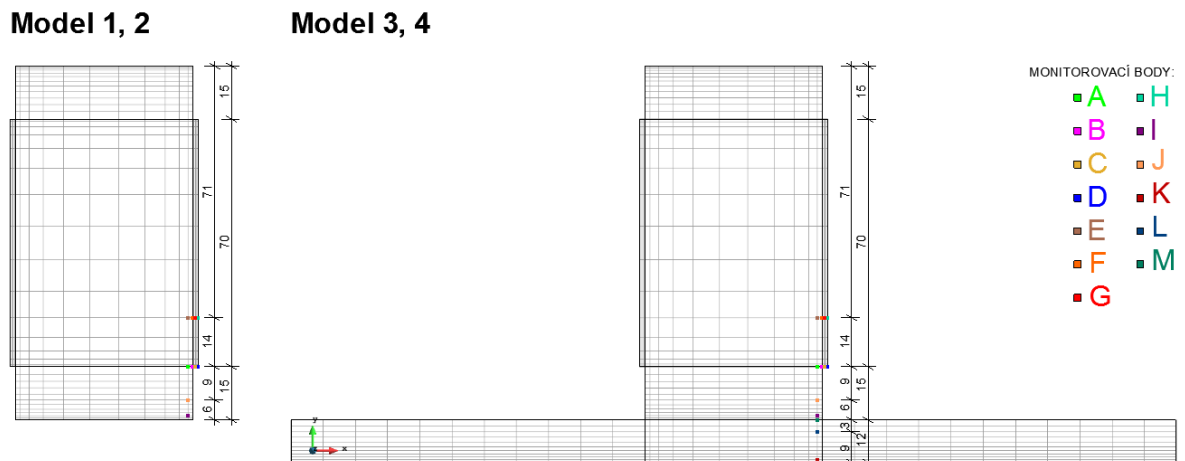
Modely 1 a 2 jsou v tomto ohledu totožné bez podhledové konstrukce, modely 3 a 4 jsou chráněny podhledovou konstrukcí a jsou také stejného geometrického i materiálového uspořádání.

Tepelné zatížení modelů je odlišné. Modely 1 a 3 jsou tepelně namáhány normovou teplotní křivkou, zatímco modely 2 a 4 jsou tepelně zatíženy parametrickou teplotní křivkou definovanou pro zadaný požární úsek. Modely 1 a 2 mají tepelné zatížení definováno po celém obvodu průřezu, avšak modely 3 a 4 jsou tepelně namáhány pouze ze spodní strany podhledové konstrukce, Obrázek 105.



Obrázek 105 - Umístění tepelného namáhání teplotními křivkami u modelů 1 – 4

Zadané monitorovací body jsou pro všechny modely umístěny ve stejných bodech, pouze pro modely 3 a 4 jsou přidány monitorovací body K, L v místech dřevostěpové OSB desky a bod M na hraně mezi OSB deskou a dřevěným přířezem. Vygenerovaná síť konečných prvků je v každém modelu zhuštěna v místech působení tepelného namáhání, Obrázek 106.



Obrázek 106 - Síť konečných prvků a monitorovací body modelů 1 – 4

V každém modelu je následně zjištěno, zda a popřípadě kdy dojde k naměření teploty 350 °C ve styčnickových deskách, tj. doba kdy ocel začíná ztrácet své mechanické vlastnosti. Také je zkoumáno, zda a v jakém čase dojde k naměření kritické teploty $\theta_{a,cr} = 704,7$ °C, během které spoj ztratí svou únosnost a dojde k selhání konstrukce. V následující tabulce (Tabulka 6) jsou všechny tyto časové údaje dosažení teplot 350°C a 704,7 °C zobrazeny.

Tabulka 6 - Porovnání časových hodnot dosažení kritických teplot modelů 1-4

Číslo modelu	Obrázek modelu + umístění tepelného zatížení (modrá, červená)	Podhledová konstrukce	Zatížení teplotní křivkou	α_c [W/(m ² ·K)]	ε [-]	Časový údaj dosažení příslušné teploty [min]	
						350 °C	$\theta_{a,cr} = 704,7$ °C
Model 1		bez podhledu	normová	25	0,8	3,25	14,45
Model 2		bez podhledu	parametrická	35	0,8	4,04	12,60
Model 3		OSB deska, tloušťky 12 mm	normová	25	0,8	12,35	23,55
Model 4		OSB deska, tloušťky 12 mm	parametrická	35	0,8	13,14	21,7

Mezi hodnotami u modelů zatížených normovou teplotní křivkou (modely 1, 3) a parametrickou teplotní křivkou (modely 2, 4) jsou podstatné rozdíly. Naměření teploty 350 °C je dříve zaznamenáno u modelů zatížených normovou teplotní křivkou (modely 1, 3) a to o 0,79 minut (tj. 47 sekund). Předpokládalo by se, že naměření kritické teploty $\theta_{a,cr} = 704,7$ °C bude u modelů 1 a 3 také v dřívějším časovém intervalu, ale tepelná analýza potvrdila opak. V modelech, které jsou zatíženy parametrickou teplotní křivkou (modely 2 a 4), jsou styčnickové desky dříve prohřány na kritickou teplotu $\theta_{a,cr} = 704,7$ °C a to o 1,85 minuty (tj. 1 minuta a 51 sekund). Tento jev je daný tím, že u každé teplotní křivky je zadávaná odlišná hodnota součinitele přestupu tepla konvekcí – α_c – zbylé parametry zadávané během teplotní analýzy jsou totožné a během vykreslení křivek do grafu (Obrázek 44, Obrázek 46) nedochází k žádnému průniku křivek. U normové teplotní křivky je hodnota $\alpha_c = 25$ W/(K·m²) a u parametrické teplotní křivky je hodnota $\alpha_c = 35$ W/(K·m²). Pokud by ale v požárním úseku z kapitoly 5.2 bylo více hořlavých látek (např. dřevěný obklad stěn), parametrická teplotní křivka by měla odlišný průběh (Obrázek 45) a k naměření teplot 350 °C a 704,7 °C by došlo v jiných časových intervalech.

Co se týká rozdílů spojů bez a s podhledovou konstrukcí, dle ČSN EN 1995-1-2 je stanoveno, že zvolená podhledová konstrukce z dřevoštěpkových OSB desek zbrzdí působení tepelného namáhání na řešený spoj o 9 minut a 6 sekund. Po odpadnutí podhledové konstrukce u modelů 3 a 4 se následně tyto modely chovají obdobně jako modely 1 a 2 s tím rozdílem, že u modelů 3 a 4 po odpadnutí podhledové konstrukce (v čase 9,1 minut) je již spodní část dřevěného přířezu předehřána na teploty 215,1 °C a 196,2 °C a v místech styčnickových desek nejbližší k povrchu OSB desky není naměřena pokojová teplota 20 °C ale teplota 21,9 °C a 21,5 °C. Následující tabulka (Tabulka 7) zobrazuje teploty v monitorovacích bodech v čase 9 minut, tj. těsně před odpadnutím dřevoštěpkové OSB desky v čase 9,1 minuty, u modelů 3 a 4.

Tabulka 7 - Porovnání dosažených teplot v čase 9 minut v monitorovacích bodech u modelů 3 a 4

Umístění monitorovacích bodů v průřezu	MB	Umístění MB	Model 3	Model 4
			Teplota [°C] v čase 9 minut	
	A	dřevěný přířez	28,47	26,91
	B	styk dřevěného přířezu a styčnickové desky	21,91	21,47
	C	styčnicková deska	21,83	21,41
	D	styčnicková deska	21,82	21,40
	E	dřevěný přířez	21,27	20,94
	F	styk dřevěného přířezu a styčnickové desky	21,36	21,03
	G	styčnicková deska	21,36	21,03
	H	styčnicková deska	21,36	21,03
	I	dřevěný přířez	172,67	152,87
	J	dřevěný přířez	86,10	77,85
	K	OSB deska	608,86	629,70
	L	OSB deska	310,61	290,72
	M	styk dřevěného přířezu a OSB desky	210,57	190,33

7.6 Porovnání naměřených hodnot s výsledky experimentu


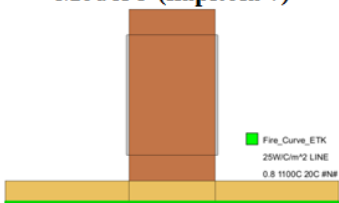
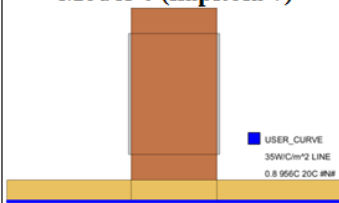
K ověření, že veškeré výpočty a tepelná analýza programem Atena, jsou srovnatelné se skutečným chováním konstrukce s ocelovými styčnickovými prolisovanými deskami za požárního zatížení, je provedeno následné porovnání tepelné analýzy kapitol 7.1 - 7.4 s reálnou zkouškou příhradového vazníku z kapitoly 6.

Vstupní parametry tepelné analýzy diplomové práce a reálného experimentu jsou v některých údajích odlišné. Například styčnickové desky byly v experimentu použity tloušťky 1,0 mm, ale v řešeném spoji v diplomové práci je navržena styčnicková deska od firmy Bova typu BV15 tloušťky 1,5 mm. Příhradové vazníky jsou v každém případě chráněny podhledovou konstrukcí. V případě zkoušky se jednalo o standardní typ SDK desky tloušťky 10 mm. V tepelné analýze jsou použity dřevoštěpové OSB desky tloušťky 12 mm.

V diplomové práci je namodelována situace, kde je tepelné zatížení definováno jak normovou, tak i parametrickou teplotní křivkou. Zkušební pec v experimentu charakterizuje normový požár (ISO 834). Nicméně provozy zkoušeného objektu experimentu a zadaného požárního úseku v diplomové práci se liší a v objektech je i různý objem hořlavých látek (dřevní hmoty).

V následující tabulce (Tabulka 8) jsou tyto odlišné údaje vypsány u experimentu a u modelů 3 a 4, které jsou jako příhradový vazník v reálném experimentu z počátku tepelného zatížení chráněny podhledovou konstrukcí. V tabulce jsou dále udány časy odpadnutí podhledové konstrukce, časy selhání příhradových vazníků po odpadnutí podhledové konstrukce a časy selhání od začátku vystavení tepelnému zatížení.

Tabulka 8 - Porovnání experimentu z kapitoly 6 s modely 3 a 4

	Experiment (kapitola 6)		Model 3 (kapitola 7)		Model 4 (kapitola 7)	
						
druh podhledu	SDK deska	tl. 10 mm	dřevoštěpková OSB deska	tl. 12 mm	dřevoštěpková OSB deska	tl. 12 mm
styčnickové desky	tloušťka 1 mm		tloušťka 1,5 mm		tloušťka 1,5 mm	
tepelné namáhání	normový (ISO 834) požár ze zkušební pece		normová teplotní křivka (ISO 834)		parametrická teplotní křivka	
čas odpadnutí podhledové konstrukce	vlivem požáru - 16 minut		podle výpočtu dle ČSN EN 1995-1-2 - 9,1 minut		podle výpočtu dle ČSN EN 1995-1-2 - 9,1 minut	
čas selhání příhradového vazníku po odpadnutí podhledu	14 minut		14,45 minut (uvažováno při dosažení teploty $\theta_{a,cr} = 704,7 \text{ } ^\circ\text{C}$)		12,60 minuta (uvažováno při dosažení teploty $\theta_{a,cr} = 704,7 \text{ } ^\circ\text{C}$)	
selhání od začátku vystavení tepelnému zatížení	30 minut		23,55 minut		21,70 minut	

V tabulce je udáno, že vypočítaná hodnota kritické teploty by mohla být použita jako čas selhání celého příhradového vazníku, neboť se v případě zatížení modelu 3 normovou teplotní křivkou liší čas selhání spoje po odpadnutí podhledu pouze o 0,45 minut (27 sekund). Model 3 po odpadnutí podhledové desky selhává později než zkoušená konstrukce experimentu. Spoj modelu 4 ztrácí stabilitu po odpadnutí podhledu dříve než

reálná konstrukce experimentu, ale jedná se pouze o 1 minutu 24 sekund. V porovnání s modelem 3 selhává model 4 o 1 minutu 51 sekund dříve. K selhání modelů 3 a 4 by došlo o nepatrný časový údaj dříve, neboť není v programu Atena možné provést tepelnou analýzu již přehřátého průřezu modelu 3 a 4 po odpadnutí podhledové konstrukce v čase 9 minut a 6 sekund.

Po porovnání tepelné analýzy v diplomové práci s reálným experimentem z Nového Zélandu lze závěrem konstatovat, že tepelnou analýzu programem Atena s veškerými uvedenými výpočty považovat za úspěšnou.

8 Závěr

Diplomová práce se zabývá chováním spojů se styčnickovými ocelovými deskami s prolisovanými trny v dřevěných příhradových vaznicích za běžné teploty a za tepelného namáhání. Jedná se o velmi efektivní spoj s vysokou tuhostí. Za běžné teploty je únosnost tohoto spoje závislá na únosnosti styčnickové desky. Z hlediska požární bezpečnosti musí být příhradové vazníky se styčnickovými deskami chráněny protipožární konstrukcí, neboť i požární odolnost tohoto spoje je závislá na styčnickové kovové desce s prolisovanými trny, která se navrhuje v tloušťkách od 0,9 – 2,5 mm.

Hlavní součástí diplomové práce je kapitola 7 – Tepelná analýza spoje programem Atena. V programu Atena byly namodelované 4 typy spoje s různým tepelným namáháním. Tepelné namáhání bylo charakterizované normovou teplotní křivkou (ISO 834) definovanou v programu Atena a parametrickou teplotní křivkou řešeného požárního úseku definovanou v diplomové práci podle ČSN EN 1991-1-2. Dva ze čtyř namodelovaných průřezů nebyly protipožárně chráněny a zbylé dva průřezy byly namodelovány s podhledovou konstrukcí – OSB deskou. OSB deska poskytuje modelům dle výpočtu z ČSN EN 1995-1-2 protipožární ochranu 9 minut a 6 sekund. Výstupy tepelné analýzy programem Ateny jsou grafy závislosti teploty na čase zadaných monitorovacích bodů v síti konečných prvků. V monitorovacích bodech ve styčnickových ocelových deskách bylo zkoumáno, zda a kdy bude naměřena teplota 350 °C (dle dostupné literatury začíná při teplotě 350 °C docházet ke změnám mechanických vlastností oceli) a zda a kdy bude dosaženo kritické teploty ve styčnickových deskách, během které dochází ke ztrátě únosnosti spoje. Kritická teplota $\theta_{a,cr}$ byla stanovena dle ČSN EN 1993-1-2 a je rovna hodnotě 704,7 °C.

Závěrem byly všechny modely porovnány mezi sebou. Tepelnou analýzou byly zjištěny rozdíly mezi naměřenou teplotou během tepelného zatížení normovou a parametrickou teplotní křivkou. Zároveň byly porovnány modely s podhledovou konstrukcí s experimentem z Nového Zélandu. V případě zkoušky z Nového Zélandu byla naměřena požární odolnost spoje 30 minut, v případě tepelné analýzy programem Atena 21,70 a 23,55 minut. Odlišnost těchto naměřených hodnot je dána zejména odpadnutím podhledové konstrukce. V požární zkoušce došlo k odpadnutí podhledové konstrukce v čase 16 minut od začátku zkoušky a v tepelné analýze bylo počítáno s odpadnutím podhledové konstrukce v 9. minutě a 6 sekund od začátku působení tepelného zatížení.

Po zhodnocení výsledků reálného experimentu a výsledků tepelné analýzy kapitoly 7 bylo zjištěno, že spoj se styčnickovými prolisovanými ocelovými deskami vykazuje požární odolnost až 14 minut bez protipožární podhledové konstrukce jak u požární zkoušky, tak i u namodelovaných spojů v programu Atena. Závěrem lze konstatovat, že ač jsou vstupní parametry požární zkoušky a tepelné analýzy diplomové práce odlišné, výsledky jsou obdobné a řešený spoj vykazuje v každém případě požární odolnost 14 minut. Zřejmě je časový rozdíl požární odolnosti malý tím, že desky jsou tloušťky pouze 1 a 1,5 mm a tak i při relativně rozdílných vstupních parametrech je kritická teplota naměřena v namodelovaných průřezích po odpadnutí podhledových konstrukcí v relativně stejných časových hodnotách.

Seznam obrázků

Obrázek 1 - a) plnostěnný lepený vazník; b) vazník příčného průřezu I (1).....	9
Obrázek 2 - c) příhradový vazník sbíjený z hřebíků nebo svorníků; d) příhradový vazník s kovovými deskami s prolisovanými trny (1).....	9
Obrázek 3 - Součinitel průřezu A_m/V nechráněných ocelových prvků z tab.4.2 dle ČSN EN 1993-1-2 (3).....	10
Obrázek 4 – Pohled na ocelové styčnickové desky s prolisovanými trny od firmy Bova (foto autor)	11
Obrázek 5 – Příklad použití spoje v příhradové konstrukci (http://www.asb-portal.cz)	11
Obrázek 6 - Prefabrikovaná konstrukce s ocelovými styčnickovými deskami firmy Mitek Industries (http://www.mitek.cz/)	12
Obrázek 7 - Velkorozponový příhradový vazník společnosti Mitek Industries (http://www.mitek.cz/).....	13
Obrázek 8 - Geometrie spoje se styčnickovou prolisovanou deskou zatíženého silou F a momentem M (7)	17
Obrázek 9 - Standardní zkušební těleso ($\beta = 0^\circ$) (7).....	18
Obrázek 10 - Odvození součinitelů k_1, k_2, α_0 (7)	19
Obrázek 11 - Standardní zkušební těleso T-spoje ($\alpha = 0^\circ$)(7)	19
Obrázek 12 - Odvození součinitele C (7).....	20
Obrázek 13 - Typické plochy $f_{a,\alpha,\beta,d}$ určené: (a) teoreticky, (b) experimentálně (7)	20
Obrázek 14 - Navržený a okótovaný vazník programem Truss, obrázek převzatý z výrobní dokumentace (výstup z programu Truss4)	26
Obrázek 15 - Údaje o zastřešení (vytvořeno na základě výstupu programu Truss4 programem Archicad 19).....	26
Obrázek 16 - Výstup ze statického výpočtu programu Truss4 – pevnosti spon pod EN 1995-1-1 (výstup programu Truss4).....	27
Obrázek 17 - Vzorek před zatížením (10).....	28
Obrázek 18 - Typické porušení spoje (10).....	28
Obrázek 19 - Typické porušené spoje po vytáhnutí ze zatěžovacích čelistí (10)	28
Obrázek 20 - Změna dřeva v průřezu konstrukčního prvku při požáru (6)	31
Obrázek 21 - Průřez nosníků a sloupů před a po namáhání požárem (14)	32
Obrázek 22 - Teplota dřeva pod vrstvou pyrolýzy, požár dle normové teplotní křivky (14).....	34
Obrázek 23 - Vztah mez objemovou tíhou a mírou zuhelnatění dřeva RC (14).....	35

Obrázek 24 - Průřez vystavený ze tří stran požáru po 63 minutách (17).....	36
Obrázek 25 – Skutečný obrázek ohořelého dřeva (foto: Lukáš Blesák).....	36
Obrázek 26 - Tabulka návrhových rychlostí zuhelnatění z ČSN EN 1995-1-2 (15)	37
Obrázek 27 - Hodnoty meze kluzu stavebních ocelí v závislosti na teplotě (12)	39
Obrázek 28 - Hodnoty meze pevnosti v tahu stavebních ocelí (12)	40
Obrázek 29 - Změny pevnosti, meze kluzu a tažnosti v závislosti na teplotě (12).....	40
Obrázek 30 - Průběh modulu pružnosti stavebních ocelí (12).....	41
Obrázek 31 - Tepelná vodivost oceli v závislosti na teplotě (3).....	41
Obrázek 32 - Měrné teplo oceli v závislosti na teplotě (3)	42
Obrázek 33 - Závislost mezi součinitelem průřezu A_m/V nechráněné oceli a časem dosažení kritické teploty oceli $\theta_{a,cr}$ (12)	43
Obrázek 34 - Příhradový vazník s vyznačeným řešeným spojem - styčnick číslo 16 (výstup programu Truss4).....	45
Obrázek 35 - Parametry spon BV 15 podle EN 1995-1-1 (výstup programu Truss4)....	46
Obrázek 36 - Detail spony BV 15 - styčnick číslo 16 (výstup programu Truss4).....	47
Obrázek 37 - Příklady požárních scénářů – nominální teplotní křivky (20).....	48
Obrázek 38 - Normová teplotní křivka	49
Obrázek 39 - 3D pohled na řešený objekt (výstup programu Archicad 19)	50
Obrázek 40 - Půdorysné schéma řešeného požárního úseku (výstup programu Archicad 19).....	51
Obrázek 41 - Schéma pohledu na štítovou stěnu s vazníkem (výstup programu Archicad 19).....	51
Obrázek 42 - Graf teploty plynů parametrické teplotní křivky ve fázi ohřevu.....	55
Obrázek 43 - Graf Parametrické teplotní křivky.....	56
Obrázek 44 - Normová teplotní křivka a parametrická teplotní křivka řešeného požárního úseku.....	57
Obrázek 45 - Normová teplotní křivka a parametrická teplotní křivka požárního úseku s více hořlavými hmotami než u původního požárního úseku (max. teplota ve fázi ohřevu = 1136,96 °C).....	57
Obrázek 46 – Vyznačení teploty 350 °C a kritické teploty $\theta_{a,cr} = 704,7$ °C u normové teplotní křivky a parametrické teplotní křivky	58
Obrázek 47 – Schematický obrázek objektu s jeho rozměry (23)	61
Obrázek 48 - Upevnění vazníku do horního rámu konstrukce (23).....	62
Obrázek 49 - Fotografie zobrazující příhradové vazníky a umístění stropních ocelových lišt (23).....	62

Obrázek 50 - Půdorysné rozmístění vazníků T1 až T5 (23)	63
Obrázek 51 - Fotografie sudů zobrazující boční zatížení u protipožární zdi (23)	63
Obrázek 52 - Schéma objektu se sudy (23).....	63
Obrázek 53 - Betonová pec s hořáky (23).....	64
Obrázek 54 - Osazení objektu nad betonovou pec (23).....	64
Obrázek 55 - Fotografie objektu po selhání podhledové konstrukce (cca 16 minut od začátku experimentu) (23)	65
Obrázek 56 - Graf výsledky měření teploty termočlánky z experimentu (23)	66
Obrázek 57 - Fotografie selhání prostředního vazníku (T3) po experimentu (23)	66
Obrázek 58 - Fotografie selhání vazníku na konci (T5) po experimentu (23).....	67
Obrázek 59 - Fotografie selhání vazníku T2 po experimentu (23).....	67
Obrázek 60 - Schéma vazníku s vyznačeným řešeným styčником č. 16 (výstup programu Truss4).....	68
Obrázek 61 - Graf vztahu teploty a tepelné vodivosti pro dřevo a zuhelnatělou vrstvu z programu Atena (výstup programu Atena)	71
Obrázek 62 - Graf vztahu teploty a tepelné vodivosti pro dřevo a zuhelnatělou vrstvu z ČSN EN 1995-1-2 (15).....	71
Obrázek 63 - Graf vztahu teploty a měrného tepla pro dřevo a dřevěné uhlí z programu Atena (výstup programu Atena)	72
Obrázek 64 - Graf vztahu teploty a měrného tepla pro dřevo a dřevěné uhlí z ČSN EN 1995-1-2 (15).....	73
Obrázek 65 - Normová teplotní křivka (Fire curve ETK, ISO 834) definovaná programem Atena (výstup programu Atena).....	73
Obrázek 66 - Zadání uživatelsky definované teplotní křivky do programu Atena (výstup programu Atena).....	74
Obrázek 67 - Definování parametrické teplotní křivky do programu Atena s vyznačení dosažení maximální teploty v čase 3893 sekund (výstup programu Atena).....	74
Obrázek 68 - Parametrická teplotní křivka ve fázi ohřevu zobrazena programem Atena (výstup programu Atena).....	75
Obrázek 69 - Zadání časového intervalu pro ukládání teplot do programu Atena (výstup programu Atena).....	76
Obrázek 70 - Výstup programu Atena ; naměřené teploty v monitorovacích bodech po 6ti sekundách	76
Obrázek 71 – Příklad výstupu z programu Atena	76
Obrázek 72 – Rozměry a materiál modelu.....	77
Obrázek 73 - Tepelné zatížení modelu 1 normovou teplotní křivkou	78

Obrázek 74 – Vygenerovaná síť konečných prvků a zadané monitorovací body modelu 1	78
Obrázek 75 - Rozložení teploty v průřezu modelu 1 po 15ti minutovém požáru	79
Obrázek 76 - Rozložení teploty v průřezu modelu 1 po 30ti minutovém požáru	79
Obrázek 77 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut naměřených všemi monitorovacími body modelu 1	80
Obrázek 78 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut naměřených monitorovacími body styčnickové desky modelu 1	81
Obrázek 79 - Rozložení teploty v průřezu modelu 1 v čase 3 minuty, tj. těsně před dosažením teploty 350°C ve styčnickových deskách v čase 3,25 minut.....	81
Obrázek 80 - Rozložení teploty v průřezu modelu 1 v čase 14 minut, tj. těsně před dosažením kritické teploty 704,7°C ve styčnickových deskách v čase 14,45 minut.....	82
Obrázek 81 - Rozměry a materiál modelu 2	83
Obrázek 82 - Tepelné zatížení modelu 2 parametrickou teplotní křivkou.....	83
Obrázek 83 – Vygenerovaná síť konečných prvků a zadané monitorovací body modelu 2	84
Obrázek 84 - Rozložení teploty v průřezu modelu 2 po 15ti minutovém požáru	85
Obrázek 85 - Rozložení teploty v průřezu modelu 2 po 30ti minutovém požáru	85
Obrázek 86 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut naměřených všemi monitorovacími body modelu 2	86
Obrázek 87 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut naměřených monitorovacími body styčnickové desky modelu 2	87
Obrázek 88 - Rozložení teploty v průřezu modelu 2 v čase 4 minuty, tj. těsně před dosažením teploty 350°C ve styčnickových deskách v čase 4,04 minut.....	88
Obrázek 89 - Rozložení teploty v průřezu modelu 2 v čase 12 minut, tj. těsně před dosažením kritické teploty 704,7°C ve styčnickových deskách v čase 12,60 minut.....	88
Obrázek 90 - Rozměry a materiál modelu 3	89
Obrázek 91 - Tepelné zatížení modelu 3 normovou teplotní křivkou	89
Obrázek 92 – Vygenerovaná síť konečných prvků a zadané monitorovací body modelu 3	90
Obrázek 93 - Rozložení teploty v průřezu modelu 3 po 30ti minutovém požáru	90
Obrázek 94 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut naměřených všemi monitorovacími body modelu 3	91
Obrázek 95 - Rozložení teploty v průřezu modelu 3 v čase 9 minut, tj. těsně před odpadnutím podhledové konstrukce v čase 9,1 minuty	94
Obrázek 96 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut modelu 3 s vyznačení času selhání podhledové konstrukce - 9,1 minut	95

Obrázek 97 - Rozměry a materiál modelu 4	96
Obrázek 98 - Tepelné zatížení modelu 4 parametrickou teplotní křivkou.....	96
Obrázek 99 – Vygenerovaná síť konečných prvků a zadané monitorovací body modelu 4	97
Obrázek 100 - Rozložení teploty v průřezu modelu 4 po 30ti minutovém požáru	97
Obrázek 101 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut naměřených všemi monitorovacími body modelu 4	98
Obrázek 102 - Rozložení teploty v průřezu modelu 4 v čase 9 minut, tj. těsně před odpadnutím podhledové konstrukce v čase 9,1 minuty	99
Obrázek 103 - Graf závislosti teploty na čase po dobu 30ti minut modelu 4 s vyznačení času selhání podhledové konstrukce - 9,1 minut	101
Obrázek 104 - Geometrické uspořádání a použité materiály namodelovaných průřezů	101
Obrázek 105 - Umístění tepelného namáhání teplotními křivkami u modelů 1 – 4	102
Obrázek 106 - Síť konečných prvků a monitorovací body modelů 1 – 4	103

Seznam tabulek

Tabulka 1 - Tabulka E.4 - Hustoty požárního zatížení $q_{f,k}$ [MJ/m^2] pro různé provozy (19).....	54
Tabulka 2 – Tabulka E.1 - Součinitele δ_{q1} , δ_{q2} (19)	54
Tabulka 3 - Souhrn výsledků z normové a parametrické teplotní křivky	59
Tabulka 4 - Tabulka B.1 - Vztah teplota-tepelná vodivost pro dřevo a zuhelnatělou vrstvu (15).....	70
Tabulka 5 - Tabulka B.2 – Měrná tepelná kapacita a poměr hustoty k hustotě po vysušení u dřeva jehličnatých dřevin C24 pro třídu provozu 1 (15)	72
Tabulka 6 - Porovnání časových hodnot dosažení kritických teplot modelů 1-4	103
Tabulka 7 - Porovnání dosažených teplot v čase 9 minut v monitorovacích bodech u modelů 3 a 4.....	105
Tabulka 8 - Porovnání experimentu z kapitoly 6 s modely 3 a 4.....	106

Literatura

1. **KUPILÍK, Václav.** Spoje dřevěných konstrukcí za požáru. *Střechy, fasády, izolace*. Roč.21, číslo 7-8/2014, str.32-34, 2014, ISSN: 1212-0111.
2. TZB-info stavebnictví, úspory energií, technická zařízení budov. http://www.tzb-info.cz/docu/tabulky/0000/000068_katalog.html. [Online] říjen 2016. [Citace: 19. říjen 2016.] ISSN 1801-4399.
3. *ČSN EN 1993-1-2, Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru*. Praha : Český normalizační institut, 2006.
4. *ČSN EN 1075 (731764): Dřevěné konstrukce – Zkušební metody – Spoje se stýčnickovými deskami s prolisovanými trny*. Praha : Český normalizační institut, 2015.
5. **KADANĚ, Josef.** www.tzb-info.cz. *TZB-info*. [Online] 6. března 2006. <http://www.tzb-info.cz/3117-drevene-prihradove-vazniky-spojovane-stycnikovymi-deskami>.
6. **KUKLÍK, Petr.** *Dřevěné konstrukce*. Praha : 1.vydání; Informační centrum ČKAIT, s.r.o., 2005. ISBN 80-86769-72-0.
7. **KOŽELUH, Bohumil.** *Dřevěné konstrukce podle Eurokódu 5 STEP 1*. Zlín : Ing. Bohumil Koželuh, CSc., KODR, Louky 304, 763 03 Zlín 4, 1998. ISBN 80-238-2620-4.
8. **KRÁL, Martin.** Katalog produktů. *Copyright © 2015 BOVA spol. s.r.o.* [Online] Dostupné z: <http://bova-nail.cz/kategorie-produktu/kovani-drevene-konstrukce/stycnikove-desky/>.
9. *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, 2006.
10. **BLESÁK, Lukáš.** Vplyv lokalneho spevnenia dreva a spojov na posobenie drevenych konštrukcii. *Disertačná práca*. Bratislava : STU v Bratislavě. Stavebná fakulta. Katedra kovových a drevených konštrukcií, 2013.
11. **KUPILÍK, Václav.** *Stavební konstrukce z požárního hlediska*. Praha : Grada Publishing, 2006. ISBN 80-247-1329-2.
12. **NETOPILOVÁ, Miroslava a kol.** *Reakce stavebních výrobků na oheň*. Ostrava : Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství, 2010. ISBN 978-80-7385-093-7.
13. **HUMLAK, Dřevaři.** Hoření dřeva a jeho ochrana proti ohni. <http://drevari.humlak.cz/>. [Online] 2007. http://drevari.humlak.cz/data_web/Data_skola/HUdrev/12.pdf.
14. **WALD, František a kol.** *Výpočet požární odolnosti stavebních konstrukcí*. Praha : Vydavatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03157-8.

15. ČSN EN 1995-1-2, Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru. Praha : Český normalizační institut, 2006.
16. **KUPILÍK, Václav.** *Konstrukce pozemních staveb 80. Požární bezpečnost staveb.* Praha : Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2009. ISBN 9787-80-01-04291-5.
17. **KUKLÍK, Petr.** *Nosné konstrukce za požáru - Dřevěné konstrukce, úvod do problematiky [přednáška].* Praha : ČVUT Fakulta stavební, 2016.
18. **FLEISCHER, Libor.** *Konstrukce. Odborný časopis pro stavebnictví a strojírenství.* [Online] 8. srpna 2012. <http://www.konstrukce.cz/clanek/pozarni-odolnost-ocelovych-konstrukci/>. ISSN 1803-8433.
19. ČSN EN 1991-1-2; Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru. Praha : Český normalizační institut, 2004.
20. **KUPILÍK, Václav.** *Požární prevence [přednáška].* Praha : ČVUT, Stavební fakulta, Únor 2015.
21. **HOROVÁ Kamila, WALD František.** *Tepelná a mechanická zatížení konstrukcí při požáru. TZB-info stavebnictví, úspory energií, technická zařízení budov.* [Online] 23. červenec 2012. <http://www.tzb-info.cz/pozarni-bezpecnost-staveb/8853-tepelna-a-mechanicka-zatizeni-konstrukci-pri-pozaru>. ISSN 1801-4399.
22. ČSN 73 0802 – Požární bezpečnost staveb – Nevýrobní objekty. Praha : Český normalizační institut, 2009.
23. **JESSOP Daniel, ABU Anthony, SPEARPOINT Michael a kol.** *Full-scale Fire Test of a Laterally Loaded Light Timber-framed Compartment. Structures in Fire.* str.700-707, 2016, ISBN: 978-1-60595-320-5.
24. **KUPILÍK, Václav.** *Chování stavebních materiálů při požáru a jejich ochrana [přednáška].* Praha : ČVUT, Stavební fakulta, duben 2015.

Seznam použitých programů

Microsoft Office

Truss4 – <http://www.fine.cz/stresni-konstrukce/>

GID 12.0.8 – <http://www.gidhome.com/>

Atena 5.1.2 – <http://www.cervenka.cz/cz/produkty/>

ArchiCAD 19 – <http://www.graphisoft.com/archicad/>